

GPBE Grupo Português de Betão Estrutural

TÉCNICO LISBOA

ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL 2018

7 A 9 NOVEMBRO DE 2018 – LNEC – LISBOA

ATAS

GPBE Grupo Português de Betão Estrutural

TÉCNICO LISBOA

ENCONTRO NACIONAL

BETÃO ESTRUTURAL 2018

7 A 9 NOVEMBRO DE 2018 – LNEC – LISBOA

ATAS

Editor: **GPBE**

Aviso Legal

A qualidade científica e os conteúdos das comunicações são da inteira responsabilidade dos respetivos autores. O editor não aceita qualquer responsabilidade pela informação contida nas comunicações inseridas na presente publicação.

Nos termos legais em vigor é expressamente proibida a reprodução total ou parcial desta publicação, no seu todo ou em parte, não podendo ser reproduzida ou transmitida por qualquer forma ou processo eletrónico, mecânico ou outros, incluindo cópia, sem autorização expressa do editor.

Copyright © 2018 Grupo Português de Betão Estrutural
AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA
email: gpbe@lnec.pt
www.gpbe.pt/

Editor: GPBE

Edição: 2018

Publicação disponível em: https://be2018.pt/papers/

Descritores: Estrutura de betão / Análise estrutural / Durabilidade de estruturas / Produtos de construção / Processos de construção / Reabilitação de estruturas / Material de construção / Normalização / Impacte ambiental / Congresso

Descriptors: Concrete structure / Structural analysis / Durability of structures / Construction product / Construction process / Rehabilitation of structures / Construction material / / Standardization / Environmental impact / Congress

CDU: 624.07[012.4](063)(469)

ISBN: 978-989-20-9043-6

COMISSÃO ORGANIZADORA

Eduardo Júlio (Presidente)

Ana Sofia Louro
António Costa
António Pinho Ramos
Eduardo Cavaco
Hugo Costa
Inês Flores Colen
João Ramôa Correia
Jónatas Valença
Jorge Alfaiate
José Alexandre Bogas
Luís Oliveira Santos
Paulo Fernandes
Ricardo do Carmo
Sandra Neves
Cristina Ventura

COMISSÃO CIENTÍFICA

Manuel Pipa (Presidente)

Albert de la Fuente
Alexandre Portugal
Ana Sofia Louro
Ângela Nunes
António Abel Henriques
António Bettencourt Ribeiro
António Costa
António Lopes Batista
António Pinho Ramos
António Reis
António Santos Silva
Arlindo Gonçalves
Armando Rito
Augusto Gomes
Carlos Chastre Rodrigues
Carlos Félix
Carlos Martins
Carlos Pina
Carmen Andrade
David Fernández-Ordoñez
Eduardo Cansado Carvalho
Eduardo Cavaco
Eva Oller Ibars
Fernando Branco
Fernando G. Branco
Fernando Stucchi
Hugo Corres
Hugo Costa
Humberto Varum
Jaime Galvez Ruiz
Joan Ramon Casas
João Almeida
João Pires da Fonseca
João Ramôa Correia
João Veludo
Joaquim Barros
Joaquim Figueiras
Jónatas Valença
Jorge Alfaiate
Jorge de Brito
José Alexandre Bogas
José Camara
José Campos e Matos
José Luiz Antunes
José Manuel Catarino
Jose Romo Martin
José Sena Cruz
Júlio Appleton
Lluis Torres
Luciano Jacinto
Luís Bernardo
Luís Câncio Martins
Luís Machado
Luís Oliveira Santos
M. Helena Barros
Mário Pimentel
Miguel Azenha
Miguel Lourenço
Nelson Vila Pouca
Paulo Cachim
Paulo Fernandes
Paulo Helene
Paulo Lobo
Paulo Maranha
Paulo Silveira
Pedro Cabral
Pedro Santos
Regina Souza
Ricardo do Carmo
Rui Faria
Rui Rodrigues
S. Pompeu Santos
Sandra Nunes
Sérgio Lopes
Túlio Bittencourt
Válter Lúcio
Vanderley John

PATROCÍNIOS

Tipo A

Tipo B

Tipo C/D

Tipo E

APOIOS INSTITUCIONAIS

Media Partner

PREFÁCIO

O Encontro Nacional Betão Estrutural 2018 (BE 2018) foi organizado conjuntamente pelo GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural e o Instituto Superior Técnico e decorreu de 7 a 9 de Novembro de 2018, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, cumprindo assim mais um ciclo bienal, iniciado em 1986, com o primeiro Encontro Nacional de Estruturas Pré-Esforçadas, organizado pelo GPPE - Grupo Português de Pré-Esforçado.

Embora tratando-se de um encontro nacional, procurou-se estabelecer pontes entre a comunidade técnica e científica nacional e as suas congéneres de língua oficial portuguesa e espanhola, tendo incluído delegações brasileira, espanhola, angolana e moçambicana, num total de 261 participantes.

O BE 2018 foi concebido em estreito alinhamento com a missão do GPBE, grupo nacional da *fib - fédération internationale du béton*, de se constituir como um fórum privilegiado de divulgação e discussão das realizações mais recentes e inovadoras na área do betão estrutural, contando com três comunicações a convite sobre: o *fib* Model Code 2020, pelo Dr Stuart Matthews, *convenor* do *fib* TG 10.1; a descarbonização do sector do betão e o Laboratório Colaborativo em Tecnologias Sustentáveis do Cimento, pelos Prof. João Bordado e Prof. Rogério Colaço; e os grandes investimentos públicos no sector da construção civil no pós-2020, pelo Eng.º António Laranjo. Promoveu-se ainda o debate de ideias sobre alguns dos assuntos que presentemente mais interessam a Portugal, fomentando a interação com o público, através da realização de três Mesas Redondas sobre: as obras portuárias, moderada pelo Eng.º Fernando Oliveira; a reabilitação urbana, moderada pelo Prof. Júlio Appleton; e a ferrovia, moderada pelo Prof. Manuel Queiró. Para além destas sessões plenárias, tiveram lugar trinta sessões paralelas, desenrolando-se sempre quatro em simultâneo, sobre os quatro grandes temas do Encontro, A - Análise Estrutural, B - Materiais, C - Produtos e Processos e D – Realizações, e uma sessão especial com os candidatos seriados nos cinco primeiros lugares do Prémio Jovens Mestres.

O BE 2018 incluiu ainda a cerimónia de entrega da Medalha de Mérito do GPBE e a cerimónia de entrega do Prémio Jovens Mestres e das quatro menções honrosas e contou com o espaço da Exposição Técnica onde 15 das 27 empresas patrocinadoras do Encontro divulgaram os seus produtos e serviços. De referir ainda o apoio institucional da *fib*, do LNEC, da OE e da OET, essencial ao sucesso desta iniciativa, assim como o apoio da revista Construção Magazine, cujo N.º 87 foi inteiramente dedicado ao BE 2018, e ainda o apoio da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas que, de igual modo, irá dedicar o próximo número ao BE 2018, num total de 18 artigos, selecionados de entre os mais relevantes dos apresentados no Encontro.

Passados os três dias do Encontro, que permitiu juntar académicos e investigadores, projetistas, construtores e outros técnicos em torno do tema do Betão Estrutural, promovendo a partilha de conhecimento, aprofundando contactos existentes e estabelecendo novas sinergias, permanecem para memória e consulta futura as presentes Atas do Encontro, as quais incluem

os artigos resultantes das 179 comunicações aceites para apresentação oral, após revisão atenta por parte dos membros da Comissão Científica.

Eduardo Júlio

Presidente da Comissão Organizadora

Manuel Pipa

Presidente da Comissão Científica

TEMAS

O Encontro BE 2018 foi organizado em torno de quatro temas gerais, englobando aspetos comuns às diferentes áreas de interesse nos domínios de atividade do GPBE:

TEMA 1 – ANÁLISE ESTRUTURAL E NORMALIZAÇÃO

- modelos simplificados de análise estrutural
- modelação numérica avançada
- caraterização experimental
- robustez estrutural
- resiliência estrutural
- comportamento aerodinâmico
- comportamento sísmico
- comportamento ao fogo
- normalização e regulamentação

TEMA 2 – MATERIAIS. DESEMPENHO, DURABILIDADE E IMPACTE AMBIENTAL

- novos cimentos, adições e adjuvantes
- caldas e argamassas
- betões de (ultra-)elevado desempenho
- betões reforçados com fibras
- betões eco-eficientes
- armaduras em aço de elevado desempenho
- armaduras em materiais compósitos

TEMA 3 – PRODUTOS E PROCESSOS. CONSTRUÇÃO E REABILITAÇÃO

- novos produtos pré-fabricados
- novos processos construtivos
- monitorização da integridade estrutural
- métodos de inspeção in situ
- sistemas de gestão de ativos
- análise do ciclo-de-vida
- proteção de estruturas de betão
- reparação de estruturas de betão
- reforço de estruturas de betão

TEMA 4 – REALIZAÇÕES. CONSTRUÇÃO E REABILITAÇÃO

- barragens
- cascas
- edifícios
- fundações
- obras ferroviárias
- obras portuárias
- pontes e viadutos
- reservatórios e silos
- túneis

INDICE

SESSÃO PLENÁRIA 1

fib Model Code 2020 and Existing concrete structures – Assessment, through-life care & interventions 2
Stuart Matthews

SESSÃO 1A – Realizações. Construção e reabilitação

Os projetos das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro 19
Domingos Silva Matos, Graça Maria Moura, José Carlos Paixão e Gilberto Silva Monteiro

A monitorização estrutural das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro 29
João Gomes Cunha, José Piteira Gomes, Graça Maria Moura e António Batista

A construção das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro 39
Júlio Gonçalves, Armando Camelo, Alexandre Gomes e Ricardo Pimentel

Estudos de apoio ao projeto da barragem do Baixo Sabor realizados pelo LNEC na vertente estrutural 49
José Vieira de Lemos, Romano Câmara, Sérgio Oliveira e José Muralha

Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor – Central e circuitos hidráulicos do Baixo Sabor 59
Manuel Morais Sarmento, Artur Andrade e Celso Lima

Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor – Central do Feiticeiro 71
Maria Eugénia Resende, Rui Almeida e Artur Andrade

SESSÃO 1B – Análise Estrutural e Normalização

Dimensionamento otimizado de vigas em concreto armado com diferentes condições de apoio 83
Charles Jaster de Oliveira, Isabele Antonelli e Monique C. de Azevedo Rodrigues

Dimensionamento estrutural de edificação com diferentes tipos de betão leve 94
Ivan Santos Dortas, Yuri Sotero Bomfim Fraga, Luiz Henrique Pereira Santos, Lucas de Paula Vasques e César Douglas Bezerra Dos Santos

Estudo da Influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal 103
André Furtado, Hugo Rodrigues, Nelson VilaPouca, Humberto Varum e António Arêde

Efeito do confinamento e da redistribuição de momentos no comportamento de lajes fungiformes 113
Ricardo Faria, Rui Marreiros, António Ramos e Gonçalo Antunes

Modelagem do comportamento estrutural de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos 123
Gabriela B. M. L. Albuquerque, João Paulo C. Rodrigues e Valdir Pignatta Silva

Extensão do GSVATM para vigas de betão armado sujeitas à torção combinada com esforço axial 133
Cátia Taborda, Jorge Andrade e Luís Bernardo

SESSÃO 1C – Análise Estrutural e Normalização

Avaliação de resultados de ensaios cíclicos alternados sobre varões de aço para betão armado.... 144
António M. Baptista e João Filipe

Extensão total na força máxima de varões de aço para betão armado. Análise da sua distribuição estatística nas duas últimas décadas 154
António M. Baptista e João Filipe

Deslocamentos transversais em serviço de pilar de concreto armado submetido a carregamento de curta duração com pequena excentricidade 164
Sebastião Pereira, Milton Dias, Élvio Piancastelli, Thiago Bortone e Elves Fariasi

Método experimental para o estudo do efeito combinado de cargas aplicadas e retração impedida em lajes de betão armado 172
José Gomes, Miguel Azenha, José Granja, Rui Faria, Carlos Sousa, B. Zahabizadeh, A. Edalat-Behbahani, Dirk Schlicke e Carlos Rodrigues

Ductilidade de vigas de BA: Influência do tipo de armadura..... 182
Sérgio Lopes e A. V. Lopes

Resistência ao Punçoamento de Bordos de Lajes de Betão Armado 197
A.V. Lopes e Sérgio Lopes

SESSÃO 1D – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Análise das vantagens do uso de concretos com maiores resistências no dimensionamento de edifícios 211
G. M. Fregonezi, W. W. Wutzow e R. D. Vanderlei

Proteção de edifícios contra explosões através do reforço dos elementos estruturais com novas camadas de betões especiais 221
David Nabais, Luís Cardoso, Gabriel Gomes e Eduardo Júlio

Durabilidade de betões reforçados com nanotubos de carbono de parede múltipla 231
Ana Carriço, José A. Bogas, Hawreen Ahmed e Mafalda Guedes

Durabilidade de um material cimentício de ultraelevado desempenho reforçado com fibras metálicas 241
Ana Mafalda Matos, Sandra Nunes, Carla Costa e José Aguiar

Modelação da anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC 251
Mário Pimentel, Aurélio Sine, Amin Abrishambaf e Sandra Nunes

Comportamento à flexão de elementos híbridos RC-UHPFRC no contexto da reabilitação e reforço de estruturas 261
Aurélio Sine, Mário Pimentel, Sandra Nunes e Amin Abrishambaf

SESSÃO 2A – Realizações. Construção e reabilitação

Seismic hazard for dams in southern Spain – Application to dams with height larger than 60m and capacity of reservoir larger than 13.5km^3 272
Enrico Zacchei

Alteamento e reabilitação estrutural da barragem de Bou Heurtma 280
Paulo Soares, Rui Rodrigues, Cristina Costa e José Cruz Morais

Reabilitação estrutural da barragem de Laroussia 290
Paulo Soares, Rui Rodrigues, Cristina Costa e José Cruz Morais

Projeto e Construção da Barragem de Laúca 300
Sérgio Kraemer, Nuno Nunes, Cristina Costa, Acácio Santo, Elias Estêvão e Marcus Azeredo

Análise e interpretação do comportamento observado da Barragem do Baixo Sabor durante o primeiro enchimento da albufeira 311
José Piteira Gomes, António Lopes Batista e João Conde Silva

SESSÃO 2B – Análise Estrutural e Normalização

Análise Comparativa de Regulamentação Internacional em Ações de Tráfego Rodoviário 322
João Marrana, Nelson Vila Pouca e José Lello

Comparação das tolerâncias da Regulamentação Europeia (EC2 e Norma NP EN 13670) com as do REBAP 333
Catarina Fernandes, João Vinagre e Cristina Pereira

Calibração de coeficientes parciais de segurança 342
Luciano Jacinto, Luís O. Oliveira Santos e Luís C. Neves

Comportamento das lajes fungiformes de edifícios com ou sem inclusão do pré-esforço de acordo com a norma Europeia 1992 versus MC2010 350
Adão António Domingos, Resende Nsambu e José Câmara

Design of fastenings for use in concrete in accordance with EC2, Part 4 (EN 1992-4) 361
Yujie Li, Joana Oliveira e François Regnier

Execução de estruturas de betão – Será a EN 13670 suficiente? 370
Arlindo Gonçalves e Manuel Vieira

SESSÃO 2C – Análise Estrutural e Normalização

Avaliação da aderência entre o aço e o concreto a partir da contaminação superficial das barras com agente desmoldante 379
Vinissius Wendt e Jeferson Patzlaff

Influência da temperatura na aderência entre betão e laminados de fibras de carbono instalados em rasgos pela técnica NSM 389
Adriana S. Azevedo, Miguel S. Oliveira, João P. Firmo e João R. Correia

Influência da temperatura elevada na aderência entre betão e varões em compósito GFRP nervurados – ensaios de arrancamento 399
Inês C. Rosa, Pietro Mazzuca, João P. Firmo e João R. Correia

Influence of elevated temperatures on epoxy adhesive used in CFRP strengthening systems 409
Maria G. Roquette, João P. Firmo, João R. Correia and Adriana S. Azevedo

Efeito da temperatura elevada na aderência entre betão e varões de GFRP com acabamento superficial em areia – Ensaios de arrancamento e determinação de leis tensão de aderência deslizamento 419
Inês C. Rosa, João P. Firmo, João R. Correia e Joaquim A. O. Barros

Lajes de betão armadas com varões de GFRP com acabamento a areia: estudo experimental e simulação numérica 429
Wallace M. Souza, Inês C. Rosa, João P. Firmo, João R. Correia, Pedro Santos e João Almeida

SESSÃO 2D – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Microstructural analysis of cement paste: experimental and numerical investigation 440
Hadi Mazaheripour, Amin Abrishambaf, Rui Faria, Miguel Azenha e Guang Ye

Caracterização mecânica de argamassas produzidas com cimento reciclado de baixo carbono termicamente reativado 450
Alexandre Bogas, Ana Carriço e Manuel Pereira

Valorização de resíduos de biomassa e da extração de pedra natural no fabrico de betão autocompactável 460
Gemma Rojo-López, Sandra Nunes, Fernando Martínez-Abella e Belén González-Fonteboa

Cimentos de baixa emissão de CO2 com incorporação de misturas de resíduo caulinítico e calcário 470
Euler Arruda, Jefferson Lima e Márcio Barata

Quantificação das fases vítrea e cristalina das cinzas volantes por dissolução seletiva com ácido fluorídrico 481
R. Cunha Reis, Manuel J. P. Ribeiro, João C.C. Abrantes e Aires Camões

Avaliação do comportamento mecânico de um novo ligante hidráulico amorfo de rácio Ca/Si = 1.1 491
Mariana Pinha, Hugo Costa, Rodrigo Santos, João Pereira, Ricardo B. Horta, Rogério Colaço e Eduardo Júlio

SESSÃO 3A – Produtos e Processos. Construção e reabilitação

Utilização da plataforma Arduino para monitoramento de deformações e deslocamentos em viga de concreto armado 502
Joao Batista Lamari Palma E Silva, Ana Elisabete Jacintho, Nadia Cazarim Forti e Lia Lorena Pimentel

Controle tecnológico do concreto e suas repercussões na avaliação da confiabilidade de pilares de concreto armado 512
Fábio Magalhães, Mauro Real e Luiz Carlos Silva Filho

Monitorização da integridade estrutural: técnicas de deteção de dano aplicadas a um modelo laboratorial 522
Lucas Corrêa C. de Lima, Carlos Rodrigues e Carlos Félix

Métodos de identificação modal no domínio do tempo Testes numéricos e aplicação à Barragem do Cabril 532
Matilde Freitas, Ana Prior e Sérgio Oliveira

Monitorização dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão nas pontes do Criz II e de São João das Areias 542
Luís Oliveira Santos, Min Xu e Luis Freire

Sensores de betão com adição de negro de fumo 550
Emanuel Pereira e Paulo Cachim

SESSÃO 3B – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Estimativa semi-probabilística da vida útil de betões estruturais de agregados leves sujeitos a corrosão induzida por carbonatação 559
Sofia Real e José Alexandre Bogas

Análise da microdureza de matrizes cimentícias com materiais pozolânicos 569
Carla Mabel Medeiros de Albuquerque E Silva, Yuri Sotero Bomfim Fraga, Ivan Santos Dortas, Luiz Henrique Pereira Santos e César Douglas Bezerra Dos Santos

Efeito da carbonatação na difusão de cloretos através de misturas cimentícias com cinzas volantes 579
Raphaele Malheiro, João Pinto, Aires Camões e Gibson Meira

Caracterização e incorporação de cinzas volantes de biomassa em argamassas 588
Elisabete Teixeira, Aires Camões e Fernando Branco

Influência da adição de pozolanas naturais e de cinzas de combustão no desempenho de betões eco-eficientes com baixo teor de cimento 598
Keila Robalo, Hugo Costa, Ricardo do Carmo e Eduardo Júlio

Desenvolvimento de Método para Ensaio de Difusão com Variação do Grau de Saturação em Concretos Revestidos com Argamassa 608
Franklin Luiz Fonseca, Jorge Luiz Saes Bandeira, André Tavares da Cunha Guimarães, Margarete Regina Freitas Gonçalves

SESSÃO 3C – Análise Estrutural e Normalização

Relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência dos aços de varões para armaduras de betão armado. Análise da sua distribuição estatística nas duas últimas décadas 619
António M. Baptista e João Filipe

Fios de aço para pré-esforço. Controlo da sua ductilidade através de ensaios de dobragem alternada no âmbito de ações de certificação 629
António M. Baptista e João Filipe

Método alternativo para avaliação da aderência de varões nervurados de acordo com as Especificações LNEC 639
Ana S. Louro, Manuel Pipa e António M. Baptista

Compósitos cimentícios armados com fios de carbono – Avaliação experimental da armadura mínima de tração 650
Diogo Felicíssimo e Rui Neves

Influência da resistência do betão e da rigidez e rugosidade dos agregados nas resistências à compressão e à tração da ITZ agregados/matriz ligante 660
Tiago Simões, Hugo Costa e Eduardo Júlio

Determinação de coeficientes de rugosidade de interfaces betão-betão através de ensaios de corte inclinado de ângulo variável 670
José Maria Raposo, Luís Costa Neves e Eduardo Júlio

SESSÃO 3D – Análise Estrutural e Normalização

Metodologia para a previsão da resistência do betão de barragens usando modelos analíticos 681
Carlos Serra, António Lopes Batista, Nuno Monteiro Azevedo e João Custódio

Modelação da fendilhação por origem térmica de uma barragem de betão em arco 691
Nuno Monteiro Azevedo, Eloisa Castilho, Noemi Schclar Leitão, Maria Luísa Braga Farinha e Romano Câmara

Modelos de elementos discretos na determinação da forma de cascas 701
Vítor Dias Da Silva e Tatiana Sá Marques

Desenvolvimento de uma metodologia para a simulação do efeito das serpentinas de refrigeração: Aplicação a uma barragem abóbada durante a construção 711
José Conceição, Rui Faria, Miguel Azenha e Manuel Miranda

Modelos de contacto com enfraquecimento na análise de estabilidade de barragens gravidade 721
Patrícia Lopes Reis, Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha e João Rocha de Almeida

SESSÃO 4A – Realizações. Construção e reabilitação

Pavilhão João Rocha em Lisboa – Estrutura de betão armado 732
Nuno Travassos, Rui Pombo, Hugo Rodrigues e João Appleton

Inelastic static analysis to estimate the displacement performance for pile-supported wharves 742
Enrico Zacchei, Pedro Lyra e Fernando Stucchi

Análise multicritério para apoio à decisão em intervenções de obras marítimo-portuárias: Estudo de quebra-mares de talude de blocos de betão e enrocamento 751
Rodrigo Giollo, Maria João Falcão, Rute Lemos e Paula Couto

Terminal de contentores - Muro cais e tratamento terrenos 761
Rui Tomásio, Alexandre Pinto e António Cristóvão

Edifício Batista Russo em Lisboa. Reabilitação e Reforço Estrutural 771
José Delgado, Rui Barreiros e Jorge Francisco

A cúpula de betão e a conclusão das obras de Santa Engrácia 783
Adriana Monteiro, António Sousa Gago e Eduardo Júlio

SESSÃO 4B – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Análise da implementação da metodologia BIM no projecto de estruturas 794
Alcinia Zita Sampaio, João Nuno Novais e João Diniz Oliveira

Estado de Arte sobre a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) das Estruturas de Concreto Armado 803
Ricardo Bento e João Adriano Rossignolo

Análise do consumo de betão e aço em blocos de fundação 813
Ana Carolina Reis Lozovey e Fernanda João

Comportamento bifásico de betões estruturais de agregados leves sujeitos a carbonatação 823
Sofia Real e José Alexandre Bogas

Definição de um Sistema de Gestão de Ativos aplicado a Instituições Públicas de Investigação 834
Catarina Simões, Maria João Silva e Paula Couto

Carbonation and Environmental Impact of Concrete 844
Isabel Martins e Arlindo Gonçalves

SESSÃO 4C – Análise Estrutural e Normalização

Análise numérica e experimental de blocos de fundação com cálice embutido 853
Rodrigo Barros, Fabiana Stripari Munhoz, José Samuel Giongo e Daniel Nelson Maciel

Avaliação de tipologias de modelos de escoras e tirantes através de análise de fiabilidade 863
J.C. Pantoja, H. Varum e A.B. Henriques

Influência da distribuição transversal de armaduras longitudinais junto ao pilar na resistência ao punçoamento 873
Ricardo Faria, Catarina Jesus, Rui Marreiros e António Ramos

Análise da estabilidade da via balastrada num viaduto com tabuleiro misto aço-betão para tráfego de comboios de alta velocidade 883
Artur Silva, Gonçalo Ferreira e Rui Calçada

Confiabilidade em Estruturas de Concreto Armado: Estudo Comparativo entre Análises no Estado Limite Último e por Segurança Global 893
Claudia Interlandi, Luiz Fernando Martha e Sergio Hampshire C. Santos

Avaliação do desempenho de pontes rodoviárias segundo indicadores de robustez e risco face a erros de projeto e construção 903
Neryvaldo Galvão, José C. Matos e Daniel V. Oliveira

SESSÃO 4D – Realizações. Construção e reabilitação

Análise térmica de barragens de betão em fase de exploração – aplicação à barragem do Alto Rabagão 914
Eloísa Castilho, Nuno Monteiro Azevedo, Noemi Schclar Leitão, Luísa Braga Farinha e Romano Câmara

Análise do Comportamento de Barragens de Betão tendo em conta o Efeito das Expansões. Modelos de Separação de Efeitos do tipo HSCT 924
Miguel Rodrigues e Sérgio Oliveira

Monitorização de deslocamentos em grandes barragens utilizando GNSS. Aplicação à barragem do Cabril 934
Rodrigo Morais, Sérgio Oliveira e José Nuno Lima

Comportamento de barragens abóbada para o cenário de decréscimo da resistência. Utilização de um modelo de dano desenvolvido em MATLAB 944
André Alegre, Sérgio Oliveira e Margarida Espada

Análise e interpretação do comportamento observado da barragem de Pretarouca durante o primeiro enchimento da albufeira e o primeiro período de exploração 954
Ivo Figueiredo Dias, António Lopes Batista e José Boal Paixão

SESSÃO 5A – Realizações. Construção e reabilitação

Linha de Évora. Troço Évora Norte – Linha do Leste. Obras de Arte Especiais 965
Paulo Jorge Osório Tavares

Management of highway bridges affected by delayed ettringite formation pathology 974
Nicolas Bardou

Reabilitação, Reforço Estrutural e Aumento de Segurança em Viadutos de Auto-Estradas 984
Pedro Cabral, Susana Bispo e Armando Rito

O Projecto e a Construção da Ponte sobre o Rio Cuito, em Angola 994
Luis Xavier, Pedro Cabral e Armando Rito

Reabilitação e Beneficiação da Ponte sobre o Rio Arda, em Pedorido 1005
Francisco Virtuoso e Augusto Gomes

SESSÃO 5B – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Avaliação da sustentabilidade de colunas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha 1016
António Duarte, Nuno Silvestre, Jorge de Brito, Eduardo Júlio e José Silvestre

Dimensionamento de colunas curtas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha submetidas a flexão cíclica composta com compressão 1026
António Duarte, Nuno Silvestre, Jorge de Brito e Eduardo Júlio

Betões eco-eficientes com baixo teor de cimento e com agregados reciclados provenientes de resíduos de construção e demolição 1036
Keila Robalo, Hugo Costa, Ricardo do Carmo e Eduardo Júlio

Avaliação da durabilidade de betões auto-compactáveis produzidos com agregados reciclados provenientes da indústria de pré-fabricação 1046
Sara Santos, Pedro Raposeiro da Silva e Jorge de Brito

Avaliação da resistividade elétrica no concreto com agregados graúdos reciclados cerâmicos ... 1056
Felipe Reis e Paulo Sérgio

Resistência ao corte de betões com agregados finos reciclados 1066
Diogo Semedo, Luís Evangelista e Jorge de Brito

SESSÃO 5C – Análise Estrutural e Normalização

Integración de OpenSees en el software de CYPE 1077
Javier Pereiro-Barceló e Manuel Fernández-Baños

Comprobación por software de anclajes a elementos de hormigón 1085
Javier Pereiro-Barceló

Modelos de partículas para simulação de ensaios deformabilidade diferida do betão considerando explicitamente a mesoestrutura 1095
Carlos Serra, Nuno Monteiro Azevedo, António Lopes Batista e Noemi Schclar

Análise de vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural com modelos combinados de campos de tensões (1D/2D) 1105
Miguel Pedrosa Ferreira, João F. Almeida e Miguel Sério Lourenço

Metodologia probabilística para avaliação de edificações com estrutura existente em betão armado 1115
João Pantoja, Humberto Varum e António Abel Henriques

SESSÃO 5D – Análise Estrutural e Normalização

Comportamento de ancoragens de pré-esforço por aderência para o reforço de estruturas de betão às ações sísmicas 1126
Tiago Vilhena, Válter Lúcio, Carla Marchão e Helisa Muhaj

Seismic strengthening of RC beams using post-tensioning with anchorages by bonding 1136
Helisa Muhaj, Carla Marchão, Válter Lúcio e Ana Rita Gião

Seismic assessment of framed structures reinforced with superelastic shape memory alloy 1146
Mohamed Abdelaziz e Mohamed Gomaa

Comportamento à compressão de pilares circulares de betão confinados por sistemas compósitos de FRP híbridos 1156
Filipe Ribeiro, José Sena-Cruz, Fernado Garrido Branco e Eduardo Júlio

Estudos numéricos de lajes de betão armado reforçadas à flexão com laminados de CFRP pré esforçados 1166
Luís Correia, José Sena-Cruz e Paulo França

Efeito da temperatura no comportamento de ancoragens mecânicas para confinamento transversal de FRP 1176
José Sena-Cruz, Luís Correia e Cristina Barris

SESSÃO 6B – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Betão antigo e equipamento de ensaio: Museu de Engenharia Civil 1187
Alcinia Zita Sampaio

Betões de edifícios galardoados com o Prémio Valmor de Arquitectura. Caracterização e contributos para a sua salvaguarda 1195
Luís Almeida, António Santos Silva, Maria do Rosário Veiga, José Mirão e Manuel Vieira

Caracterização Experimental de Betões Pré-misturados sem Adição de Água 1205
Carolina Freitas, Paulo Silva Lobo e Miguel Guimarães

Avaliação dos resultados de resistência à compressão de betão pronto produzido em centrais portuguesas 1215
João Pacheco, Jorge de Brito, Carlos Chastre e Luís Evangelista

Adequação de ensaio de permeabilidade de concreto permeável em corpos de prova prismáticos 1225
Arthur Aviz, Jayme Ribeiro e Luciana Cordeiro

Estudo paramétrico da armadura mínima requerida para controlo da fissuração, em elementos de BA espessos restringidos, baseada em análises termo-higro-mecânicas 1234
Carlos Sousa, Miguel Azenha, Cláudio Ferreira e Rui Faria

SESSÃO 6C – Produtos e Processos. Construção e reabilitação

Previsão da capacidade de suporte de fundações profundas e análise dos materiais em relação às estacas hélice contínua 1245
Ana Carolina Reis Lozovey e Fernea Aparecida João

Ambiente corrosivo: análise da deposição de cloretos e perspectiva da vida útil das estruturas de concreto armado em Aracaju/SE/BR 1255
Ana Prata, Carlos Carvalho e Francisco Lopes

Levantamento de anomalias para a reabilitação estrutural e funcional de edifícios de betão armado 1265
José Dias, António Santos, Armando Pinto, António Coelho, Luís Matias e Teresa Santos

Medição da corrosão de estruturas de betão armado com recurso à fotogrametria 1275
Eduardo Cavaco, Rui Pimenta e Jónatas Valença

Considerações sobre o uso da Biocimentação para Reparação de Fendas em Vigas de Betão Armado 1285
Rafaela Cardoso, António Monteiro, Gabriel Monteiro e Inês Flores-Colen

Influência da textura da superfície do furo e do nível de confinamento na capacidade resistente de ligações seladas no reforço de fundações com microestacas 1295
David Marques, João Veludo e Pedro Santos

SESSÃO 6D – Materiais. Desempenho, durabilidade e impacte ambiental

Desenvolvimento do Ultra High Performance Reinforced Concrete (UHPFRC): uma proposta prática 1308
Rosangel Rojas, Christa Ckorzenowski, Jose R. Yepez, Luiz C. Pinto, Américo Campos F. e Ronaldo Beraldin

Influência da corrosão no comportamento pós-fendilhação do betão reforçado com fibras de aço recicladas 1318
Cristina Frazão, Joaquim Barros, José Bogas e Delfina Gonçalves

Numerical analysis for steel-fiber-reinforced concrete as a homogeneous material 1328
Caio Matos e Aline Ramos

Otimização de um betão auto-compactável reforçado com fibras para a indústria de prefabricação 1340
Paulo Fernandes, Hugo Rodrigues, João Veludo, João Baptista e Nuno Almeida

Energia de Fratura Interna a Altas Temperaturas de Betões Fibrosos de Alta Resistência b 1350
Hugo Caetano e João Paulo C. Rodrigues

SESSÃO 7A – Realizações. Construção e reabilitação

Reforço Sísmico do Viaduto do Fonte Nova na 2ª Circular de Lisboa 1361
Júlio Appleton, António Costa, João Sousa Dias e João Paulo Costa

Confronting the historical with the contemporary, a proposal for the new Alcantara Bridge 1172
Jose Romo, Javier León e Julio Sánchez

Reabilitação e Beneficiação da Ponte de São João das Areias 1382
Augusto Gomes e Francisco Virtuoso

Building the two largest High-Speed Railway arch bridges in the world with fully autonomous MMS 1392
António Póvoas e Joana Delgado

Análise do colapso de um viaduto em concreto pré-esforçado: Viaduto Batalha dos Guararapes .. 1402
Sebastião Salvador Real Pereira, Hermes Carvalho e Victor Roberto Verga Mendes

SESSÃO 7B – PRÉMIO JOVENS MESTRES

Innovative building protection system against blast loads consisting of reinforced concrete facade panels supported by thin-walled steel energy absorption connectors 1413
Vítor Pereira, Eduardo Júlio e Gabriel Gomes

Seismic analysis of structures: stress-resultant interaction based on response spectra 1423
Ana Rita Tomaz

Comportamento à flexão de vigas de betão eco-eficientes e de ultra-elevada durabilidade 1433
Ricardo Martins, Ricardo do Carmo, Hugo Costa e Eduardo Júlio4

Pontes do tipo “Stress Ribbon” – Concepção e dimensionamento 1443
Rita Almeida, Miguel Ferraz e Renato Bastos

Estruturas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP: caracterização da aderência e do comportamento em flexão 1453
Sérgio Soares

Análise da estabilidade da via num viaduto ferroviário para tráfego de comboios de alta velocidade 1463
Artur Silva

Design of a pre-stressed bridge deck with ultra-high performance concrete (UHPC) 1474
Rui Valente

Análises de placas de betão pré-esforçado com base no modelo de treliça com amolecimento .. 1484
Ana Rita Lyrio, Luís Bernardo e Bernardo Horowitz

SESSÃO 7C – Produtos e Processos. Construção e reabilitação

Método de restauro para superfícies lisas em betão colorido 1495
Judite Miranda, Jónatas Valença e Eduardo Júlio

Inspection and rehabilitation of fire-damaged reinforced concrete structures with NSM-CFRP strips 1506
Ana S. Vieira, João P. Firmo e João R. Correia

Preventive and curative measures in heritage buildings due to settlements risk with consequent degradation of their masonry walls 1516
José Dias

Avaliação do desempenho de resinas epoxídica em reparos de concreto à base de cimento Portland 1526
Luiz A. Modesti, Alexandre S. Vargas e Eduardo L. Schneider

Análise de três soluções para proteção de estruturas sujeitas a explosões 1536
Válter Lúcio, Gabriel Gomes e Cornel Cismasiu

SESSÃO 7D – Análise Estrutural e Normalização

Comportamento ao fogo de lajes de betão armadas com varões de GFRP: estudo experimental . 1547
Inês C. Rosa, Pedro Santos, João P. Firmo e João R. Correia

Resposta sísmica de barragens abóbada. Estudo numérico sobre a influência da cota de água na albufeira 1556
André Alegre, Sérgio Oliveira, Rafael Ramos e Margarida Espada

Análise de elementos de Betão Armado expostos ao incêndio após um sismo 1566
Hugo Vitorino, Hugo Rodrigues e Carlos Couto

Efeito da Temperatura Ambiente na Resposta Sísmica de Estruturas de BA com Juntas Ligadas com SMA 1576
Pedro Nunes e Paulo Silva Lobo

Resposta da ligação pilar-laje fungiforme sujeitas a ações horizontais cíclicas reforçadas com estribos 1586
André Almeida, António Ramos, Rui Marreiros, Válter Lúcio e Ricardo Faria

SESSÃO 8A – Realizações. Construção e reabilitação

Grande Auditório da Nova SBE em Carcavelos - Um Projeto em Betão Estrutural de Geometria Singular 1597
André Biscaya, José Oliveira Pedro e António Barreiros Ferreira

Edifício FPM41 1607
Miguel Sério Lourenço, João F. Almeida e José N. Câmara

Estruturas e Fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa 1619
Júlio Appleton, António Costa, Nuno Travassos e Hugo Rodrigues

Hotel Savoy: Conceção e Projeto 1631
José Câmara, Filipe Reis e André Fonseca

Edifícios Liberdade 203 em Lisboa 1643
João Almeida, David Gama e Miguel Lourenço

Basílica do Divino Pai Eterno – Estrutura do Corpo Central 1653
Filipe Conceição

SESSÃO 8B – Produtos e Processos. Construção e reabilitação

Desenvolvimento de painel sanduíche multifuncional para reabilitação sustentável de edifícios porticados de betão armado: caracterização de componentes 1665
Christoph de Sousa, Joaquim Barros, João Ramôa Correia, Delfina Gonçalves e Miguel Azenha

Fabrico e Aplicação de Betão Branco Estrutural Leve com Agregados de Cortiça no Terminal de Cruzeiros de Lisboa 1674
Jorge Galvão, Vitor Vermelhudo, Ricardo Ribeiro e Ângela Nunes

Análise experimental de ligações pilar-pilar em torres treliçadas em concreto pré-moldado para suporte de geradores eólicos 1687
David Martins, Sueli Souza, Válter Lúcio, Carlos Chastre e Luiz Souza

Associação de múltiplos conectores tipo Perfobond para ligações aço-betão 1697
Luís Costa Neves, Pedro Vellasco, Carlos Neto e Luciano Lima

Análise da viabilidade técnica da reutilização de resíduos de pedras ornamentais na fabricação de blocos de gesso sustentáveis 1707
Victor Valério Landim da Silva, Gastão Coelho de Aquino Filho e Cicero Joelson Vieira Silva

Requisitos de Controle de Qualidade para Produção de Painéis Estruturais Pré-fabricados de Concreto 1719
Karin Cangela Grabner e Maurício Silveira Martins

SESSÃO 8C – Produtos e Processos. Construção e reabilitação

Avaliação da ponte de ligação no ensaio de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado 1730
José E. F. de Borba Júnior, Débora A. B. de Medeiros, Rodrigo M. da Silva, Tatiana A. E. Ewen e Timóteo C. Tarão e Victor H. D. de Oliveira

Desenvolvimento de plataforma robótica aérea integrada em ROS para inspeção de pontes de betão 1738
André Araújo, Jónatas Valença, Micael Couceiro e Eduardo Júlio

Mapeamento de fendilhação em estruturas de betão através de classificação automática de imagem 1748
Bruno Oliveira Santos, Jónatas Valença e Eduardo Júlio

Utilização da termografia para monitoramento de patologias presentes em pontes e viadutos 1758
José E. F. de Borba Júnior, David de S. T. da Silva, Rodrigo M. da Silva, Julio S. do N. Mamede, Gustavo R. de S. Silva e Victor H. D. de Oliveira

NDT techniques for the analysis of anomalies related with durability - Heritage buildings with masonry walls and confining concrete elements 1767
José Miranda Dias, Maria João Henriques, Luís Matias, Maria Sofia Ribeiro e Sónia Raposo

Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais 1777
Jónatas Valença, Bruno Oliveira Santos e Eduardo Júlio

SESSÃO 8D – Produtos e Processos. Construção e reabilitação

Avaliação das condições de segurança da Ponte-Cais do Porto de Pemba por meio de ensaio de carga de curta duração 1787
Rafael Miguel Mabunda, Filda Miguel Langa e Américo Ocua Dimee

Ensaios dinâmicos e modelação da ponte sobre o rio Itacaiúnas 1797
Laura Souza, Romulo Antonio Chaves Lopes, Eloi Figueiredo, Dragos Ionut Moldovan, Jorge Antonio Moraes de Souza, Jairo de Jesus Rabelo, Ronyere Ferraz Moreira de Sousa, Plínio Glauber Carvalho dos Prazeres e João Crisóstomo Weyl Albuquerque Costa

Resistência última à flexão de lajes alveolares protendidas 1807
Sebastião Pereira, Milton Dias, Élvio Piancastelli, Thiago Bortone e Elves Faria

Comportamento dinâmico da laje de betão armado de um viaduto ferroviário com solução estrutural mista aço-betão 1814
Joel Malveiro, Carlos Sousa, Diogo Ribeiro e Rui Calçada

Ensaios dinâmicos ambiente para avaliação dos danos na Ponte Antiga da Foz do Dão 1824
Min Xu, Luís Oliveira Santos e Manuel Pipa

Sessão Plenária 1

fib Model Code 2020 and existing concrete structures - Assessment, through-life management & interventions



Stuart Matthews [1]



Tamon Ueda [2]

ABSTRACT

The *fib* (*Fédération Internationale du Béton*) is preparing a new *fib Model Code for Concrete Structures*, under the working title of Model Code 2020 (MC2020). It will be a single code dealing with both new and existing concrete structures, that is both the design of new structures and the various activities associated with the assessment, interventions upon and the through-life management and care of existing concrete structures. This is an ambitious project which will build upon the achievements of the current *fib* Model Code for Concrete Structures - *fib* Model Code 2010 (MC2010) (2013) and its treatment of activities for the conservation / improvement of existing concrete structures.

The improved technical capabilities envisaged by MC2020, including new and extended material and structural models, should allow better tools for the evaluation of the current condition of existing concrete structures and more realistic prognoses of their future condition /performance. Such advances should enable better judgements to be made about how the structures may behave in service, the level of structural reliability they may be expected to have and what measures / interventions / protections may be appropriate to restore and / or enhance their performance / extend their useful life. These enhancements will contribute to improving the management and through-life care of concrete structures.

In addition to describing how the current provisions for the assessment and conservation of existing concrete structures will be extended and improved, the paper also discusses MC2020's treatment of intervention techniques, which includes classification, selection, condition survey, design and execution of interventions, as well as conservation of intervened structures and intervention materials.

Keywords: *fib* Model Code, new & existing concrete structures, structural assessment, through-life management, interventions

1. INTRODUCTION TO *fib* MC2020

A new *fib Model Code for Concrete Structures*, with a working title of Model Code 2020 (MC2020), is being prepared. In June 2016 the *fib* Technical Council approved the start of activities on the MC2020 project under the auspices of *COM10: Model Codes*, which then initiated *Task Group 10.1: Model Code 2020* in October 2016 to undertake the preparation of a single general code fully integrating the provisions for the design of new concrete structures with matters relating to the through-life management and care of existing concrete structures.

[1] BRE Associate, Building Research Establishment Ltd., Watford, WD25 9XX, UK. stuart.matthews@bre.co.uk

[2] Professor, Faculty of Engineering, Hokkaido University, Sapporo, Japan 060-8628. ueda@eng.hokudai.ac.jp

Accordingly, MC2020 will need to deal with both the design of new structures and all the activities associated with the through-life management and care of existing concrete structures, including matters such as in-service assessment and interventions to extend the life / improve the performance of these structures. To that end, MC2020 will take sustainability as a fundamental requirement, based upon a holistic treatment of societal needs and impacts, life-cycle cost and environmental impacts aligned with the United Nations Sustainable Development Goals [1].

MC2020 is an ambitious project building on the achievements of *fib* MC2010 [2] and its treatment of the conservation of existing concrete structures. The vision for MC2020 is that the detail of its coverage of these matters will go beyond the point reached by *fib* MC2010, recent ISO codes, such as ISO 16311 [3-6], and the activities to extend the application of the Eurocodes [eg. 7-9] to existing concrete structures. A number of *fib* technical workshops and discussions were held, involving participants from around the world, which helped to define and clarify the goals for MC2020. Amongst other matters, these developed ideas on how to extend *fib* MC2010 and its treatment of durability design of new structures and of the assessment and conservation of existing concrete structures. The breadth and extent of relevant material to be addressed in MC2020 is considerable and creates a significant challenge for those preparing the new structural design and assessment code.

MC2020 provides an important opportunity to further advance current approaches to the sustainable design, construction and through-life care of concrete structures. Central to this will be how we formulate and verify performance requirements for concrete structures within a holistic sustainability framework utilising the widely-accepted 'three pillars of sustainability' of social, environmental and economic performance. Such an approach provides a way to recognise the great benefits concrete structures provide to humankind's global society, along with their impacts on that society and the wider environment, as well as their economic cost and return.

Adopting this integrated life-cycle approach, the requirements for social performance will have defining implications for subsidiary performance requirements critical to structural design and assessment procedures. These are matters such as human and environmental safety, structural reliability, design service life, durability, serviceability and other social aspects, such as aesthetics, adaptability, maintenance, etc.

Based upon the wider social context, there may be requirements for specific performances such as the robustness of the structure, the resilience of its functionality, etc. There is ongoing debate about how these aspects, along with the verification of the associated performance requirements, might be best dealt with in the organisation of MC2020. While the approach adopted has to be philosophically robust, its implementation needs a practical and convenient methodology for its use.

There are many different (and competing) factors which could form parts of the overall future of the design, construction and through-life care of concrete structures, and therefore are potentially topics which might be addressed by MC2020.

New concrete materials and technologies will be critical components to reducing the environmental impacts of concrete construction. The simple substitution of additions, such as fly ash and blast-furnace slag powders for cement, will not be enough. New binders, together with new admixtures and processing technologies, will be needed. With their different chemistry, these pose new challenges but also offer new opportunities. Important considerations include their long-term performance and durability of concretes made with them in demanding service environments.

The above issues also link to durability and service life design [11], areas where the MC2020 project seeks to encourage developments which will lead to advances including improvements in matters such as material characterisation, deterioration modelling and environmental / performance monitoring.

Discussions about the potential nature and coverage of MC2020 have highlighted the rapid pace of technical development in a many areas including those relating to materials, design, numerical analysis, structural assessment, monitoring, construction and interventions, to mention just a few. It is anticipated that the pace at which such technological developments occur will continue to increase. MC2020 needs to be future looking so that it is able to accommodate and not hinder future technological progress, thereby facilitating the ongoing evolution of concrete and reinforcing materials, associated technologies and the structural forms which might potentially be created using them.

However, the implications of the potential developments in intervention materials and associated technologies for protection, repair and enhancement of the current condition and performance of existing concrete structures should not be forgotten. These are fertile areas of technological advance.

The inclusion in MC2020 of activities associated with the through-life management and care of existing concrete structures also poses substantial challenges, especially when the potential ramifications of damage and material deterioration are considered. Inclusion of these aspects will require some restructuring of the current *fib* Model Code document as it will be necessary to introduce significantly more information about the processes and procedures involved. In order to keep MC2020 to a manageable size, it is proposed that valuable background technical material be contained in a suite of supporting *fib* Bulletins, with these publications preferably being developed and made available as work on MC2020 progresses. Ideally these background documents will disseminate of up-to-date results and the evolution of MC2020 concepts and thinking, and will also allow for timely feedback in the final stage of harmonisation of MC2020. The same principle will be applied to all topics addressed in MC2020.

A series of *fib* technical workshops and discussions, involving participants from around the world, have helped to define and clarify the goals for MC2020. So far these events have been held in The Hague, Madrid, Lausanne, Delft and Barcelona. At the time of writing there have also been MC2020 international promotional and consultative events in Brussels, Rotterdam, Tokyo, Cape Town, Adelaide, Sao Paulo and Denver. Other events are planned. The above events produced wide ranging discussions which touched upon many topics including those noted below:

- General concepts for sustainability and future model code advancement
- Fundamental principles and reliability concepts for new and existing structures
- Models and material characterisation for existing structures
- Inspection, maintenance and retrofitting of existing structures, and
- Evaluation of, decision-making about and management and care of existing structures.

In terms of specific points to be addressed in MC2020, many of these relate to the following:

- Revision and / or extension of basic principles and concepts
- Revision and / or development of principles of structural design and assessment
- Extension of the provisions on materials and their modelling
- Extension of the provisions on interface characteristics between different materials
- Revision of the provisions for design and the development of provisions for assessment
- Extension of the provisions relating to construction and interventions
- Updating the provisions relating to conservation and through-life management & care, and
- Updating / extending the provisions on recycling, dismantlement and end of life aspects

It is envisaged that MC2020 will provide a through-life management approach for new and existing structures which includes consideration of matters such as:

- Sustainability objectives that balance social, environment and cost perspectives;
- Promotion of structural safety, serviceability and durability;
- Use of advanced life-cycle cost methods,
- Reliability concepts, that take account of uncertainties and risk;
- Use of performance-based concepts to remove inappropriate constraints on the use of novel types materials and approaches;

- Use of improved models for assessment of initiation and propagation phases of deterioration that consider the structural, risk and reliability implications;
- Provision of generalised models allowing for implementation of the level of approximation approach (see later);
- Attention to new types of concrete and new techniques for construction and interventions,
- Definition of test methods, and performance evaluation of concrete;
- Worldwide knowledge of materials and structural behaviour, and recognises the differing needs of engineering communities around the world;
- Recognition of the importance of robustness and redundancy in the behaviour of structures;
- Paying particular attention to the effect of material degradation;
- Guidance on dealing with structural arrangements which are not recognised in contemporary codes;
- Treatment of the end-of-service-life issues such as demolition and disposal including safety and structural aspects, and
- Guidelines to practitioners when provisions in other standards are deficient or lacking.

It is envisaged that all *fib* Commissions, along with members of the wider *fib* family, will contribute to the drafting of MC2020. It is also desirable that input should be received from all geographic regions (Africa, Asia, Australasia, Europe, North and South America) to bring insights that would not otherwise be gained.

Additionally, it is proposed that liaison / cooperation be sought with other international organisations working on relevant topics, including bodies such as CEN, CIA, ISO, JCI, PCI, JCSS and RILEM. Cooperation with international organisations is being sought via various mechanisms including the holding of joint events, such as the joint *fib*, JCSS and RILEM *Durability Workshop* held in November 2017 in Delft, the Netherlands. Such events provide an important focus and stimulus for participation in the work on technical topics and give a basis for the exploration of the range of technical practice employed in various regions of the world and by different professional groups.

Another component of the activities to take the Model Code work forward are the MC2020 Action Groups which have been established to focus on specific technical topics. Currently the following twelve Action Groups are in existence / are envisaged:

AG1 Action Group: Databases
AG2 Action Group: Shear and punching
AG3 Action Group: Bond
AG4 Action Group: Durability & service life design
AG5 Action Group: Detailing
AG6 Action Group: Fire
AG7 Action Group: Seismic design & assessment
AG8 Action Group: Non-linear finite element modelling (AG: NLFEM)
AG9 Action Group: Structural health monitoring and testing (AG: SHM and testing)
AG10 Action Group: Robustness
AG11 Action Group: Fatigue
AG12 Action Group: Impact and explosion

The vision for the MC2020 Action Groups is that they will draw together knowledge and expertise in their respective technical topic areas, both within and outside *fib*, as is appropriate in order to bring forward relevant contributions to MC2020.

Finally, consideration will need to be given to new ways of delivering MC2020, with digital delivery being foreseen alongside the traditional hardbound book format. A digital delivery format will facilitate the periodic maintenance of MC2020 by a standing committee, as well as its subsequent evolution.

2. EXISTING CONCRETE STRUCTURES

Existing concrete structures are often appreciably different entities to the new concrete structures which contemporary design and construction practices create. The differences generally relating to the age / period when the structures were constructed, the implicit assumptions contained in the codes used for their design and in the supporting material / product standards of those earlier times.

Depending upon the period of their construction, existing structures may contain obsolete structural details which do not comply with contemporary practices; a situation which may produce sub-optimal behaviour in some regions of the structure for failure modes associated with shear, punching and torsion. Clearly the implications of such structural details need to be evaluated. However, this is not always an easy undertaking and work needs to be undertaken in MC2020 to provide assessment guidance that enables proper consideration of the actual structural detailing of existing concrete structures.

Existing structures are often composed of materials with different characteristics to those employed in concrete structures which are being built now. This applies to both the cementitious materials and the reinforcements used.

While the specified, typically 28 day, concrete strength was usually much lower than that which is employed today, the actual (contemporary) strength in an existing concrete structure can be significantly higher depending upon the extent to which subsequent in-service hydration of the coarse cement particles has taken place.

The nature, condition and behaviour of existing concrete structures can be investigated, allowing a prognosis to be made about their future condition and performance. However, investigations can be difficult to undertake and which leave significant uncertainties that have to be addressed in the structural assessment process. Existing structures may have experienced damage or deterioration - it is important to establish what the influence will be upon the current and future characteristics of the concrete and steel. This may be an essential first step towards making structure management and intervention decisions for an existing structure.

Certain structural materials and components are not used anymore, such as plain or indented reinforcing steel. Consequently, most modern (contemporary) codes and recommendations are based on the assumption that standardised ribbed reinforcing steel bars are used as reinforcement and, accordingly, modern codes do not include provisions for use or evaluation of previous types of reinforcing materials. Thus, modern design rules can have limited applicability for use in the assessment of older existing structures and therefore need to be applied with great care.

Accordingly making prognoses about the future performance and durability of a structure, especially if it has experienced deterioration and / or is exposed to an aggressive environment, is a difficult task. The activity is made even more challenging if protection, remedial or improvement intervention works have previously been performed on the structure. Thus defining a strategy for managing and caring for such a structure, along with selecting the most appropriate package of protection works / other interventions is a demanding task.

Consequently MC2020 will pay particular attention to issues specific to existing structures including matters such as the effects of material degradation and / or insufficient or deficient detailing of the provided material (ie. those that do not comply with contemporary practice) and / or of the member behaviour models. There is a need for improved models and the treatment of uncertainties in models / model parameters for existing structures and (phased) interventions. Consideration will need to be given to the steps to be taken to address these and any other issues which are adversely affecting the performance and / or expected life of the structure.

Thus an important consideration is to include relevant structural models which apply not only to the design of new structures, but also to the determination of the load capacity / structural reliability, serviceability, remaining service life etc of existing structures taking account of:

- Load-carrying behaviours not considered in design / addressed in the formulation of contemporary design, equations, such as compressive membrane action.
- Structures which utilise inappropriate / non-compliant structural details / detailing including:
  - Where the shear reinforcement is less than the prescribed minimum percentage
  - Non-compliant anchorage details / lap lengths
  - Smooth reinforcing bars (without surface ribs or indentations)
- Load carrying behaviours in deteriorated members and structures, which are different to those of members that have not experienced deterioration or damage. The magnitude and nature of the differences typically increases for greater degrees of deterioration / damage. The forms of deterioration include:
  - Reinforcement corrosion / prestressing and the associated adverse effects upon:
    - Reinforcement – concrete interface bond
    - Ductility of the steel
    - The properties / performance of concrete members which have cracked
  - Concrete degradation by ASR, various types of sulfate attack, freeze-thaw, acid attack, etc

In regard to load-carrying behaviours not considered in design which act to enhance structural capacity, in addition to compressive membrane action mentioned above, there are also factors such as the increase in concrete strength above the specified characteristic value, along with the change in concrete properties during the life of a concrete structure, which are not usually taken into account. In addition, advanced methods of structural analysis (eg. calibrated non-linear finite element analyses) are able to provide better / more accurate estimates of the load capacity of individual members, as well as of assemblages of elements mobilising system / whole-building behaviours.

For deteriorated members and structures, in reinforced concrete structures the issue is mainly related to the deterioration of the steel-concrete bond. A reduced flexural bond strength permits reinforcement slip and, more importantly, the development of an arching effect in flexural members.

Corrosion of reinforcement adversely affects the behaviour of concrete beams in various ways, typically increasing both the beam deflection and the width of cracks at service load levels, and potentially greatly reducing the strength at ultimate load. Corrosion of reinforcement also modifies the type of failure experienced; with the corrosion of stirrup (shear) reinforcement being observed to often have the most significant influence and to potentially result in the shear failure of affected beams, whereas the undamaged control beams failed in bending.

Where practicable, it is proposed that MC2020 will offer structural models providing different levels of sophistication and thereby different levels of approximation (LoA) / accuracy for different magnitudes of analysis and verification effort expended. This concept is portrayed pictorially in Fig. 1.

The lowest LoA (Level I) can be used when high accuracy is not required, such as for preliminary design or structural assessment activities. The highest LoA (Level IV) would be used when the greatest accuracy is required, such as when making an assessment of the global behaviour of a critical structure. Undertaking a (simplified) Level I analysis would involve far less effort and cost than performing an intensive Level IV analysis, which takes into account of a wider range of mechanisms contributing to the transfer of the applied loads or other actions to the supports.

The results from a Level I analysis need to be appreciably more conservative than the results of higher LoA levels. The intention is that where possible the lower LoA levels represent simplifications of the highest LoA level and corresponding produce appropriately more conservative outcomes.

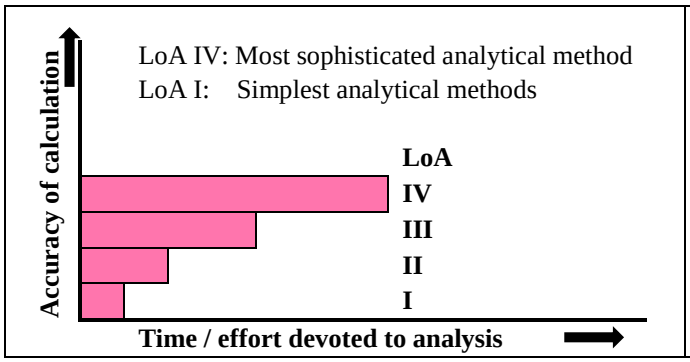


Illustration of potential LoAs:

IV *System / global assessment of critical structures / design of special cases / situations*

III *In-depth elemental evaluation of existing structures / design of special cases / situations*

II *Typical elemental design / assessment*

I *Preliminary design / assessment evaluation, non-governing limit state design / assessment outcome*

Fig. 1.MC2020 Level of Approximation approach.
The figure indicates 4 potential levels of approximation / sophistication in the forms of analysis available.

The LoA approach is a particularly useful approach for activities undertaken for the verification of the performance of existing structures, where additional analytical effort may be able to demonstrate that a satisfactory level structural reliability or other form of performance is being achieved; thereby avoiding the often considerable expense and disruption associated with the need to undertake a physical intervention to improve structural performance.

The most appropriate level of approximation for the case being considered will depend not only on the stage of verification process, e.g. initial or in-depth assessment, but also on the complexity and importance of the element and the structure / under consideration. The LoA approach can be employed for the assessment of structural and other forms of performance, such as the prediction of remaining service life.

3. CONCRETE STRUCTURE CONSERVATION MANAGEMENT ACTIVITIES

Conservation management typically comprises the following types of activities:

- Preparation and planning of the assessment study, review of existing information.
- Condition survey, inspection and monitoring activities and interpretation of the results obtained to define the current physical condition of the structure and the active deterioration processes. Investigation & testing activities and interpretation of the results are included in these activities.
- Condition assessment stages and procedures, which utilise the available and gathered information to estimate the current structural performance (capacity), and to make a prognosis of future performance, taking account of the deterioration / damage which has occurred / is expected to occur within the review period being considered in the study.
- Condition evaluation and decisions on the through-life management of the structure and any necessary interventions, together with the timing of these works. Condition evaluation is concerned with the adequacy of the structure in respect of the specified performance requirements (defined loadings, actions and environmental circumstances).
- Execution of required interventions.
- Recording and reporting.

The actual scope and sequence of the activities in the assessment study will depend upon the nature of the conservation policy and condition control requirements, on the brief for the assessment study, as well as on the current and envisaged future state (prognosis) of the structure. It should also be recognised that the assessment study activities are likely to move forward in an iterative manner as more information and understanding about the structure becomes available.

Structural condition assessment involves using data / information from various sources including:

- Existing documents, including the Birth Certificate etc depending if these are available.
- Structural, environmental and other in-service data obtained from the structure.
- Data from visual inspections and surveys, including any monitoring activities.
- Data from laboratory tests, in-situ testing and other investigation / sensing undertaken.

Structural condition assessment may comprise some or all of the following activities:

- Planning of assessment activities, comprising gathering of information about the history of the structure, undertaking a first or reconnaissance visit, programming the activities, preparing a proposal and establishing appropriate contractual relationship with the client / owner.
- Routine (initial, routine, detailed and extraordinary) inspection, consisting of visual inspection, basic testing, simple condition assessment / evaluation and reporting; as well as planning a detailed investigation should that be necessary.
- Monitoring of the structure and its environment in terms of loads, actions and overall response or that of selected elements of the structure.
- Detailed testing and investigation involving examination and special testing of materials and deterioration phenomena for assessment of safety, durability and prediction of the evolution of deterioration / corrosion with time.
- Special tests and investigations, potentially including structure performance and response testing.
- Deterioration assessment based on routine / detailed inspections and investigations, supplemented by information derived from monitoring etc as appropriate:
    - For concrete: categorisation of degraded areas on the structure and their severity,
    - For reinforcement and prestressing: evaluating the degree and rate of corrosion, residual prestressing forces etc.
- Interpreting what the results of the above surveys, inspection, testing and monitoring activities mean in respect of structure being assessed.
- Re-calculation of the estimated current actual structural load capacity and possibly a prognosis about future structural load capacity taking into account ongoing deterioration mechanisms and any anticipated future change or increase in requirements due to loading or service environment.
- Structural assessment based on special tests and investigations providing an evaluation of the real load capacity and the margin of safety (i.e. verification by testing), prediction of the remaining service life, etc.

Condition evaluation would then use the outcomes of these structural assessment activities, by:

- Reviewing the adequacy of the structure for continued service by comparing its current structural assessment to the specified performance requirements, such as a defined set of loadings (original or revised) and environmental circumstances.
- Repeating the above evaluation for future service on the basis of a prognosis of the future deteriorated condition of the structure and or changes in performance requirements, if that was appropriate and required.

Consideration would also be given to the social, environmental and economic ‘value’ (benefits versus costs / burdens) offered by various possible structure management activities or potential intervention options required to allow the structure to remain in service, including the potential adoption of:

- Preventive / protective, remedial and / or strengthening interventions, and / or;
- Structure management activities, such as imposing loading or functional restrictions.

The general flow of conservation process procedures for new structures and for existing structures is shown in Fig. 2. In parallel, it is indicated which information shall be recorded to meet the requirements of Life Cycle Quality Management, supporting the development of the Life Cycle File.

A somewhat different portrayal of some of the overall (main) activity flows in the structural condition assessment and evaluation procedure are illustrated in Fig 3. This shows the links to the conservation policy and condition control requirements for the structure, but also introduces consideration of other activities concerned with overall planning, budgeting and optimisation of structure management decisions in respect of a (possible) portfolio of assets. This illustrates how the MC2010 general through-life conservation process and recording of information may need to be adapted / evolved to other situations.

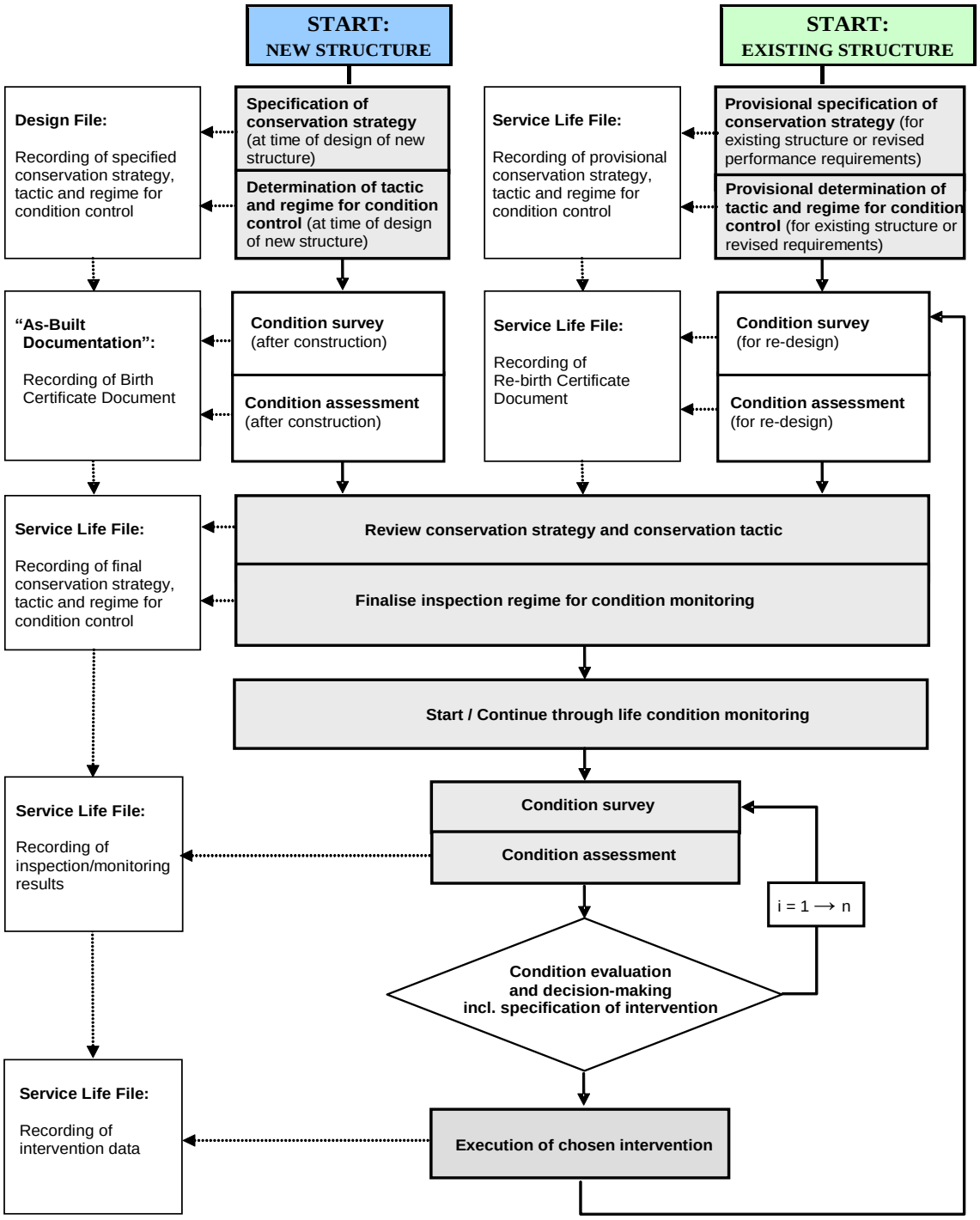


Fig 2. Conservation management: General through-life conservation process and recording of information, as presented in Figure 9-3-2 of *fib* MC2010 [2].

The identified outcomes associated with the structure through-life management and care goals would be established in terms of structure (or portfolio) management activities / intervention options. The scope of the structural assessment activities will depend on the severity and extent of the observed or assessed deterioration / damage, the rate of deterioration and its significance to the satisfactory performance of the structure relative to the defined requirements, as well as the overall importance / criticality of the structure in any wider portfolio of constructed assets.

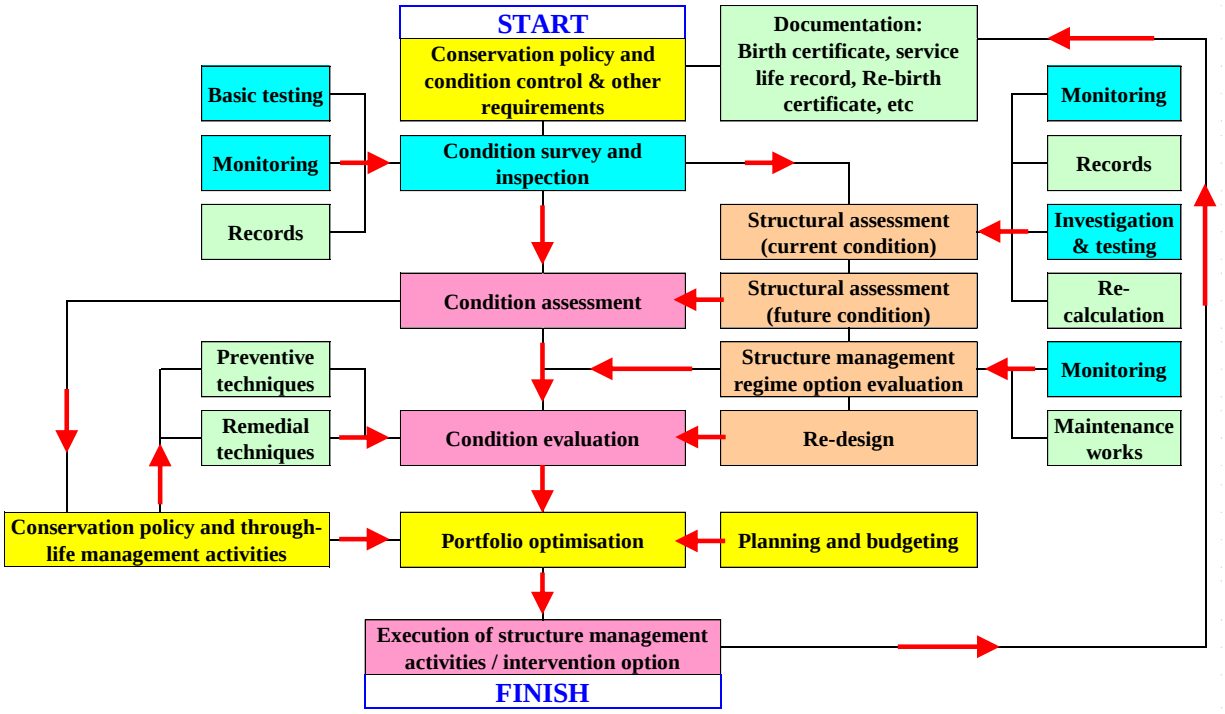


Fig 3. Another representation of activities involved in condition assessment and evaluation, including structure / portfolio management and intervention activities, along with prognoses made about durability / future deterioration and the implications for structural performance / strength.

In Fig. 3 different colours are used to signify various types of activities, as follows:

Blue	= information input or gathering via some form of testing or monitoring activity.
Green	= information input via some form of calculation or technical knowledge set.
Tan	= technical assessment activity or evaluation process.
Magenta	= main technical decision or implementation steps relating to intervention works.
Yellow	= overall structure management and financial (budgetary) system activities.

Structural condition assessment requires that the safety and serviceability of the structure be evaluated. This requires a proper assessment to be made of the structural implications of deterioration. Thus structural assessment involves structural calculations in sufficient detail to take account of factors such as those given below:

- structural sensitivity;
- the type of structure, and its function;
- the potential consequences of failure;
- actual level of variable (imposed) loading - as distinct to that assumed in design, and;
- the 'real' effects of deterioration in respect of each individual action / loading effect.

These, and other factors, are directly related to establishing the current level of technical performance, e.g. the maximum load capacity / safety of the structure.

4. INTERVENTIONS

When the condition evaluation undertaken has established that it is necessary to make an intervention, appropriate actions / measures should be taken, which may include the following:

- Selecting an appropriate intervention option. These include maintenance interventions, preventive interventions, proactive and / or remedial interventions, strengthening / upgrading interventions, with the final option being reconstruction (replacement) of the structure or a part thereof. *fib* Task Groups 8.1 and T3.4 are working on the development of a compendium of interventions, which includes the interventions described in ISO 16311 (see Table 1).

- When the structural performance does not meet the required performance, it is necessary to select an appropriate intervention based on the condition of structure [3]. This process should take account of the cause(s) of deterioration, the current deterioration level, the service environment to which the structure is exposed and the required remaining service life. Table 2 shows a number of suggested intervention methods for reinforcement corrosion induced by chlorides based upon consideration of the intervention objectives (repair policy) and deterioration levels. Table 2 is complemented by a flowchart (not provided here) which guides the selection of an intervention.
- It is necessary to undertake an additional condition survey to obtain the specific information required to design and execute the selected intervention options. As some of the information required for the selected relevant intervention may not have been obtained by the original condition survey of the existing structure (made as a part of the general conservation activities), this is a specific and focussed set of survey activities. The results of the additional condition survey may provide feedback for re-selection of intervention option and may enable better performing intervention materials and / or procedures to be identified. Where appropriate, such feedback can also provide a basis for the selection of previously-used intervention procedures which have performed well. It should be recognised that each form of intervention requires specific conditions for its successful application on the existing structure. At the simplest level, this might be having enough space to undertake the execution of the intervention.
- Design of intervention, which should also include details of the procedure by which the required post-intervention performance requirements for the structure will be verified.
- Execution of intervention, which includes the necessary pre-treatment of the existing structure before intervention is undertaken and all necessary works required to make the intervention.
- Conservation of structure after intervention, for which different materials and structural details from those for original structures are applied. Conservation activities for the different materials and structural details may be different from those for the original structure.
- Upon completion of the intervention works and associated post-intervention performance verification testing, compile the Re-Birth Certificate document for the structure [2].

Table 1. List of interventions (after ISO 16311: Parts 3 & 4 [5, 6])

Remedy	**Examples of Repair Strategies and Methods**
Protection against ingress	• Undertake hydrophobic impregnation • Undertake impregnation • Apply coating • Surface bandaging of cracks • Fill / inject cracks in concrete • Change cracks into joints • Provide external envelope / over-cladding • Apply membrane
Moisture control	• Undertake hydrophobic impregnation • Undertake impregnation • Apply coating • Provide external envelope / cladding • Apply electrochemical treatments (dehumidification)
Concrete restoration	• Localised patch-repairs – hand applied mortar • Recast members with concrete or mortar • Add concrete overlay • Apply sprayed concrete (shotcrete) • Replace entire members

[3] In some special instances it may not be practicable to make such an intervention and, if appropriate, it might then be necessary to instigate some form of structure management regime which responds to the issues involved and seeks to control the associated risks / the potential consequences of the identified hazards.

Table 1. List of interventions (after ISO 16311: Parts 3 & 4 [5, 6]) - *Continued*

Remedy	**Examples of Repair Strategies and Methods**
Increased physical resistance	• Apply coating • Undertake impregnation • Add mortar or concrete • Apply membrane
Increased resistance to chemical attack	• Apply coating and / or membrane • Undertake impregnation • Add mortar or concrete
Preserve or restore passivity	• Increase cover to reinforcement with additional mortar or concrete (preservation only) or apply coating • Replace contaminated or carbonated concrete • Undertake electrochemical realkalisation of carbonated concrete • Undertake realkalisation of carbonated concrete by diffusion • Undertake electrochemical chloride extraction • Apply membrane (for preserving passivity only)
Increase resistivity	• Undertake hydrophobic impregnation • Undertake impregnation • Apply coating
Cathodic control	• Limit oxygen availability at cathode by saturation or application of surface coating
Cathodic protection / prevention	• Apply electrical current to provide protective electrochemical potential
Control of anodic areas	• Apply active coating to the reinforcement • Apply barrier coating to the reinforcement • Apply corrosion inhibitors onto or into the concrete • Install discrete galvanic anodes
Structural strengthening	• Add or replace embedded or external reinforcing bars • Add reinforcement anchored in pre-formed or drilled holes • Introduce bonded plate reinforcement (steel or FRP) • Add mortar or concrete • Inject cracks, voids or interstices • Add prestressing (post-tensioned) • Add FRP strengthening (surface or near-surface) • Reinforced concrete jacketing of members • Steel jacketing of members • Strengthen / enlarge foundation elements • Increase resistance to lateral loads – steel framing • Increase resistance to lateral loads – concrete shear walls
Adding new systems / devices for controlling structural response	• Base-isolation devices • Energy-absorption devices • Other new systems / devices

The materials used to undertake interventions are often very different to the standard concretes and steels used in contemporary concrete construction. Accordingly, it will be necessary for MC2020 to contain appropriate provisions to address the following issues and requirements, which will pose some technical challenges:

- Accommodating the wide range of materials used for protection and strengthening interventions, such as those for the enhancement of durability and strength/stiffness, respectively. Protection materials and treatments typically comprise polymer-modified cementitious products, polymers, surface penetrants, along with others; while strengthening materials are commonly fibre-reinforced polymers and fibre-reinforced cementitious materials. Many of the available materials are sold as specialised proprietary products where the detailed formulation of the products is not revealed by the manufacturers.

- The properties of the materials used to make interventions, which need to be defined in quantitative ways that allow for the verification of their performance and that of the structure after the intervention is made. There is still a lack of data which adequately quantifies the properties of these materials, even of aspects of the data relating to the protection characteristics of some of the materials commercially available for the purpose of providing protection.
- The durability of the materials used to make interventions, which requires long-duration testing of the materials in appropriate 'service' environments. This property needs to be known to allow better service life prediction of structures after intervention.
- The ability of the intervention materials to behave monolithically with the substrate material forming the existing concrete structure, which includes strain compatibility under temperature / moisture variations and their bonding properties.

While the verification methods for structures after intervention may be generally similar to those for new concrete structures, there are significant differences which need to be taken into account. To do this it will be necessary to introduce new content into MC2020, particularly in the chapters concerned with the verification of the performance of structures. Again, this will pose a number of technical challenges, some of which are considered below. Amongst other matters, there will be a need for:

- New / revised design equations / models since the experimentally derived design equations / models for steel reinforced concrete structures cannot be directly applied to concrete structures with non-metallic reinforcement, which are materials that do not exhibit yielding and have elastic modulus values which are significantly different to that of steel. The equations / models for shear, punching shear and torsion are typical examples. While the methods for concrete structures strengthened by FRP reinforcement using carbon, glass and aramid fibres are well developed, those for other types of fibres remain to be developed.
- The provision of design equations / models for failure modes specific to structures after interventions have been made, such as debonding at the interface between the strengthening element and substrate element. There are several types of debonding, each of which requires an appropriate prediction method.
- Guidance on how to consider damage / deterioration in the substrate and how this should be taken into account in the verification of structural performance of an existing structure post-intervention, such as the influence upon the load-carrying and cracking behaviours.

The execution of interventions involves different technical issues to those encountered in the construction of new structures, these include:

- Recognition of the space and time constraints for execution associated with in-service structures.
- The need for preparatory works on existing structures before interventions can be executed, such as preparation of the interface to allow application of external bonded strengthening materials.
- The materials employed for intervention works can be very different to those used for concrete and steel reinforcement works. These may require special handling to avoid damage and control of climatic conditions (temperature & moisture) as some materials are very temperature / moisture sensitive before they become fully cured
- There may be the need for special care for structural details specific to particular interventions.
- Management for quality control and assurance aspects, which can be quite different to those employed during the construction of new structures. Certified site personnel and workmanship may be needed for particular intervention methods.

Table 2. Suggested intervention methods for chloride-induced corrosion of carbon steel reinforcement in concrete – Intervention method selection depends upon the objectives of the intervention and the existing degree of deterioration.

Stage 1: No change in appearance: Chloride ion concentration at depth of reinforcing bar below corrosion threshold			Stage 2: No change in appearance: Chloride ion concentration at depth of reinforcing bar above corrosion threshold			Stage 3: Concrete exhibiting cracking, spalling and rust staining			Stage 4: Rebar corrosion having caused a reduction in load capacity (strength) of affected members		
Deterioration / distress phenomena	**Repair policy**	**Repair method examples**	**Deterioration / distress phenomena**	**Repair policy**	**Repair method examples**	**Deterioration / distress phenomena**	**Repair policy**	**Repair method examples**	**Deterioration / distress phenomena**	**Repair policy**	**Repair method examples**
Before initiation of rebar corrosion: No change in external appearance of concrete members	Moisture control	Keeping concrete dry	**Early-stage propagation of rebar corrosion:** Rebar corrosion underway, but **no cracking** of concrete	Moisture control	Keeping concrete dry®	**Mid- stage propagation of rebar corrosion:** Rebar corrosion underway, **cracking of concrete** has developed	Moisture control	Keeping concrete dry®	**Advanced / late-stage propagation of rebar corrosion:** Rebar corrosion underway, cracking of concrete and with **loss of structural strength** of affected concrete members	Moisture control	Keeping concrete dry Ω
		Dehumidify concrete			Dehumidify concrete®			Dehumidify concrete®			
	Protection against ingress	Apply surface impregnation		Protection against ingress	Apply surface impregnation ®		Protection against ingress	Apply surface impregnation ®		Protection against ingress	Apply surface impregnation Ω
	Protection against ingress	Apply surface coating		Protection against ingress	Apply surface coating ®		Protection against ingress	Apply surface coating ®		Protection against ingress	Apply surface coating Ω
	Preserve / restore passivity	Chloride extraction		Preserve / restore passivity	Make patch repair		Preserve / restore passivity	Make patch repair		Preserve / restore passivity	Make patch repair Ω
	Prevention of rebar corrosion	Use cathodic protection			Chloride extraction			Chloride extraction			Chloride extraction Ω
				Prevention of rebar corrosion	Use cathodic protection		Prevention of rebar corrosion	Use cathodic protection		Prevention of rebar corrosion	Use cathodic protection Ω
								Apply corrosion inhibitors			Apply corrosion inhibitors Ω
							Prevention of delamination	Use anchorage reinforcement, Jacketing		Prevention of delamination	Use anchorage reinforcement, Jacketing
							Concrete restoration	Make patch repair	Scaling, delamination	Concrete restoration	Make patch repair
									Severe rebar corrosion	Rebar reinstatement	Rebar replacement
									Inadequate structural capacity	Structural strengthening	Strengthening, rebuilding

Key: ® If patching repair is made, implement after that activity completed. Ω Repair should be conducted after cracks have been properly repaired (eg. by crack injection or patch repair).

5. CONCLUDING COMMENTS

The new and extended models to be incorporated in MC2020, in association with the other aspects of the updated guidance, should provide improved technical capabilities for undertaking structural assessment studies of existing concrete structures. For example, the benefits of the MC2020 improvements are expected to include:

- Material models which concern deterioration processes not currently addressed in *fib* MC2010, issues such as propagation stage deterioration and the influence of cracking
- Structural (mechanical) models which provide more accurate estimates of the actual strength / bearing capacity of structures, especially as they age / deteriorate
- Better ways of estimating the change in structural reliability as structures age / deteriorate.
- Verification of existing structures by testing, such as the use of proof loading procedures.
- Models which provide insight into the durability and prospective behaviour of 'repaired' / 'protected' structures
- Updating of the current provisions for the conservation of existing structures / constructed assets, including the selection of appropriate intervention and protection procedures, along with their effective execution.
- Improved interpretation of data obtained from through-life inspections, testing and monitoring, along with the prognoses made concerning future behaviour and deterioration of the structure.
- Consideration of the use and value of monitoring data / the level of knowledge available for decision making in respect of the through-life management and care of concrete structures

The improved technical capabilities intended for MC2020 should allow better evaluation of the current condition of existing concrete structures, give improved understanding of the physical behaviour and allow more realistic prognoses to be made about their future condition /performance. Such advances would enable better judgements to be made about how the structures may behave in service, the level of structural reliability they may be expected to have and what measures / interventions / protections may be appropriate to enhance their performance / extend their useful life. These enhancements will contribute to improving the through-life management and care of concrete structures.

The wider legacy of improved technical capabilities for undertaking structural assessment studies should be better understanding of the behaviour of structures and the processes / procedures involved in their creation and their through-life management along with improved design, assessment, construction and intervention practices.

REFERENCES

[1] United Nations, *Transforming our world: The 2030 Agenda for Sustainable Development*, Resolution 70/1 (25 September 2015).

[2] *fib* MC2010, *fib Model code for concrete structures 2010*, Fédération Internationale du Béton (*fib*), Lausanne, Switzerland, published by Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (2013)

[3] ISO 16311-1. *Maintenance and repair of concrete structures – Part 1: General principles*. Geneva, International Organisation for Standardisation (2014).

[4] ISO 16311-2. *Maintenance and repair of concrete structures – Part 2: Assessment of existing concrete structures*. Geneva, International Organisation for Standardisation (2014).

[5] ISO 16311-3. *Maintenance and repair of concrete structures – Part 3: Design of repairs and prevention*. Geneva, International Organisation for Standardisation (2014).

[6] ISO 16311-4. *Maintenance and repair of concrete structures – Part 4: Execution of repairs and prevention*. Geneva, International Organisation for Standardisation (2014).

[7] BSI Eurocode: *Basis of structural design*. BS EN 1990. London, BSI (2002).

[8] BSI Eurocode 2. *Design of concrete structures. General rules and rules for buildings* (including National Annex). BS EN 1992-1-1. London, BSI (2004).

[9] BSI Eurocode 2. *Design of concrete structures*. General rules. Structural fire design (including National Annex). BS EN 1992-1-2. London, BSI (2004).

[10] ISO 2394. *General principles on reliability for structures.* Geneva, International Standards Organisation (2015).

[11] ISO 16204. *Durability – Service life design of concrete structures*. Geneva, International Organisation for Standardisation (2012).

Sessão 1A

OS PROJETOS DAS BARRAGENS DO BAIXO SABOR E DO FEITICEIRO

Domingos Silva Matos [1] **Graça Maria Moura** [2] **José Carlos Paixão** [3] **Gilberto Silva Monteiro** [4]

RESUMO

O aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS) foi projetado e construído pela EDP - Energias de Portugal no troço final do rio Sabor, que é um afluente da margem direita do rio Douro, e inclui duas grandes barragens, que distam cerca de 12 e 3 km da foz do rio Sabor.

A barragem do Baixo Sabor, a montante, é do tipo abóbada de dupla curvatura, com altura máxima de 123 m, desenvolvimento no coroamento de 505 m e volume teórico de betão de 670 000 m^3. Na zona central do coroamento da barragem insere-se o descarregador de cheias de superfície, que compreende quatro portadas com 16 m de vão cada, controladas por comportas segmento, tem a capacidade de vazão de 5000 m^3/s e descarrega na bacia de receção e dissipação de energia no leito do rio contígua ao pé de jusante da barragem.

A barragem do Feiticeiro, a jusante, é do tipo gravidade com a altura máxima de 45 m, eixo retilíneo com o comprimento de 315 m no coroamento e um volume total de betão de cerca de 170 000 m^3. A solução inicial de projeto compreendia a utilização maioritária de betão compactado a cilindro (BCC) e alguns elementos específicos em betão vibrado convencional. Devido a uma alteração na estratégia de execução da obra, foi necessário adaptar o projeto para uma solução totalmente em betão vibrado. Na zona central do coroamento insere-se o descarregador de cheias de superfície dotado de comportas idênticas às da barragem do Baixo Sabor.

O artigo aborda a definição e otimização das formas da barragem do Baixo Sabor, e os modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos para verificar a sua segurança em cenários correntes e excecionais. Para a barragem do Feiticeiro são apresentados os condicionamentos do projeto e os principais modelos utilizados na verificação da segurança da solução adotada.

Palavras-chave: Barragens de betão, abóbada, gravidade, projeto

1. BARRAGEM DO BAIXO SABOR

1.1 Principais características

No Quadro 1 constam as principais características geométricas das formas da barragem do Baixo Sabor (Figura 1).

[1] EDP Produção e Gestão da Energia. Direção de Engenharia de Barragens. domingossilva.matos@edp.pt
[2] EDP Produção e Gestão da Energia. Direção de Engenharia de Barragens. gracamaria.moura@edp.pt
[3] EDP Produção e Gestão da Energia. Direção de Engenharia de Barragens. jose.paixao@edp.pt
[4] EDP Produção e Gestão da Energia. Direção de Engenharia de Barragens. gilberto.monteiro@edp.pt



Figura 1. Barragem do Baixo Sabor.

Quadro 1. Principais características geométricas das formas da barragem do Baixo Sabor

Altura teórica máxima acima das fundações	123 m
Desenvolvimento total da diretriz do arco do coroamento	505 m
Alturas mínimas	
margem esquerda	16 m
margem direita	11 m
Semi-cordas	
margem esquerda	218,455 m
margem direita	211,059 m
Relação corda-altura	3,492
Relação desenvolvimento-altura	4,106
Espaçamento entre juntas de contração adjacentes (segundo a superfície de referência)	
juntas E a 15	15,393 m
juntas 15 a 20	17 m
juntas 20 a D	15,731 m
Raios de curvatura da diretriz do arco do coroamento	
fecho	195 m
nascença esquerda	660,335 m
nascença direita	623,982 m
Espessuras	
coroamento	6 m
base da consola de fecho	27 m
máxima na consola de fecho	29,772 m
máximas nas nascenças dos arcos (perpendiculares às diretrizes destes)	
margem esquerda	39,321 m
margem direita	38,612 m
Volume teórico	670 000 m^3

1.2 Definição do local de implantação e da solução estrutural

A escolha do local para a implantação da barragem do Baixo Sabor foi efetuada em fase de Estudo Prévio [1]. Nele foram selecionadas duas localizações preferíveis para a obra e, em relação ao tipo estrutural da barragem, foram analisadas as alternativas de barragem de enrocamento, de barragem abóbada em betão vibrado convencional e de barragem do tipo gravidade em BCC. Para estes três tipos de estrutura foram estudados descarregadores de cheias em canal localizado nas margens e, para as barragens em betão, foram também analisadas as soluções de descarregadores de superfície inseridos no corpo de barragem. Para cada local e solução técnica, foram ainda estudados dois níveis de pleno armazenamento (NPA).

A seleção do local baseou-se em aspetos de carácter ambiental, em condições geomorfológicas (topográficas, geológicas e geotécnicas) e na comparação dos custos e valias. Em relação aos aspetos ambientais a comparação entre os dois locais resultou da análise de fatores ecológicos, socioeconómicos, do património arquitetónico e arqueológico e de elementos de caráter sismo-tectónico.

Os dois locais em análise inseriam-se em maciços eruptivos graníticos de zonas encaixadas do rio Sabor, sendo as condições geotécnicas semelhantes e aceitáveis para qualquer um dos tipos de barragem em estudo. Sendo assim, foram as características morfológicas do vale e o fator do custo associado que apoiaram a decisão da escolha do local mais a montante.

Após a seleção da cota do NPA, a solução de enrocamento foi abandonada por conduzir a um custo mais elevado para a globalidade do aproveitamento hidroelétrico e por ter sido penalizada nas incidências ambientais a ela associadas.

Em face dos custos semelhantes associados às soluções de barragem abóbada e de gravidade em BCC, foi efetuada uma análise mais detalhada dos aspetos técnicos e económicos envolvendo as fases de construção e de exploração, com base na qual EDP decidiu adotar para este projeto a solução de barragem abóbada de betão vibrado.

1.3 Implantação da barragem e profundidades de escavação

A implantação da barragem do Baixo Sabor no local selecionado foi condicionada por aspetos relacionados com a morfologia do vale e por questões de natureza geológica. Quanto aos primeiros, a implantação visou a zona do vale mais simétrica e mais encaixada. Em relação às questões de natureza geológica a presença, a cotas altas na margem esquerda, de uma falha à qual está associada um filão de quartzo, impediu que se implantasse a barragem mais a montante, como seria desejável e por certo aconteceria se fossem considerados apenas os aspetos de ordem morfológica.

As profundidades de escavação foram estabelecidas com base nos resultados das investigações geológicas e geotécnicas realizadas, que compreenderam: a cartografia geológica e geotécnica de 13 trincheiras (2300 m) e de 6 galerias de prospeção (180 m), estudos detalhados da compartimentação do maciço rochoso, a realização de 12 perfis de refração sísmica ao longo das trincheiras, a abertura de 38 sondagens à rotação (2186 m) com recolha contínua, a classificação das amostras (em termos de qualidade da rocha e índices de fracturação) e a realização de 388 ensaios de absorção de água de tipo Lugeon. O LNEC realizou 14 tomografias sísmicas entre furos (crosshole), 16 entre furos e as trincheiras e 6 entre furos e as galerias. Referem-se também os ensaios "in-situ", nomeadamente 41 ensaios com dilatómetro, 4 ensaios com macacos planos de grande área, bem como os ensaios laboratoriais: 31 ensaios de carga normal e de deslizamento de diaclases, 18 ensaios de compressão uniaxial e 18 ensaios de determinação das velocidades de propagação de ultrassons.

Este vasto conjunto de ensaios permitiu um adequado conhecimento das propriedades geomecânicas do maciço de fundação, necessário para o projeto da barragem abóbada prevista para o local.

1.4 Métodos e modelos de cálculo

As formas da barragem abóbada constantes no Estudo Prévio foram estabelecidas com base na experiência acumulada da EDP em estudos de barragens deste tipo, em que as diretrizes dos arcos são definidas por parábolas. As funções definidoras da geometria da abóbada, nomeadamente o raio de curvatura no fecho da diretriz dos arcos (p_z), a distância da diretriz da consola de fecho à prumada desta no coroamento (a_z), a espessura da consola de fecho (e_0) e a evolução do crescimento das espessuras (normais às diretrizes dos arcos) para as nascenças (A_z), são expressões polinomiais da distância vertical z de cada arco ao coroamento.

A definição da função $p_z(z)$ teve em conta a minimização do raio de curvatura médio da diretriz dos arcos a cada nível. Com cálculos da resposta estrutural para as ações estáticas, pelo método dos arcos e consolas (trial-load) e pelo método dos elementos finitos do tipo casca espessa, procedeu-se, por tentativas, a variações nas funções definidoras das formas iniciais, tendo-se concluído esta fase com uma solução em que o volume teórico era de 710 000 m^3.

Na fase de Projeto [2] procedeu-se à otimização de formas da barragem, em que o objetivo foi minimizar o volume da abóbada, impondo restrições geométricas e de comportamento. Para este fim, a resposta estrutural foi calculada com modelos de elementos finitos tridimensionais da abóbada e da fundação, utilizando o software Ansys (Figura 2).

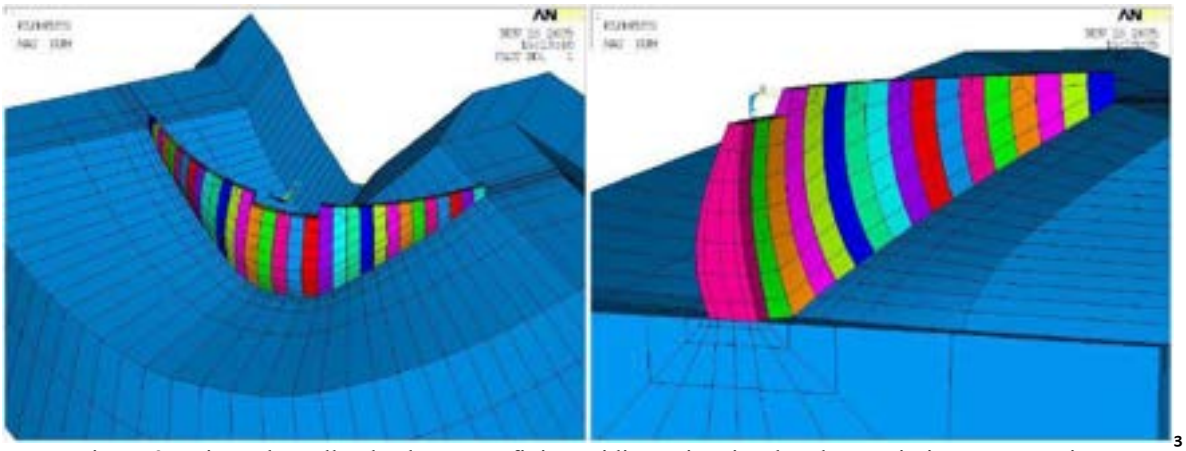


Figura 2. Vistas da malha de elementos finitos tridimensionais adotada na otimização numérica

O comportamento estrutural foi analisado essencialmente com base:

- nos valores das tensões principais de maior compressão e de maior tração do estado de tensão médio dos 4 pontos de integração adjacentes às faces dos elementos finitos que modelam cada um dos paramentos da abóbada, e
- na relação T/N entre as componentes tangencial e normal à superfície de fundação do esforço entregue a esta na base dos blocos, deduzido do esforço correspondente à ação da subpressão.

O valor limite imposto para as tensões de compressão foi 5,5 MPa e para as tensões de tração foi 1,0 MPa, nas situações representativas de cenários correntes. Na situação envolvendo a ação térmica característica de verão, sem albufeira, que configura um cenário excecional, admitiu-se que as compressões e trações poderiam atingir os valores de 7,0 e 1,5 MPa, respetivamente. Considerou-se também ser 1,0 MPa o valor máximo das trações devidas ao peso próprio durante o processo construtivo, estimadas mediante a hipótese de as tensões verticais variarem linearmente ao longo da espessura e de os blocos serem autoportantes.

Para a relação T/N na base de cada bloco adotou-se o valor limite de 0,80 e 0,95 na situação de albufeira cheia à cota do NPA, respetivamente com e sem a ação térmica característica de inverno.

Em termos de restrições geométricas, refere-se:

- no coroamento, adotou-se o valor 195 m para o raio de curvatura da sua diretriz no fecho, valor que conduzia a uma melhor implantação, e a uma espessura constante de 6 m;
- estipulou-se que a derivada das linhas dos paramentos da consola do fecho, era monótona em z;
- considerou-se o valor máximo de 40 m para a espessura nas nascenças dos arcos;
- impôs-se que as 4 funções polinomiais de definição geométrica só podiam assumir valores positivos.

A função objetivo (volume da abóbada) e as restrições de comportamento e geométricas foram aproximadas por expansões lineares em torno da solução base, tendo as suas derivadas relativamente às variáveis de projeto sido estimadas por diferenças finitas, mediante perturbações de cerca de 10% dos valores destas variáveis. Estas variáveis consistiam nos valores, a profundidades selecionadas, das referidas funções polinomiais da definição geométrica da abóbada (a_z, p_z, e_0 e A_z), bem como a temperatura do corpo da barragem na época de injeção das juntas de contração que foi suposta ser uniforme em toda a abóbada, tendo-se considerado os valores 10, 11 e 12 ºC.

Subsequentemente à realização de vários ciclos de otimização numérica, procedeu-se a sequências de ajustes manuais das referidas funções polinomiais, apoiados em cálculos pelo método dos elementos finitos, visando uma afinação mais pormenorizada do comportamento e a obtenção de formas adequadas da abóbada e do seu contacto com a fundação.

1.5 Análise estrutural para cenários correntes e excecionais

Para análise da estabilidade da barragem e da sua fundação em cenários estáticos correntes implementou-se um modelo de elementos finitos mais refinado, e considerando para o betão e maciço de fundação um comportamento elástico linear, com E = 20 GPa, $\nu = 0.2$ e $\alpha = 10^{-5}$ ºC^{-1}.

Em exploração, considerou-se que a barragem é solicitada termicamente pela diferença entre o estado térmico atual e o que se verifica aquando da monolitização dos blocos por injeção das juntas de contração, admitindo-se que nesta época de referência as tensões de origem térmica são desprezáveis. Assim, para a análise do comportamento global da barragem, as ações térmicas características das épocas fria e quente consistiram na diferença, para cada nó da malha de elementos finitos que modela a abóbada, entre a temperatura aí obtida (através do estudo de propagação de calor) nas datas em que ocorrem os valores extremos do regime anual da temperatura média da barragem, e a temperatura da barragem aquando da injeção das juntas, que foi definida como sendo 11 ºC em toda a barragem.

Para o estudo do efeito das ações sísmicas correspondentes ao sismo base de projeto (SBP), o corpo da barragem foi discretizado com elementos finitos do tipo casca espessa (o alçado desta malha coincidiu com o da usada nos cálculos estáticos). O efeito da deformabilidade da fundação foi simulado através da técnica de Vogt.

De acordo as Normas de Projeto de Barragens (NPB) [3], foram efetuadas análises para as seguintes combinações de ações: a) ação do peso próprio isolado considerando as juntas de contração abertas, o que simula a situação de conclusão da construção; b) a situação anterior e a ação da pressão hidrostática correspondente à cota do NPA (sem ação térmica) atuando na estrutura monolítica; c) a situação anterior considerando também a correspondente ação térmica característica da época fria atuando na estrutura monolítica; d) a situação anterior para a cota do nível de máxima cheia (NMC); e) a situação (c) para a época quente; f) a situação anterior para a cota do nível mínimo de exploração; g) a situação (a) e a ação térmica característica da época quente correspondente à albufeira vazia, atuando na estrutura monolítica.

Os estudos efetuados para os cenários (combinações de ações) referidos anteriormente permitiram concluir que o comportamento da abóbada era aproximadamente simétrico e que as tensões se situavam em valores considerados habituais para este tipo de estrutura com compressões não ultrapassando 6,5 MPa, para cenários correntes e 8,6 MPa para cenários excecionais, e trações inferiores a 1,1 e 1,2 MPa

nos cenários correntes e excecionais, respetivamente. A Figura 3 ilustra a distribuição das tensões principais nos paramentos da barragem para o cenário c).

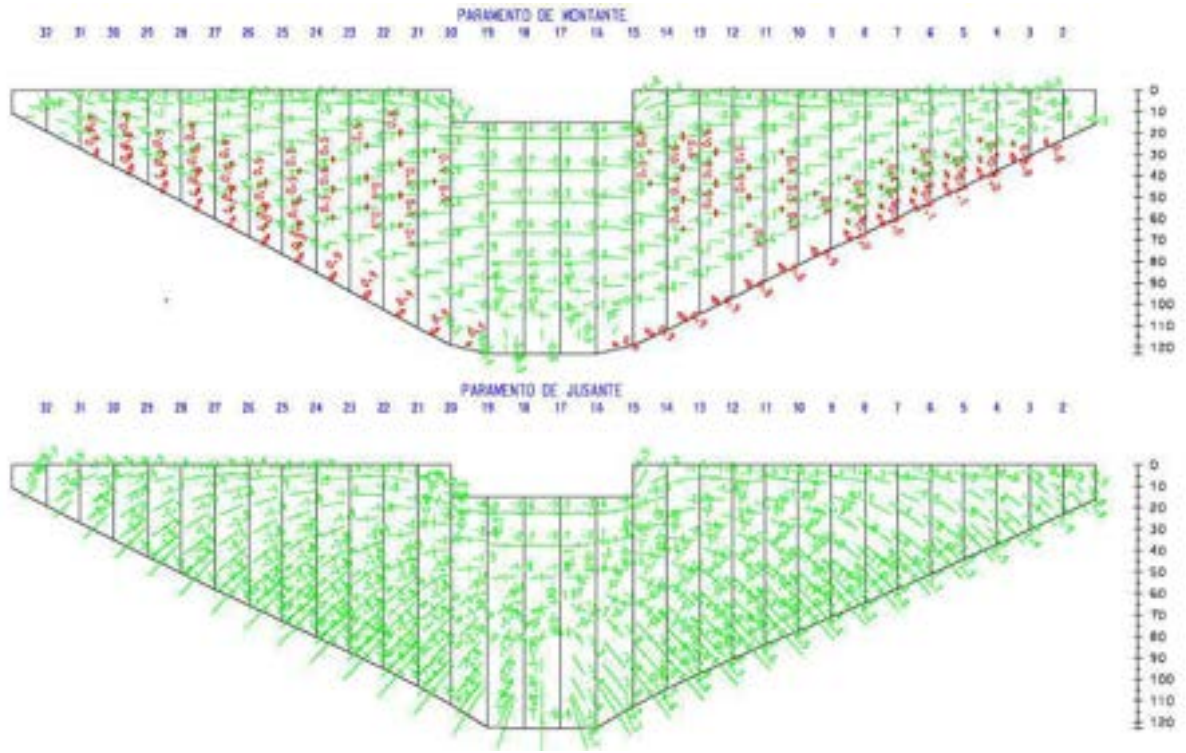


Figura 3. Tensões principais nos paramentos para a peso próprio, pressão hidrostática (NPA) e descida de temperatura. Valores em MPa, representando-se a vermelho tensões de tração(+).

Apesar de numa barragem abóbada ser essencial o funcionamento em conjunto dos seus blocos construtivos, a relação T/N entre o esforço tangencial (T) e o esforço normal (N) transmitidos por cada bloco à superfície de fundação é um aferidor importante das condições de segurança ao deslizamento ao longo do contacto barragem-fundação, quer em termos locais quer em termos globais.

Os valores de T/N assumem valores folgados nos blocos das margens e elevados nos blocos do fundo do vale. Em termos de critério de resistência e segundo o previsto nas NPB [3], o coeficiente de segurança ao deslizamento no contacto barragem fundação foi avaliado pelo critério de Mohr –Coulomb, tendo-se admitido duas hipóteses para os valores do ângulo de atrito (ϕ) e da coesão (c):

- ϕ=45º e c=0,6 MPa, valores considerados pelo LNEC no estudo dos cenários de rotura pela fundação;
- ϕ=56º e c=0,2 MPa, valores obtidos a partir de resultados de ensaios in-situ levados a cabo pelo LNEC e citados em [4].

Adotaram-se coeficientes parciais de segurança de 1,5 e de 3,0 para a tangente do ângulo de atrito e para a coesão, respetivamente.

Os coeficientes de segurança ao deslizamento obtidos na base de cada bloco e para as diversas combinações de ações estáticas, têm valores próximos da unidade apenas no bloco de fecho da abóbada e para a primeira hipótese de valores de ϕ e c, nas combinações de ações de inverno, sendo que nos restantes blocos e cenários os coeficientes de segurança assumem valores significativamente superiores à unidade. Acrescenta-se que os resultados obtidos correspondem a uma situação bastante conservativa já que resultam de cálculos que não levam em linha de conta o confinamento conferido pela blocagem de jusante e, particularmente, pela bacia de dissipação com 'pregagens' ao maciço de fundação, situada a jusante dos blocos do fundo do vale, e nem têm em conta o imbricamento entre os blocos da barragem.

Os diversos cenários incluindo a ação do Sismo Base de Projeto (SBP), que foi definida por um espectro de resposta baseado na Regulamentação Portuguesa e caracterizado por uma aceleração de pico de 0,084g (período de retorno de 949 anos), mostraram um comportamento adequado da barragem, com valores máximos das tensões de tração e de compressão de 1,7 e 7,0 MPa, respetivamente.

1.6 Análise estrutural do descarregador de cheias

A inserção do descarregador de cheias no coroamento da barragem exigiu verificações específicas do comportamento da sua ligação à abóbada. Neste ponto, ilustram-se apenas os modelos de elementos finitos utilizados (Figura 4) que permitiram efetuar essas verificações e que, na fase de projeto de execução apoiaram a definição das armaduras necessárias.

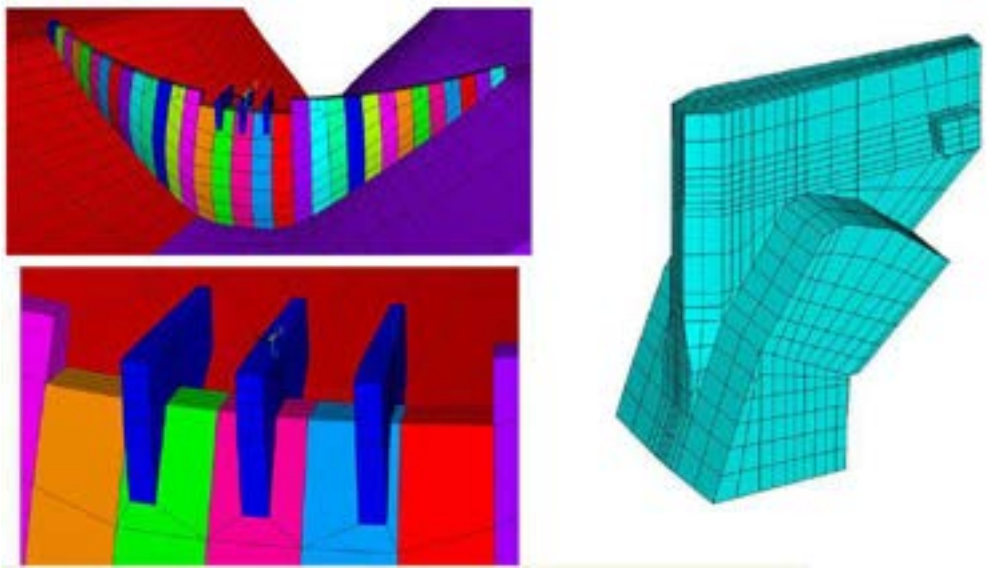


Figura 4. Modelos de elementos finitos para análise da estrutura do descarregador de cheias

1.7 Análise estrutural para cenários de rotura

A verificação da segurança da barragem nos cenários de rotura foi elaborada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e envolveu a avaliação do coeficiente de segurança da barragem para cenários de deterioração do betão, a verificação da segurança em relação a roturas no contacto barragem-fundação ou na fundação e a análise do comportamento da barragem para a atuação do sismo máximo de projeto (SMP). Estes estudos, que confirmaram o adequado desempenho estrutural da barragem, são apresentados em artigo específico submetido a este Encontro.

2. BARRAGEM DO FEITICEIRO

2.1 Descrição geral da barragem

No local da barragem do Feiticeiro o vale do rio Sabor é largo e com fundo relativamente plano. Morfologicamente é um vale que se adequa à construção de barragens do tipo gravidade, nomeadamente de betão, tendo sido esta uma das principais razões para a escolha da solução contemplada no projeto. Tendo em consideração os requisitos inerentes ao descarregador de cheias, verificou-se que barragens do tipo aterro ou enrocamento se revelaram serem economicamente menos vantajosas.

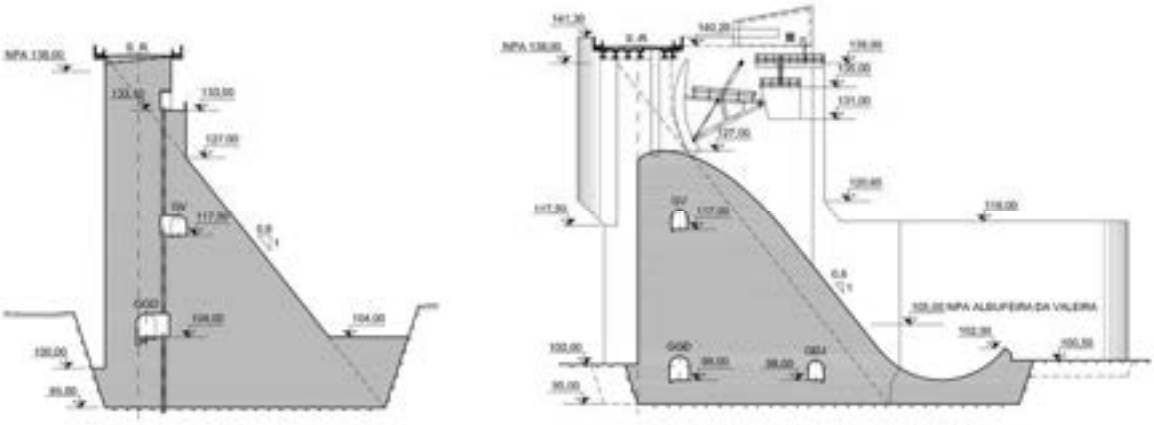
A barragem (Figura 5) compreende a zona não galgável (Figura 6 – a), constituída por 8 blocos na margem esquerda e 7 blocos na margem direita e a zona galgável, constituída por 7 blocos no fundo do vale (Figura 6 – b), onde se situa o descarregador de cheias. Este encontra-se dividido em quatro

portadas com 16 m de vão, separadas por pilares com 5 m de espessura e formas adequadas aos requisitos hidráulicos, onde se inserem as consolas curtas (munhões) de apoio das articulações dos braços das comportas segmento. Na zona contígua ao pé de jusante da barragem localiza-se a bacia de dissipação, que é delimitada por muros guia laterais, inserindo-se a descarga de fundo no muro situado na margem direita. O desenvolvimento dos 22 blocos que constituem a barragem varia entre 21 m no encontro direito e 7 m no encontro esquerdo.



Figura 5. Barragem do Feiticeiro.

As formações rochosas do maciço de fundação são constituídas por uma sequência turbidítica finamente estratificada, com filitos e intercalações de metassiltitos, metagrauvaques e metaquartzovaques, os dois últimos podendo ocorrer, localmente, em bancadas de espessura métrica. Com base em toda a informação obtida nos estudos geológico-geotécnicos, o maciço de fundação da barragem foi classificado em 4 zonas geomecânicas, e estabeleceu-se a superfície de fundação da barragem nas duas zonas de melhor qualidade (ZG1 e ZG2).



a) b)

Figura 6. Corte transversal da barragem do Feiticeiro: a) zona não galgável e b) zona galgável

2.2 Análise estrutural para cenários correntes e cenários de rotura

A análise estrutural da barragem [2] foi efetuada com base num modelo bidimensional da seção transversal com maior altura dos blocos não galgáveis (Figura 7-a) e num modelo tridimensional de um bloco galgável (Figura 7-b). As ações e combinações consideradas tiveram em conta as NPB [3]. Neste âmbito foram realizadas análises para cenários correntes enquadrando as situações usuais de exploração, e para cenários de rotura envolvendo situações extremas, nomeadamente a ação do sismo máximo de projeto (SMP), o qual, dada a proximidade da falha da Vilariça, é caracterizado por um valor elevado da aceleração de pico, que foi estimado através de um estudo sismológico específico.

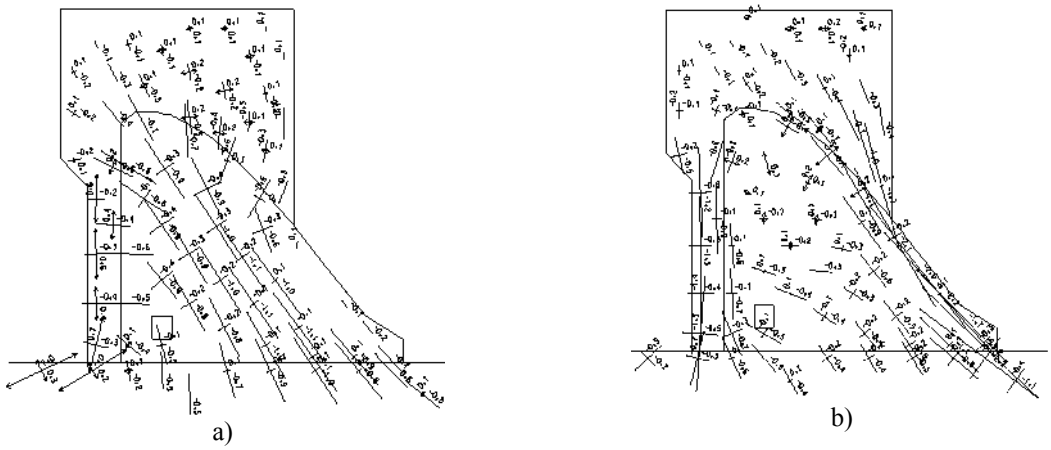
No que respeita aos cenários correntes, e como é habitual em estruturas deste tipo, as tensões de tração devidas ao efeito da pressão hidrostática só assumem valores relevantes no pé de montante e na zona dos pilares adjacente à inserção dos munhões das comportas. As tensões de tração suscitadas por variações do campo térmico instalado apenas assumem valores significativos na adjacência dos paramentos da barragem. Na Figura 8 apresentam-se as tensões principais na secção transversal intermédia de um bloco galgável, para a combinação de ações que compreende o peso próprio da estrutura, a pressão hidrostática para o nível de pleno armazenamento, a variação de temperatura associada à estação fria (inverno) (Figura 8-a) e à estação quente (verão) (Figura 8-b), e o Sismo Base de Projeto (SBP). As tensões de compressão assumem valores moderados face à resistência do betão prescrito para esta obra. Cálculos de estabilidade global demonstraram valores adequados para o fator de segurança ao deslizamento ao longo da superfície de contato barragem-fundação.



a) b)

Figura 7. Modelos de elementos finitos: a) blocos não galgáveis e b) blocos galgáveis

O comportamento dos blocos não galgáveis para o SMP foi analisado por intermédio de modelos de elementos finitos também desenvolvidos com o programa Ansys. A ação sísmica foi aplicada sob a forma de uma série temporal de deslocamentos prescritos, em fase, nos nós da malha localizados no limite inferior da discretização do maciço de fundação. Esta série foi gerada a partir de um acelerograma interpolado linearmente para o passo de 0,001s. Considerou-se um amortecimento do material do tipo Rayleigh, com valores dos correspondentes parâmetros compatíveis com um amortecimento médio de cerca de 5% no domínio espectral entre 5 e 20Hz.



a) b)

Figura 8. Tensões em MPa (+=tração) na secção intermédia de um bloco descarregador.
Peso próprio + pressão hidrostática + sismo base de projecto +
a) ação térmica de inverno e b) ação térmica de verão

Os efeitos hidrodinâmicos da albufeira no paramento de montante foram simulados através da distribuição superficial de massa aderente adicional, segundo a formulação de Westergaard.

Na análise dos blocos não galgáveis para o SMP foram considerados 3 modelos bidimensionais: o modelo "A" com um comportamento elástico linear, o modelo "B" com elementos de junta ao longo da

superficie de contacto barragem-maciço de fundação, que permitem deslocamentos relativos de abertura/fecho e de deslizamento de acordo com o modelo constitutivo Mohr-Coulomb, e o modelo "C" considerando adicionalmente uma junta betão/betão localizada 24 m acima da fundação, que permitiu simular uma fissura horizontal nesta zona da barragem.

Da análise admitindo comportamento elástico linear (modelo "A") constata-se que os níveis das tensões obtidas podem ser considerados genericamente compatíveis com as características resistentes dos materiais associados às diferentes zonas do perfil. No tocante à segurança face ao deslizamento ao longo do contacto barragem-fundação assinala-se que os valores da relação T/N indiciam a possibilidade de ocorrerem deslizamentos irreversíveis de pequena expressão, que contudo não comprometem a segurança global da obra. As análises com os modelos não lineares "B" e C" permitiram estimar os deslocamentos ao longo do contacto barragem-fundação e as tensões máximas no pé de montante. Os resultados obtidos estão de acordo com o comportamento característico de barragens do tipo gravidade sujeitas à ação de sismos intensos, onde deslocamentos limitados na superfície de contacto com a fundação são permitidos, mantendo-se os valores de tensão em níveis admissíveis.

3. CONCLUSÕES

Neste artigo apresentaram-se, de forma inevitavelmente sintética, os principais aspetos do projeto das barragens que integram o aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS), obras que a EDP projetou e de que promoveu a construção, e que constituíram um importante desafio para o seu corpo técnico.

Para além da sua contribuição para a produção hidroelétrica, salienta-se que o AHBS constituiu o primeiro grande aproveitamento hídrico num afluente do troço nacional do rio Douro. A grande envergadura da barragem do Baixo Sabor permitiu criar uma albufeira com uma capacidade de cerca de 1095 hm^3, semelhante à de Castelo de Bode, que pode ser alimentada por bombagem do rio Douro devido à reversibilidade dos grupos geradores que equipam as centrais do AHBS. Estas características conferem a este aproveitamento uma dupla função, quer de armazenamento de água, encarado com bem essencial para diferentes usos, quer de armazenamento de energia proveniente de produção eólica não consumida.

AGRADECIMENTOS

No tocante ao projeto de conceção das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro, os autores não querem deixar de efetuar uma menção especial ao trabalho desenvolvido pelos colegas Manuel Pinho de Miranda e Nuno Antunes.

REFERÊNCIAS

[1] HIDRORUMO,1998, Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Estudo Prévio (Documento interno)

[2] EDP Gestão da Produção de Energia S.A. Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto. Dezembro de 2005 (Documento interno)

[3] Normas de Projeto de Barragens (NPB) Portaria n.º 846/93 de 10 de setembro, 1993

[4] ICOLD European Club - Working Group on Sliding Stability of Existing Gravity Dams – Final Report, Giovanni Ruggeri – 2004

[5] Miranda M.P., Silva Matos D., Pimentel R., Gomes A.. "The Baixo Sabor upstream and downstream dams. Relevant design and construction features". First Dam World Conference, Maceió, Brazil, 2012.

A monitorização estrutural das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro






João Gomes Cunha[1] **José Piteira Gomes[2]** **Graça Moura[3]** **António Lopes Batista[4]**

RESUMO

A exploração de grandes barragens envolve, em regra, riscos elevados. Por essa razão exige-se um acompanhamento cuidado destas obras, tendo a observação (monitorização, inspeção e ensaios) um papel fundamental nas atividades de controlo da segurança. Os sistemas de observação das barragens incluem, em regra, dispositivos para monitorização de grandezas relacionadas com as ações e com as respostas térmica, estrutural e hidráulica do conjunto barragem-fundação. A definição destes sistemas é balizada pela regulamentação portuguesa de segurança de barragens.

Nas barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro, dada a sua dimensão e importância, para além dos dispositivos tradicionais com leitura manual, foram instalados sistemas de monitorização automática, tecnologicamente evoluídos, com vista a aumentar a frequência de leitura das grandezas mais significativas com recolha manual, a avaliar as ações dinâmicas e os seus efeitos estruturais nas barragens e a ultrapassar as dificuldades de instalação de redes de observação geodésica por jusante.

Referem-se os sistemas de recolha manual e os quatro sistemas específicos de monitorização automática, designadamente o RAD (recolha automática de dados), complementar à recolha manual, envolvendo 232 dispositivos e 407 grandezas, o GNSS (Global Navigation Satellite System), destinado à medição de deslocamentos absolutos através de 8 recetores em regime permanente, o SOS (sistema de observação sísmica), para registo de eventos sísmicos utilizando 6 estações remotas instaladas nas imediações das albufeiras e 8 estações instaladas nas galerias das barragens, e o SMD (sistema de monitorização dinâmica em contínuo), apenas na barragem do Baixo Sabor, para avaliação da evolução das características dinâmicas (frequências próprias e modos de vibração) a partir da excitação ambiente, usando 20 acelerómetros uniaxiais de elevada sensibilidade.

Palavras-chave: Barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro, Sistemas de observação, Monitorização estática, Monitorização dinâmica

[1]EDP Produção SA, Direção de Engenharia de Barragens, Porto, Portugal. joaogomes.cunha@edp.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. pgomes@lnec.pt
[3]EDP Produção SA, Direção de Engenharia de Barragens, Porto, Portugal. gracamaria.moura@edp.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. a.l.batista@lnec.pt

1. BREVE DESCRIÇÃO DAS OBRAS

As barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro integram o Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS), localizando-se no trecho inferior do rio Sabor, já perto da confluência com o rio Douro (as barragens foram designadas inicialmente por barragens de montante e de jusante, respetivamente). As centrais das duas barragens são dotadas de sistemas reversíveis em turbinamento-bombagem, por forma a ser possível bombar água do rio Douro, a partir da albufeira da Valeira, para a grande albufeira de armazenamento do Baixo Sabor (1095 hm^3 de volume total), usando o escalão intermédio do Feiticeiro [1].

A barragem do Baixo Sabor é uma abóbada de dupla curvatura com uma altura máxima acima da fundação de 123,00 m, um coroamento de 6,00 m de espessura e 505 m de desenvolvimento, à cota 236,00 m (Fig. 1). A fundação é realizada num maciço granítico de boa qualidade.



Figura 1. Barragem do Baixo Sabor. Vista de jusante (à esquerda) e corte vertical pela consola central (à direita)

A barragem do Feiticeiro é uma barragem gravidade com uma altura máxima de 45,00 m e um coroamento reto de cerca de 315 m, à cota 138,00 m (Fig. 2). O maciço rochoso de fundação é xistoso.

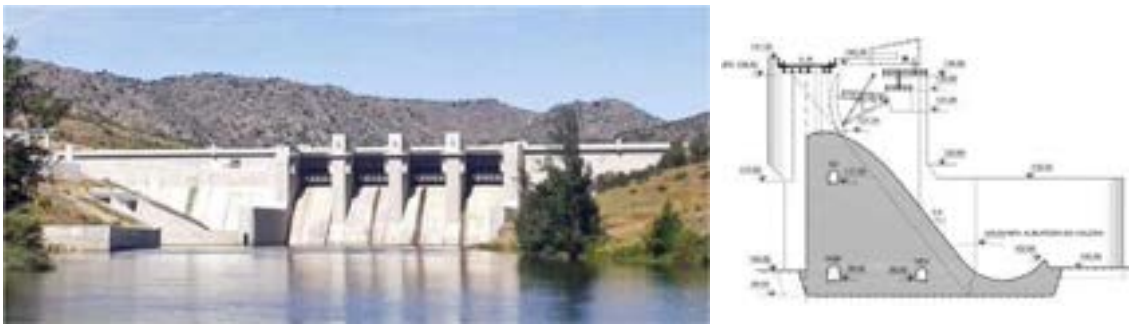


Figura 2. Barragem do Feiticeiro. Vista de jusante (à esquerda) e corte vertical pelo descarregador (à direita)

O projeto das barragens do AHBS foi elaborado pela EDP Produção, tendo a construção das duas barragens decorrido entre 2009 e 2015 [2,3,4].

2. REQUISITOS A CUMPRIR NOS PLANOS DE OBSERVAÇÃO DE BARRAGENS

O plano de observação define os procedimentos e as atividades inerentes ao controlo da segurança do conjunto barragem-fundação-albufeira, nas diferentes fases de vida das obras. Os sistemas de monitorização associados a estes planos devem permitir a medição de grandezas relacionadas com as ações, as propriedades dos materiais e os efeitos térmicos, estruturais e hidráulicos. Em obras de pequena e média dimensão os sistemas são, predominantemente, de recolha manual, mas nas barragens de maior dimensão utiliza-se, complementarmente, a recolha automática num subconjunto selecionado de dispositivos, permitindo a perceção, em tempo real, do comportamento global das obras.

Considerando os requisitos definidos na regulamentação portuguesa de segurança de barragens, designadamente o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) [5] e as Normas de Observação e Inspeção de Barragens [6], no Quadro 1 apresentam-se as grandezas a monitorizar nas barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro.

Quadro 1. Grandezas a observar nas barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro, tendo em consideração a regulamentação portuguesa de segurança de barragens [5,6].

Grandezas	*Baixo Sabor*	*Feiticeiro*
Deslocamentos	X	X
Movimentos de juntas e fissuras	X	X
Temperaturas no betão	X	(X)
Tensões ou deformações	X	(X)
Caudais infiltrados	X	X
Subpressões	X	X
Nível da água na albufeira	X	X
Precipitação e temperatura do ar	X	X
Sismologia	X	-

(X) opcional

Os sistemas de monitorização tradicionais das duas barragens, adiante referidos, permitem a determinação de: i) níveis da água na albufeira e a jusante, em escalas limnimétricas e sonda de nível; ii) grandezas meteorológicas, em estações dedicadas localizadas junto aos respetivos coroamentos; iii) extensões no betão, em grupos de extensómetros do tipo Carlson; iv) deslocamentos absolutos, em bases de coordinómetro instaladas nos pontos de cruzamento de fios de prumo com as galerias de visita, em extensómetros de varas instalados na fundação a partir das galerias de drenagem e por métodos geodésicos; v) movimentos de juntas, por meio de medidores de movimento de juntas e bases tridimensionais; vi) temperaturas no betão, em termómetros, medidores do movimento de juntas, extensómetros e células tensométricas; vii) subpressões, em piezómetros; e viii) caudais drenados e infiltrados, em drenos e bicas totalizadoras. Dada a dimensão e importância das obras, em subconjuntos de instrumentos previamente selecionados foi prevista a automatização das leituras.

Dada a proximidade das barragens entre si e à falha da Vilariça, foi considerada uma rede regional de observação sísmica. A barragem do Baixo Sabor foi ainda dotada de um sistema de monitorização dinâmica em contínuo. Foram ainda previstos, nas duas barragens, sistemas GNSS para observação contínua de deslocamentos, para aumentar a redundância na medição de deslocamentos.

Os planos de observação das duas barragens foram elaborados pela EDP Produção [7,8], tendo o LNEC realizado oportunamente a sua revisão, no âmbito das atribuições que lhe são conferidas pelo RSB.

3. SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO DOS COMPORTAMENTOS ESTÁTICO, TÉRMICO E HIDRÁULICO

3.1 Sistemas de observação tradicionais com recolha manual e automática

Nas duas barragens foram implementados sistemas de observação, considerados tradicionais, com recolha manual de dados e, em alguns dos dispositivos, com recolha automática.

As duas barragens estão dotadas de escalas e sondas de níveis, a montante e a jusante, bem como estações meteorológicas digitais, para leitura e registo contínuo da temperatura e humidade relativa do ar, radiação solar e precipitação.

Na barragem do Baixo Sabor foram instalados: 27 bases de leitura de deslocamentos horizontais em 5 fios de prumo (nos três fios de prumo centrais existe uma conjugação de um fio direito, entre a galeria superior e a galeria geral de drenagem, e de um fio invertido, entre esta galeria e um ponto profundo no maciço de fundação; os dois fios de prumo laterais são invertidos); 15 extensómetros de varas na fundação, a partir das galerias geral de drenagem (GGD) e de drenagem de jusante (GDJ), 12 verticais, 2 horizontais e 1 subvertical, sendo 6 simples (uma vara), localizados nas encostas a cotas mais elevadas, e os restantes 9 duplos, para medição de deslocamentos da fundação; 152 medidores de movimentos de junta de resistência elétrica, embebidos no betão, e 103 bases tridimensionais nas galerias, para medição de deslocamentos relativos entre blocos; 232 extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson, dispostos em 40 pontos de amostragem mais relevantes tensões, segundo 17 secções, em 8 grupos unidirecionais, 26 grupos planos e 6 grupos tridimensionais, para medição de extensões no betão; 10 células tensométricas, dispostas em 5 secções junto de grupos de extensómetros, para medição direta de tensões nas zonas onde se prevê que sejam de maior magnitude (fecho dos arcos, rins e base da consola central); 52 termómetros de resistência elétrica, 26 dos quais junto aos paramentos de montante e de jusante, que em conjunto com os extensómetros e os medidores de movimentos de junta permitem a obtenção da temperatura em 252 pontos do corpo da barragem; 6 células de pressão, para quantificação da pressão da água nos poros do betão; 42 piezómetros na fundação, de câmara manométrica única, para quantificação de subpressões; e 215 drenos da fundação (5 por bloco, em média), a partir das GGD e GDJ, e 18 bicas totalizadoras, para coletar caudais drenados e infiltrados. A recolha automática de dados (RAD) cobre praticamente todas os tipos de aparelhos, correspondendo a 284 grandezas, 25% do total das grandezas medidas manualmente [9].

Referem-se ainda as 3 células de fluência instaladas na barragem do Baixo Sabor, para realização "in situ" de ensaios de deformabilidade do betão, instantâneos e ao longo do tempo, para a determinação do módulos de elasticidade e da função de fluência, respetivamente.

Na barragem do Feiticeiro foram instalados: 9 bases de leitura de deslocamentos horizontais em 3 fios de prumo conjugados; 9 extensómetros de varas na fundação, a partir da GGD e da GDJ, todos verticais, sendo 5 simples (uma vara) e 4 duplos, para medição de deslocamentos da fundação; 38 medidores de movimentos de junta de resistência elétrica, embebidos no betão, e 47 bases tridimensionais nas galerias, para medição de deslocamentos relativos entre blocos; 45 extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson, dispostos em 10 pontos de amostragem, segundo 6 secções, em 3 grupos unidirecionais e 7 grupos planos, para medição de extensões no betão; 76 termómetros de resistência elétrica, 19 dos quais junto aos paramentos de montante e de jusante, que em conjunto com os extensómetros e os medidores de movimentos de junta permitem a obtenção da temperatura em 124 pontos do corpo da barragem; 26 piezómetros na fundação, de câmara manométrica única, para quantificação de subpressões; e 57 drenos da fundação (5 por bloco, em média) e 4 bicas totalizadoras, para coletar caudais drenados e infiltrados. A recolha automática de dados (RAD) cobre todas os tipos de aparelhos, correspondendo a 123 grandezas, 25% do total das grandezas medidas manualmente.

As barragens têm implementados planos de emergência e sistemas de aviso e alerta às populações residentes a jusante, já testados e funcionais, que serão ativados em caso de incidente ou acidente.

3.2 Sistemas tradicionais de observação geodésica

Os sistemas de observação geodésica, para medição de deslocamentos em pontos previamente selecionados, destinam-se à obtenção de redundância nos deslocamentos medidos com maior frequência através de outras técnicas, já referidas. As campanhas de observação geodésica são realizadas, em regra, com periodicidade anual.

Na barragem do Baixo Sabor foram instaladas, nas galerias horizontais GV2, GV4 e GV6, que têm prolongamento para o interior do maciço rochoso de fundação em ambas as encostas, linhas de poligonação e de nivelamento, para determinação de deslocamentos horizontais e verticais, respetivamente. No coroamento e no fundo do vale (trechos horizontal das GGD e GDJ) foram também instaladas linhas de nivelamento.

A barragem do Feiticeiro foi apenas dotada de duas linhas de nivelamento, uma no coroamento e outra nos trechos horizontais das GGD e GDJ no fundo do vale, para obtenção de deslocamentos verticais.

3.3 Sistemas GNSS para monitorização contínua de deslocamentos

As duas barragens estão dotadas de sistemas GNSS (Global Navigation Satellite System), com o objetivo de permitir a medição em contínuo de deslocamentos da barragem, em complemento da informação disponibilizada pelos fios de prumo e pelos métodos geodésicos [10].

Os equipamentos instalados consistem em antenas GNSS de alta precisão e respetivos recetores. As configurações instaladas têm uma antena de referência fora da zona de influência das obras e três antenas nas próprias barragens (Fig. 3 e Fig. 4), implantadas nas verticais dos fios de prumo.



Figura 3. Barragem do Baixo Sabor. Localização de estações GNSS no coroamento



Figura 4. Barragem do Feiticeiro. Localização da estação remota e das estações GNSS no coroamento

Os equipamentos GNSS permitem obter dados, em tempo real, com uma frequência de amostragem entre 20 e 100 Hz, para a determinação de posições dos pontos do coroamento das barragens onde estão instalados, com a frequência desejada. As soluções úteis para este tipo de obras são as de posição horária e diária, que permitem a determinação de deslocamentos tridimensionais com a mesma frequência e com precisões milimétricas [10].

3.4 Síntese dos sistemas de monitorização dos comportamentos estático, térmico e hidráulico

No Quadros 2 e 3 apresentam-se sínteses dos sistemas de monitorização dos comportamentos estático, térmico e hidráulico das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro, respetivamente, indicando-se, para cada obra, o número de dispositivos com recolha manual e automática. Refere-se, como nota geral, a natural maior dimensão dos sistemas da barragem do Baixo Sabor.

Quadro 2. Barragem do Baixo Sabor. Sistemas de monitorização dos comportamentos estático, térmico e hidráulico.

Grandezas	*Equipamentos de observação*	*Número de dispositivos de observação*	
		Recolha manual	*Recolha automática*
Temperatura do ar	Estação meteorológica	1	Sim
Humidade relativa do ar		1	Sim
Radiação solar		1	Sim
Precipitação		1	Sim
Níveis de água	Montante	1	Sim
	Jusante	1	Sim
Temperaturas no betão	Termómetros de resistência elétrica	52	30
Temperaturas na fundação	Sonda de temperatura	13	6
Pressões de água no betão	Células de pressão	6	-
Deslocamentos absolutos e relativos	Bases de coordinómetro (5 fios de prumo)	27	9
	GNSS no coroamento (mais estação remota)	4	4
	Poligonais nas galerias	3	-
	Nivelamento do coroamento e nas galerias	5	-
	Extensómetros de varas na fundação	24	12
	Medidores de movimentos de junta	152	16
	Bases tridimensionais	103	24
Extensões no betão	Extensómetros de resistência elétrica	232	84
Tensões no betão	Células tensométricas	10	8
Deformabilidade do betão	Células de fluência	3	-
Subpressões na fundação	Piezómetros	42	25
Caudais drenados e infiltrados	Drenos de fundação	215	-
	Bicas totalizadoras	18	6

Quadro 3. Barragem do Feiticeiro. Sistemas de monitorização dos comportamentos estático, térmico e hidráulico.

Grandezas	*Equipamentos de observação*	*Número de dispositivos de observação*	
		Recolha manual	*Recolha automática*
Temperatura do ar	Estação meteorológica	1	Sim
Humidade relativa do ar		1	Sim
Radiação solar		1	Sim
Precipitação		1	Sim
Níveis de água	Montante	1	Sim
	Jusante	1	Sim
Temperaturas no betão	Termómetros de resistência elétrica	76	21
Deslocamentos absolutos e relativos	Bases de coordinómetro (3 fios de prumo)	9	4
	GNSS no coroamento (mais estação remota)	4	4
	Nivelamento do coroamento e nas galerias	2	-
	Extensómetros de varas na fundação	9	6
	Medidores de movimentos de junta	38	-
	Bases tridimensionais	47	16
Extensões no betão	Extensómetros de resistência elétrica	45	9
Subpressões na fundação	Piezómetros	26	15
Caudais drenados e infiltrados	Drenos de fundação	57	-
	Bicas totalizadoras	4	4

Na Fig. 5 representam-se para a barragem do Baixo Sabor, a título de exemplo, os subsistemas para medição de deslocamentos horizontais, designadamente os 5 fios de prumo, as 3 poligonais em galerias e as 3 estações GNSS no coroamento.



Figura 5. Barragem do Baixo Sabor. Localização dos dispositivos para medição de deslocamentos horizontais (5 fios de prumo, 3 poligonais em galerias e 3 estações GNSS)

4. SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

4.1 Aspetos gerais

As barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro estão dotadas de sistemas de observação sísmica (SOS), com o objetivo de monitorizar o comportamento das obras quando sujeitas a ações sísmicas [11]. Adicionalmente, na barragem do Baixo Sabor foi previsto um sistema de monitorização dinâmica em contínuo (SMC), para acompanhar o comportamento da obra quando sujeita a excitação ambiental ou proveniente de outras fontes, designadamente a operação de comportas, através da avaliação da evolução de parâmetros dinâmicos característicos das barragens, como são as frequências próprias e os modos de vibração [11]. Nos sistemas de observação sísmica o apoio à EDP Produção tem vindo a ser feito

exclusivamente pelo LNEC, ao passo que no sistema de monitorização dinâmica em contínuo instalado na barragem do Baixo Sabor foram mobilizadas, em estreita colaboração mútua, as valências do LNEC e da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

Na barragem do Baixo Sabor foi ainda realizada, durante o primeiro enchimento da albufeira, a caracterização do comportamento dinâmico através de ensaios de vibração forçada, para as situações de albufeira vazia e cheia, por forma a conhecerem-se os padrões de comportamento para situações de referência em que a excitação é conhecida [12], que serão muito úteis na balizagem das respostas observadas com os sistemas de monitorização dinâmica em contínuo.

4.2 Sistemas de observação sísmica

A observação sísmica considera um sistema regional para as duas barragens, considerando a localização das obras relativamente à falha da Vilariça. O sistema é constituído por um conjunto de 6 estações remotas, compostas por acelerómetros triaxiais, implantadas ao longo das albufeiras, para caracterização das ações (Fig. 6) [11].



Figura 6. Localização da falha da Vilariça, das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro e das estações remotas de observação sísmica

Na barragem do Baixo Sabor foram instalados 6 acelerómetros triaxiais, 3 junto à inserção no maciço rochoso de fundação (SM1 na encosta da margem esquerda, SM3 no fundo do vale e SM6 na encosta da margem direita) e 3 nas galerias superiores, para caracterização das ações no local da barragem e a sua resposta sísmica, respetivamente (Fig. 7). Na barragem do Feiticeiro foram apenas considerados 2 acelerómetros do mesmo tipo na zona central, um na GGD, junto à inserção na fundação, e outro junto ao coroamento.



Figura 7. Barragem do Baixo Sabor. Localização dos acelerómetros triaxiais do SOS

Os sistemas são ativos, permanentemente funcionais, garantindo a medição e registo da ação e da resposta das estruturas aquando da ocorrência de sismos. Para tal as estações são dotadas de meios de digitalização e transmissão de dados para uma unidade central, que efetua a gestão da rede de estações

e a consequente análise e processamento da informação captada logo que seja ultrapassado um nível de aceleração pré-estabelecido.

4.3 Sistemas de monitorização dinâmica em contínuo

O SMC da barragem do Baixo Sabor integra 20 acelerómetros de elevada resolução, dispostos nas galerias superiores (Fig. 8). Este sistema é também dotado de uma unidade central de gestão da rede de acelerómetros e a análise e processamento de registos [11].

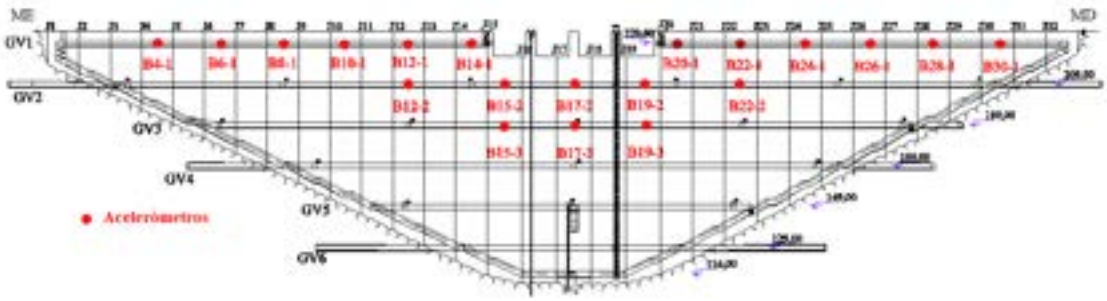


Figura 8. Barragem do Baixo Sabor. Localização dos acelerómetros de elevada resolução do SMC

5. CONCLUSÕES

O controlo da segurança de barragens envolve a observação (monitorização, ensaios e inspeções) e a interpretação do seu comportamento. A monitorização é uma das atividades mais relevantes neste processo, através da qual se recolhem os dados de auscultação em sistemas implementados para o efeito. O tratamento de dados fornecidos por estes sistemas, realizado segundo critérios definidos nos planos de observação, fornece os resultados que permitem caracterizar as principais ações, as propriedades dos materiais e os efeitos térmicos, estruturais e hidráulicos. Na interpretação do comportamento utilizam-se modelos, que podem ir de simples analogias qualitativas até elaboradas formulações matemáticas baseadas na reologia e na mecânica dos materiais. A escolha do tipo de modelo depende dos objetivos dos estudos e da importância e fase da vida das obras. Deve ainda referir-se que, no que respeita à monitorização, a engenharia de barragens esteve sempre na linha da frente no desenvolvimento de dispositivos específicos para este efeito, muitos dos quais foram depois utilizados em outros tipos de obras.

Os sistemas de observação instalados nas barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro incluem dispositivos para monitorização de grandezas relacionadas com as ações (níveis da água a montante e a jusante, grandezas meteorológicas, vibrações e sismos) e com as respostas térmica, estrutural e hidráulica do conjunto barragem-fundação, destacando-se, como grandezas mais relevantes, as temperaturas do betão, os deslocamentos absolutos e relativos, as acelerações, as extensões e tensões no betão e as subpressões e caudais drenados e infiltrados.

Para além de dispositivos com leitura manual, foram instalados sistemas de monitorização automática com vista a aumentar a frequência de leitura das grandezas mais significativas com recolha manual, a avaliar as ações dinâmicas e os seus efeitos estruturais nas barragens e a ultrapassar as dificuldades de instalação de redes de observação geodésica por jusante. Foram genericamente apresentados os quatro sistemas específicos de monitorização automática, designadamente o RAD (recolha automática de dados), complementar à recolha manual, envolvendo 232 dispositivos e 407 grandezas, o GNSS (Global Navigation Satellite System), destinado à medição de deslocamentos absolutos através de 8 recetores em regime permanente, o SOS (sistema de observação sísmica), para registo de eventos sísmicos utilizando 6 estações remotas instaladas nas imediações das albufeiras e 8 estações instaladas nas galerias das barragens, e o SMD (sistema de monitorização dinâmica em contínuo), apenas na barragem do Baixo Sabor, para avaliação da evolução das características dinâmicas (frequências próprias e modos

de vibração) a partir da excitação ambiente, usando 20 acelerómetros uniaxiais de elevada sensibilidade. Estes sistemas estão entre os mais evoluídos entre os instalados nas barragens da EDP Produção.

O funcionamento dos dispositivos de monitorização tem vindo a ser adequado, tendo dado um contributo determinante no controlo da segurança dos verdadeiros ensaios de carga das obras que foram os primeiros enchimentos das respetivas albufeiras. Refere-se ainda que nestas fases os comportamentos observados foram interpretados, com bons níveis de desempenho, recorrendo a modelação matemática, nomeadamente com base em modelos de elementos finitos [13,14].

REFERÊNCIAS

[1] EDP (2005). Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto. Porto.

[2] Miranda, M.P.; Silva Matos, D.; Pimentel, R.; Gomes, A. (2012). The Baixo Sabor upstream and downstream dams. Relevant design and construction features. First International Dam World Conference, Maceió, Brasil.

[3] Gomes, A.T.; Gonçalves, J.S.; Silva Matos, D.; Miranda, M.P. (2012). A barragem de montante do Baixo Sabor. Aspetos relevantes de projeto e construção. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012, Porto.

[4] Pimentel, R.; Gonçalves, J.S.; Silva Matos, D.; Miranda, M.P. (2012). A barragem de jusante do Baixo Sabor. Aspetos relevantes de projeto e construção. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012, Porto.

[5] RSB (2007). Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei nº 344/2007, Diário da República, Lisboa.

[6] NOIB (1993). Normas de observação e inspeção de barragens. Anexo à Portaria n.º 847/93, Diário da República, Lisboa.

[7] EDP (2007). Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Escalão de montante. Plano de observação. Porto.

[8] EDP (2007). Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Escalão de jusante. Plano de observação. Porto.

[9] Cunha, J.G.; Mata, J.; Ortiz, G. (2018). Structural safety control of the Baixo Sabor dam based on an automated data acquisition system. Symposium Hydro Engineering – 26º Congresso Mundial da ICOLD, Viena.

[10] Lima, J.N.; Casaca, J. (2018). Monitoring dam displacements with GNSS: strategy, accuracy and benefits. Third International Dam World Conference, Foz do Iguaçu, Brasil.

[11] Moura, G.; Piteira Gomes, J.; Magalhães, F.; Paixão, J.; Pereira Gomes, J.; Pereira, S. (2018). Static and continuous dynamic monitoring of Baixo Sabor arch dam. Third International Dam World Conference, Foz do Iguaçu, Brasil.

[12] Pereira Gomes, J.; Lemos, J.V. (2016). Characterization of the dynamic behavior of an arch dam by means of forced vibration tests. 1st Meeting of EWG Dams and Earthquakes. Balkema, Saint Malo, França.

[13] Mota, R.; Coelho, M.J.; Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Neves, J.; Lima, C.; Silva Matos, D. (2018). Rock mass foundation seismic tomography and its contribution for the modelling of Baixo Sabor dam's structural behaviour. Third International Dam World Conference, Foz do Iguaçu, Brasil.

[14] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Silva Matos, D. (2018). Analysis and interpretation of the Baixo Sabor dam's behaviour during the first filling of the reservoir. Simposyum Hydro Engineering - 26º Congresso Mundial da ICOLD, Viena.

A construção das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro

Júlio Gonçalves[1] **Armando Camelo[2]** **Alexandre Gomes[3]** **Ricardo Pimentel[4]**

RESUMO

O aproveitamento hidroelétrico (A.H.) construído pela EDP-Energias de Portugal no troço final do Rio Sabor, afluente da margem direita do rio Douro, inclui duas grandes barragens, que distam cerca de 12 e 3 km da foz do rio Sabor, e que foram projetadas pelo seu corpo técnico.

A barragem do Baixo Sabor é do tipo abóbada de dupla curvatura, com uma altura máxima de 123m, um desenvolvimento no coroamento de 505m, um volume teórico de betão de 670.000 m^3e sua construção foi concluída em 2014. A albufeira tem uma capacidade de cerca de 1095 hm^3 para o nível de pleno armazenamento (NPA) à cota (234,00).

A barragem do Feiticeiro é do tipo gravidade, com uma altura de 45 m e apresenta um desenvolvimento retilíneo em planta com um comprimento de 315 m, ao nível do coroamento. O volume total de betão utilizado na sua construção foi de cerca de 190.000 m^3. Destina-se a constituir o contra-embalse da barragem do Baixo Sabor, permitindo regularizar caudais e garantir condições de bombagem adequadas a partir da albufeira do A. H. da Valeira.

Neste artigo é apresentado o faseamento construtivo da barragem abóbada do Baixo Sabor e os principias aspetos associados à refrigeração artificial do betão e à injeção das juntas. No caso da barragem do Feiticeiro é referida a estratégia construtiva e a aplicação pioneira, numa obra definitiva, de betão com prévia colocação de agregado (BPCA) em três camadas de betonagem.

São também apresentados os principais aspetos relativos ao betão em massa utilizado na construção das duas barragens e, em particular, ao modelo utilizado plano de controlo de qualidade dos betões e seus constituintes.

Palavras-chave: Hidroeletricidade, Barragem, Materiais de construção, Betão em massa, Betão armado

1. BARRAGEM DO BAIXO SABOR

A barragem do baixo é uma estrutura em abóbada de dupla curvatura com uma altura máxima teórica de 123 m. O coroamento da barragem, situado à cota (236,00), tem um desenvolvimento de 505 m e uma espessura constante de 6 m.

Na Fig. 1 está representada uma vista aérea do escalão, na qual se podem ver a barragem, bem como o edifício de apoio e restituição da central subterrânea situada na margem direita.

[1]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. juliosarmento.goncalves@edp.pt
[2]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. armando.camelo@edp.pt
[3]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. alexandre.gomes@edp.pt
[4]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. ricardo.pimentel@edp.pt



Figura 1. Vista aérea da barragem do Baixo Sabor.

No interior da barragem existem seis galerias de visita (GV1 a GV6), com soleiras às cotas (129,00), (149,00), (169,00), (189,00), (209,00) e (229,00), e uma galeria geral de drenagem que acompanha o contacto com a fundação. Na zona central da abóbada existe também uma galeria de fundação (e de drenagem) a jusante, que comunica com a de montante por galerias radiais.

Na Fig. 2 apresenta-se perfil desenvolvido pela superfície de referência, estando representadas as 31 juntas de contração verticais, a descarga de fundo, os quatro vãos do descarregador de cheias, as galerias de visita o poço de escadas e os fios de prumo.

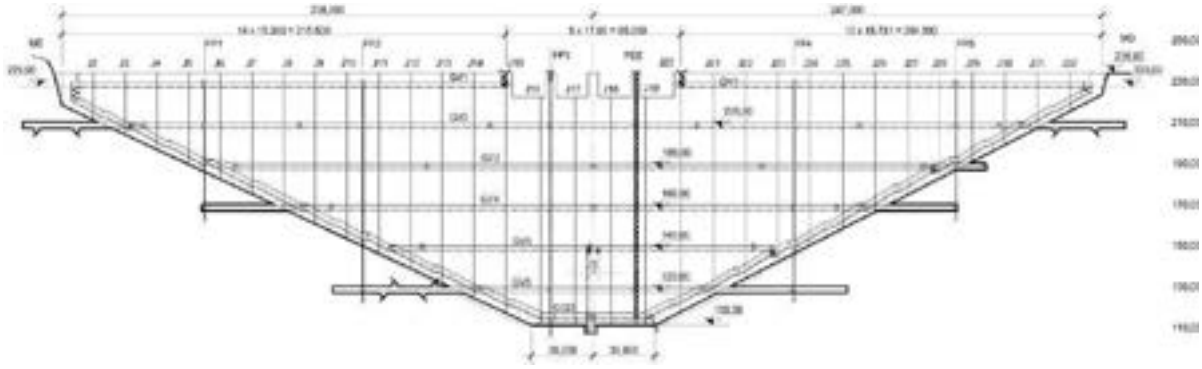


Figura 2. Alçado de montante – juntas de contração.

Na zona central do coroamento da barragem (J15 a J20), existe um descarregador de cheias do tipo lâmina livre, que possui quatro vãos com 16 m de largura cada controlados por comportas segmento, com as cristas formando uma poligonal (diretriz) inserida na curvatura da barragem. No bloco central (17-18), localiza-se a descarga de fundo, cuja soleira se encontra à cota (140,00), com secção transversal retangular blindada com 2,10x3,10 m^2 e capacidade de vazão de 220 m^3/s. A montante é dotada de uma comporta de guarda e respetiva conduta de arejamento e a jusante, tem uma comporta de serviço do tipo segmento.

1.1 Faseamento construtivo

A construção da barragem teve inicio em 10 de março de 2011 com a colocação da primeira camada do bloco J15-J16, e a betonagem da última camada do bloco J17-J18 decorreu em 16 de outubro 2013. De acordo com o plano de betonagens da barragem, a colocação de betão fez-se por camadas com altura

máxima de 2,0 m sendo as betonagens conduzidas do vale para as encostas, ficando o eventual escorregamento dos blocos assegurado pelo travamento efetuado pelos blocos fundados a cotas mais baixas. Foi evitado o crescimento excessivo de um bloco em relação aos seus vizinhos, procurando-se que a diferença de alturas não fosse superior a 3 - 4 camadas de betonagem [1].

A Fig. 3 a) mostra a primeira betonagem da barragem e a Fig. 3 b) uma fase da evolução das betonagens dos diferentes blocos da barragem.



a) b)

Figura 3. a) Primeira betonagem e b) Evolução das betonagens dos blocos.

1.2 Refrigeração artificial

Tendo em conta os elevados volumes de betão em massa aplicados na barragem e os ritmos betonagem associados à sua construção foram tomadas diversas medidas para controlar os aumentos de temperatura associados às reações exotérmicas da hidratação do cimento, bem como os efeitos do seu posterior arrefecimento.

Assim, a proteção térmica dos seus constituintes e a substituição de parte da água da amassadura por gelo em forma de escamas e insuflado, permitiu cumprir o valor o limite de 25ºC estipulado para a temperatura máxima do betão fresco.

Para controlar as subidas de temperatura após a aplicação do betão, na composição do qual se utilizaram cinzas volantes como parte da mistura cimentícia, a barragem foi dotada de um sistema que permitiu proceder à sua refrigeração artificial pela circulação de água refrigerada (até 4ºC) e água do rio, em circuito fechado, através de um sistema ramificado de condutas, designadas de serpentinas (Fig. 4) e que, no seu conjunto, percorrem todo o volume de betão da barragem [1].

Em cada camada de betonagem, procedeu-se à primeira refrigeração sensivelmente do 4º ao 20º dia de idade do betão, por meio de circulação de água do rio nas serpentinas de modo a limitar a elevação da temperatura do betão. Mais tarde, normalmente após a conclusão das betonagens, procedeu-se à refrigeração final, faseada, de toda a barragem (pós-refrigeração), quer com água do rio quer com água refrigerada, conforme a temperatura do betão estivesse ou não demasiado elevada. Na estiagem que antecedeu a refrigeração final, procedeu-se ainda à rega do paramento de jusante, com água do rio, recorrendo a jatos dispersores a partir do coroamento.

A evolução do arrefecimento do betão da barragem durante o processo de refrigeração foi controlado pela leitura da temperatura em sondas térmicas colocadas no núcleo de cada bloco e afastadas de 4 m em altura e, também, pela leitura das temperaturas e das aberturas de juntas medidas na aparelhagem elétrica embebida, sendo este processo acompanhado pela exploração de um modelo numérico de elementos finitos, cuja calibração permitia definir o grau de refrigeração a impor em cada zona da barragem. Realça-se a importância deste complexo conjunto de operações, cujo objetivo foi o de garantir o cumprimento da temperatura de 11ºC, definido nos estudos de otimização de formas da barragem abóbada para se proceder à injeção das juntas de contração.



a) b)

Figura 4. a) e b) Serpentinas de refrigeração.

1.3 Injeção de juntas

A injeção das juntas de contração, com calda de cimento, e com os betões envolventes à temperatura pré-definida de 11ºC compreendeu também um vasto conjunto de operações, de importância fundamental para garantir o monolitismo entre os blocos da barragem, e o projetado funcionamento estrutural da abóbada. A injeção de juntas da barragem decorreu de forma progressiva por faixas horizontais de baixo para cima, , e em cada faixa do fecho para as nascenças, tendo sido executada em duas campanhas. A primeira campanha [2] foi finalizada em março de 2013 tendo-se injetado os compartimentos até à cota (170.00). A segunda campanha [3] teve início a 18 de novembro de 2013, e contemplou a injeção de todos os restantes compartimentos até à cota do coroamento (236.00). Na Fig. 5 apresentam-se as cotas dos patamares de injeção.

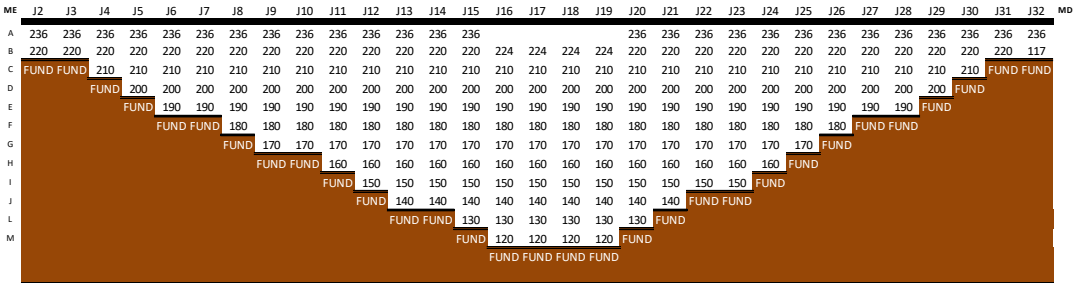
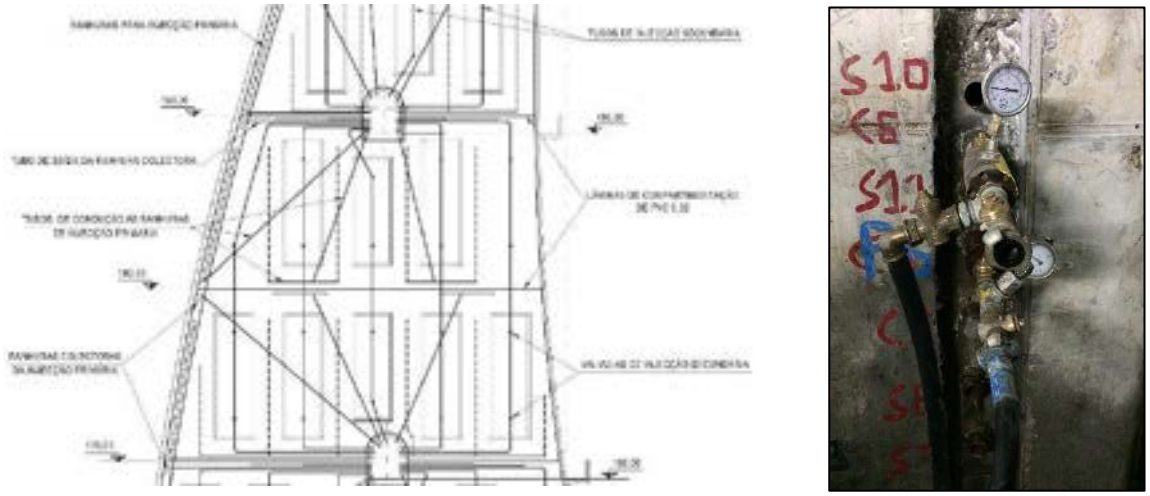


Figura 5. Cotas dos patamares de injeção.

Genericamente, entre duas galerias de visita (afastadas de 20 m em cota) existem duas faixas de injeção, compreendendo cada junta um compartimento principal e o chamado compartimento de paramento, a montante, sendo este delimitado por 2 lâminas water-stop, afastadas de cerca de 0,50m (Fig. 6 a). Para as operações de injeção cada compartimento principal foi dotado de dispositivos para a chamada injeção primária, constituídos por ranhuras de injeção, ranhuras coletoras e respetivos tubos de admissão e saída. Para eventuais posteriores injeções (injeções secundárias), foram instalados circuitos entre galerias, dotados de válvulas de injeção, concebidas para, caso necessário, poderem vir a ser reutilizadas. Na Fig. 6 a) apresenta-se um esquema de um compartimento de injeção e na Fig. 6 b) um exemplo da aparelhagem usada na injeção de uma junta.

A colocação de calda de cimento no compartimento efetuou-se a partir das galerias de visita preenchendo todo o compartimento, até se verificar a saída calda injetada nos tubos coletores. A densidade da calda foi sendo incrementada à medida que se ia desenrolando a injeção do compartimento. As pressões máximas de injeção [2] [3] de cada compartimento foram determinadas com base num modelo numérico de elementos finitos que permitiu estabelecer uma estratégia de injeção e assegurar a segurança estrutural da abóbada. Durante as campanhas de injeção, os deslocamentos das juntas foram

monitorizados tendo-se efetuado leituras das bases tridimensionais e medidores de juntas. As pressões máximas de injeção de cada compartimento estão representadas na Fig. 7.



a) b)

Figura 6. a) Compartimentos para a injeção de juntas e b) Dispositivos de injeção.

Quadro 1. Etapas da injeção dos compartimentos

INJEÇÃO DE JUNTAS

Descrição		Início	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
Duração indicativa (h)		-	24	2	1	2
Pressão manómetro inferior (bar)	Compartimento a injetar	-	Pi1	Pi1	Pi2	Pi2
	Compartimentos adjacentes	-	-	Pa1	Pa2	Pa2
Material de injeção	Compartimento a injetar	-	Água	Calda de cimento: progressão desde o traço mais baixo até ao mais elevado	Calda de cimento mais densa	Calda de cimento mais densa
	Compartimentos adjacentes	-	-	Água	Água	Água
Periodicidade de Leitura da Instrumentação		Leitura inicial	a meio e no fim	em contínuo[1]	em contínuo[1]	fim

Legenda:
Pi1: Pressão necessária para encher o compartimento na sua totalidade, sem pressão adicional
Pi2: Pressão máxima de injeção, indicada na Figura 7
Pa1 : Contra-pressão necessária para encher o compartimento na sua totalidade com água, sem pressão adicional
Pa2: Contra-pressão de água que corresponde a metade de Pi2 com um mínimo de Pa1
1 – entre cada leitura do mesmo aparelho não deve decorrer um intervalo de tempo superior a 10 minutos.

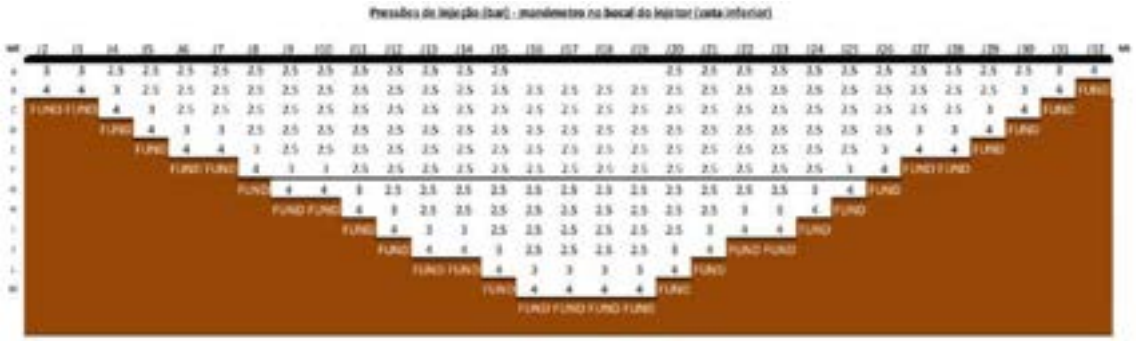


Figura 7. Pressões máximas de injeção dos compartimentos.

2. BARRAGEM DO FEITICEIRO

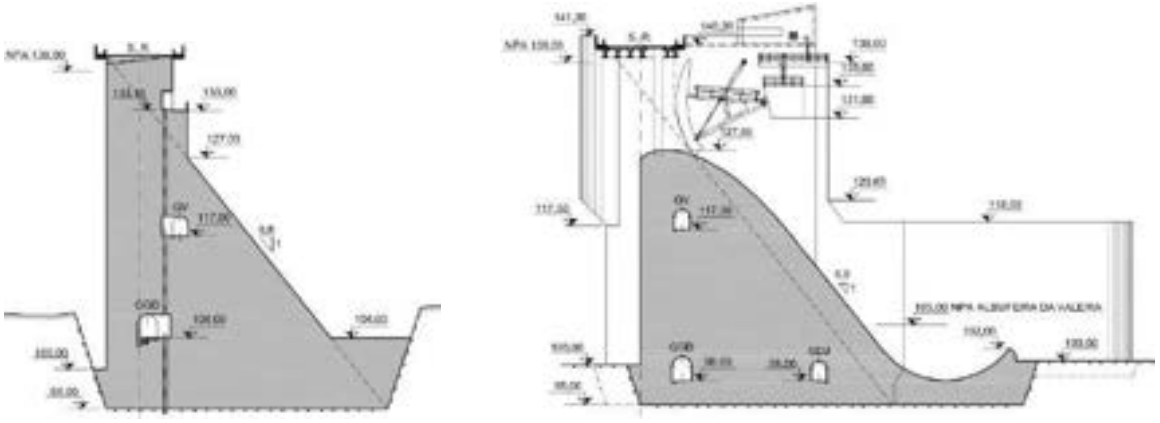
A barragem do Feiticeiro, do tipo gravidade, possui uma altura máxima de 45 m e um desenvolvimento retilíneo em planta ao nível do coroamento com 315 m. Na Figura 8 apresenta-se uma vista aérea do escalão a partir de jusante, do lado da margem direita, na qual se podem ver a barragem e o edifício de apoio à central subterrânea.



Figura 8. Vista aérea da Barragem do Feiticeiro.

Na barragem distinguem-se as seguintes zonas: uma zona não galgável (Figura 9 – a)), correspondente aos blocos das margens, sendo constituída por 8 blocos na margem esquerda e 7 blocos na margem direita; uma zona galgável, constituída por 7 blocos no fundo do vale, (Figura 8 – b)) onde se situa o descarregador de cheias. Este encontra-se dividido em quatro tramos com 16 m de vão, separados por pilares com 5 m de espessura e com forma adequada aos requisitos hidráulicos, onde se inserem as consolas curtas de apoio das articulações das comportas. Na zona do pé de jusante da barragem localiza-se a bacia de dissipação delimitada nas margens por meio de muros laterais, inserindo-se a descarga de fundo no muro situado na margem direita.

A barragem (ver Fig. 9 e 10) é dotada de uma galeria geral de drenagem (GGD) com 3,00 m de altura e 2,50 de largura localizada ao longo do pé de montante, uma galeria de drenagem de jusante (GDJ), inserida no pé de jusante do descarregador de cheias, com 2,50 m de altura e 2,00 m de largura, e uma galeria de visita (GV) à cota (117,00). Estas galerias permitiram executar os tratamentos de impermeabilização da fundação e a rede de drenagem da fundação, proceder à instalação de equipamentos de observação, bem como permitem coletar os caudais infiltrados, controlar a subpressões na fundação e realizar a observação da fundação e a leitura dos equipamentos colocados na barragem.



a) b)

Figura 9. Corte transversal da barragem: a) zona não galgável e b) zona galgável

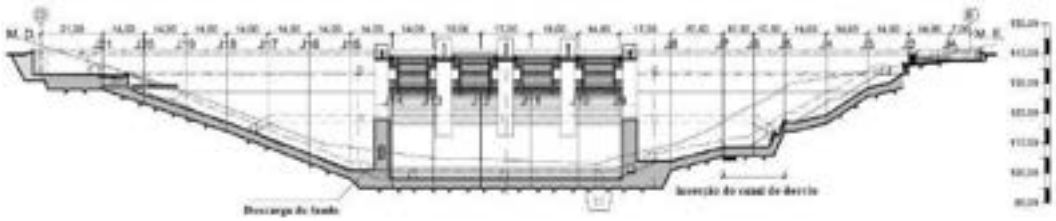


Figura 10. Alçados da barragem a) Montante e b) Jusante

2.1 Estratégia construtiva

A construção da barragem do Feiticeiro iniciou-se em 2010 com o inicio das escavações em ambas as margens e no leito do rio. Nesse mesmo ano, durante a estiagem, procedeu-se ao desvio do rio por um canal na margem esquerda. No ano de 2011 concluíram-se as escavações para construção da barragem e iniciou-se a betonagem dos blocos.

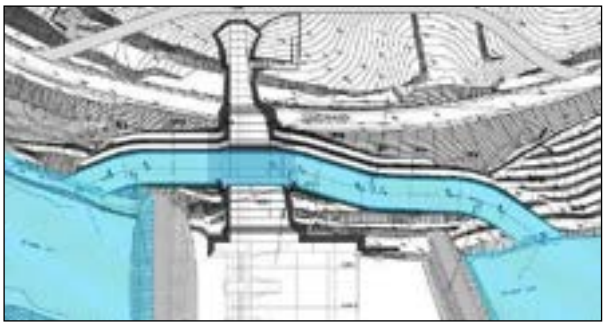
De forma a maximizar a utilização dos meios disponíveis em obra e a minimizar os prazos da empreitada), foi avaliada a necessidade de avançar com a construção dos blocos nas encostas, em avanço relativamente aos blocos inferiores. Esta situação pouco habitual neste tipo de obras, só pode ser equacionada tendo em consideração os baixos declives das encostas (~18,5º na margem direita e um valor máximo de 32,9º na margem esquerda) e a posição lateral do canal de desvio provisório na margem esquerda, que obrigou à betonagem de alguns blocos em avanço. Após análise cuidada das condições geológico-geotécnicas e a realização de uma análise de estabilidade verificou-se ser possível efetuar a betonagem em avanço de quatro blocos em cada margem cujo bloco com maior dimensão tem uma altura máxima de 26 m.

Em 2012 concluíram-se as betonagens dos blocos à exceção de 3 blocos associados à derivação provisória do rio. A betonagem destes três últimos blocos iniciou-se no período de estiagem do ano de 2013, concluindo-se em 2014, ano em que também se concluíram os trabalhos de tratamento de fundação e se procedeu ao enchimento da albufeira. No ano de 2015, após um período de arrefecimento natural dos betões da barragem e em face de alguns repasses de água observados nas juntas, decidiu-se efetuar a injeção das juntas de contração da barragem.

Importa referir que inicialmente, o projecto de licenciamento previa que a barragem seria construída parcialmente com recurso à técnica do betão compactado com cilindros (BCC). Neste âmbito, os blocos não galgáveis e o núcleo dos blocos galgáveis seriam construídos com BCC. Os pilares de apoio das comportas, a zona superior e o paramento de jusante dos vãos do descarregador de cheias, bem como a estrutura de dissipação de energia do tipo rolo (“roller bucket”) e o plinto de fundação de montante (para selagem de uma membrana de impermeabilização a instalar no paramento da barragem) seriam executados em betão convencional.

Adicionalmente, também se previa a utilização de betão convencional em todo o bloco onde se encontra inserida a descarga de fundo, no fundo do vale, do lado da margem direita. Esta opção justificava-se pela estratégia de desvio provisório do rio que estava prevista e que consistia na construção de um canal na zona do bloco da descarga de fundo, numa primeira fase, passando o rio a passar na própria galeria da descarga de fundo numa segunda fase

Nas fases iniciais da obra, optou-se por uma nova alternativa para o desvio provisório, com o objectivo de permitir uma maior flexibilidade no desenvolvimento dos trabalhos e reduzir o risco associado a galgamentos, aumentando consideravelmente a vazão do canal de desvio [4]. Esta nova solução consistiu num canal implantado no quarto bloco da margem esquerda (Figura 11), escavado em rocha, não sendo assim necessário construir um dique longitudinal para materializar o canal.



a)



b)

Figura 11. Desvio provisório do rio – a) esquema e b) vista aérea

Na zona onde este atravessa a barragem, foi necessária a construção de um muro de betão, delimitado por uma das juntas da barragem (J4) que foi posteriormente parcialmente demolido, sendo a restante parte integrada na barragem. Neste âmbito foi necessário dotar esta estrutura de dispositivos adequados tais como lâminas de estanquidade, ranhuras e tubos de injecção para a sua melhor integração no corpo da barragem.

2.2 Utilização experimental de Betão com Prévia Colocação de Agregado (BPCA)

A EDP tem vindo a desenvolver uma metodologia de construção aplicada a "betões em massa" que consiste na colocação prévia dos agregados grossos lavados e no posterior preenchimento dos seus vazios com argamassa que é aplicada por gravidade (BPCA). Após a recolha de dados de comportamento pela realização de aplicações experimentais, quer em laboratório quer na ensecadeira de jusante da barragem de montante, considerou-se adequada a sua aplicação numa estrutura definitiva. Neste âmbito, três camadas de betonagem (duas com 2 m e uma com 1 m de altura) de um dos blocos de menor dimensão da barragem do Feiticeiro foram executadas com recurso a esta técnica, tendo-se verificado um bom comportamento desta tecnologia [5].

Na Figura 12 é possível observar a execução de uma das camadas com BPCA, já com o agregado colocado e com o equipamento de distribuição de argamassa já instalado.



Figura 12. Betonagem experimental com recurso a betão com prévia colocação de agregado

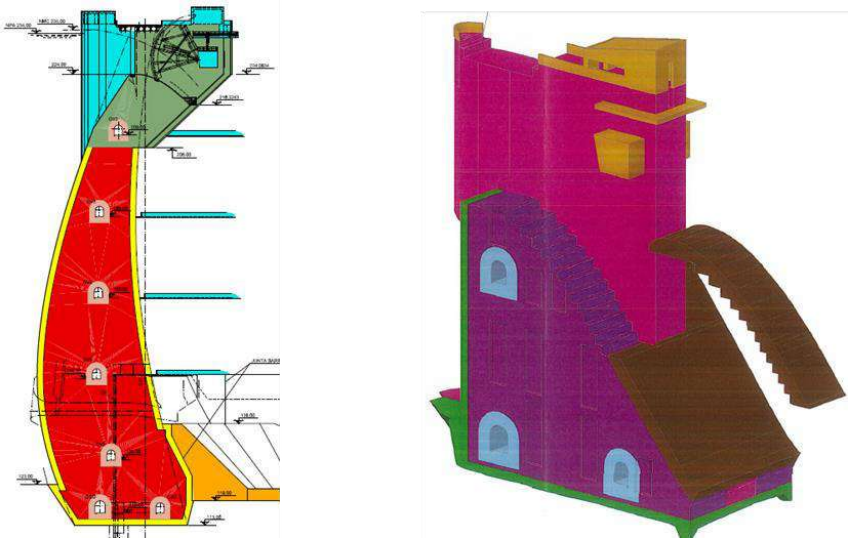
3. BETÕES APLICADOS

Na fase de desenvolvimento dos estudos foram avaliadas manchas de empréstimo necessárias à construção das duas barragens, tendo-se identificado uma área a montante da barragem do Sabor, na margem direita do rio, com adequadas características e volume suficiente para ambos os aproveitamentos e que se designou por "Pedreira de Relvas". Essa avaliação consistiu na determinação das características da rocha e sua variação em profundidade, por sondagens à rotação, que evidenciaram a necessidade de uma descubra da ordem dos 14 metros. A avaliação incluiu ainda a realização de britagens laboratoriais para caracterização das frações finas [6].

O equipamento de britagem da obra, fornecido e projetado pela empresa Metso ao empreiteiro principal, foi instalado ligeiramente a montante da pedreira para a produção de cinco classes de agregados grossos e uma classe de finos, conforme as especificações do projeto e do caderno de encargos, e com capacidade de processamento de 2x400 t/h [1]. Após este processamento, os agregados foram ensilados junto das torres de fabrico de betão, esta com capacidade de 220 m^3/h com duas betoneiras de 4,5 m^3 cada. Cada 9m^3 fabricados foram descarregados nas tolvas e depois em "silobus" que por sua vez descarregavam num balde do "blondin" de igual capacidade, e que transportava o betão ao local de aplicação consoante o tipo (ver Figura 13). No caso das barragens (betão em massa), o espalhamento no bloco foi realizado com uma pá de rastros e a vibração com baterias de 6 vibradores de 3 polegadas cada, acopladas hidraulicamente a uma retroescavadora [6].

Em todos os betões aplicou-se o mesmo tipo de cimento – CEM I 42,5R – e adições à base Cinza Volante de duas proveniências. No caso de betões da barragem a substituição de cinza, sobre o peso total de ligante, foi de 45 a 55% nos casos de betões aplicados em secções armadas.

Os estudos das composições de betão para as barragens estiveram a cargo da EDPP considerando a vida útil das estruturas de 100 anos, sendo por isso composição prescrita cf. [7]. A sua validação foi efetuada com base em ensaios em laboratório sobre provetes moldados quer no laboratório quer em obra na central de fabrico [8, 9]. O risco de reações secundárias expansivas foi uma das principais preocupações da durabilidade dos betões, tal como o desempenho de permeabilidade, cujos critérios foram estabelecidos no projeto [1, 10].



a) Barragem do Baixo Sabor b) Barragem do Feiticeiro

Figura 13. Distribuição dos diferentes tipos de betão aplicados em obra

O processo de controlo de qualidade dos betões, a cargo do Empreiteiro e com supervisão da Fiscalização, obrigou à instalação de um Laboratório central de apoio às duas barragens e, junto de cada central de fabrico de betão, foi montada uma instalação de apoio laboratorial para as medições sistemáticas da humidade dos agregados, da verificação da consistência do betão, do teor em ar e ainda para a moldagem de provetes de betão, quer crivado na malha de 38 mm, quer de betão integral em cilindros de diâmetro 450 mm e altura 900 mm [8]. Estes últimos provetes foram ensaiados numa prensa de 10MN, na FEUP.

O plano de controlo da qualidade dos betões incluiu a verificação dos materiais constituintes (água, adjuvantes, agregados, cimentos e adições), o controlo do doseamento no fabrico com software próprio, e o controlo das propriedades do betão com ensaios em provetes moldados em obra [8].

4. CONCLUSÕES

O aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor reveste-se de uma importância fundamental para o sector elétrico nacional, devido à sua localização, no Douro Superior a montante da cascata do Douro Nacional, e às suas características, com grande capacidade de armazenamento e grupos reversíveis em ambos os escalões a que acresce o facto de poder ser também encarado num quadro de fins múltiplos, na medida em que gera outras valias que extravasam claramente o âmbito do sector elétrico.

Neste contexto de relevância do projecto, considerou-se pertinente a apresentação de alguns aspetos construtivos e de estratégia construtiva com papel importante na obtenção de soluções adequadas e economicamente eficientes para o aproveitamento.

REFERÊNCIAS

[1] EDP Produção EM. Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto, 2005 (Documento Interno).

[2] EDP - GESTÃO DA PRODUÇÃO DE ENERGIA, S.A. Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto. Escalão de Montante. Plano de Injeção de Juntas de Contração da Barragem. 1ª Campanha. Março 2013 (Documento Interno).

[3] EDP - GESTÃO DA PRODUÇÃO DE ENERGIA, S.A. Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto. Escalão de Montante. Plano de Injeção de Juntas de Contração da Barragem. 2ª Campanha. Novembro de 2013 (Documento Interno).

[4] GIBB, AHBS, Escalão de Jusante, Empreitada Geral de Construção, Desvio Provisório do Rio Sabor – Projecto de Execução, 2009

[5] Vieira, M.; Ribeiro, A.; Camelo, A; Costa, E. – BPCA – Uma alternativa para a construção de estruturas de betão em massa, IV Congresso Ibero-Americano sobre Betão Auto-Compactável, FEUP, (julho 2015).

[6] ACI Committee 207 Mas Concrete for Dams and Other Massive Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills USA (2007)

[7] NP EN 206 – Betão. Parte1: Especificação, desempenho, produção e conformidade + Emenda 1:2008 + Emenda 2 :2010. IPQ (2007)

[8] Camelo, A., Gaspar, V., Silva, Pedro F., The concrete quality control in EDP hydroelectric schemes, Second International Dam World Conference, 21-24 April 2015, Lisbon.

[9] Camelo, A. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas Hidráulicas e de Betão Armado, 1as. Jornadas de Materiais de Construção, FEUP (2011)

[10] LNEC E 461 – Betões. Metodologias para Prevenir Reações Expansivas Internas, Lisboa (2007)

[11] Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), Decreto-Lei n.º 344/2007 de 15 de Outubro, 2007

Estudos de apoio ao projeto da barragem do Baixo Sabor realizados pelo LNEC na vertente estrutural

José Vieira de Lemos[1]

Romano Câmara[2]

Sérgio Oliveira[3]

José Muralha[4]

RESUMO

O LNEC realizou um conjunto de estudos específicos de apoio ao projeto da barragem do Baixo Sabor. Apresentam-se, nesta comunicação, os estudos de caracterização do maciço rochoso de fundação e de avaliação do comportamento estrutural. No âmbito da mecânica das rochas, descrevem-se os ensaios *in situ* e laboratoriais realizados e os principais resultados obtidos. Os estudos estruturais, conduzidos com base em modelos numéricos, incidiram sobre os três principais cenários de rotura considerados no projeto: (i) avaliação da segurança da abóbada de betão para um cenário de minoração das propriedades resistentes; (ii) ação do sismo máximo de projeto; (iii) cenário de rotura pelas superfícies de descontinuidade existentes no maciço rochoso de fundação. Descrevem-se os diversos modelos numéricos utilizados para cada tipo de cenário, assim como as principais conclusões obtidas.

Palavras-chave: Barragens de betão; caracterização geotécnica; modelação numérica; segurança estrutural.

1. INTRODUÇÃO

Os estudos de apoio ao projeto da Barragem do Baixo Sabor [1] realizados pelo LNEC, no quadro da segurança estrutural, abrangeram duas componentes: a caracterização do maciço rochoso de fundação e a avaliação da segurança da obra para os cenários de rotura. Os estudos de mecânica das rochas envolveram ensaios *in situ*, para caracterização da deformabilidade e do estado de tensão inicial do maciço rochoso, assim como ensaios laboratoriais para a determinação das propriedades mecânicas da matriz rochosa e das superfícies de descontinuidade. No projeto de barragens de betão, devem ser considerados dois tipos de cenários de análise [2]: os cenários correntes, para as ações permanentes e de elevada probabilidade de ocorrência; e, os cenários de rotura, envolvendo situações extremas, para as quais há que garantir a não ocorrência de colapso estrutural. Este segundo grupo de estudos foi realizado pelo LNEC, tendo compreendido: a avaliação da segurança da abóbada de betão sob ações

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. vlemos@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. romano@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. soliveira@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. jmuralha@lnec.pt

estáticas; a análise do comportamento sob a ação do sismo máximo de projeto; e, a verificação da segurança para os potenciais modos de rotura através do maciço rochoso e fundação, nomeadamente por deslizamento ao longo das superfícies de descontinuidade. Nesta comunicação, apresentam-se, de forma sumária, os resultados mais significativos e as principais conclusões obtidas nestes estudos.

2. CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DE FUNDAÇÃO

No âmbito dos estudos de apoio ao projeto da barragem do Baixo Sabor, o LNEC levou a cabo um conjunto de estudos de caracterização do maciço rochoso de fundação. Os trabalhos de campo compreenderam [3,4]: a caracterização da compartimentação; os ensaios de deformabilidade por meio de dilatómetro (BHD) e almofadas planas (LFJ); e, medições de tensões *in situ* pelo defórmetro tridimensional (STT). Os ensaios laboratoriais incluíram [3,5]: ensaios de compressão uniaxial de provetes da matriz rochosa; e, ensaios de corte de diaclases.

A compartimentação do maciço granítico é caracterizada pela presença de 4 famílias de diaclases, sendo as 3 famílias principais aproximadamente tri-ortogonais [3]. Destas três famílias a principal é sub-vertical, aproximadamente paralela à direção do rio; a segunda família é sub-horizontal; e, a terceira é sub-vertical e aproximadamente perpendicular à direção do rio. Os ensaios laboratoriais conduziram a um módulo de deformabilidade do granito de 45 GPa. Por seu lado, os ensaios dilatométricos *in situ* indicaram valores médios da deformabilidade do maciço rochoso de 13 GPa. Os ensaios LFJ forneceram valores entre 5 e 8 GPa, para a margem direita, e entre 13 e 21 GPa, para a margem esquerda. As medições de tensões *in situ,* motivadas sobretudo pelo projeto das obras subterrâneas, indicaram uma componente horizontal na direção do eixo do vale igual à tensão vertical, e uma componente na direção transversal igual a cerca de metade deste valor [4].

No Quadro 1, apresentam-se os valores de resistência ao corte obtidos nos ensaios laboratoriais das 3 famílias de diaclases [5]. A Fig. 1 mostra os resultados dos ensaios efetuados para a família V_1, para quatro valores da tensão normal, denotando uma dispersão relativamente baixa.

Quadro 1. Ensaios de corte de diaclases.

família	*coesão aparente (MPa)*	*coeficiente de atrito*	*ângulo de atrito (°)*
V_1	0,095	0,762	37,3
H_2	0,122	0,780	38
$V_{3,4}$	0,124	0,821	39,4

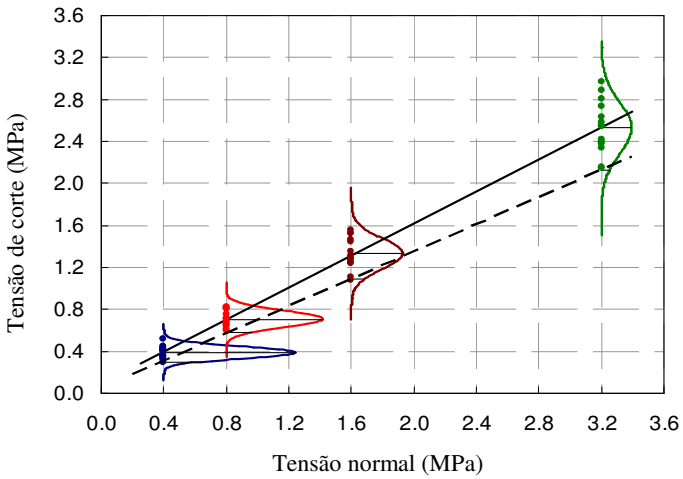


Figura 1. Valores médios e distribuição da resistência ao corte de diaclases da família V_1.

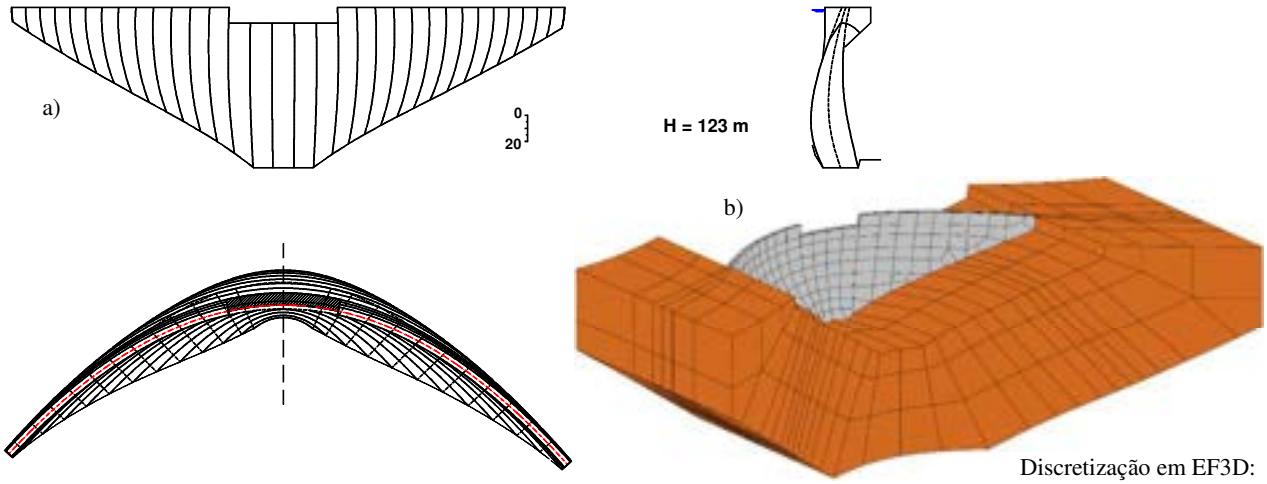
3. CENÁRIO DE DECRÉSCIMO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO

3.1 Modelação do cenário

Dado que as barragens estão sujeitas a fenómenos de degradação ao longo do tempo, o cenário de deterioração da resistência do betão deve ser analisado na fase de projeto. Desde a década de 60 que este cenário é estudado no LNEC, inicialmente apenas com base em ensaios à rotura de modelos físicos, e, a partir da década de 80, também com base em modelos numéricos de elementos finitos. Desde o final da década de 90, têm sido utilizadas leis constitutivas de dano isotrópico para o comportamento do betão. Neste cenário de degradação da resistência do betão usualmente considera-se apenas a atuação do peso próprio (pp) e da pressão hidrostática (ph). Na prática, quer nos modelos físicos quer nos modelos numéricos, amplificam-se as forças aplicadas através de um fator λ, o qual é aproximadamente equivalente ao fator de redução das propriedades resistentes.

3.2 Definição de formas da barragem de montante do Baixo Sabor

A barragem de montante do Baixo Sabor [1], é uma estrutura em abóbada de dupla curvatura (com ligeira assimetria entre margens), fundada num maciço granítico de boa qualidade, com uma altura máxima acima da fundação de 123 m e com 505 m de desenvolvimento no coroamento. A Fig. 2 ilustra as suas formas e apresenta o modelo de cálculo de elementos finitos 3D utilizado nos estudos descritos [6]. Apesar dos ensaios geomecânicos apontarem para valores de deformabilidade da fundação um pouco inferiores, foram consideradas esta as mesmas caraterísticas mecânicas do betão da barragem, dado que para o estudo do cenário de redução da resistência do betão a diferença existente não justifica uma diferenciação.



Betão (propriedades da referência)	Fundação
Módulo de elasticidade: $E_{betão} = 30$ GPa	$E_{fund} = E_{betão}$
Coeficiente de Poisson: $\nu_{betão} = 0,2$	$\nu_{fund} = \nu_{betão}$

Figura 2. Barragem do Baixo Sabor. a) Alçado, consola central e planta. b) Discretização em elementos finitos 3D.

3.3 Comportamento para o cenário de decréscimo da resistência do betão

No estudo do comportamento da barragem até ao colapso pelo MEF admite-se que a rotura do betão é adequadamente simulada por intermédio de um modelo de dano contínuo isotrópico, com enfraquecimento, de duas variáveis de dano independentes, uma para a tração d^+ e outra para a compressão d^- [6].

A Fig. 3 mostra as hipóteses de leis constitutivas consideradas, e os respetivos resultados obtidos. O coeficiente global de segurança determinado para a barragem do Baixo Sabor para o cenário de deterioração do betão foi $\lambda_S = 9,0$ para uma lei de resistência semelhante às adotadas usualmente no LNEC como referência para estudos comparativos: lei B1 caracterizada por uma resistência uniaxial de pico à compressão de $f_c = 30\,\text{MPa}$ e com uma extensão de compressão última da ordem 4×10^{-3}. Para valores da extensão última de 5×10^{-3} e de 6×10^{-3} obtêm-se valores de λ_S um pouco superiores, respetivamente, $\lambda_S = 9,6$ e $\lambda_S = 10,0$.

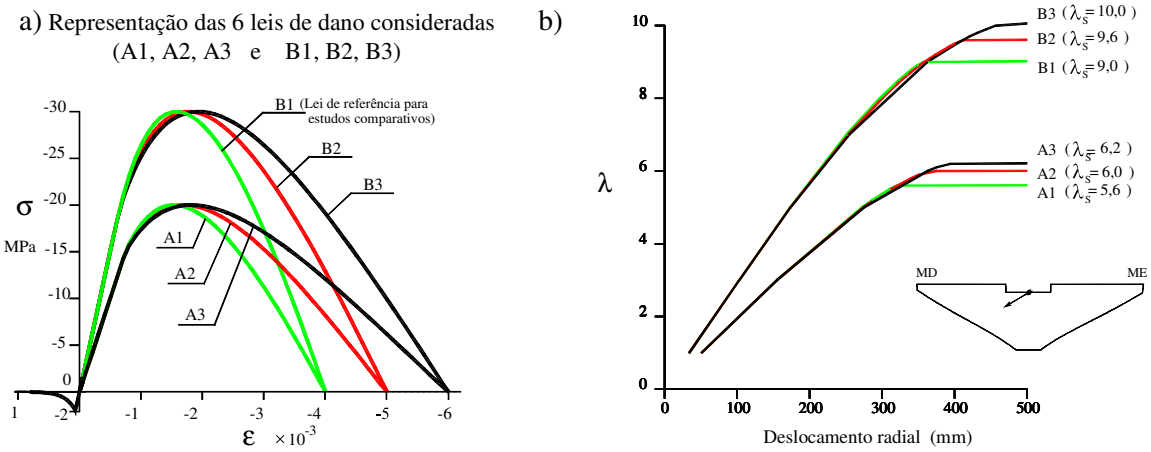


Figura 3. a) Leis constitutivas de dano. b) Cenário de decréscimo da resistência do betão. Evolução do deslocamento radial no ponto superior da consola central, para 6 leis constitutivas de dano.

Na Figs. 4 e 5 apresentam-se os valores do dano à tração e à compressão. O dano à compressão na zona central superior, sob o descarregador, atinge o valor máximo de cerca de 0,6. No paramento de jusante os valores do dano à compressão na zona central superior são ligeiramente inferiores aos que se registam a montante; junto à inserção, entre o pé de jusante e a zona dos rins, surgem ligeiros danos à compressão (da ordem de 0,2). Quanto aos danos à tração surgem apenas a montante, atingindo o valor máximo (d+ = 1,0) ao longo de praticamente toda a zona junto à inserção e estendendo-se para a zona central superior a partir dos rins.

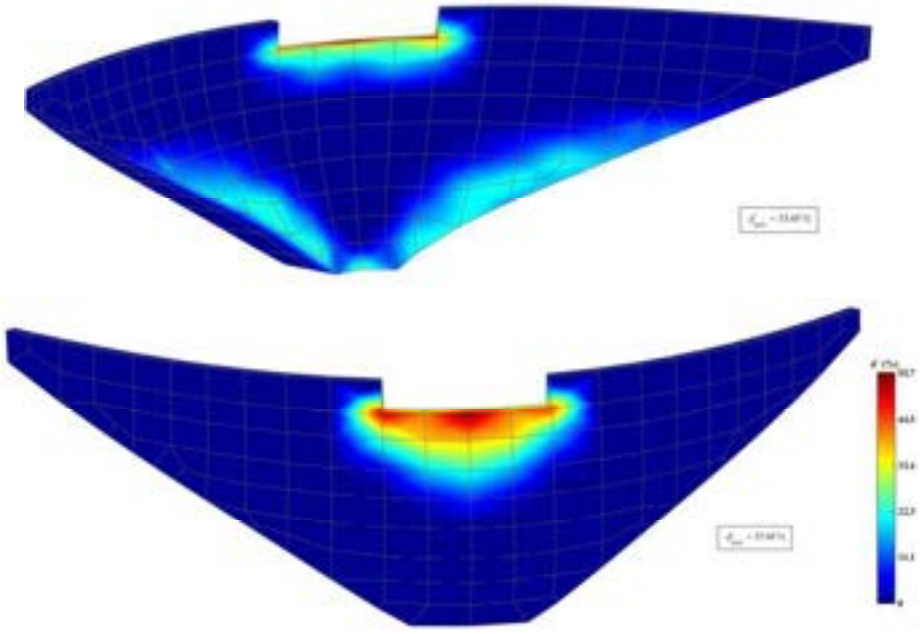


Figura 4. Distribuição de dano à compressão para uma situação de colapso iminente (Lei B1): λ=9.0.

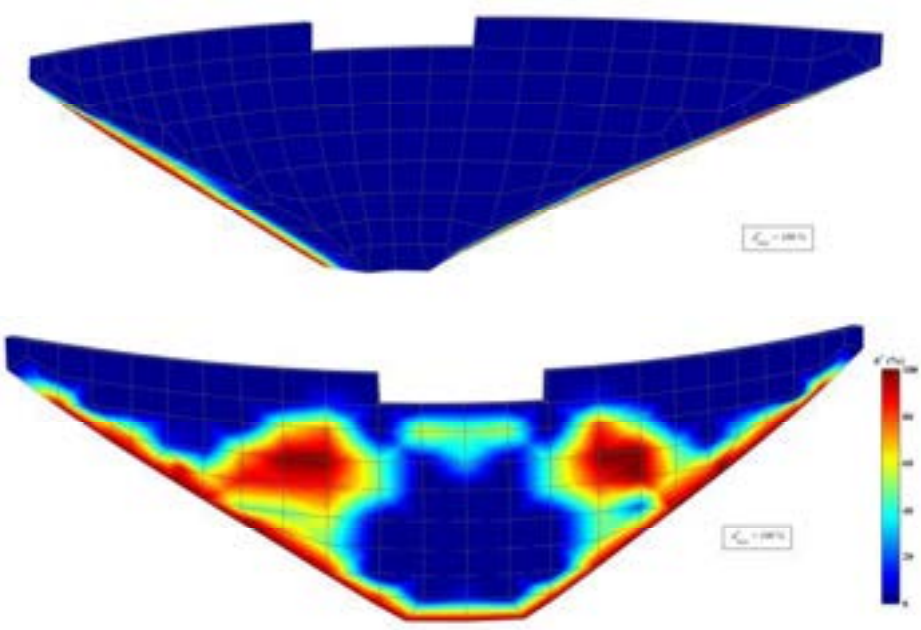


Figura 5. Distribuição de dano à tração para uma situação de colapso iminente (Lei B1): λ=9.0.

4. AÇÃO DO SISMO MÁXIMO DE PROJETO

4.1 Modelo de análise e propriedades mecânicas

Para este cenário, a avaliação da segurança foi feita com base num modelo estrutural tridimensional representando o corpo da barragem, o maciço de fundação adjacente e a albufeira [7]. A barragem foi idealizada como um conjunto de blocos elásticos separados por juntas (simulando as juntas de contração), às quais se atribui um comportamento não linear, sem resistência à tração. No modelo numérico, a fundação e albufeira são discretizadas em elementos de fronteira e a barragem em elementos finitos de casca triangulares ligados por elementos de junta adequados.

Na Fig. 6 pode observar-se o modelo numérico utilizado na análise sísmica. Uma vez que os cálculos dinâmicos não-lineares implicavam, à data da sua execução, elevados tempos de cálculo, evitou-se uma discretização demasiado refinada. Deste modo, não se representaram todas as juntas da barragem, adotando-se uma dimensão dos blocos dupla da real (à exceção da consola central). Também não foram incluídas as juntas mais próximas dos encontros. Na malha de elementos finitos, os elementos quadrangulares são compostos por dois elementos triangulares de casca.



Figura 6. Modelo para a análise sísmica, com indicação das juntas de contração representadas. Malha de elementos finitos.

A partir dos valores dos módulos de elasticidade propostos pelo projetista para o comportamento a longo prazo da fundação e do betão da barragem, e tendo em conta que as ações a analisar nesta comunicação correspondem a cargas rápidas, adotaram-se os seguintes valores para os módulos de elasticidade: 30 GPa para a fundação e 30 GPa para a barragem. Admitiu-se para coeficiente de

Poisson o valor 0,2, e para a massa volúmica o valor de 2400 kg/m^3. Assim, as velocidades de propagação de ondas de corte e de pressão são, respetivamente, C_S = 2280 m/s e C_P = 3710 m/s. Foram considerados dois valores de amortecimento: 1% de amortecimento viscoso, que representa de forma conservativa o comportamento antes da fissuração horizontal; e 10% de amortecimento viscoso, para o caso da barragem com fissuração. Para a rigidez normal e tangencial das juntas consideraram-se, respetivamente, os valores de 60 GPa/m e 25 GPa/m, valores elevados que não alteram a deformabilidade elástica global da estrutura. Estas juntas apresentam um comportamento elástico à compressão. Em tração, nos cálculos não lineares, admite-se que a junta abre sem resistência, sendo as tensões normais e tangenciais eliminadas. Em consequência, este modelo não entra em conta com a contribuição dos caixotões para a resistência ao corte das juntas quando estas se encontram abertas.

A fundação da barragem foi idealizada como um meio semi-infinito, homogéneo, elástico e isotrópico, em que a fronteira superior corresponde à secção transversal do vale no local da barragem, admitida como constante ao longo do eixo do vale. A albufeira foi idealizada como um meio homogéneo e isotrópico, ocupando o vale a montante da barragem num comprimento infinito, e admitiu-se para a água uma compressibilidade correspondente a uma velocidade de propagação das ondas de pressão de 1400 m/s.

4.2 Ação sísmica correspondente ao Sismo Máximo de Projeto (SMP)

O estudo sismológico do sítio da barragem de Baixo Sabor, realizado pelo ICIST [8], definiu a ação sísmica a considerar no projeto através de uma análise probabilística da perigosidade sísmica. A proximidade da falha da Vilariça implica valores elevados da ação sísmica neste local. Este estudo conduziu a uma aceleração máxima de 0,522g no sítio da barragem de montante, para uma probabilidade de excedência de 10% em 1000 anos, correspondente a um período de retorno de 9491 anos. Foi este o SMP utilizado no dimensionamento da barragem de montante. O referido estudo conduziu a uma caraterização da ação sísmica por um espectro de resposta no local da obra, para uma dada aceleração de pico. Foram também geradas séries de acelerações com uma duração de 10 segundos, cujo espectro de resposta médio é aproximadamente o espectro pretendido, escaladas para uma aceleração de pico de 1 m/s^2. No presente estudo, foi utilizado um segmento da primeira série de acelerações, escalado para a aceleração de pico de 0,522g.

4.3 Resultados para o caso de albufeira cheia

Nas análises efetuadas, foram considerados duas situações da albufeira: (i) albufeira vazia; (ii) albufeira cheia, com nível de água à cota do coroamento. Apresentam-se nesta comunicação apenas os resultados para a hipótese de albufeira cheia, na qual se entrou em conta com a interação hidrodinâmica, como se referiu anteriormente. Foram realizados cálculos elásticos e não lineares, que incluem os efeitos do peso próprio e da pressão hidrostática.

O Quadro 2 apresenta um resumo dos resultados obtidos para o caso de albufeira cheia, considerando um valor de amortecimento de ζ=0,1. Indicam-se as tensões máximas nos paramentos de montante e jusante, nas direções dos arcos e das consolas. Verificam-se valores das tensões de tração nas consolas que indiciam fendilhação horizontal, nomeadamente nas zonas inferiores das consolas centrais. Dado que estes valores máximos se situam essencialmente junto aos paramentos e que a abertura das juntas é da ordem dos poucos milímetros, o equilíbrio resultante da redistribuição de tensões assegura a estabilidade da estrutura. Nos cálculos não lineares, a abertura das juntas de contração resulta na eliminação das trações nos arcos. Os picos de compressão nas juntas atingem cerca de -11 MPa, valores que mostram que existe uma margem de segurança significativa em relação à rotura por compressão. Deste modo, os resultados obtidos permitem concluir que as condições de segurança estrutural são verificadas para a ação do sismo máximo de projeto.

Quadro 2. Tensões máximas nos paramentos (MPa). Albufeira cheia. Amortecimento ζ=0,1.

		Montante		Jusante	
		Tração	Compressão	Tração	Compressão
Elástico	Arcos	0,4	-11	0,4	-11
	Consolas	3	-2	2	-6
Não linear	Arcos (Juntas)		-11		-11
	Consolas	3	-2	2	-6

5. CENÁRIO DE ROTURA PELO MACIÇO ROCHOSO DE FUNDAÇÃO

5.1 Modelo de análise

No estudo dos cenários de rotura pelo maciço rochoso de fundação [9], foi utilizado um modelo numérico elementos discretos (3DEC), idealização apropriada para analisar o comportamento mecânico de estruturas e meios geológicos com superfícies de descontinuidade. Nos modelos elaborados, as descontinuidades incluem as juntas de contração da barragem, a superfície de contacto betão-rocha, e as diaclases e falhas do maciço rochoso. Admitiu-se que todas as descontinuidades podem exibir um comportamento não linear, com roturas por tração ou por corte, e que os blocos da barragem e do maciço rochoso têm comportamento elástico.

Foram elaborados 4 modelos numéricos: um modelo global, considerando as principais descontinuidades do maciço de fundação; um modelo para análise da rotura pela superfície de fundação betão-rocha; e, dois modelos sectoriais, incidindo sobre o comportamento das zonas mais próximas dos encontros da margem direita e da margem esquerda, permitindo assim uma representação mais detalhada da compartimentação em cada margem. Em todos os cálculos, a quantificação da margem de segurança foi efetuada pela minoração das características resistentes das descontinuidades.

5.2 Representação da barragem e do maciço rochoso

Nos modelos elaborados, os blocos do maciço rochoso foram representados por blocos poliédricos deformáveis, discretizados numa malha interna de elementos finitos tetraédricos de tensão uniforme. A abóbada foi representada por elementos finitos isoparamétricos de 20 pontos nodais, que representam bem o comportamento à flexão, com base em malhas geradas externamente.

O processo de geração do maciço rochoso desenvolveu-se em várias fases. Numa primeira fase, foi gerada a geometria do vale, assumido como cilíndrico a partir das linhas de inserção dos paramentos de montante e jusante da barragem. Foram criados blocos sob a barragem, e blocos justapostos nas direções montante e jusante. Em seguida, são introduzidas as superfícies de descontinuidade, através do corte dos blocos da fundação por planos, representando as falhas e filões cuja localização é conhecida. Admitiu-se que as falhas cortam todos os blocos de uma ou outra zona, portanto, considerando uma extensão superior à identificada no campo, simplificação que facilita a geração do modelo e coloca a análise do lado da segurança. Finalmente, foram introduzidas descontinuidades com a orientação das 3 principais famílias de diaclases. Obviamente só é possível incluir um pequeno número de descontinuidades de cada família, procurando-se localizações desfavoráveis atendendo aos mecanismos de rotura possíveis. Estas descontinuidades também foram consideradas com grande extensão, cortando toda a zona da margem esquerda ou da margem direita. Sob estes blocos, e lateralmente, foram colocados blocos paralelepipédicos elásticos, de modo a permitir a aplicação das condições de fronteira a uma distância adequada. Apresenta-se na Fig. 7 o modelo utilizado no estudo da rotura pela margem direita.

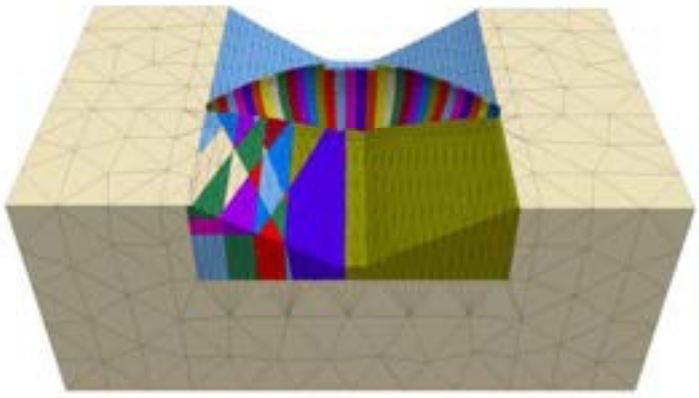


Figura 7. Modelo de elementos discretos utilizado no estudo da rotura pela margem direita do maciço de fundação.

5.3 Propriedades mecânicas e ações

Os blocos da barragem e do maciço rochoso foram admitidos como elásticos, sendo atribuído a ambos os materiais com um módulo de elasticidade E=20 GPa, e um coeficiente de Poisson de 0,2. O módulo utilizado para os blocos do maciço corresponde assim à deformabilidade global do maciço rochoso, uma vez que o pequeno número de descontinuidades introduzidas no modelo numérico pouco influencia a deformabilidade do sistema.

Para as várias superfícies de descontinuidade foi adotado o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. A deformabilidade é caracterizada pela rigidez normal e pela rigidez tangencial. A resistência ao corte é definida pelo ângulo de atrito e pela coesão. Para as falhas e diaclases do maciço, não se considerou a componente coesiva da resistência ao corte, pelo que resistem apenas por atrito. A mesma hipótese foi adotada para as juntas de contração da barragem, portanto, não se entrando em conta com a contribuição dos caixotões. Para a superfície de fundação, nos cálculos à rotura, desprezou-se a coesão e a resistência à tração da ligação betão-rocha, como prescrito nas Normas de Projeto [2]. Tendo em conta os resultados dos ensaios laboratoriais, foram adotados parâmetros mecânicos idênticos para as três famílias de diaclases, com os valores de rigidez normal kn=42 GPa/m, rigidez tangencial kt = 4.7 GPa/m, e ângulo de atrito $\phi = 38º$, o qual corresponde à família sub-horizontal, a mais importante para a segurança da obra.

As ações consideradas foram o peso próprio dos materiais, betão e rocha, a pressão hidrostática no paramento de montante da barragem, para um nível de água à cota do nível pleno de armazenamento (234,00), a sub-pressão na superfície de fundação, e as pressões da água em todas as descontinuidades.

A análise desenvolveu-se por uma sequência de fases de cálculo. Em primeiro lugar, foi considerado o estado de tensão inicial no maciço. Em seguida, foi simulada a construção da barragem, e a aplicação da pressão hidrostática no paramento, e as pressões de água nas descontinuidades. A avaliação da segurança em relação à rotura foi conduzida por minoração progressiva da tangente do ângulo de atrito das descontinuidades, até se obter uma situação de colapso ou deslocamentos considerados inaceitáveis.

5.4 Resultados do modelo para análise da estabilidade da margem direita

Apresenta-se, nesta comunicação, apenas o resultado do modelo de rotura pelas descontinuidades da margem direita (Fig. 7), o caso mais gravoso. Na Fig. 8, mostra-se o mecanismo de rotura, podendo observar-se os volumes do maciço em deslizamento, definidos pelas 2 falhas sub-verticais presentes na margem direita, pelas diaclases da família sub-horizontal, e pelas diaclases da família sub-vertical perpendicular ao eixo do vale. Esta figura corresponde a um fator de redução do coeficiente de atrito de F=2. Apresenta-se na Fig. 9 a evolução dos deslocamentos máximos na barragem e no maciço

rochoso, e ainda dos deslizamentos máximos nas descontinuidades, no decorrer do processo de minoração do atrito. Pode observar-se que apenas se verifica um aumento significativo dos deslocamentos para fatores de redução do atrito da ordem de 1,8, quando o mecanismo de rotura ilustrado na Fig 8 se começa a desenvolver. Deste modo, pode-se concluir que são verificadas as condições regulamentares de segurança para este tipo de cenário.

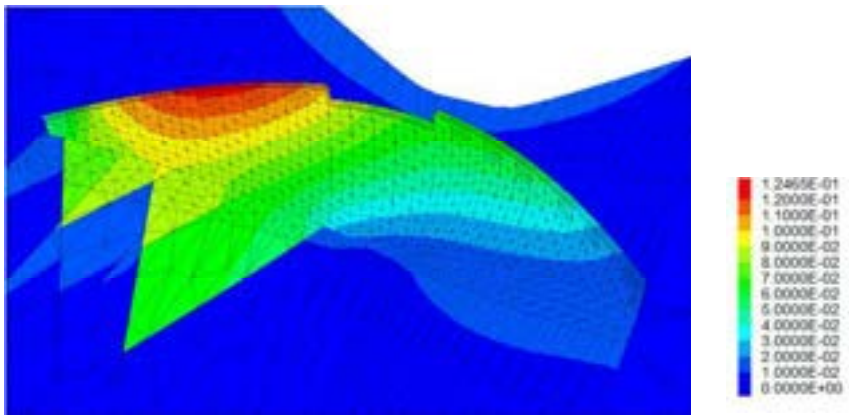


Figura 8. Modelo para análise da estabilidade da margem direita. Isolinhas de deslocamento (em m) de para um fator de redução do atrito nas descontinuidades de F=2.

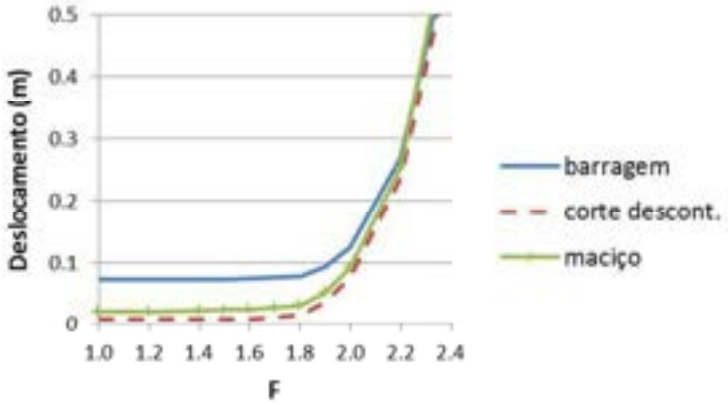


Figura 9. Modelo para análise da estabilidade da margem direita. Evolução dos deslocamentos em função do fator de redução do atrito nas descontinuidades.

6. CONCLUSÕES

Nesta comunicação, apresentaram-se, de forma concisa, os elementos mais significativos dos estudos de apoio ao projeto da barragem de montante do Baixo Sabor. Os ensaios de Mecânica das Rochas permitiram verificar a boa qualidade do maciço granítico, caracterizar a compartimentação, e obter valores das propriedades mecânicas para os modelos numéricos de verificação da segurança. Nos estudos realizados no LNEC, foram analisados os três cenários de acidente mais relevantes em barragens abóbada: a rotura da abóbada de betão, a ação do sismo máximo de projeto, e a estabilidade do maciço rochoso de fundação. Os resultados obtidos nas diversas análises permitiram concluir que a barragem verifica os critérios de segurança regulamentares exigidos para este tipo de obra.

REFERÊNCIAS

[1] EDP (2005). Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor. Escalão de montante. Projeto. EDP Gestão da Produção de Energia S.A., Porto.

[2] NPB (1993). Normas de Projecto de Barragens. Portaria nº 846/93, Lisboa.

[3] LNEC (2004). Ensaios de caracterização geomecânica para o aproveitamento do Baixo Sabor - Escalão principal. Relatório 416/2004 - DBB/NFOS.

[4] LNEC (2005). Barragem do Baixo Sabor - Ensaios STT. Relatório 249/05 - DBB/NFOS.

[5] LNEC (2004). Barragem do Baixo Sabor. Ensaios laboratoriais para a caracterização do maciço de fundação. Relatório 238/2004 - DBB/NFOS.

[6] LNEC (2005). Análise do comportamento até à rotura da barragem do Baixo Sabor para o cenário de deterioração do betão. Relatório 289/2005 - DBB/NMMF.

[7] LNEC (2005). Análise do comportamento dinâmico da barragem do Baixo Sabor para o sismo máximo de projecto. Relatório 409/2005 - DBB/NMMF.

[8] Vilanova, S.P.; Fonseca, J.F.B.D.; Guerreiro, L.M.C.; Sousa Oliveira, C.A. (2005). Estudo sismológico do sítio da Barragem do Baixo Sabor. Relatório ICIST, Lisboa.

[9] LNEC (2005). Estudo de cenários de rotura pela fundação da barragem do Baixo Sabor. Relatório 408/2005 - DBB/NMMF.

Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor
Central e circuitos hidráulicos do Baixo Sabor


Manuel Morais Sarmento [1]


Artur Andrade[2]


Celso Lima[3]

RESUMO

O Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor localiza-se no troço inferior do rio Sabor, afluente da margem direita do Rio Douro, e integra dois escalões: o escalão de montante, designado por Baixo Sabor, e o escalão de jusante, designado por Feiticeiro.

A central de cada um destes escalões está equipada com dois grupos reversíveis, com potências unitárias em turbinamento de 76,5MW e 18MW, respetivamente, para o escalão do Baixo Sabor e para o escalão do Feiticeiro, ambos alimentados por circuitos hidráulicos independentes.

Neste artigo é efetuada uma breve descrição do escalão do Baixo Sabor, referido o enquadramento geológico e listados os principais acidentes geológicos que condicionaram a conceção e os projetos da central e dos circuitos hidráulicos deste escalão.

São descritos com pormenor as tomadas de água, os túneis em carga e a restituição dos circuitos hidráulicos e, ainda, referidos os aspetos relevantes da sua conceção e do dimensionamento das respetivas estruturas.

Referem-se os principais objetivos tidos em consideração na localização e configuração da central, apresentadas as descrições dos seus vários elementos constituintes subterrâneos (poços dos grupos, câmaras entre poços, poço de barramentos e de acesso) e do edifício de descarga, montagem e comando, localizado no exterior, referidas as funcionalidades e interligações dos diferentes corpos, assim como, realçados os aspetos mais relevantes do seu dimensionamento.

Palavras-chave: Aproveitamento hidroelétrico, Central, Circuito hidráulico, Obras subterrâneas.

[1]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. manuelmorais.sarmento@edp.pt
[2]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. artur.andrade@edp.pt
[3]EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A. – Direção de Engenharia de Barragens. celso.lima@edp.pt

1. INTRODUÇÃO

O Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor localiza-se na região de Trás-os-Montes, no troço inferior do rio Sabor, afluente da margem direita do Rio Douro, e integra o escalão de montante, designado por Baixo Sabor, e o escalão de jusante, designado por Feiticeiro.

Os dois escalões estão localizados no município de Torre de Moncorvo, no distrito de Bragança. As barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro distam, respetivamente, cerca de 12,6 km e de 3 km da confluência do rio Sabor com o rio Douro (Fig. 1).

Cada central está equipada com dois grupos reversíveis, com potências unitárias em turbinamento de 76,5MW e 18MW, respetivamente, para o escalão do Baixo Sabor e para o escalão do Feiticeiro.

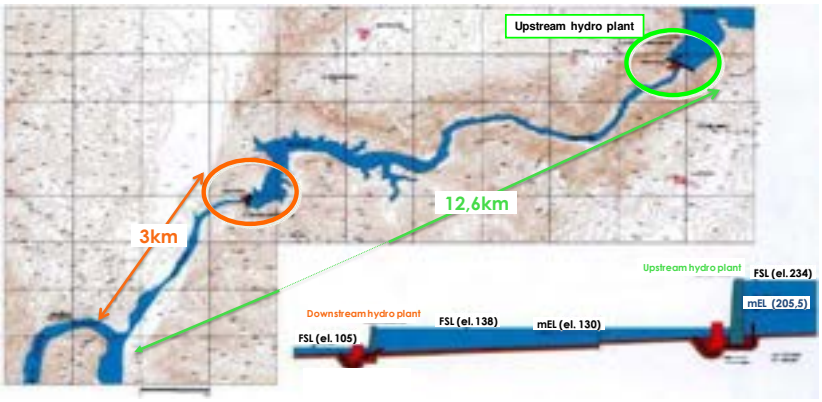


Fig. 1 – Localização do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor.

1.1 Breve descrição do escalão do Baixo Sabor

O escalão do Baixo Sabor compreende uma central em poço localizada na margem direita do rio, dois circuitos hidráulicos independentes subterrâneos, um para cada grupo gerador / motor, uma barragem de betão incorporando um descarregador de cheias de superfície com quatro vãos, uma descarga de fundo e uma bacia de dissipação (Fig. 2 e Fig. 3).



Legenda:

1- Barragem
2- Descarregador de Cheias
3- Descarga de Fundo
4- Bacia de Dissipação
5- Derivação Provisória
6- Ensecadeira de Montante
7- Ensecadeira de Jusante
8- Tomadas de Água
9- Túneis em Carga
10- Central
11- Restituição
12- Subestação
13- Túnel de Acesso às Câmaras Subterrâneas

Fig. 2 – Escalão do Baixo Sabor. Planta.

A barragem é um arco de dupla curvatura com uma altura máxima de 123 m, dividida em 32 blocos por juntas de construção. O coroamento está à cota (236) e tem 505 m de desenvolvimento. A espessura da abóbada varia entre 6 m, no topo, e os 27 m, na base.

Para permitir a construção da barragem foram executadas obras de derivação, as quais consistiram em duas ensecadeiras de betão e um túnel de desvio de 7 m de diâmetro e 400 m de comprimento.



Fig. 3 – Escalão do Baixo Sabor. Vista geral

O descarregador de cheias está localizado na zona central do coroamento da barragem e possui quatro vãos equipados com comportas, cada um com a largura de 16m. A bacia de dissipação, que recebe a água lançada pelo descarregador, está localizada no leito do rio, imediatamente a jusante da barragem.

A albufeira tem uma capacidade bruta de 1095 hm3 para o nível de pleno armazenamento à cota (234), resultando numa superfície com a área de 2820 ha. Estende-se ao longo de 60 km desde a barragem até cerca de 5,6 km a jusante da confluência do Rio Sabor com o Rio das Maçãs e abrange, parcialmente, os municípios de Torre de Moncorvo, Alfândega da Fé, Macedo de Cavaleiros e Mogadouro.

A central em poço, localizada na margem direita do rio, a cerca de 100 m a jusante da barragem, está equipada com dois grupos reversíveis instalados em poços independentes e é encimada por um edifício de descarga, montagem e comando. O corpo do edifico destinado às instalações de comando localiza-se do lado do rio, contíguo ao corpo que constituiu a área protegida para descarga, montagem e manutenção dos equipamentos. A subestação exterior situa-se numa plataforma, do lado da encosta, adjacente a este edifício, a uma cota superior à do piso de entrada.

A conceção global do sistema constituído pela central e pelos circuitos hidráulicos atendeu ao tipo de barragem e sua implantação, ao tipo, dimensões e implantação do descarregador de cheias e bacia de dissipação, às condições topográficas e geológicas do local e, ainda, à cota de calagem dos grupos, aos níveis de exploração da albufeira e ao nível máximo atingido pela água a jusante em períodos de cheia.

1.2 Geologia e geotecnia

O local da obra está localizado num segmento de vale, aproximadamente reto, de 1 km de comprimento, orientado segundo NE-SW, com um perfil transversal em forma de V, profundo (≈ 350m) e ligeiramente assimétrico, com 30 m de largura no fundo do vale e, aproximadamente, 430 m ao nível do coroamento da barragem.

O circuito hidráulico e a central hidroelétrica inserem-se na margem direita, numa formação de granito porfiroide onde se destacam os acidentes geológicos caracterizados no Quadro 1 e representados na Fig. 4.

Quadro 1. Principais falhas na envolvente da central e do circuito hidráulico.

Designação	Caracterização
Zona de falha 25	- extensão quilométrica, é constituída por várias falhas preenchidas com argila e rocha esmagada separadas por granito muito alterado e fraturado e, localmente, por um possante filão de quartzo, num conjunto que pode atingir uma espessura superior a 30m, condicionou a implantação da generalidade das obras do escalão.
Falha 1	- caixa de espessura de cerca de 0,5 a 1,0m, preenchida com argila, rocha esmagada e/ou muito alterada e por vezes com quartzo, interseta os troços inicial e final dos túneis em carga, os taludes da subestação e a fundação da barragem.
Falha 13	- caixa preenchida com argila e rocha esmagada, com espessura de 0,5 a 1,5m, interseta a parte inferior do troço inclinado do túnel em carga 2 e desenvolve-se junto e quase paralelamente ao hasteal do seu troço subhorizontal inferior.
Falha 3a	- caixa preenchida com argila e rocha esmagada com espessura de 20 a 30cm e uma zona de alteração associada que pode atingir cerca de 1,5m, interseta as câmaras da central no sentido longitudinal.
Falhas A e C,	- têm caixas preenchidas com argila e rocha esmagada com espessura de 1 a 2m, intersetam os taludes e a fundação da estrutura da restituição.



Fig. 4 – Central e circuitos hidráulicos

2. CIRCUITOS HIDRÁULICOS

O escalão possui dois circuitos hidráulicos subterrâneos, independentes e paralelos, alimentando os respetivos grupos. Cada circuito hidráulico é constituído, de montante para jusante, pelos seguintes elementos (Fig. 5):

- a tomada de água, com um bocal e uma torre de manobra de equipamentos hidromecânicos;
- o túnel em carga de 5,7 m de diâmetro, composto por dois tramos subhorizontais ligados por um poço inclinado fazendo um ângulo de 60º com a vertical; grande parte do túnel tem o revestimento em betão armado, possuindo blindagem de aço apenas num troço de 50m que antecede a central e a caixa espiral.
- um curto túnel de restituição com perfil em "S" e uma estrutura de restituição.

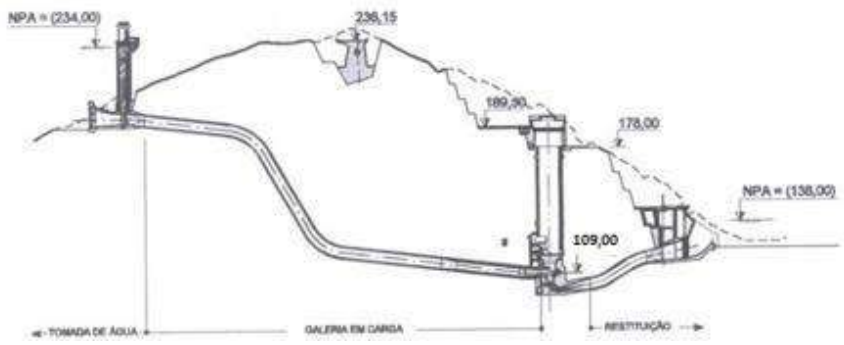


Fig. 5 – Perfis longitudinais do circuito hidráulico do Grupo 1.

2.1 Tomada de água

Por se tratar de um aproveitamento reversível, a tomada de água de cada um dos circuitos hidráulicos funciona como restituição nas situações de funcionamento em bombagem, ou seja, tem funções de tomada de água em turbinamento e de restituição em bombagem. No presente caso, estas estruturas serão designadas, por simplicidade, como tomada de água.

A tomada de água de cada circuito é constituída por um bocal com secção transversal retangular, com um comprimento de 17 m, que faz a transição entre a secção da grade fixa (8,0 m x 11,25 m) e a secção do trecho onde se inserem a comporta de serviço e a comporta ensecadeira (3,3 m x 6,0 m) através de superfícies cilíndricas em planta e em perfil, e por uma torre destinada ao abrigo e manobra do equipamento hidromecânico (ensecadeira e comporta de serviço do tipo vagão). Os servomotores a óleo para manobra das comportas ficam ao ar livre e os postos de manobra dos dois circuitos ficam abrigados em dois pequenos edifícios por cima de cada uma das torres.

As torres de manobra da tomada de água (Fig. 6 e Fig. 7), são em betão armado, possuem secção circular, com 7,60 m de diâmetro exterior e com 0,55 m de espessura da parede exterior, desenvolvem-se entre a cota (198,00), correspondendo ao teto da secção das comportas ensecadeira e da comporta de serviço, e a cota da plataforma de manobra (236,20).

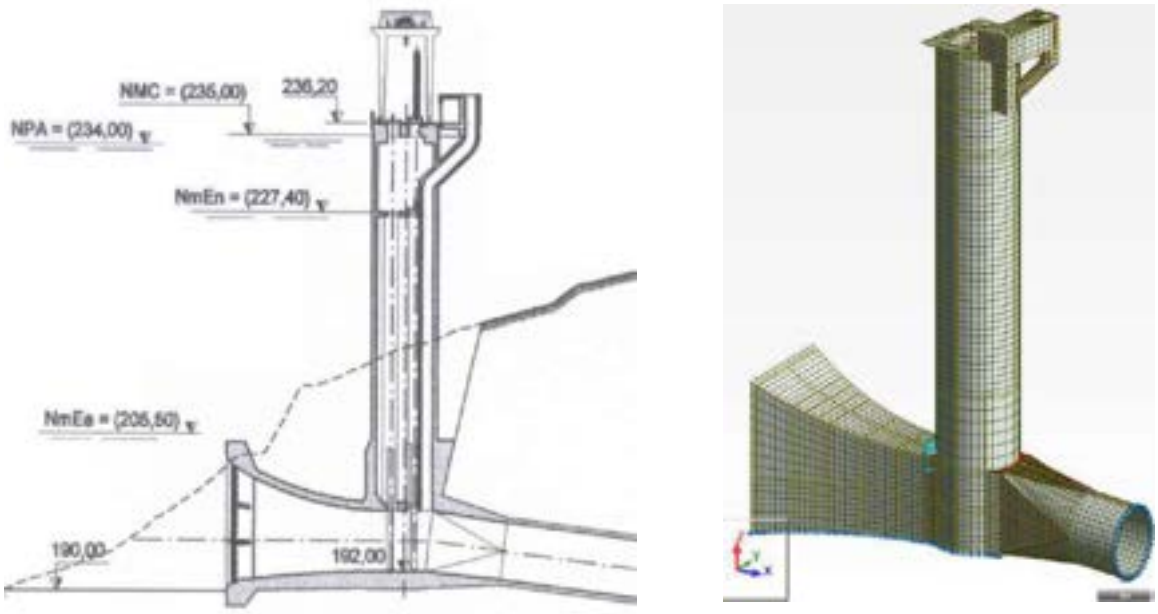


Fig. 6 – Perfil longitudinal de uma tomada de água (à esquerda) e malha de elementos finitos (à direita).

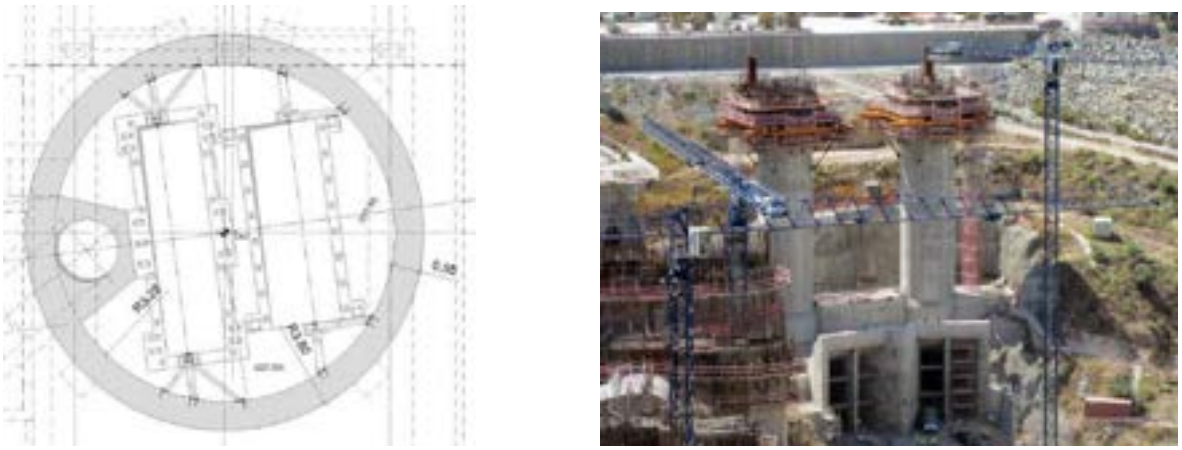


Fig. 7 – Tomada de água. Secção corrente duma torre (à esquerda) e betonagem das torres (à direita).

A secção interior foi condicionada pelas dimensões das ranhuras de guiamento da comporta e da ensecadeira e, ainda, pela necessidade de inserção da conduta de arejamento que tem 1,20 m de diâmetro interno. Esta conduta tem um revestimento metálico para garantir a sua estanquidade.

As torres da tomada de água estão ligadas superiormente por uma plataforma com 8,05 m de largura, tendo acesso a partir da margem direita do rio através de um viaduto com 4,4 m de largura, cujo tabuleiro, com 45,4 m de comprimento, está apoiado em dois pilares intermédios que definem dois vãos iguais de 21 m e um outro vão mais curto em consola na ligação à plataforma.

Sobre a referida plataforma desloca-se um pórtico rolante destinado à manobra da ensecadeira, única e utilizável em ambas as tomadas de água, à remoção dos servomotores das comportas e às operações de manutenção destes equipamentos. Estruturalmente esta plataforma é materializada por um tabuleiro vigado, em betão armado, apoiado nas torres, com um vão de 14,60 m.

A cota de implantação dos bocais das tomadas de água foi fixada tendo em conta critérios de definição das condições de submergência mínima com vista a garantir adequadas condições de funcionamento hidráulico para o nível mínimo de exploração excecional da albufeira, NmEe = (205,50). O bocal está dotado de uma estrutura, em betão armado, de suporte da grade, composta por pilares e vigas nas quais as grades são ligadas a peças fixas aí embebidas. No projeto foram consideradas as cargas, permanentes e variáveis, transmitidas pelas grades. Tendo em conta a possibilidade da obstrução das grades com detritos e dado que a velocidade de aproximação a essas grades metálicas não excede 1,0 m/s, foi adotada no seu dimensionamento um diferencial de carga de água de cinco metros atuando sobre estas.

Considerou-se no projeto estrutural das torres da tomada de água o funcionamento como consolas, de secção circular, com as bases encastradas nas respetivas galerias e no maciço rochoso de fundação, sujeitas ao peso próprio, subpressão, ação do vento, ação sísmica e ação proveniente das estruturas superiores e do tabuleiro da plataforma. No Quadro 2 apresentam-se as principais características dos equipamentos da tomada de água.

2.2 Túneis em carga

O circuito de adução é composto por dois túneis praticamente paralelos, distanciados de cerca de 30 m entre si, com curvas em planta e em perfil, com extensões de 245 m no túnel do Grupo 1 e 334 m, no túnel do Grupos 2. São revestidos com betão armado, incorporando blindagens em aço numa extensão de cerca de 50 m junto à central, como salvaguarda de estanqueidade do circuito em relação a esta.

O diâmetro interno do revestimento circular dos túneis é de 5,70 m, em betão armado, e de 4,40 m na secção blindada (Quadro 3), valores que resultaram do estudo dos diâmetros económicos.

Quadro 2. Características dos equipamentos da tomada de água.

Item	*Parâmetro*	*Valor*
Grades	Número	2
	Tipo	Fixo
	Cota da soleira	(191)
	Área de cada secção	90 m^2
Ensecadeiras	Número	2
	Tipo	Corrediça
	Vão	3,30 m
	Altura	6,00 m
	Cota da soleira	(192)
Comportas	Número	2
	Tipo	Vagão
	Vão	3,30 m
	Altura	6,00 m
	Cota da soleira	(192)
Pórtico exterior	Número	1
	Capacidade de carga	25 t
	Vão	5,0 m

Quadro 3 - Características dos circuitos hidráulicos em carga.

Item	*Parâmetro*	*Valor*
Túneis revestidos com betão	Comprimento	191,7 m / 280,8 m
	Diâmetro	5,7 m
Túneis blindados	Comprimento	55 m / 55 m
	Diâmetro	4,4 m
	Pressão interna	161 m.c.a.

Na extensão de cerca de 90% dos circuitos hidráulicos o diâmetro de escavação foi de 6,70 m e, na parte restante, em correspondência com as zonas do maciço com fracas características geomecânicas, o diâmetro foi de 7,10 m. O sustimento das escavações foi assegurado com betão projetado, pregagens e perfis metálicos, garantindo-se espessuras mínimas de 0,40 m de betão estrutural nas secções revestidas a betão moldado e de 1,15 m, nas zonas blindadas.

No dimensionamento do revestimento dos túneis foram tidas em consideração as características do terreno atravessado e as ações da pressão hidráulica interna máxima, incluindo a ação do choque hidráulico, as cargas gravíticas e a pressão externa para a situação em que o circuito se encontra vazio.

A opção da solução com poços em carga inclinados teve por objetivo reduzir as perdas de carga e evitar a interseção com uma falha importante existente na proximidade de um dos circuitos. A execução destes troços revestiu-se de dificuldades acrescidas, tanto na escavação como na montagem da armaduras e betonagem do revestimento. Para a realização desta última foi usado um sistema de suporte do molde que permitiu a betonagem dos túneis utilizando um único tipo de cofragem, quer nos troços retos quer nos curvos (Fig. 8).

2.3 Restituição

A restituição é composta por dois curtos túneis com 33,8 m de desenvolvimento, entre a saída do difusor e o início do quadrado-redondo, com secção transversal circular de 5,7 m de diâmetro interior, e por dois bocais onde se inserem as ranhuras das comportas ensecadeiras e das grades de proteção, cujas principais características são apresentadas no Quadro 4.

Os túneis possuem eixo retilíneo em planta, apresentando, em perfil longitudinal, um desenvolvimento em "S" definido por duas curvas circulares que realizam a transição entre o eixo da parte final do difusor e o eixo do bocal.

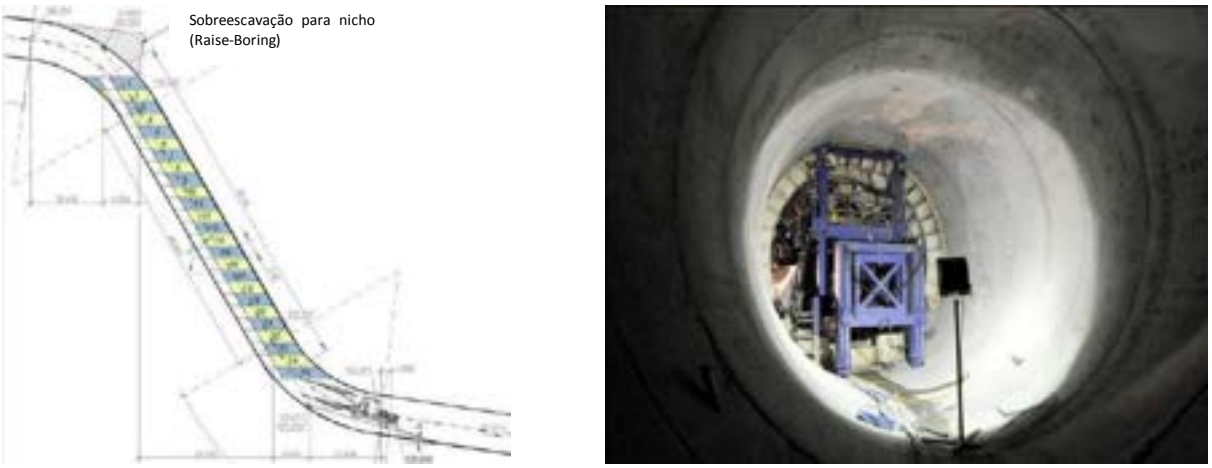


Fig. 8 – Poços em carga inclinados. Faseamento da escavação (à esquerda) e betonagem com cofragem em secção total (à direita).

Quadro 4. Características dos equipamentos da restituição.

Item	*Parâmetro*	*Valor*
Grades	Número	2
	Tipo	Corrediça
	Cota da soleira	(118)
	Área de cada secção	45 m^2
Ensecadeiras	Número	2
	Tipo	Corrediça
	Vão	5,70 m
	Altura	7,50 m
	Cota da soleira	(116,85)

Na seleção do local e na base da configuração das estruturas da restituição (Fig. 9) foram relevantes os seguintes aspetos:

- compatibilização dos trabalhos de escavação das bocas dos túneis com os trabalhos a desenvolver para a construção das restantes estruturas exteriores dos bocais;
- orientação em planta, que se procurou ser o mais perpendicular possível às linhas de nível do terreno;
- compatibilidade com as estruturas da bacia de dissipação do descarregador de cheias;
- garantia das condições de submergência e de adequadas formas geométricas para a operação de bombagem;
- criação da plataforma para instalação de servomotores e manobra das comportas e das grades, e ao abrigo da cota de cheia do projeto a jusante da barragem (145.00).



Fig. 9 – Restituição. Perfil longitudinal (à esquerda) e vista dos betões (à direita).

3. CENTRAL

Na conceção da central foram ponderadas diversas alternativas, tendo-se optado pela solução de instalar os dois grupos em poços independentes de seção transversal circular com diâmetro interno de 11,50 m e com o espaçamento entre eixos de 36,00 m. Cada grupo reversível (turbina/bomba-gerador/motor) com uma potência máxima em turbinamento de 76,5 MW e com caudal nominal de 85 m^3/s, em turbina, e 69,9 m^3/s, em bombagem, tem o seu eixo coincidente com o do seu poço. O plano médio das rodas situa-se à cota (109,00) (Fig. 10).

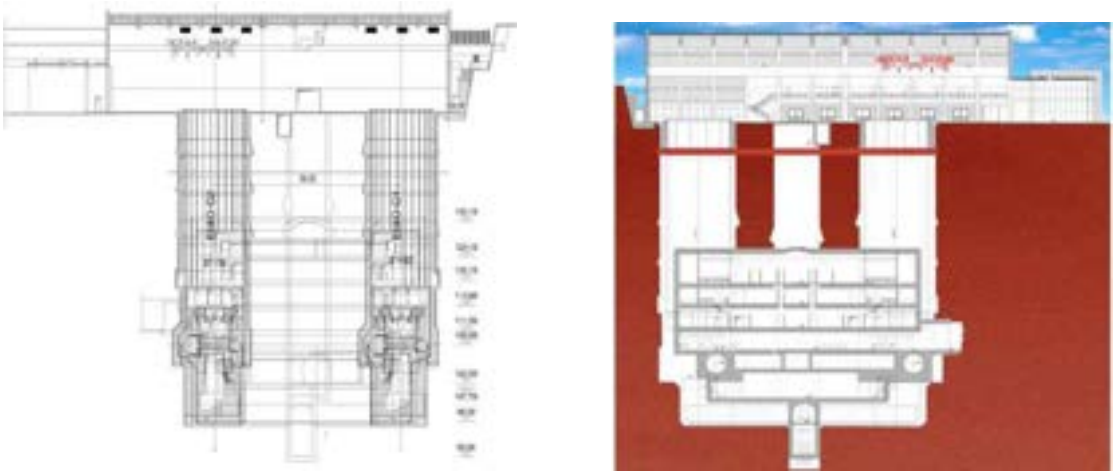


Fig. 10 – Central. Corte longitudinal pelo eixo dos poços (à esquerda) e corte longitudinal pelo eixo das câmaras.

A localização e a configuração da solução visaram satisfazer vários objetivos, de entre os quais se destacam:

- aproximar a central da barragem, com o fim de minimizar o comprimento dos circuitos hidráulicos;
- encontrar o equilíbrio entre a altura mínima para os poços dos grupos e as exigências do traçado em perfil dos túneis de restituição;
- aproximar o posto de transformação da central, tendo em vista a redução do comprimento dos barramentos de condução de energia;
- compatibilizar a implantação das plataformas necessárias ao edifício de descarga, montagem e comando e à subestação com topografia local, de modo a otimizar a altura de taludes, volumes de escavação e obras de suporte;
- adequar a obra em função das condições geomecânicas do maciço rochoso, garantindo a necessária cobertura para as estruturas subterrâneas e a fundação mais conveniente para as estruturas a céu aberto.

3.1 Obras subterrâneas da central

As obras subterrâneas da central são constituídas, essencialmente, por quatro tipos de elementos de obra de características distintivas: os poços dos grupos, o poço de barramentos e de acesso, as câmaras entre poços e, ainda, as galerias de acesso à central às cotas (111,50) e (102,50).

No âmbito do projeto foi realizado, com recurso programa de cálculo tridimensional de diferenças finitas FLAC3D, o estudo do estado de tensão e de deformação com simulação da sequência das escavações, o qual forneceu informações úteis sobre a segurança da obra (Fig. 11).

Genericamente as obras subterrâneas foram escavadas por métodos de perfuração e detonação (drill & blast), tendo sido o suporte do maciço rochoso instalado na sequência da escavação. Adicionalmente, para a escavação dos poços recorreu-se à técnica de "raise-boring" na abertura dos poços piloto.

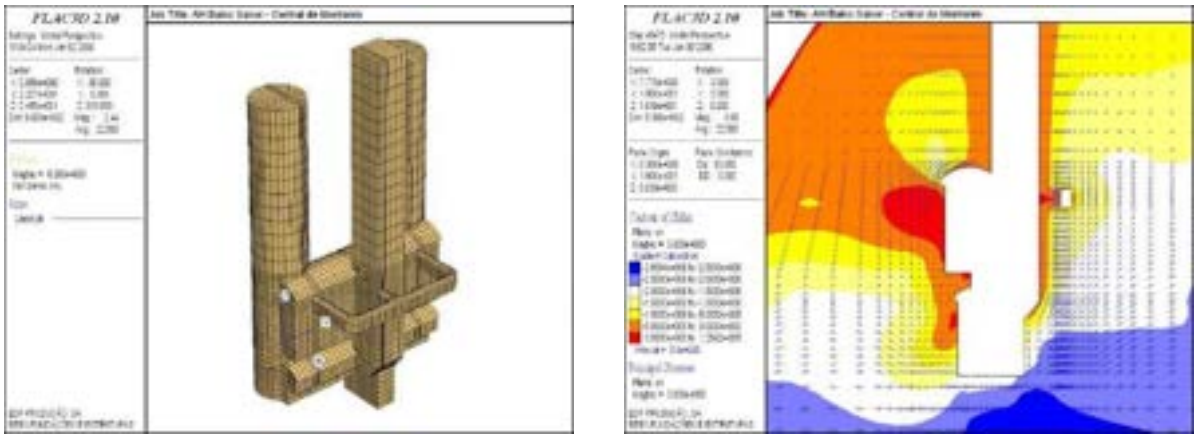


Fig. 11 – Modelação do volume escavado (à esquerda) e corte com representação das tensões principais máximas após escavação (à direita).

3.1.1 Poços dos grupos

Os poços, com cerca de 82 m de altura e 11,5 m de diâmetro, têm os eixos espaçados de 36 m. O seu revestimento é em betão armado, com a espessura de 1,00 m, e o seu dimensionamento teve em consideração não só os aspetos de segurança estrutural, mas também garantir a estanquidade relativamente às águas subterrâneas. No contacto entre o maciço e o revestimento foi inserida uma rede de drenagem constituída por elementos coletores horizontais e verticais; em complemento, no sentido de acautelar o aparecimento de eventuais ressurgências na face interior dos poços foram deixadas ranhuras canalizadoras na espessura do betão que foram aproveitadas para conferir um mais agradável arranjo arquitetónico. Estas medidas originaram uma redução significativa da espessura resistente do revestimento de betão.

No dimensionamento dos betões de envolvimento dos grupos, foi dada especial atenção aos esforços transmitidos nos processos de assentamento e betonagem da caixa espiral (turbina/bomba) e ao betão de fundação do alternador/motor devido ao seu peso e funcionamento. No caso particular da caixa espiral, esta foi testada com uma pressão hidrostática interna igual a 1,5 vezes a pressão máxima de projeto e betonada sob pressão constante igual a 50% da pressão estática normal (Fig. 12).

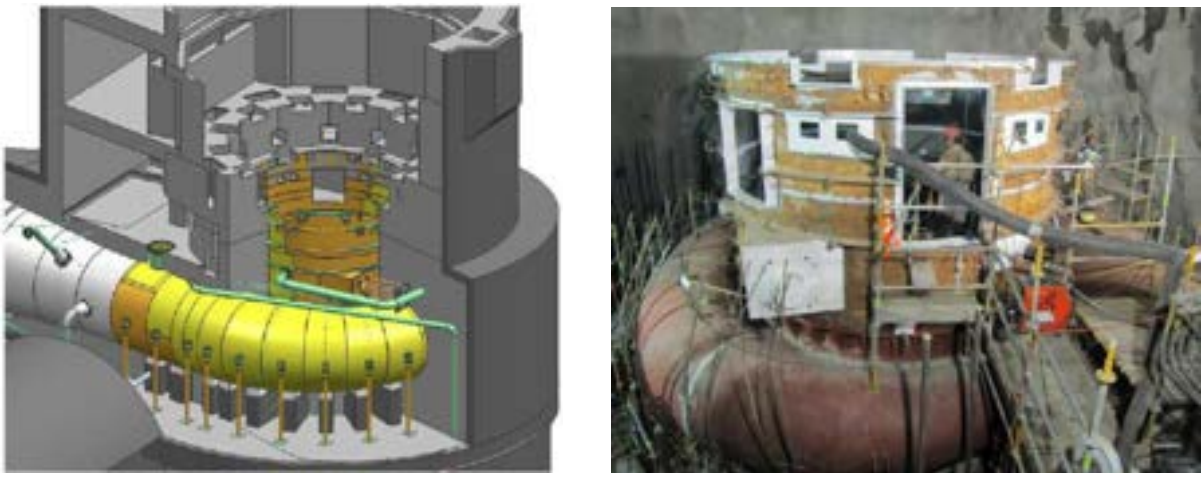


Fig. 12 – Envolvimento dum Grupo. Antevisão (à esquerda) e preparação das armaduras (à direita).

3.1.2 Câmaras entre poços

Na sua parte inferior, os poços dos grupos comunicam entre si através de duas câmaras sobrepostas equipadas com vários pisos técnicos para a instalação de equipamentos auxiliares. Na câmara inferior destinou-se um piso para a drenagem, à cota (96,00), e um outro piso, à cota (102,50), que aloja o equipamento de desafogamento e proporciona o acesso aos difusores dos grupos. A câmara superior, de

maiores dimensões, com 8,0 m de largura e 18,6 m de altura máxima, comporta os pisos da turbina, à cota (111,50), do alternador, à cota (115,80) e das instalações elétricas, às cotas (120,10) e (124,10) (Fig.13).

O acesso a estes pisos pode fazer-se, através do poço de barramentos, por ascensor ou por escada. Os pisos situados às cotas (102,50) e (111,50) têm ligação ao exterior, à cota (147,00), através de galerias que permitem o acesso rodoviário.

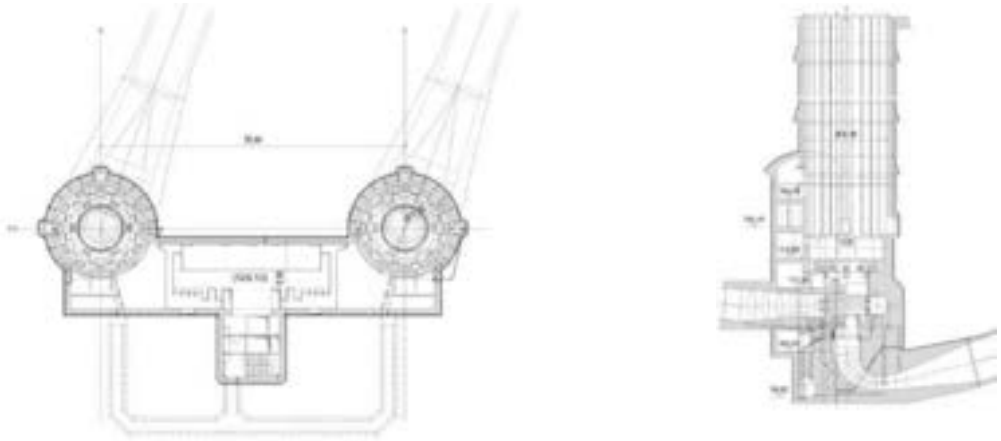


Fig. 13 – Câmaras entre poços. Planta do piso à cota (120.10) (à esquerda) e secção transversal por um Grupo

3.1.3 Poço de barramentos e de acesso

O poço de barramentos localiza-se entre os poços dos grupos, é revestido a betão armado com 0,80 m de espessura, com secção transversal retangular de 7,50 m x 6,70 m, tem 82,1 m de altura desenvolvendo-se entre as cotas (92,00) e (174,10).

Este poço, para além de alojar os barramentos e incorporar o acesso por escada e por ascensor, aos vários pisos das câmaras da central, permite a passagem de equipamentos de pequenas dimensões e a instalação de cabos, tubos de água para extinção de incêndios, condutas de ventilação e de extração de CO2. Serve, também, de localização de três depósitos, um de águas residuais, outro para recolha de águas eventualmente contaminada com óleos e um terceiro para recolha de águas de infiltração.

A caixa das escadas por estar permanentemente pressurizada é um dos caminhos previstos para uma evacuação segura em caso de incêndio.

3.2 Edifício exterior da central

O edifício de descarga, montagem e comando está implantado na plataforma à cota (178.10) e a sua dimensão mais longa desenvolve-se paralelamente ao curso do rio (Fig. 14).

É composto por dois corpos com volumetrias e finalidades distintas:

- um corpo mais volumoso, com dimensões internas de 65,4 m x 16,7 m em planta e 14,5 m de altura, constitui a área de descarga, montagem, instalação e manutenção de equipamentos em fase exploração, ao abrigo dos agentes atmosféricos. Dispõe de duas pontes rolantes, cada uma com 100 t de capacidade de elevação, que asseguram a manobra de equipamentos pesados;
- o outro corpo, de menor volume, desenvolve-se ao longo do edifício de descarga e montagem, do lado do rio, e destina-se a acomodar os equipamentos de comando e os serviços auxiliares.



Fig. 14 – Edifício de descarga, montagem e comando. Vista geral (à esquerda) e modelo estrutural (à direita).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor é um projeto importante e estratégico no âmbito da gestão da água e produção elétrica da bacia do rio Douro. As obras de construção do Escalão do Baixo Sabor iniciaram-se em junho de 2008 e os seus grupos entraram em regime de produção industrial no início de 2016.

A elevada complexidade do projeto da central e dos circuitos hidráulicos exigiu o comprometimento de uma equipa pluridisciplinar, envolvendo técnicos de várias especialidades, com o objetivo de obter as soluções técnicas e económicas mais vantajosas. O facto de se tratar maioritariamente duma obra subterrânea, com trabalhos a desenvolverem-se em simultâneo em frentes muito próximas ou mesmo conflituantes no espaço, conduziu por vezes à redefinição de estratégias de execução com reflexos no planeamento.

Um aspeto característico deste tipo de projetos decorre da necessidade de compatibilizar a integração dos equipamentos nas obras de construção civil. Esta tarefa reveste-se de particular dificuldade sempre qua a informação a prestar pelo fornecedor de equipamentos é disponibilizada com pouca antecedência, ou com informação insuficiente, ao desenvolvimento do projeto das obras de construção civil.

A experiência vivida no projeto da central e circuitos hidráulicos do Baixo Sabor veio corroborar o interesse da aposta da EDP Produção no desenvolvimento e aplicação de metodologias BIM em próximos projetos, como forma de minimizar conflitos, de superar dificuldades e de otimizar o seu desenvolvimento.

REFERÊNCIAS

[1] EDP Gestão da Produção de Energia S.A.. Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor. Projecto. Dezembro de 2005 (Documento interno).

[2] Esteves, C. (2007). Three-dimensional numerical analysis of Baixo Sabor upstream powerhouse. Short course on Geomechanical Parameter Evaluation in Rock Engineering Practice. Lisboa (LNEC) – Portugal.

[3] Irfan, M.; Sarmento, M.M.; Lima, C. (2013). Design of powerhouse and hydraulic circuits of Upstream Baixo Sabor Hydroelectric Power Project. HydroVision Brasil, 24-26 September.

Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor – Central do Feiticeiro


Maria Eugénia Resende[1]


Rui Almeida[2]


Artur Andrade[3]

RESUMO

O artigo tem por objetivo fazer uma apresentação geral da central e dos circuitos hidráulicos do escalão de jusante do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor designado por aproveitamento do Feiticeiro, procedendo a uma descrição das respetivas estruturas e das principais fases de projeto, mencionando os critérios adotados de conceção geral e de dimensionamento.

Em primeiro lugar é efetuada a apresentação das soluções adotadas no Projeto para Licenciamento e Concurso referindo posteriormente a necessidade de introduzir algumas alterações ao projeto patenteado a concurso na fase de Projeto de Execução, devidas a condicionamentos geotécnicos encontrados em fase de obra após a abertura das escavações e caracterização dos maciços interessados. É também feita referência à metodologia adotada no dimensionamento estrutural das estruturas projetadas. O artigo põe em evidência a interação existente entre o avanço do projeto de execução e a necessidade de compatibilizar a instalação do equipamento eletromecânico e a obra de civil, obrigando ao faseamento das betonagens e ao cálculo das estruturas para cada faseamento e para a fase final de exploração.

Apresenta ainda uma caracterização sumária das propriedades geológicas e geotécnicas do maciço interessado e das soluções para contenção provisória e definitiva dos taludes de escavação, sendo também mencionados alguns condicionamentos que ocorreram durante a execução das obras.

Palavras-chave: Central hidroelétrica, túneis, obras hidráulicas, obras subterrâneas.

1. DESCRIÇÃO GERAL DO ESCALÃO DO FEITICEIRO

O escalão do Feiticeiro do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor está localizado no rio Sabor, afluente do rio Douro, aproximadamente a 4 km a montante do ponto de interceção dos dois rios. O desnível máximo entre montante e jusante é de 34,5 m, definido pelo NPA da albufeira do aproveitamento e pelo nível mínimo de exploração da barragem da Valeira, localizada a jusante, já no

[1] EDP, Gestão da Produção de Energia, SA-Porto, Portugal. mariaeugenia.resende@edp.pt
[2] COBA, Serviço de Estruturas, Lisboa. Portugal r.almeida@cobagroup.com
[3] EDP, Gestão da Produção de Energia, SA-Porto, Portugal. artur.andrade@edp.pt

rio Douro. As principais estruturas que constituem o escalão são a barragem, a central e os circuitos hidráulicos (Fig 1).

A central é totalmente subterrânea e situa-se na margem direita do rio, a jusante da barragem. Está equipada com dois grupos reversíveis Francis, de eixo vertical, cada um com 18,2 MW de potência nominal para um caudal máximo em turbinamento de 60 m^3/s. O caudal máximo em bombagem é também de 60 m^3/s. Os dois circuitos hidráulicos que alimentam os grupos são totalmente independentes, inserem-se igualmente na margem direita do rio e apresentam desenvolvimentos idênticos.



Figura 1. Vista geral do aproveitamento.

2. PROJETO PARA LICENCIAMENTO E CONCURSO. CONCEÇÃO GERAL DAS ESTRUTURAS PRINCIPAIS

2.1 Considerações Gerais

A solução adotada no Projeto para Licenciamento e Concurso, elaborada pela EDP em 2005, para a central e circuitos hidráulicos resultou da otimização sob os pontos de vista técnico, económico e ambiental da solução apresentada no Estudo Prévio. Para além da barragem, o Aproveitamento do Feiticeiro é constituído por uma central, localizada na margem direita do rio Sabor, equipada com dois grupos reversíveis alimentados por dois circuitos hidráulicos totalmente independentes, instalados em poços, inseridos igualmente na margem direita. Os edifícios de apoio e da subestação situam-se na plataforma que permite o acesso aos poços da central.

Para a conceção global da central e dos circuitos hidráulicos foram tidos em consideração o tipo de barragem e sua implantação, o tipo, dimensões e implantação do descarregador de cheias e das respetivas estruturas de restituição e dissipação de energia e as condições topográficas e geológicas do local, bem como os níveis de exploração das albufeiras, o nível máximo atingido pela água a jusante, em períodos de cheia, dependente das condições de cheia no rio Douro, a cota de calagem dos grupos e as vias de comunicação existentes.

Relativamente à solução do Estudo Prévio, otimizou-se a implantação das tomadas de água e da central, aproximando-as o mais possível da barragem, de modo a encurtar a extensão das galerias em carga, tendo em conta a necessidade de manter distâncias mínimas entre as obras que garantissem o adequado funcionamento das obras subterrâneas e da fundação da barragem.

Quanto à definição em planta das galerias em carga, optou-se por uma solução de traçados cruzados, pouco corrente neste tipo de obras, tendo-se condicionado o traçado à necessidade de garantir um

afastamento vertical mínimo na zona do cruzamento e de respeitar uma inclinação máxima de 18% por forma a permitir o recurso às galerias para a remoção do escombro resultante da escavação dos poços da central, tendo-se adotado uma secção transversal em forma de ferradura para facilitar a circulação dos veículos.

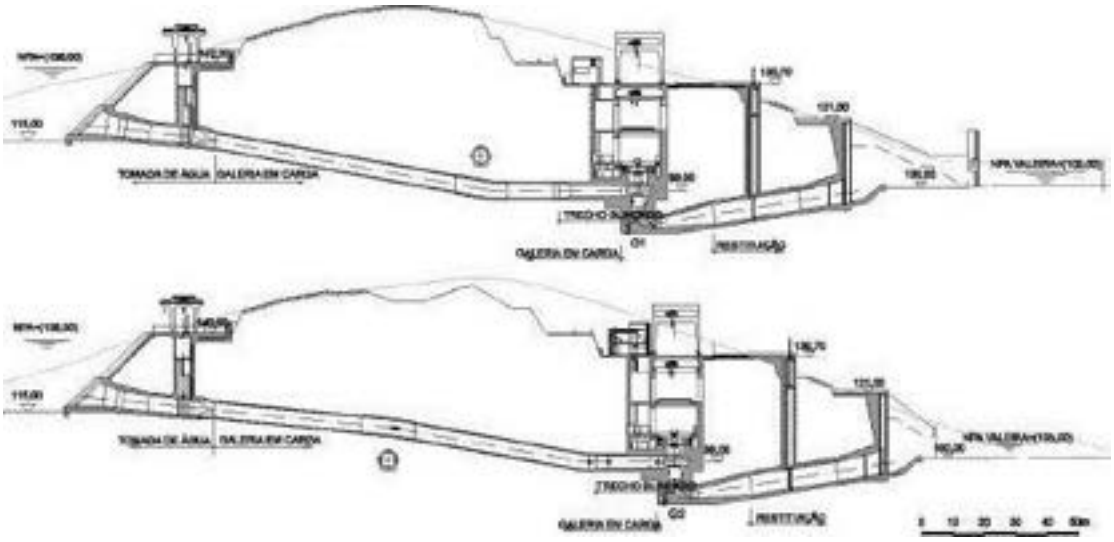


Figura 2. Perfis longitudinais dos circuitos hidráulicos

Com a adoção da solução de cruzamento das galerias em carga conseguiu-se um maior equilíbrio da inércia hidráulica dos dois circuitos uma vez que os respetivos comprimentos se assemelham, originando condições de funcionamento idênticas quer nos regimes permanentes (perdas de carga) quer nos regimes transitórios (choque hidráulico, sobrevelocidades dos grupos, estabilidade de regulação).

2.2 Circuitos Hidráulicos

Resumidamente, de montante para jusante, cada um dos circuitos hidráulicos é constituído por:

- uma tomada de água constituída por um bocal, uma curta galeria de secção retangular e um poço de manobra onde está instalado o equipamento hidromecânico;
- uma galeria em carga com inclinações de 10% e / ou 18%, em função do objetivo de garantir adequadas condições de afastamento vertical na zona do seu cruzamento;
- um curto trecho em galeria horizontal, que inclui uma parte blindada, na ligação à espiral do grupo;
- uma restituição constituída por um curto trecho em túnel e um bocal, incluindo um poço para manobra da comporta ensecadeira;
- um canal a jusante materializado através de um rebaixamento do leito do rio de modo a garantir a exploração da albufeira da Valeira, a jusante, em regime de bombagem até ao respetivo nível mínimo de exploração.

2.3 Central e Subestação

A central situa-se a jusante da barragem, sendo constituída por um piso de descarga e montagem enterrado e por dois poços circulares, um por cada grupo reversível, com diâmetro interior de 22 m, afastados entre eixos 40,00 m e cujo alinhamento se aproxima da orientação do curso do rio. A entrada na central é realizada a partir da plataforma à cota (133,00).

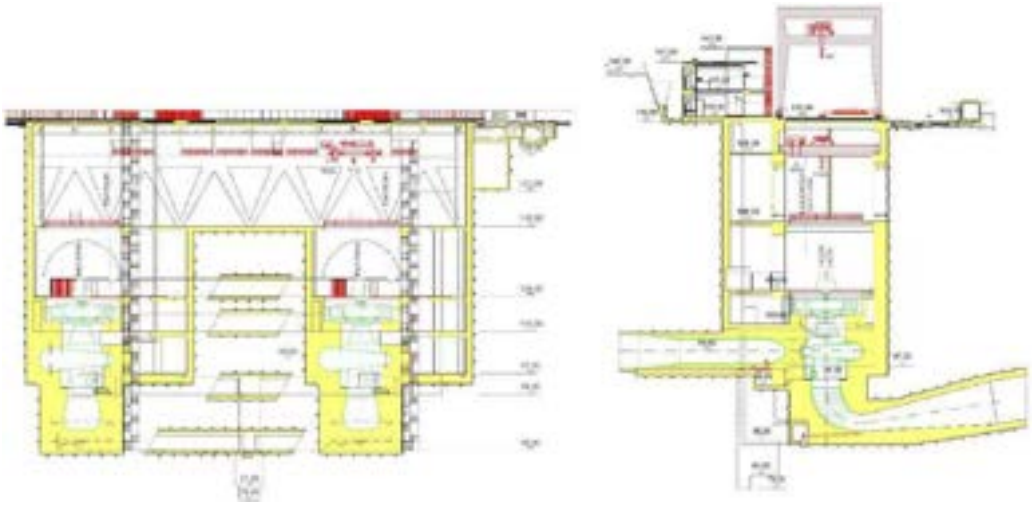


Figura 3. Central: cortes longitudinal e transversal

O piso de descarga e montagem, situado à cota (118,00), de planta retangular, cuja cobertura se encontra à cota da plataforma exterior, é um espaço de grandes dimensões com um comprimento de 62,00 m e uma largura de 16,90 m. As superfícies verticais que o definem apresentavam-se, nas fases de Licenciamento e Concurso, na sua maior parte não revestidas, mostrando a rocha à vista, apenas intermitentemente interrompidas pelos pilares em "V" que sustentavam as vigas da ponte rolante que serve a central em toda a sua extensão.

O transporte dos equipamentos é feito por estrada até à plataforma exterior de descarga. Através de um pórtico rolante os equipamentos são descarregados, transportados e descidos até ao átrio de montagem, através de uma abertura para o efeito criada na cobertura, protegida com uma tampa metálica motorizada. Os poços dos grupos comunicam entre si nos pisos principais através de galerias de pequena dimensão e incorporam os vários pisos técnicos destinados a alojar os equipamentos auxiliares.

Ainda nesta fase de projeto, ao nível da plataforma exterior situava-se um conjunto de edifícios interligados - dois edifícios de apoio e edifício da subestação localizado entre eles - implantados junto ao talude de escavação da referida plataforma, minorando os impactes visuais negativos resultantes do corte do terreno e do seu revestimento com betão projetado. O comprimento dos edifícios abrangia a quase totalidade da extensão da plataforma, inserindo-se na morfologia do terreno e não ultrapassando a crista do talude.

Quanto à implantação da central e edifícios os pressupostos foram os adotados no Estudo Prévio. Os estudos que levaram à definição do arranjo geral dos edifícios de apoio e da subestação basearam-se em critérios de condicionamento de espaço na plataforma de acesso à central, tendo em consideração a sua inserção entre o talude e o espaço livre necessário para o funcionamento do pórtico. Procurou-se ainda que a subestação ficasse implantada entre os poços dos grupos para um melhor encaminhamento dos barramentos de ligação aos transformadores principais.

3. PROJETO DE EXECUÇÃO

3.1 Conceção estrutural

3.1.1 Central

A central foi escavada a céu aberto com taludes verticais em maciço rochoso, quase sempre com recurso a explosivos.

A sua conceção caracteriza-se pela existência de duas zonas com geometria e comportamento estrutural distintos, uma referente ao átrio de montagem e outra aos poços onde os grupos estão instalados (Fig.4).

a) Átrio de montagem

A estrutura que materializa o átrio de montagem, com uma área em planta de 62,00×16,90 m e uma altura de 15,00 m, é constituída por uma caixa de betão que se apoia sobre as paredes dos poços dos grupos e sobre o maciço rochoso.

As paredes longitudinais, onde apoia o caminho de rolamento da ponte rolante de 115 t, destinada à movimentação de equipamento, possuem 2,00 m de espessura até à cota (128,00) – cota do caminho de rolamento – e 1,00 m de espessura na zona superior. Estas paredes com 2,00 m de espessura constituem uma alteração ao projeto de concurso que apenas previam pilares em "V" a sustentar as vigas do caminho de rolamento da ponte rolante, deixando o maciço rochoso à vista, contudo foi necessário alterar esta conceção devido à fraca qualidade mecânica do maciço, conforme referido no capítulo 3.3. As paredes transversais dos topos têm espessura de 1,00 m.

A laje do piso do átrio de montagem, à cota (118,00), tem 1,50 m de espessura na zona apoiada sobre o maciço rochoso e 0,60 m de espessura na zona localizada sobre os poços.

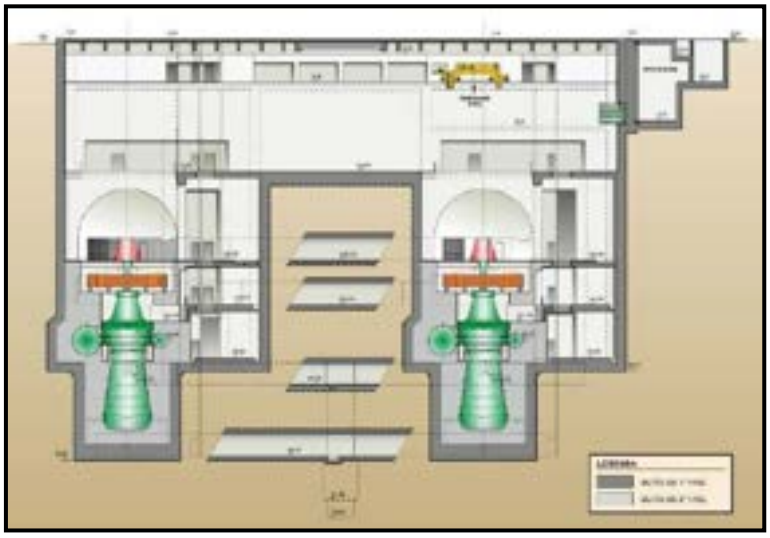


Figura 4. Corte longitudinal da central

A laje de cobertura, que acomoda a plataforma de acesso a partir da superfície, está implantada à cota (133,10) e funciona rigidamente ligada às paredes do átrio de montagem.

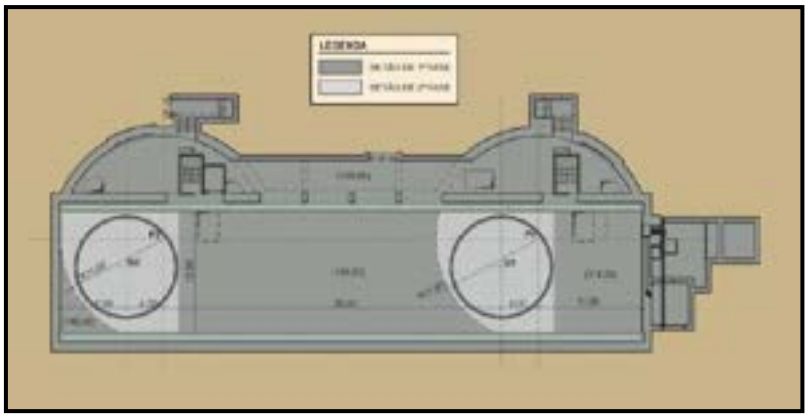


Figura 5. Planta à cota (118,00)

No vão compreendido entre as paredes do átrio de montagem, a laje de cobertura é composta por vigas transversais pré-fabricadas com 15,10 m de vão e afastamento entre eixos igual a 2,50 m. Sobre as vigas pré-fabricadas foram colocadas pré-lajes que serviram de cofragem para a betonagem da laje de

cobertura com uma espessura total de 0,30 m. As vigas pré-fabricadas foram consideradas rigidamente ligadas às paredes, tendo-se previsto para o efeito armaduras de espera para ligação às betonagens posteriores.

b) Poços dos grupos

Abaixo da cota (118,00), a central é composta por dois poços circulares com 22,00 m de diâmetro interno e 33,0 m de profundidade, afastados de 40,00 m entre eixos. Estruturalmente são constituídos por uma casca de betão cilíndrica com 1,00 m de espessura.

Ambos os poços albergam no seu interior quatro pisos técnicos para instalação de equipamento elétrico, respetivamente às cotas (108,00), (103,00), (97,00) e (94,00).

De nível com os pisos técnicos às cotas (108,00), (103,00) e (94,00) foram previstas três galerias horizontais de secção retangular com 2,0 m de largura, 2,5 m de altura e teto abobadado, que ligam os dois poços permitindo a circulação entre ambos. O revestimento das galerias é em betão armado com 0,50 m de espessura.

À cota (86,00), cota da soleira dos poços, está implantada uma quarta galeria horizontal que corresponde à galeria de drenagem. Esta galeria comunica também com ambos os poços e recebe água drenada no interior da central através de uma rede de caleiras, transferindo-a para o poço de bombagem à cota (79,00), de onde é bombada até à superfície. A secção transversal da galeria é retangular com 1,80 m de largura e 2,50 m de altura e revestimento em betão armado com 0,50 m de espessura.

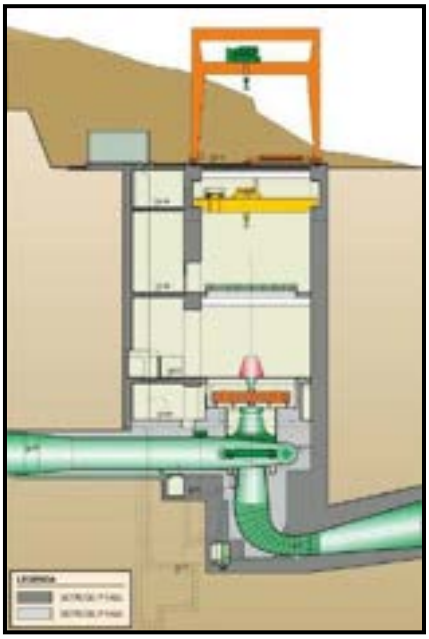


Figura 6. Corte transversal da central

Nas interseções entre os dois poços circulares e as galerias horizontais que os unem adotaram-se juntas de retração sem passagem de armaduras dotadas de lâminas de estanqueidade de PVC, com o objetivo de limitar o aparecimento de fissuração devido à retração do betão das galerias durante o processo de cura após betonagem (Fig. 7).

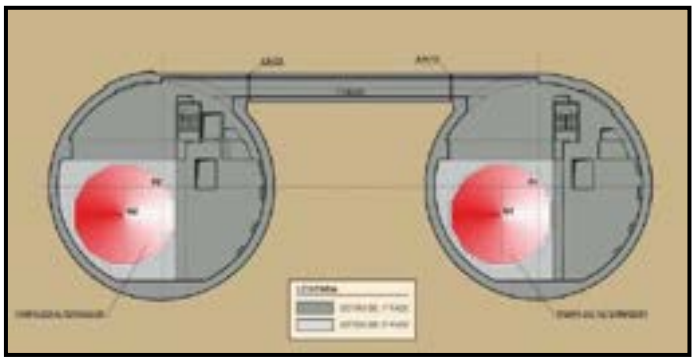


Figura 7. Planta à cota (108,00)

Na conceção da central o faseamento das betonagens foi definido em função das diferentes etapas de instalação do equipamento eletromecânico. Numa primeira fase foram parcialmente betonadas as lajes dos pisos técnicos no interior dos poços e a laje do átrio de montagem sobre os poços, deixando aberturas para passagem do equipamento. Abaixo da cota (103,00), nas zonas do envolvimento do tubo de aspiração e da espiral, na primeira fase apenas foram betonadas as paredes exteriores contra o maciço rochoso e laje de soleira, de forma a materializar uma base de suporte para fixação e montagem do equipamento. Na segunda fase realizaram-se os betões no envolvimento dos grupos abaixo da cota (103,00), bem como as restantes zonas das lajes dos pisos. O faseamento de betonagens referido está indicado nas Figs 4, 5, 6, 7 e 8.



Figura 8. Betões de primeira fase

3.1.2 Circuitos hidráulicos

Os circuitos hidráulicos, independentes para cada grupo, compreendem as estruturas de tomada de água, as galerias de adução e as estruturas da restituição.

As galerias de adução, de secção circular com 4,80 m de diâmetro interno, são revestidas de betão armado com 0,30 m de espessura. O projeto considerou a ocorrência de três zonamentos geotécnicos, respetivamente para os intervalos de RMR (Rock Mass Rating), RMR<30, 30<RMR<50 e RMR>50.

Devido à reduzida distância altimétrica que separa as duas galerias no troço em que estas se cruzam em planta, para ter em conta a eventual fracturação do maciço rochoso envolvente, provocada pela escavação da galeria adjacente, no dimensionamento do revestimento definitivo adotou-se um módulo de deformabilidade de cerca de 25% do módulo de deformabilidade do maciço interessado.

No revestimento das galerias foram previstas injeções para preenchimento dos vazios entre o maciço e o betão do revestimento e injeções para consolidação do maciço rochoso.

A montante da central, as galerias de adução são blindadas numa extensão de cerca de 20,00 m. O comprimento dos troços blindados foi estabelecido de acordo com os critérios definidos em [1] que relacionam a altura do recobrimento sobre as galerias e a pressão interna.

Na Fig. 9 são representadas as secções tipo consideradas.

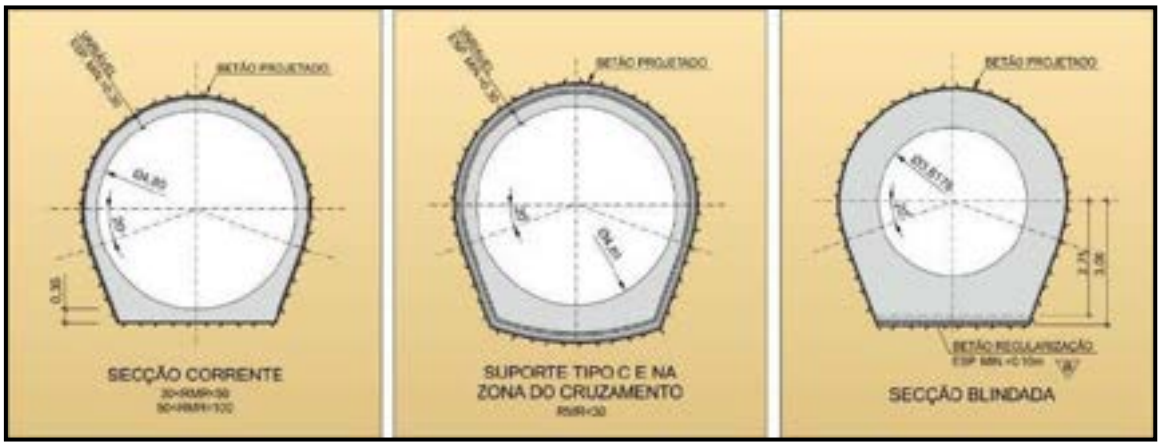


Figura 9. Túneis de adução. Secções tipo do revestimento

3.2 Aspetos Geológicos e Geotécnicos

Na zona de implantação da central e do circuito hidráulico, o perfil de alteração está representado por solos residuais e coluvionares, com espessuras raramente superiores a 1,5 m. Imediatamente abaixo ocorre o maciço rochoso medianamente a pouco alterado (W3 a W2). As diaclases apresentam-se, em geral, próximas a medianamente afastadas (F4 a F3) até cerca dos 18 m de profundidade; inferiormente, as fraturas apresentam-se medianamente a muito afastadas (F3 a F1). Destaca-se a grande persistência e pouca rugosidade de algumas famílias de diaclases principais.

Com base na informação recolhida com os trabalhos de prospeção geotécnica e ensaios [2] foi possível individualizar 3 zonas geotécnicas cujas características principais se encontram resumidas no Quadro 1.

Quadro 1. Características mecânicas das zonas geotécnicas (adaptado de [3]).

Zona Geot.	*Classificação a partir das sondagens*			*Parametrização geomecânica*		
	W	*F*	*RQD (%)*	*RMRbás89*	*GSI*	*Em (GPa)*
ZG1	W3-W5	F4-F5	<50	<41	<41	<4
ZG2	W1-W2	F3-F5	50-90	44-63	44-63	5-26
ZG3	W1-W2	F1-F3	90-100	59-74	49-74	11-48

Considerando o padrão de compartimentação do maciço ocorrente no local da obra, verificou-se, para cada talude, quais as famílias de diaclases ou respetivas conjugações que apresentavam condições cinemáticas suscetíveis de promover a rotura potencial de cada um dos taludes em análise, tendo o suporte sido dimensionado em função do tipo de rotura mais condicionante (fundamentalmente cunhas e deslizamentos planares).

A partir do cenário geotécnico e das geometrias de escavação previstas, foram dimensionadas soluções de contenção das escavações a céu aberto compostas pelos seguintes elementos:

- Pregagens de varão de aço com 6 a 12 m comprimento, 25 e 32 mm de diâmetro (excecionalmente 36 mm), com áreas de influência compreendidas entre 4 e 5 m^2;
- Betão projetado reforçado com fibras metálicas, com 20 cm de espessura;
- Drenos com 4 m de comprimento e 50 mm de diâmetro.
- Excecionalmente, na zona do emboquilhamento da restituição, recorreu-se a uma viga ancorada, com ancoragens de 600 kN afastadas horizontalmente de 3,0 m.

As duas galerias de adução do circuito hidráulico, com aproximadamente 120 m de desenvolvimento, apresentam um troço singular que corresponde à intersecção em planta dos respetivos traçados. O recobrimento nesta zona ronda os 40 m e a distância altimétrica entre os eixos dos túneis é de 10 m. Ambas as galerias interessam fundamentalmente maciço rochoso enquadrado na zona geotécnica ZG1 (Quadro 1).

O suporte primário preconizado para os túneis foi definido para diversos intervalos de RMR (Rock Mass Rating), tendo o seu dimensionamento e verificação de segurança recorrido a análises, quer de meio descontínuo, para verificação local do equilíbrio de blocos, quer de meio contínuo, utilizando o método dos elementos finitos. Os modelos de simulação numérica permitiram simular de forma aproximada as várias fases de execução da obra e avaliar, para as três classes de suporte consideradas, as situações de esforços/deformações condicionantes para o dimensionamento estrutural.

Na Fig. 10 apresenta-se o suporte primário preconizado nos túneis de adução do circuito hidráulico, que consistiu na aplicação de pregagens tipo Swellex associadas a betão projetado nas duas classes de melhor qualidade geotécnica.

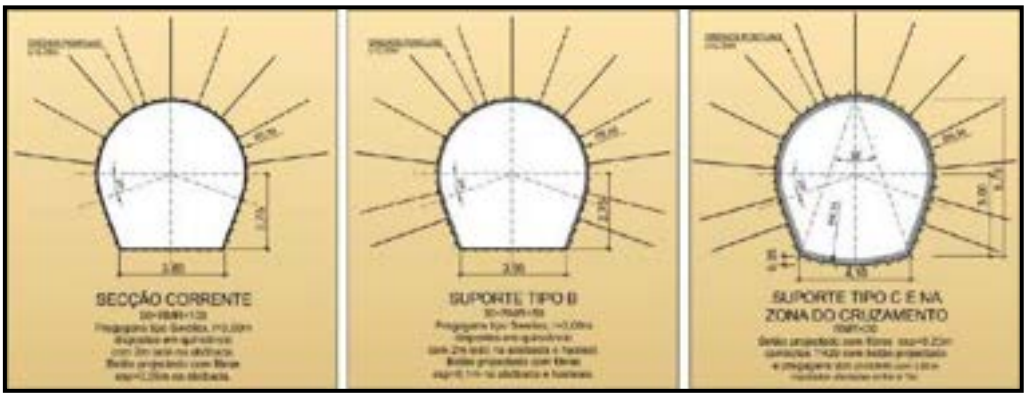


Figura 10. Túneis de adução. Secções tipo de escavação e suporte primário

Na zona do cruzamento dos túneis (e na classe de maciço de pior qualidade, não intersetada em fase de obra) foram previstas cambotas metálicas, pregagens de varão de aço com diâmetro de 25 mm e betão projetado.

3.3 Condicionamentos Geotécnicos em fase de obra

Como é natural numa obra desta dimensão, os suportes tipo previstos no projeto foram sendo verificados durante as escavações em função das reais condições geotécnicas encontradas. Embora na generalidade das situações o suporte aplicado tenha correspondido ao projetado, ocasionalmente foi necessário proceder a verificações pontuais e, sempre que necessário, procedeu-se ao reforço das contenções.

Na zona da central, no talude norte situado entre os poços, foi identificada uma descontinuidade muito persistente, de baixa resistência, inclinando 52° na direção da escavação, com condições para gerar uma situação de rotura planar. O bloco potencialmente instável atingia um volume próximo de 1300 m^3.



Figura 11. Vista geral da escavação

As análises de estabilidade efetuadas revelaram que o suporte colocado garantia um fator de segurança próximo de 1,15, insatisfatório mesmo tendo em conta o caráter provisório deste talude. Após modelação preconizou-se a instalação de dois níveis de pregagens adicionais com 32 mm de diâmetro e 9 m de comprimento. Desta forma foi possível elevar o fator de segurança para 1,3. Na fase definitiva, a resistência adicional necessária para garantir um fator de segurança de 1,5, foi assegurada pela estrutura definitiva da central em betão armado.

Na Fig. 11 apresenta-se uma vista geral da escavação.

3.4 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural da central foi efetuado com recurso a um modelo tridimensional de elementos finitos de casca com o auxílio do programa de cálculo automático "SAP2000". A interação entre a estrutura e o maciço rochoso envolvente foi simulada através de molas não lineares, funcionando apenas à compressão.

As ações consideradas no dimensionamento estrutural da central foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura;
- Sobrecargas devidas à instalação de equipamentos nos pisos técnicos, sobrecarga da ponte rolante e do pórtico rolante, sobrecarga devida ao peso dos transformadores principais sobre a laje de cobertura e de circulação de veículos sobre a mesma laje;
- Ações variáveis devido à pressão hidrostática exterior e devido à ação do maciço rochoso sobre a estrutura, de modo a considerar o eventual desprendimento de blocos potencialmente instáveis.

Nos elementos de betão armado foi efetuada a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de flexão e esforço transverso e ao estado limite de abertura de fendas, para as fases construtiva e de exploração.

Os níveis de água considerados para a quantificação da pressão hidrostática exterior foram:

- Nível de pleno armazenamento da albufeira da Valeira, correspondente à cota (105,00), na verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência na fase construtiva e ao estado limite de abertura de fendas na fase de exploração;
- Nível de máxima cheia da albufeira da Valeira, correspondente à cota (132,10), para verificação da segurança dos estados limites últimos de resistência na fase de exploração.

Nas combinações de ações efetuadas para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos adotaram-se coeficientes de majoração para as ações desfavoráveis de 1,35, 1,50 e 1,10, respetivamente para o peso próprio, sobrecargas e ação do maciço rochoso e pressão hidrostática exterior. A verificação da segurança em relação ao estado limite de abertura de fendas foi efetuada limitando a abertura máxima de fendas a 0,2 mm para as combinações raras de ações.

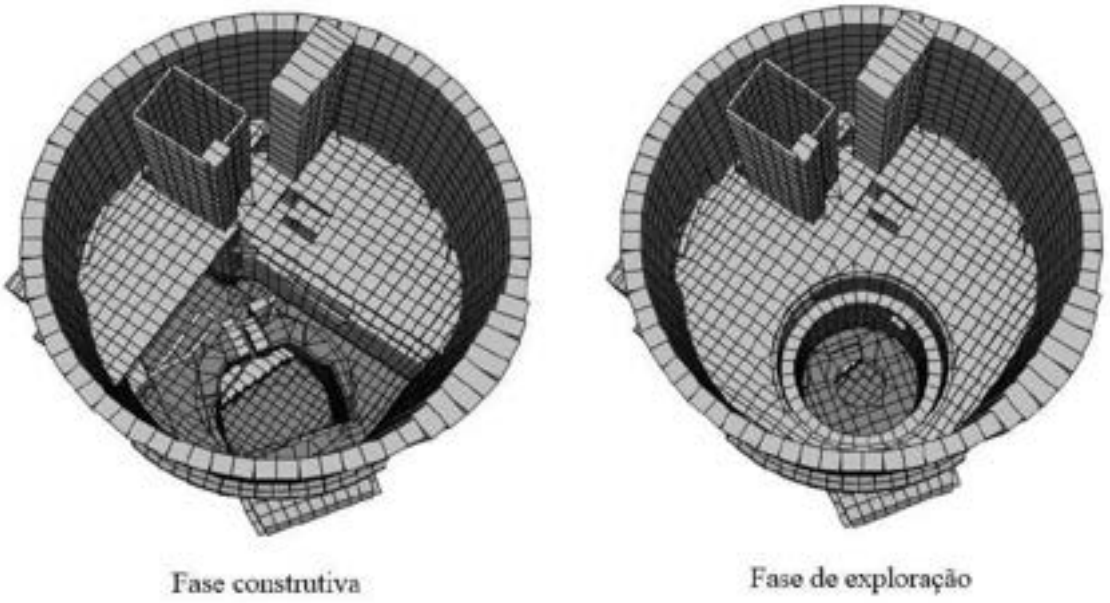


Figura 12. Modelo de cálculo - Fases de exploração e construtiva

Na Fig. 12 apresentam-se os modelos de cálculo tridimensionais dos poços, adotados para as fases de exploração e construtiva.

4. CONCLUSÕES

A conceção e definição dos principais elementos de obra dos dois escalões que constituem o aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor foram realizadas pela EDP Produção, no âmbito do projeto para licenciamento e para concurso; o projeto de execução e assistência técnica à obra de construção da central e circuitos hidráulicos do escalão do Feiticeiro foram realizados pela COBA, o projeto de execução da barragem do mesmo escalão foi realizado pela EDP Produção.

Ainda durante a fase de construção, a EDP Produção fez a coordenação e supervisão do projeto de execução, com o principal objetivo de adequar as soluções à utilização final das estruturas, e orientou o projetista de modo a estabelecer um programa de entrega de elementos de projeto em função das necessidades da obra, acompanhando e coordenando as interfaces com os demais intervenientes no projeto.

Em obras desta natureza é de salientar a grande interação entre o projeto de construção civil e o projeto dos equipamentos, o que obriga a que o projeto de execução das estruturas seja desenvolvido em função do projeto do equipamento eletromecânico e do faseamento da sua instalação. A adaptação das soluções às condições geológicas e geotécnicas reais é também um fator de relevo a ter em atenção neste tipo de projetos.

De qualquer modo, por forma a minimizar os desvios do custo e do prazo da obra relativamente aos previstos à data da adjudicação, deverão manter-se o mais possível as soluções do projeto a concurso, evitando alterações muito profundas.

AGRADECIMENTOS

Para além dos muitos técnicos que colaboram na execução da obra e no apoio ao projeto de execução, os autores efetuam uma menção especial aos coordenadores do projeto de execução, o Engº Manuel Pinho de Miranda e o Engº Domingos Silva Matos.

REFERÊNCIAS

[1] Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments. ASCE.

[2] Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Empreitada geral de construção. Escalão de jusante, Volume III, Elementos de projeto. Tomo C1, Estudos geológicos e geotécnicos. EDP, 2007.

Sessão 1B

Dimensionamento otimizado de vigas em concreto armado com diferentes condições de apoio



Charles Jaster de Oliveira [1]



Isabele Antonelli[2]



Monique C. de Azevedo Rodrigues[3]

RESUMO

Em virtude da competitividade crescente no mercado da construção civil, torna-se extremamente importante o uso de processos de otimização de modo a reduzir custos. Busca-se encontrar a solução mais econômica da peça sem que esta comprometa a segurança da estrutura para a qual foi projetada, respeitando critérios normativos da ABNT NBR 6118:2014. Este trabalho apresenta um estudo de otimização estrutural no processo de dimensionamento de vigas em concreto armado com diferentes condições de apoio, de seção retangular e submetidas a um carregamento uniformemente distribuído. Para tanto, os resultados obtidos são analisados em termos de valores ótimos da altura da viga, além da redução no consumo de volume de concreto, área de armadura de aço e de madeira utilizada na produção de fôrmas. A partir da ferramenta Solver, do software Microsoft Excel, e utilizando o método do Gradiente Reduzido Generalizado, foram elaboradas planilhas que realizam primeiramente o dimensionamento convencional. Os resultados foram comparados entre o dimensionamento convencional e otimizado para as duas tipologias de vigas estudadas, a biapoiada e biengastada, aplicando diferentes condições de contorno para o problema, como a resistência característica do concreto à compressão. Além destes critérios, foram utilizados na otimização questões relativas ao detalhamento da viga, visando um ajuste na quantidade, diâmetro e comprimento das barras de aço longitudinais para cada tipo de vinculação, bem como na distribuição ótima dos estribos ao longo do diagrama de esforço cortante. Por fim, em consequência de todos os exemplos analisados, o dimensionamento otimizado mostra-se como opção mais viável devido ao fato de respeitar os critérios normativos da mesma maneira que no dimensionamento convencional, apresentando ainda uma economia significativa, como é para a tipologia biapoiada onde vãos geram uma economia de até 29,59% e 24,36% para a tipologia biengastada. Estas e outras soluções comprovam a eficiência para diferentes cenários.

Palavras-chave: Otimização Estrutural, Otimização de Vigas, Concreto Armado, Custo.

[1]Eng. Civil, Msc., Professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Positivo, Curitiba. Brasil. chjaster@hotmail.com
[2]Universidade Positivo, Departamento de Engenharia Civil, Curitiba. Brasil antonelliisabele@gmail.com
[3]Universidade Positivo, Departamento de Engenharia Civil, Curitiba. Brasil antonelliisabele@gmail.com

1. INTRODUÇÃO

O princípio básico da otimização é encontrar a melhor solução possível dentre diversas circunstâncias apresentadas. O termo estrutura ótima é bastante hipotético, isso ocorre pelo fato de uma estrutura ser ótima em diferentes aspectos, sendo estes conhecidos como o peso da estrutura, o custo ou até mesmo sua rigidez. A solução para este problema depende de vários fatores externos como a formulação de uma função objetivo, formulação de restrição, método adotado, etc. (Kakadiya e Desai, 2013). Em problemas de otimização estrutural a função objetivo geralmente é aplicada na determinação de estruturas com o menor peso possível, resultando num menor custo, aspecto este que acaba sendo o mais atrativo no quesito econômico (Verzenhassi, 2008).

Como citado por Maia (2009), a vantagem na otimização de projetos em concreto armado é a renúncia à parâmetros baseados pela intuição ou experiência do projetista, ressaltando a busca final através de determinação probabilística, a qual respeitando os critérios normativos impostos pela ABNT NBR 6118:2014.

A busca da excelência para com o dimensionamento ótimo é uma forma de agregar resultados satisfatórios tanto em prol do cliente quanto em função da estrutura. Fraga e Kripka (2015) e Vieira (2014) partem do mesmo princípio em relação aos estudos para a diminuição do impacto ambiental, que são atenuados com os dimensionamentos otimizados de estruturas. Fraga e Kripka (2015) apontam que no Brasil há uma preocupação maior em minimizar estes riscos devido ao grande impacto que as estruturas em concreto armado, fartamente empregadas no país, tendem a causar no meio ambiente. Circunstancialmente, Vieira (2014) atribui que o meio de se alcançar a sustentabilidade na construção civil está diretamente ligado à redução da quantidade de resíduos gerados e ao consumo e desperdício de materiais.

Portanto, este trabalho têm como objetivo a aplicação de um processo carcterístico de otimização estrutural para o dimensionamento de duas tipologias de viga em concreto armado, uma biapoiada e a outra biengastada, frente à flexão, cisalhamento e deflexão, buscando a minimização do custo total através da diminuição do consumo de concreto, aço e madeira utilizada nas fôrmas.

2. METODOLOGIA

O problema de otimização começa a partir da determinação das variáveis e parâmetros que discriminam o problema físico, paralelo às restrições que o delimitam. Só então é estabelecida a função objetivo que trata da minimização da função custo. A otimização do custo busca determinar a melhor altura da seção para que posteriormente seja indicada a área calculada para as armaduras, bem como os detalhamentos necessários, definindo quantidade, tamanho e posição para as barras de aço na viga. As variáveis que no final compõem o custo total da peça dependem basicamente do concreto, do aço e das fôrmas. Além da minimização do volume do concreto a variação do f_{ck} implicará diretamente na composição do custo, resultando em outro parâmetro otimizado.

A função objetivo do problema de otimização foi composta pela função do custo total C, expressa pela Eq. (1) e suas composições derivativas, custo de concreto Eq. (2), armaduras Eq. (3) e fôrmas Eq. (4).

$$C = C_C \cdot C_A \cdot C_F \tag{1}$$

$$C_{\mathrm{C}} = b_w \cdot h \cdot L \cdot R\$_C \tag{2}$$

$$C_{\mathrm{A}} = (A_{s,t} \cdot L_{reto,estribos} + V_{s,efe}) \cdot R\$_A \cdot \rho_A \tag{3}$$

$$C_{\mathrm{F}} = ((b_w + 2 \cdot h) \cdot L + 2 \cdot b_w \cdot h) \cdot R\$_F \tag{4}$$

Onde:
C_C, C_A e C_F = custo de concreto, armaduras e fôrmas, respectivamente;
b_w, h e L = largura, altura e comprimento da viga, respectivamente;
$R\$_c$ = custo por metro cúbico do concreto fornecido, lançado e adensado (de acordo com o f_{ck});
$A_{s,t}$ = área unitária da bitola utilizada para o estribo;
$L_{reto,estribos}$ = comprimento total reto dos estribos a serem utilizados na viga;

ρ_A = massa específica do aço;
$V_{s,efe}$ = volume total da armadura longitudinal, variando de acordo com a configuração de camada localizada pelo programa;
$R\$_A$ = custo de aço (R$/kg) cortado, dobrado e montado na obra;
$R\$_F$ = custo da fôrma por metro quadrado.

Para a geometria da viga, as condições de apoio partem de duas tipologias estruturais, uma viga biapoiada, considerando apoio articulado fixo, e outra configuração considerando as duas extremidades engastadas. O sistema de dimensionamento implementado leva em consideração a ação das cargas verticais distribuídas. A Fig. 1 apresenta os parâmetros e variáveis utilizados no processo de otimização das duas tipologias. No caso biengastado, devido ao momento positivo e negativo as armaduras assumem o papel do porta-estribos, já no caso da biapoiada, caso não haja momento negativo são inseridas duas barras que acompanham o comprimento da viga para assumir a função de porta-estribos.

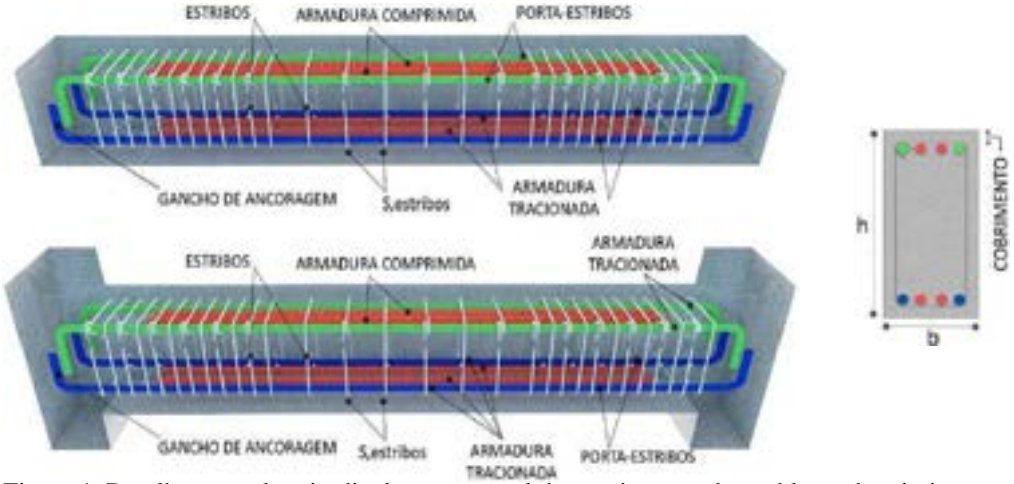


Figura 1. Detalhamento longitudinal e transversal dos parâmetros do problema de otimização.

O carregamento é definido pelo peso próprio da viga, variando de acordo com o vão, bem como uma carga proveniente de uma parede de alvenaria apoiada diretamente sobre a viga, onde o peso foi considerado distribuído ao longo de seu comprimento do mesmo modo que a sobrecarga adotada. Após estabelecidos os parâmetros iniciais, calculam-se os esforços internos e as deformações. Quando da ocorrência em que a flecha total ultrapasse a flecha limite é prevista a adoção de uma contra flecha.

Para obter os esforços e deslocamentos referentes ao estado limite de serviço, as combinações frequentes e quase permanentes são calculadas utilizando fatores de combinações condizentes com o estabelecido na ABNT NBR 6118:2014. Esta norma ainda define os critérios de detalhamento da viga pertinentes aos espaçamentos entre barras, estribos, taxa de armadura e comprimentos de ancoragem.

2.1 Formulação do problema

Foram determinadas, através da planilha de cálculo, as alturas ótimas correspondentes para vãos de 4 a 12 metros, variando os dados a cada metro a fim de tornar possível uma análise minuciosa dos custos obtidos em função dos fatores de dimensão da altura, da resistência característica do concreto à compressão, além de quais os impactos gerados ao longo da mudança deste vão. As vigas foram simuladas para diferentes valores de resistência à compressão, variando de 20 a 45 MPa. Para a altura inicial foi adotado um valor igual a 10% do vão, caso comum em pré-dimensionamentos de vigas. Para a base fixou-se o valor de 20 cm. Para a área da armadura longitudinal foram criadas 450 combinações diferentes onde através da área de aço calculada busca-se, como estratégia metodológica e a favor da segurança, o valor maior e mais próximo da área obtida. As opções variam entre diâmetros de 6,30 mm até 20,00 mm, respeitando sempre a quantidade máxima de bitolas a serem alojadas em cada camada, através da verificação do espaçamento horizontal máximo e descontando-se os valores referentes ao cobrimento e diâmetro dos estribos. As demais camadas derivam basicamente das configurações geradas

para a primeira camada. Já para a armadura transversal fixou-se o diâmetro dos estribos em 5 mm, sendo as configurações das camadas da armadura longitudinal já programadas e calculadas para estribos deste diâmetro.

Ressalta-se que a planilha contempla o cálculo de deslocamentos em viga para qualquer tipo de carregamento, porém deve ser feito um prolongamento das configurações de camadas da armadura longitudinal pelo fato de que a planilha de áreas foi aferida até o valor de 51,25 cm² (configuração de até 5 camadas). Apesar de conter 450 configurações diversas, foi priorizado no cálculo da área de aço efetiva o fato de que os valores estivessem mais próximos uns dos outros, como por exemplo, no caso de uma viga de vão igual a 9 metros e $\boldsymbol{f_{ck}}$ igual a 40 MPa a área calculada de aço corresponde a 9,24 cm² e, por meio de arranjos de camadas, chega-se a uma área de aço efetiva igual a 9,30 cm², equivalente à duas camadas distribuídas entre 6ϕ8mm+2ϕ20mm (a mais próxima dentro das combinações geradas). O principal propósito de se criar arranjos com bitolas diversas é refinar o cálculo para a otimização.

A fig. 2 demonstra um breve exemplo da distribuição das barras de acordo com cada camada, bem como possibilita entender a ocorrência do corte e ancoragem das barras, à depender do tipo de arranjo.

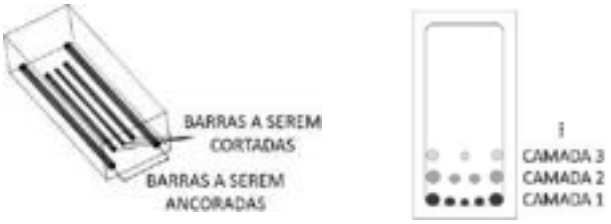


Figura 2. Detalhe do arranjo de barras por camada.

Para o cálculo do cisalhamento, adotou-se uma estratégia de otimização realizada antes mesmo de se implementar o comando *solver*. Esta análise se baseia na verificação entre a área calculada e área mínima de aço, a qual realiza a otimização do espaçamento em trechos onde o esforço cortante é relativamente menor, utilizando para tal o valor calculado para a armadura mínima correspondente, variando-o de acordo com o diagrama de esforços cortantes. Para o esforço cortante máximo de cálculo ($\boldsymbol{V_{sd}}$) o espaçamento entre estribos possui distâncias menores, diferentemente do esforço cortante de cálculo mínimo ($\boldsymbol{V_{sd,mín}}$) onde os espaçamentos são maiores. A fig. 3 mostra como os espaçamentos são conjugados ao longo do comprimento da viga.

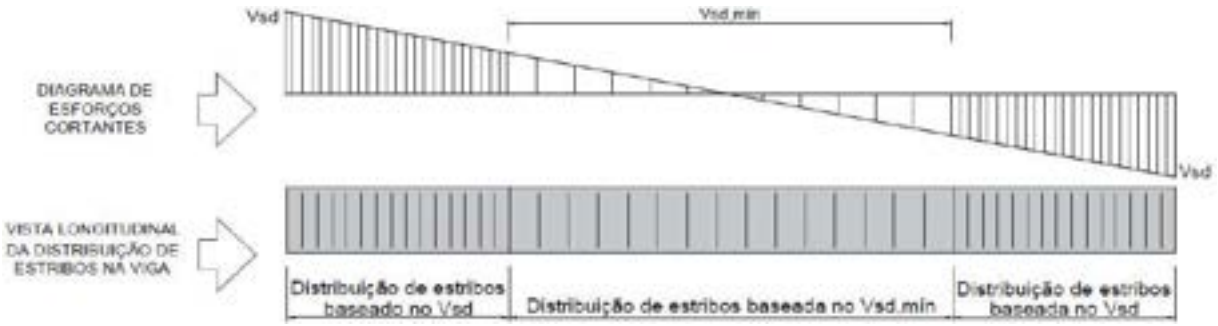


Figura 3. Distribuição dos estribos de acordo com o esforço cortante.

Posteriormente, é possível realizar o cálculo da decalagem a ser utilizada no comprimento total das barras cortadas. Para o corte da armadura longitudinal, assim como para a ancoragem das barras nos apoios e para as armaduras comprimidas e de pele algumas simplificações tiveram que ser adotadas. Para os estribos é prevista ancoragem com ganchos em ângulo reto.

2.2 Simplificações adotadas

No decorrer do trabalho, algumas simplificações foram adotadas, a fim de se tornar possível a otimização. São elas:

- Não foi adotada uma dimensão específica para os pilares, o que ocasiona em um esforço cortante utilizado diretamente no eixo do apoio;
- Todas as regiões foram tomadas como sendo de boa aderência;
- Apesar da criação de diversas configurações para colocação da armadura longitudinal em cada camada, a altura útil não é recalculada. Isto resulta em consequências diretamente ligadas à segurança da peça;
- Foi considerado, a fim de se simplificar os cálculos, que duas barras seriam ancoradas nos apoios, sendo escolhido para cada configuração o maior diâmetro que tivesse, no mínimo, 2 barras em cada camada. Este fator, bem como o cálculo da nova altura útil, interfere diretamente no quesito segurança da peça;
- Para barras ancoradas nos apoios foi adotado gancho em ângulo reto de comprimento igual a 20 cm cada;
- Foram adotados critérios, baseados em análises anteriores, em relação à porcentagem utilizada do vão como comprimento inicial das vigas. Para cada caso de atuação da armadura foi adotada uma porcentagem do vão conforme as relações à seguir:
  - Para o corte de barras das armaduras tracionadas, exceto as que são ancoradas nos apoios, adotou-se um comprimento inicial igual a 20% do vão;
  - Para as armaduras comprimidas foi adotado um comprimento inicial igual a 25% do vão.
- Nas armaduras comprimidas e de pele a ancoragem é em ângulo reto;
- Para a viga biapoiada foi adotada uma sobrecarga distribuída igual a 10,0 kN/m;
- Para a viga biengastada foi adotada uma sobrecarga distribuída igual a 60,0 kN/m.

2.3 Restrições

As restrições são os limites impostos às células variáveis. O *Solver* toma uma restrição como satisfeita se a condição que esta restrição classifica é verdadeira, observados pequenos limites de tolerância. As verificações de restrições são realizadas em relação ao Estado Último de Limite, Estado Limite de Serviço e detalhamento, com o propósito de atender as diretrizes da ABNT NBR 6118:2014. As restrições impostas ao projeto de otimização para a tipologia de viga calculada são: Restrição à resistência; Restrição para que o elemento se comporte como viga; Restrição à biela comprimida; Restrição para a armadura mínima de cisalhamento; Restrição ao limite inferior para a armadura longitudinal; Restrição ao limite superior para a armadura longitudinal; Restrição à flecha.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Viga Biapoiada

Como primeira análise, temos a relação da altura ótima em comparação à altura inicial considerando a utilização de uma contra flecha, conforme Fig. 4 nota-se que, apesar da não-linearidade do dimensionamento da viga, os resultados apresentam um comportamento semelhante ao longo dos vãos, ressalva-se alguns casos como para o vão de 12 metros e f_{ck} igual a 40 MPa onde há uma discrepância no valor encontrado para a altura ótima, fato este que deriva da não-linearidade na otimização dimensional da viga. Entretanto, a maioria dos resultados mostram uma redução significativa na altura ótima ao longo do crescimento da resistência do concreto utilizada no dimensionamento.

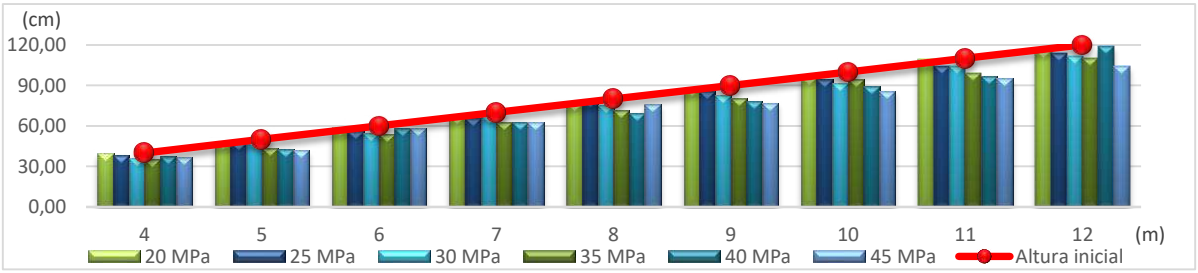


Figura 4. Altura ótima encontrada para cada vão.

Em uma segunda análise é feita a comparação da altura ótima das vigas sem considerar a aplicação da contra flecha, conforme mostra a Fig. 5..

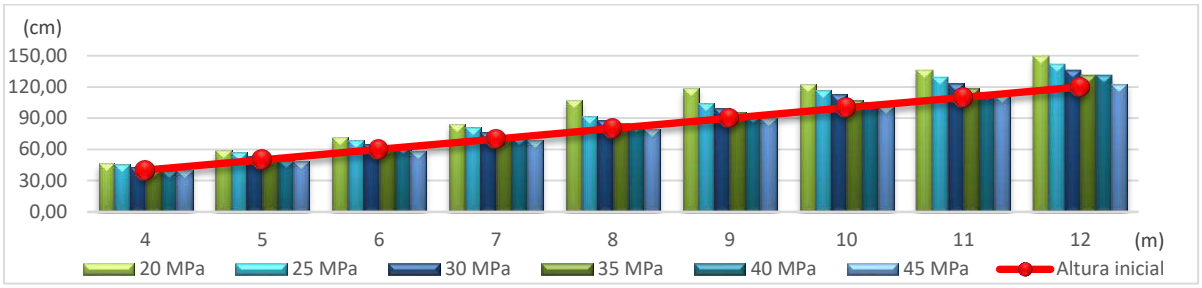


Figura 5. Altura ótima desconsiderando a contra flecha.

A partir da análise das Figs. 4 e 5 pode-se constatar que a flecha é fator preponderante no dimensionamento, sendo a altura ótima das vigas limitada pela mesma. Pode-se notar o padrão que ocorre ao longo do gráfico, o qual apresenta um formato aproximadamente parabólico. Observa-se que a flecha começa a interferir na altura ótima para satisfazer a restrição. A altura da viga chega a ser então maior do que a dimensionada pelo método convencional, especificamente em casos que utilizam f_{ck} menores, os quais afetam diretamente na resistência final da viga. A aplicação da contra flecha implica não somente numa diminuição da altura, como gera economia nos custos e uma redução nas cargas solicitantes, uma vez que alturas inferiores afetam diretamente o peso próprio da viga. Em relação ao custo total, é possível constatar que, aumentando-se a resistência característica do concreto, são obtidas reduções no custo total cada vez maiores, visto que a parcela a ser resistida pelo concreto é maior, conforme mostra a Fig. 6. Em nenhum momento o aumento da resistência do concreto ocasionou desvantagens para a ferramenta de otimização motivado pelo custo muito superior se comparado à concretos de menor resistência.

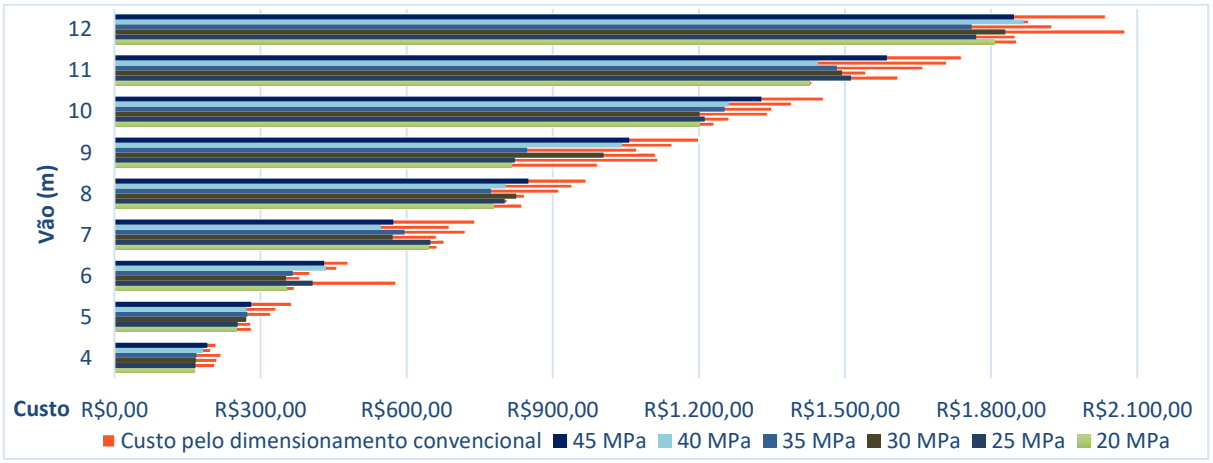


Figura 6. Comparação dos custos totais e otimizados de acordo com o vão e f_{ck} utilizado.

A Fig. 7 mostra a porcentagem de economia obtida com o dimensionamento otimizado da viga. Esta redução reflete diretamente no gráfico da Fig. 6, o qual demonstra o custo real da viga através do dimensionamento convencional comparado ao custo obtido pelo dimensionamento otimizado.

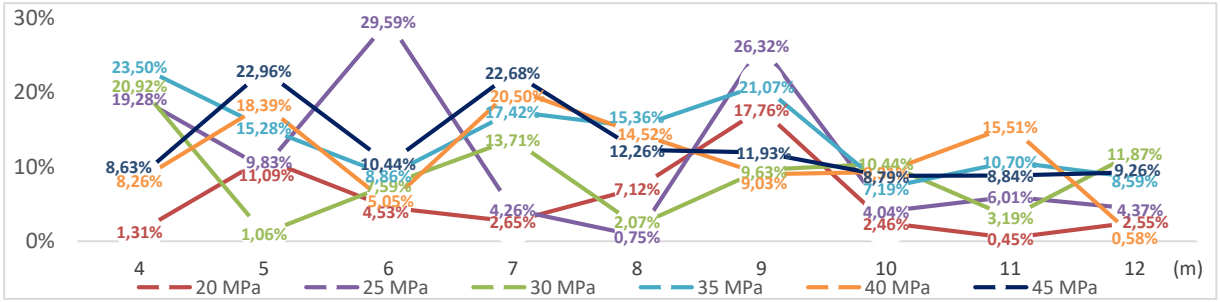


Figura 7. Porcentagem economizada de acordo com o vão e f_{ck} utilizado.

Nota-se uma tendência no gráfico da Fig. 7, o qual apresenta soluções mais econômicas para vãos menores e uma economia relativamente menor para vãos maiores. Vale destacar o salto ocorrido no gráfico da Fig. 6 para o vão de 6 metros com um f_{ck} de 25 MPa e que pode ser facilmente percebido no gráfico da Fig. 7 como a maior economia obtida ao longo das variações apresentadas.

De acordo com a Tabela 1, apresenta-se uma análise com os resultados obtidos entre a composição do custo total da viga pelo dimensionamento convencional e pelo dimensionamento otimizado. A análise obtida deu-se através de uma viga de vão igual a 7 metros com o f_{ck} do concreto igual a 35 MPa. Nota-se que o programa busca a melhor solução para satisfazer às restrições e otimizar o custo. Esta distribuição é fruto dos resultados apresentados na Tabela 1, os quais mostram os dados obtidos pelos dois dimensionamentos:

Tabela 1. Custos referentes à análise de uma viga com f_{ck} igual a 35 MPa.

	Convencional				**Otimizado**			
Vão (m)	**Fôrma (R$)**	**Concreto (R$)**	**Aço (R$)**	**Custo Total (R$)**	**Fôrma (R$)**	**Concreto (R$)**	**Aço (R$)**	**Custo Total (R$)**
7	160,49	303,28	257,23	721,00	145,35	270,70	179,35	595,40
	22,26%	42,06%	35,68%	-	24,41%	45,47%	30,12%	-

Pode ser observada uma redução, já esperada, da participação das fôrmas e do volume de concreto no custo total, visto que conforme ocorre a redução significativa da altura consequentemente a área de superfície da viga se torna menor, bem como seu volume.

Analisando por fim os resultados de uma forma geral, percebe-se que há um certo padrão no modo como ocorre a manipulação do processo de otimização do custo das vigas. Nota-se que geralmente há um aumento na área de aço e diminuição do volume de concreto e área de fôrmas. Como o concreto é o material preponderante na composição dos custos o programa busca um meio de amenizar a diminuição da altura da viga, fato que implica diretamente no cálculo do volume e da área.

Na Fig. 8 é apresentada uma comparação, ao longo do vão, dos custos unitários referentes à composição de concreto, fôrmas e aço obtidos pelo dimensionamento otimizado e pelo dimensionamento convencional para um f_{ck} igual a 30 MPa.

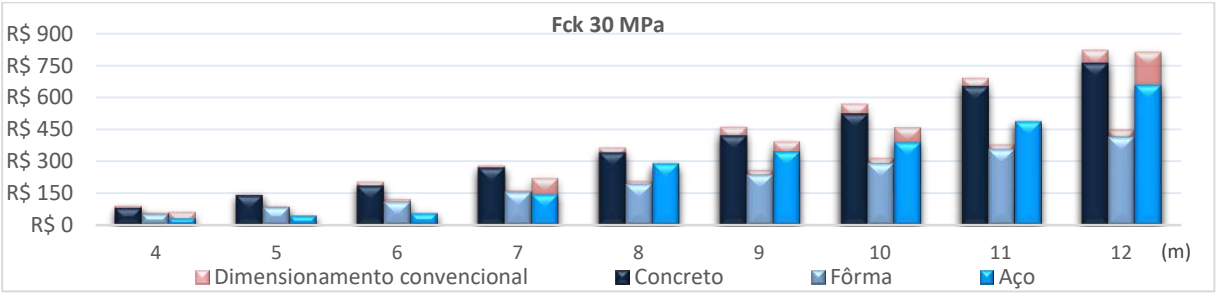


Figura 8. Comparação dos custos unitários referente à cada material.

Seguindo a mesma análise dos gráficos estudados acima, percebe-se a não-linearidade que ocorre na distribuição dos custos unitários dos materiais, tendo por vezes uma diminuição significativa no volume de concreto e área de aço calculada bem como apresenta uma certa estagnação no custo da área de fôrmas. Ressalva-se ainda que, em certos casos, há um aumento notável na quantidade de aço necessária resultante da diminuição expressiva da altura da viga.

Analisando ainda a Fig. 8, pode-se perceber que o custo unitário das fôrmas é expressivamente maior para as vigas de 4, 5, 6 e 7 metros de vão do que o para os vãos maiores. Constata-se neste gráfico que nem sempre a viga de menor dimensão na seção transversal retomará menores custos em termos de materiais utilizados, pois conforme há a redução da seção, maior se torna a participação do aço na composição geral da viga, podendo haver o encarecimento do projeto. Todavia, menores dimensões transversais geram uma diminuição na área de superfície da viga, que por fim impacta em um percentual menor de utilização de fôrmas.

3.2 Viga Biengastada

Para a tipologia biengastada os cálculos foram realizados de modo similar aos da biapoiada. As análises realizadas consistem basicamente no cálculo da altura ótima para posterior verificação do menor custo de fabricação da viga, visto que a partir dos resultados será possível estabelecer relações de altura/vão encontrados para cada caso. Na Fig. 9 são expostas as alturas ótimas, considerando a contra flecha, encontradas para diferentes vãos e variações do f_{ck} do concreto.

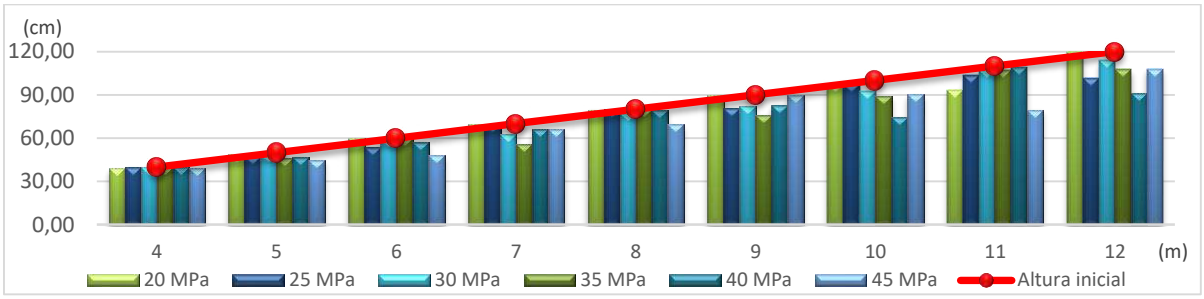


Figura 9. Altura ótima encontrada para cada vão

De fato, percebe-se que a altura ótima das vigas varia consideravelmente em relação ao vão e ao f_{ck} utilizado. Percebe-se que o comportamento do gráfico representado na Fig. 9 varia de forma não linear, desprezando a proporção altura/vão imposta no dimensionamento inicial, a qual é representada pela linha em vermelho no gráfico. Neste caso, em particular, fica evidenciada a não-linearidade no dimensionamento da estrutura.

Analisando adiante a altura ótima das vigas sem considerar a aplicação da contra flecha percebe-se que neste caso não houveram alterações como foi para o caso de vigas biapoiadas. Nesta situação a altura ótima não é limitada pela flecha, o que reflete diretamente ao tipo de ligação da viga, neste caso rígida.

Posteriormente, a análise da Fig. 10 consiste na comparação entre o custo obtido através do dimensionamento convencional pelo custo otimizado. Neste caso, a análise referente à resistência característica do concreto varia em grande escala. Entretanto, assim como para a viga biapoiada, em momento algum o aumento da resistência do concreto ocasionou desvantagens para a ferramenta de otimização em decorrência do aumento significativo em seu custo, houveram reduções certamente não muito expressivas, porém de caráter relevante.

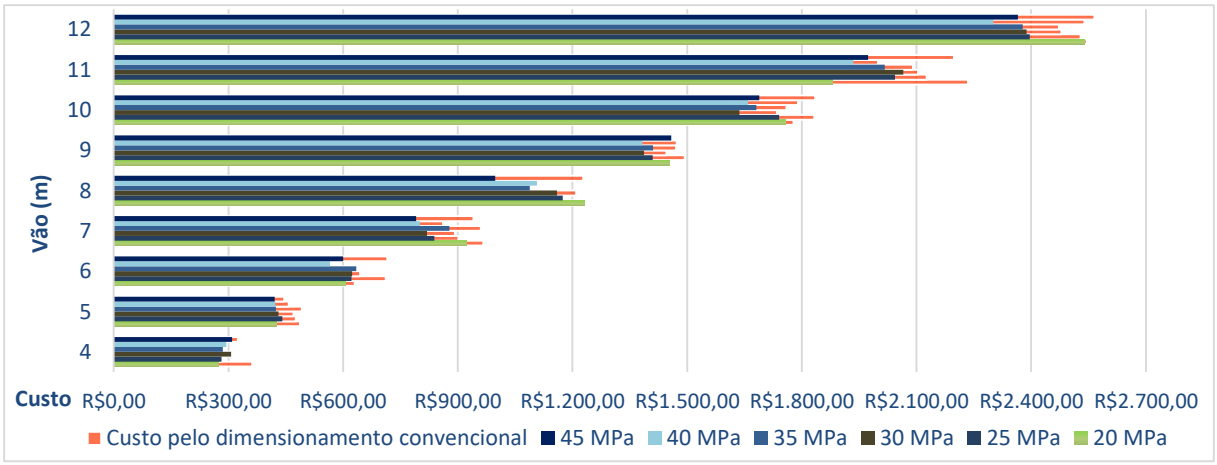


Figura 10. Comparação dos custos totais e otimizados de acordo com o vão e f_{ck} utilizado.

Ressalva-se ainda que, para os casos de vão iguais a 4 e 11 metros o custo otimizado para o f_{ck} de 20 MPa chega a ser consideravelmente maior do que para os outros casos, onde a resistência do concreto é maior. Tais análises podem ser percebidas com a posterior avaliação do gráfico da Fig. 11, onde pode-

se verificar com clareza que, para estes casos específicos de dimensionamento ocorrem grandes saltos em relação à economia gerada. Nota-se que não há um padrão específico na porcentagem de redução dos custos para este tipo de viga, entretanto a tendência econômica continua sendo maior para vãos menores. Esta ligação é vinculada diretamente à rigidez da viga que, quanto maior o vão, maior a necessidade de aço para que a viga possa atender às questões relacionadas à deformação.

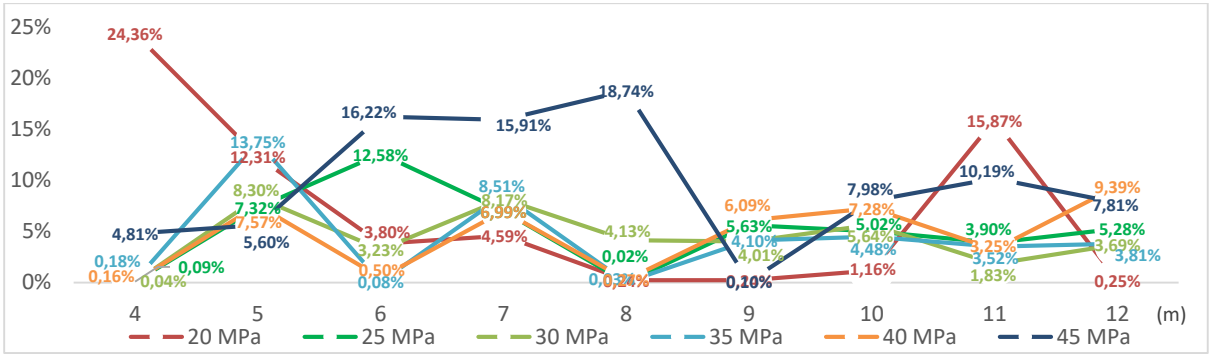


Figura 11. Porcentagem economizada de acordo com o vão e f_{ck} utilizado.

Nota-se que para satisfazer às restrições o programa busca encontrar, dentre todas às configurações possíveis, a que gere o menor custo global para a viga. De acordo com a Tabela 2, demonstram-se os dados obtidos para o dimensionamento convencional e pelo dimensionamento otimizado de uma análise obtida através de uma viga de vão igual a 7 metros com o f_{ck} do concreto igual a 35 MPa.

Tabela 2. Custos referentes à análise de uma viga com f_{ck} igual a 35 MPa.

	Convencional				**Otimizado**			
Vão (m)	**Fôrma (R$)**	**Concreto (R$)**	**Aço (R$)**	**Custo Total (R$)**	**Fôrma (R$)**	**Concreto (R$)**	**Aço (R$)**	**Custo Total (R$)**
7	160,49	303,29	496,19	959,97	132,14	242,26	503,84	878,24
	16,72%	31,59%	51,69%	-	15,05%	27,58%	57,37%	-

Neste caso, como houve uma diminuição da altura da viga, há um aumento significativo na porcentagem de aço que foi utilizada e uma redução, já esperada, na quantidade de fôrmas e volume de concreto.

Uma análise mais minuciosa dessa composição de custos pode ser obtida através do gráfico da Fig. 12.

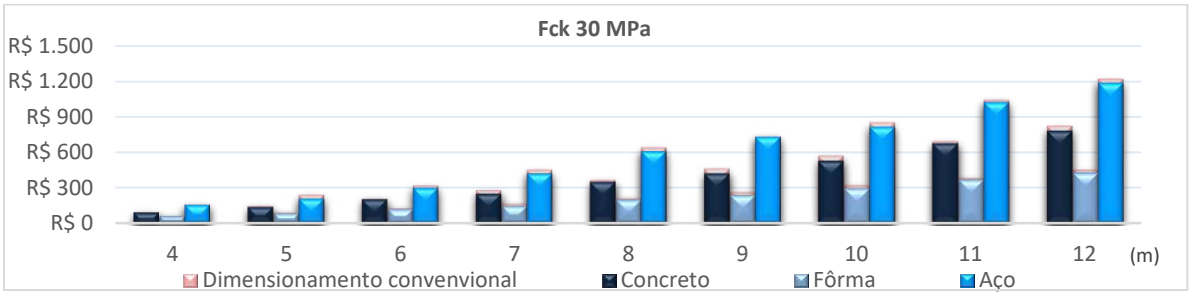


Figura 12. Comparação dos custos unitários para cada material.

Na Fig. 12 são demonstradas as composições unitárias do custo para vigas de diferentes vãos e resistência do concreto igual a 30 MPa. Nota-se que para a tipologia biengastada a quantidade de aço necessária torna-se expressivamente maior do que no caso de vigas biapoiadas onde o material preponderante no custo é o concreto. Neste caso, o aço como material preponderante deve-se excepcionalmente à rigidez das ligações da viga . Conforme já comentado, esta preponderância do aço fica clara na análise da Tabela 2 mostrada acima.

4. CONCLUSÕES

Em função dos exemplos analisados, o dimensionamento otimizado mostra-se uma opção mais viável em relação ao dimensionamento convencional. Respeitando os critérios normativos, foram obtidas soluções ótimas em custo dentre uma série de combinações possíveis na parametrização do problema. Por fim, através de processos de detalhamento foi possível refinar ainda mais o custo final dentro do processo de otimização. Em relação a área, através das diversas configurações geradas, o *Solver* procura àquela que satisfaz as especificações estabelecidas no dimensionamento. Posto isso, a planilha elaborada para o arranjo das barras calcula, de forma eficiente, o respectivo volume considerando o corte de barras, respeitando o processo de decalagem e de detalhamento imposto pela ABNT NBR 6118:2014. Através da esquematização do problema é possível ainda refinar o cálculo para a distribuição dos estribos.

A altura ótima de vigas de concreto armado pode ser analisada em função do vão a ser vencido. O concreto é o insumo preponderante na composição dos custos de vigas biapoiadas, sua participação é de aproximadamente 50% do custo total. Em uma segunda verificação, as fôrmas aparecem como material predominante. Já para a tipologia biengastada, o aço torna-se o material preponderante, chegando a representar até 60% da composição total dos custos em casos extremos.

Quando a contra flecha é desconsiderada, nota-se um aumento expressivo no custo otimizado das vigas biapoiadas que são reflexos diretos da altura calculada significando que, caso este fator seja desconsiderado no cálculo o projetista deve reavaliar as dimensões inicialmente propostas para o projeto para atender à restrição da flecha. A flecha é um fator que depende consideravelmente do vão da estrutura, assim como de sua rigidez, fato este que foi crucial no dimensionamento da tipologia biengastada e o qual foi motivo para a não ocorrência de mudanças significativas no cálculo.

Destaca-se a importância de se conhecer antecipadamente os métodos de otimização, sejam de caráter linear ou não. Neste trabalho o foco foi o método do Gradiente Reduzido Generalizado, o qual é utilizado internamente pela ferramenta *Solver* e é, de fato, uma ferramenta muito útil para a determinação de problemas de otimização. Porém, também se faz necessário um conhecimento prévio para que se possa usá-lo corretamente.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. ABNT 83p. Rio de Janeiro.

[2] Fraga, J.L.T e Kripka, M. (2015). Projeto estrutural de vigas de concreto armado visando a minimização do impacto ambiental. Rev. de Eng. e Tecnologia, v. 7, n. 1, p. 123-131.

[3] Kakadiya, C.R. e Desai, A.N. (2013). Optimization of 2-D Steel Truss by Grid Search Method. International Journal of Innovations in Engineering and Technology, v. 2, issue 1.

[4] Maia, J.P.R. (2009). Otimização estrutural: estudo e aplicações em problemas clássicos de vigas utilizando a ferramenta Solver. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

[5] Verzenhassi, C.C. (2008). Otimização de risco estrutural baseada em confiabilidade. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

[6] Vieira, A.A. (2014). Redução do impacto ambiental das estruturas em concreto pré-moldado através de otimização por algoritmo genético. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO COM DIFERENTES TIPOS DE BETÃO LEVE

Ivan Santos Dortas[1]; Yuri Sotero Bomfim Fraga[2]; Luiz Henrique Pereira Santos[3]; Lucas de Paula Vasques[4]; César Douglas Bezerra dos Santos[5]

RESUMO

O material de construção mais utilizado no mundo é o betão. Devido à grande quantidade de CO_2 emitida durante o processo de fabricação do cimento Portland, principal matéria-prima do betão, ele é considerado um dos grandes vilões do meio ambiente. Para reduzir os impactos ambientais e diminuir os custos das obras, são desenvolvidas diversas pesquisas que utilizam diferentes aglomerantes ou diferentes tipos de agregados para a sua fabricação. Um dos tipos de betão mais pesquisados é o betão leve para utilização com fins estruturais, que visa reduzir o peso próprio da estrutura. Existem diversos tipos de agregados leves que são utilizados para produção do betão leve como poliestireno expandido, vermiculita e argila expandida. O presente artigo tem como objetivo analisar a influência da utilização do betão leve com poliestireno expandido e com argila expandida em uma edificação quanto ao seu desempenho estrutural. Para o desenvolvimento da pesquisa, foi utilizado o software de cálculo estrutural Eberick V10 da AltoQi, no qual foram avaliados três diferentes tipos de betão: convencional, com poliestireno expandido e com argila expandida. Os resultados mostraram que houve influência do tipo de betão utilizado quanto ao volume de betão, ao peso do aço e à área de forma nos cálculos avaliados.

Palavras-chave: Betão leve. Poliestireno expandido. Argila expandida. Desempenho estrutural.

1. INTRODUÇÃO

O betão é o material de construção mais utilizado no mundo. Os seus constituintes são: cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo, água e aditivo superplastificante. Existem diversos tipos de betão: auto-adensável, alto desempenho, com fibras, compactado com rolo, leve. A escolha do tipo de betão ocorre em função das características da edificação.

O principal constituinte do betão é o cimento Portland. A indústria do cimento é uma das principais fontes de emissão de gases de efeito estufa, especialmente CO_2. Para produzir uma tonelada de clínquer, estima-se que uma tonelada de CO_2 é liberada na atmosfera. Essa indústria é responsável por 7% da emissão total de CO_2 no mundo [1]. Com a grande emissão de CO_2, ocorrem as mudanças climáticas e o aquecimento global, que geram impactos negativos no cotidiano da população [2].

Atualmente, diversas pesquisas buscam alternativas para redução do consumo do cimento no betão. São desenvolvidos cimentos com menor teor de clínquer, assim como são utilizados agregados mais leves. As pesquisas envolvendo agregados leves buscam desenvolver betão mais leve e com maior resistência.

[1] Universidade Tiradentes, Departamento de Engenharia Civil, Aracaju, Brasil. ivansantosdortas@hotmail.com
[2] Universidade de Brasília, Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Brasília, Brasil. yurisotero.engcivil@gmail.com
[3] Universidade Tiradentes, Departamento de Engenharia Civil, Aracaju, Brasil. l.henrique.engcivil@gmail.com
[4] Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, Brasil. vasqueslucas7@gmail.com
[5] Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. up201710809@fe.up.pt

O uso de betão mais leve pode reduzir o carga morta de uma estrutura e assim estruturas menores e mais leves são obtidas, resultando em uma redução dos custos de construção [3].

Além da redução da carga estrutural de uma edificação, o desempenho térmico do betão com utilização de agregados leves é melhorado e pode ser usado para melhorar a temperatura característica de uma edificação. O betão leve é produzido usando agregado leve ou uma matriz leve como: vermiculita, argila expandida, xisto expandido e poliestireno expandido (EPS). As propriedades do betão leve são influenciadas pelo tipo de agregado utilizado [4].

A resistência e a densidade do betão geralmente são diretamente proporcionais e são reduzidas com o aumento da quantidade de agregados leves utilizados no betão. Apesar disso, a ligação entre o agregado leve e a pasta é melhorada devido à superfície áspera do agregado poroso [5].

Outra propriedade importante do betão leve é a adesão. Betões convencionais com resistência à compressão abaixo de 40 MPa apresentaram maior resistência à adesão do que betões leves produzidos com argila expandida [6]. Algumas pesquisas avaliaram avaliado o desempenho estrutural e microestrutural do betão produzido com argila expandida [7, 8, 9] e mostraram a sua eficiência.

O betão com EPS tem sido estudado por diversos autores [10, 11, 12, 13, 14, 15] há muitos anos. A principal vantagem da utilização do poliestireno expandido em comparação com os demais agregados leves é que ele está comercialmente disponível em todo o mundo. Além de apresentar baixo custo, podem ser reaproveitados resíduos de fábricas que utilizam EPS. Um dos principais problemas da utilização do poliestireno expandido no betão é a sua hidrofobicidade, que dificulta a sua homogeneização. Em geral, o betão leve produzido com EPS apresenta baixa resistência, baixa densidade e alta resistência térmica.

Desse modo, este artigo tem como objetivo investigar a influência da utilização do betão leve produzido com 10% de substituição do agregado convenciol pelo poliestireno expandido e com 10% de substituição do agregado convencional pela argila expandida quanto ao desempenho estrutural de uma edificação.

2. METODOLOGIA

O objeto de estudo foi uma residência multifamiliar localizada na cidade de Aracaju/SE no Brasil. Foi analisado nessa região um edifício de 4 pavimentos tipos com área total construída de 1271,91 m². Foram analisados três tipos de betão: betão convencional (referência), betão com adição de argila expandida (10% de substituição do agregado graúdo basalto por argila expandida) e betão com adição de poliestireno expandido (10% de substituição do agregado graúdo basalto por poliestireno expandido). A estrutura foi processada com resultados de um estudo anterior [16], cujas propriedades podem ser observadas no quadro 1.

Quadro 1. Características dos materiais empregados nos projetos estruturais.

Tipo de Betão	Massa específica (Kg/m³)	fck (MPa)
Betão Convencional	2396,3	32,1
Betão com adição de Argila Expandida	2288,9	23,8
Betão com adição de EPS	2138,8	18,4

Com as propriedades definidas, a estrutura foi lançada no software de projetos estruturais Eberick V10 da AltoQi. Com a estrutrura lançada, foram cadastrados os três tipos de betão com suas respectivas características de material. A mesma estrutura foi dimensioanda por três vezes, sendo uma com o betão convencional, uma com o betão com adição de argila expandida e uma com o betão com adição de EPS. A figura 1 representa o pórtico 3D do projeto estrutural do estudo.

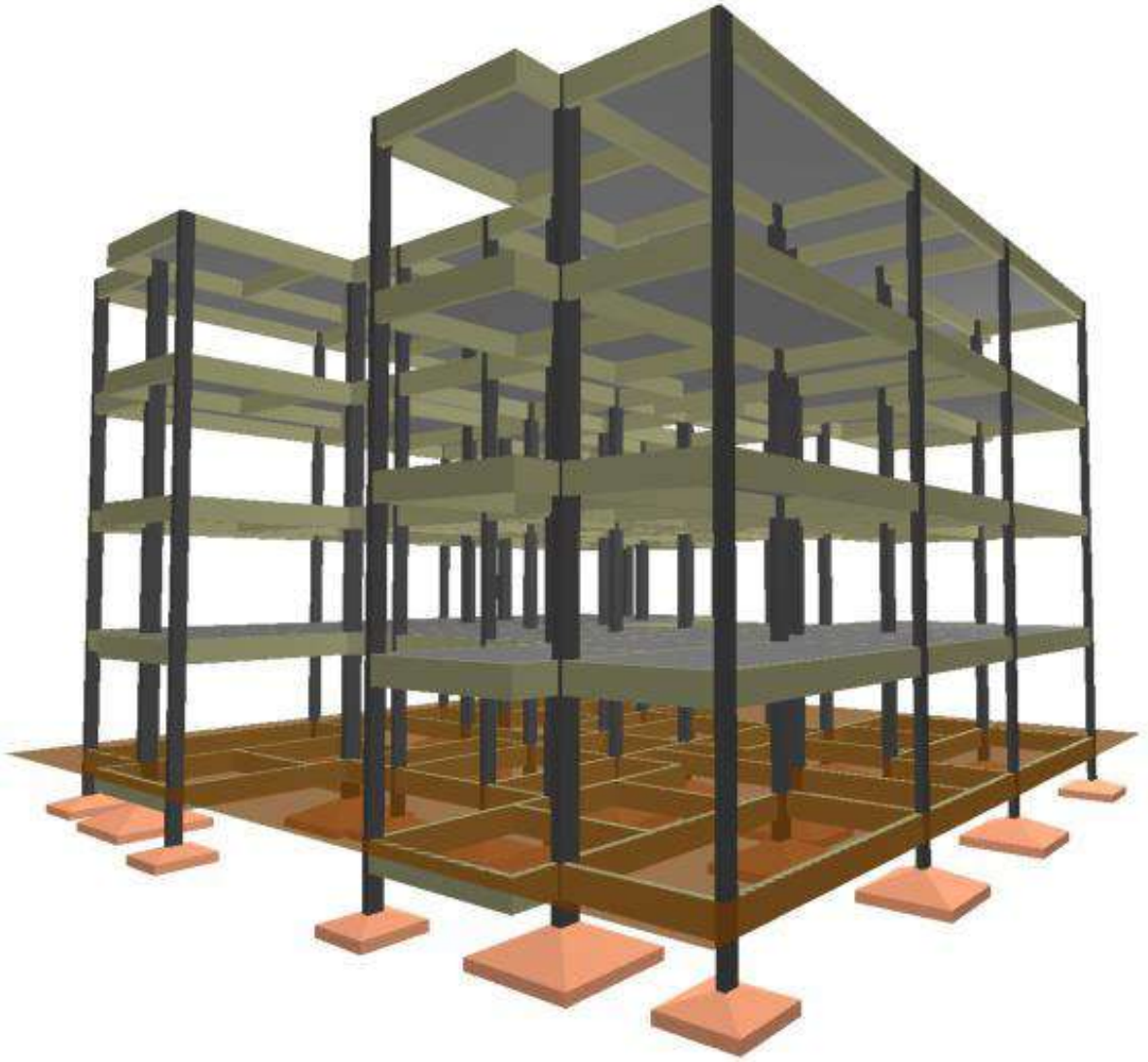


Figura 1. Pórtico 3D do projeto estrutural do estudo.

Com a estrutura processada para os três tipos de betão diferentes, foram obtidos os resultados de consumo de quilo de aço por metro cubico de betão dos pilares, vigas e lajes e quantitativo geral de materiais da fundação. Com esses valores definidos, comparou-se os valores encontrados nos dimensionamentos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para comparar o resultado de cada material na estrutura, os dados extraídos do software foram os consumos de aço dos pilares, das vigas e das lajes de todos os pavimentos, pois a estrutura foi processsada com seus elementos estruturais com as mesmas dimensões. Já na fundação, onde o próprio programa dimensiona, tanto estruturalmente como geometricamente, a depender de vários fatores, sendo o principal a carga da estrutura, por cada betão ter uma massa especifica diferente, foram obtidas

geometrias de sapata diferentes, podendo assim fazer um comparativo geral de todos os materiais, como peso de aço, volume de betão e área de forma.

3.1 Betão Convencional x Betão Com Argila Expandida

O primeiro comparativo foi realizado entre o betão convencional e o betão com adição de argila expandida. O comparativo do consumo de aço foi descrito no quadro 2.

Quadro 2. Comparativo de consumo de aço entre betão com argila expandida e betão convencional.

Comparativo entre Tipos de Betão e seus Consumos de Aço				
Pavimento	**Elemento**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Argila Expandida**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Convencional**	**Δ Consumo (%)**
Cobertura	Vigas	40,3	39,8	1,26%
	Pilares	88,2	88,2	0,00%
	Lajes	60,9	61,1	-0,33%
Tipo 1, 2 e 3	Vigas	59,6	57,6	3,59%
	Pilares	102,7	94,7	8,45%
	Lajes	75,0	73,6	1,90%
Baldrame	Vigas	44,1	44,2	-0,23%
	Pilares	136,6	114,4	19,41%
Total		**1082,2**	**1025,4**	**5,54%**

O quadro 2 apresenta nos seus resultados que, com relação às lajes e às vigas, a variação do consumo foi bem pequena, com variaçaõ entre -0,33% e 3,59%. Já a variação nos pilares apresentou um valor maior, além de aumentar com o aumento do peso da estrutura, ou seja, nos pavimentos inferiores as variações entre consumo de aço foram maiores. Na cobertura, o consumo dos pilares não variou. Nos pavimentos tipos, o consumo dos pilares variou 8,45%. Ja no pavimento baldrame, o comparativo do consumo de aço apresentou 19,41% de variação.

A variação nas lajes e vigas foram mínimas por conta desses dois elementos estruturais trabalharem principalmente à flexão, ou seja, o fck e a massa especifica não tem uma interferência tão grande nesses elementos. Com relação aos pilares, a variação foi maior por conta do pilar trabalhar a flexo-compressão, por conta disso, ele tem uma dependência muito grande em relação ao fck do betão. Por isso, a redução do fck no betão com argila expandida causou um maior consumo, pois a redução da massa específica não foi suficiente para um melhor desempenho desse material.

Na fundação, os dados a serem comparados foram diferentes. Foram comparados peso de aço, volume de betão e área de forma. O quadro 3 mostra esses resultados.

Quadro 3. Comparativo de materiais da fundação entre betão com argila expandida e betão convencional.

Comparativo entre Tipos de Betão e seus Materiais				
Elemento	**Material**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Argila Expandida**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Convencional**	**Δ Consumo (%)**
Fundação	Peso do Aço	1129,8	1187,8	-4,88%
	Volume de Betão	35,9	37	-2,97%
	Área de Forma	48,3	49,1	-1,63%

O quadro 3 mostra nos seus resultados que houve maior variação em porcetagem ocorre no peso do aço (-4,88%), sendo seguido pelo volume de betão (-2,97%) e por consequência a área de forma (-1,63%).

Foi possível observar no comparativo da fundação que todas as variações resultaram em valores negativos. Dessa forma, o beneficio com relação a fundação foi melhor com o betão com adição de argila expandida. Como foi dito nas vigas e nas lajes, as fundações também trabalham à flexão, porém, diferentemente das vigas e das lajes, a massa especifica tem uma influência muito grande por se tratar da carga da estrutura toda e não só do elemento calculado. Por conta da grande redução do peso da estrututra, o betão com adição de argila expandida é melhor aproveitado nessa situação.

3.2 Betão Convencional x Betão Com Poliestireno Expandido

O segundo comparativo foi realizado entre o betão convencional e o betão com adição de EPS. O comparativo do consumo de aço foi descrito no quadro 4.

Quadro 4. Comparativo de consumo de aço entre betão com EPS e betão convencional.

Comparativo entre Tipos de Betão e seus Consumos de Aço				
Pavimento	**Elemento**	**Consumo de Aço (kg/m³) - EPS**	**Consumo de Aço (kg/m³) – Convencional**	**Δ Consumo (%)**
Cobertura	Vigas	41,4	39,8	4,02%
	Pilares	88,2	88,2	0,00%
	Lajes	60,8	61,1	-0,49%
Tipo 1, 2 e 3	Vigas	64,7	57,6	12,39%
	Pilares	121,3	94,7	28,09%
	Lajes	73,3	73,6	-0,50%
Baldrame	Vigas	45,1	44,2	2,04%
	Pilares	184,0	114,4	60,84%
Total		**1197,3**	**1025,4**	**16,76%**

Foi possível observar no quadro 4 que, com relação às lajes, a variação do consumo de aço foi bem pequena, com variação entre -0,49% e -0,50%. Com relação às vigas, a variação nos pavimentos que não tem contato com o solo e tem um carregamento maior (recebem cargas provenientes de lajes), resultaram em uma variação considerável, entre 4,02% e 12,39%. Já a variação nos pilares resultaram em um erro maior, além de ir aumentndo com o aumento do peso da estrutura, ou seja, nos pavimentos inferiores as variações entre os consumos de aço foram maiores. Na cobertura, o consumo dos pilares não variou. Nos pavimentos tipos, o consumo de aço nos pilares variou 28,09% e no pavimento baldrame a variação foi de 60,84% nos pilares.

A variação nas lajes foi mínima devido à esse elemento estrutural trabalhar principalmente à flexão, ou seja, o fck e a massa especifica não interferem muito no desempenho desses elementos estruturais. Com relação às vigas, mesmo trabalhando à flexão houve uma diferença entre os dois devido ao valor muito baixo do fck do concreto com EPS. Com relação aos pilares, a variação foi maior por conta do pilar trabalhar à flexo-compressão. Esse mesmo comportamento foi observado no concreto com argila expandida devido à relação do fck dos betões. Por isso, a redução do fck no betão com EPS causou um maior consumo, pois a redução da massa específica não foi suficiente para melhorar desempenho desse material no comparativo.

Na fundação, os dados comparados foram o peso de aço, o volume de betão e a área de forma. O quadro 5 apresenta esses resultados.

Quadro 5. Comparativo de materiais da fundação entre betão com EPS e betão convencional.

Comparativo entre Tipos de Betão e seus Materiais				
Elemento	**Material**	**Consumo de Aço (kg/m³) - EPS**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Convencional**	**Δ Consumo (%)**
Fundação	Peso do Aço	1023,0	1187,8	-13,87%
	Volume de Betão	32,8	37	-11,35%
	Área de Forma	46,4	49,1	-5,50%

O quadro 5 mostra que a maior variação em porcetagem ocorreu no peso do aço (-13,87%), seguido pelo volume de betão (-11,35%) e depois pela área de forma (-5,50%).

Observou-se no comparativo da fundação que, assim como no concreto com argila expandida, todas as variações resultaram em valores negativos, ou seja, o beneficio com relação à fundação foi melhor com o betão com adição de EPS. Como as fundações também trabalham à flexão, porém, diferentemente das vigas e das lajes, a massa especifica tem uma alteração muito grande por se tratar do pesso da estrutura toda e não só do elemento calculado, a massa específica inlfuenciou diretamente nos resultados. Por conta da grande redução do peso da estrututra, o betão com adição de EPS é melhor aproveitado nessa situação.

3.3 Betão Com Argila Expandida x Betão Com Poliestireno Expandido

O terceiro e último comparativo foi realizado entre o betão com argila expandida e o betão com EPS. O comparativo do consumo de aço foi descrito no quadro 6.

Quadro 6. Comparativo de consumo de aço entre betão com EPS e betão com argila expandida.

Comparativo entre Tipos de Betão e seus Consumos de Aço				
Pavimento	**Elemento**	**Consumo de Aço (kg/m³) – EPS**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Argila Expandida**	**Δ Consumo (%)**
Cobertura	Vigas	41,4	40,3	2,73%
	Pilares	88,2	88,2	0,00%
	Lajes	60,8	60,9	-0,16%
Tipo 1, 2 e 3	Vigas	64,7	59,6	8,50%
	Pilares	121,3	102,7	18,11%
	Lajes	73,3	75,0	-2,35%
Baldrame	Vigas	45,1	44,1	2,27%
	Pilares	184,0	136,6	34,70%
Total		**1197,3**	**1082,2**	**10,64%**

Observou-se no quadro 6 que, com relação às lajes, a variação do consumo de aço foi bem pequena, com variação entre -2,35% e -0,16%. Com relação às vigas, a variação nos pavimentos que não tem contato com o solo e tem um carregamento maior (recebem cargas provenientes de lajes), resultaram em uma variação um pouco maior, entre 2,73% e 8,50%. Já a variação nos pilares resultaram em um erro maior, além de ir aumentndo com o aumento do peso da estrutura, ou seja, nos pavimentos inferiores as variações entre os consumos de aço foram maiores. Na cobertura, o consumo dos pilares não variou. Nos pavimentos tipos, o consumo de aço nos pilares variou 18,11% e no pavimento baldrame a variação foi de 34,70% nos pilares.

A variação nas lajes foi mínima devido à esse elemento estrutural trabalhar principalmente à flexão, ou seja, o fck e a massa especifica não interferem muito no desempenho desses elementos estruturais. Com relação às vigas, mesmo trabalhando à flexão houve uma diferença entre os dois devido ao valor muito baixo do fck do concreto com EPS. Com relação aos pilares, a variação foi maior por conta do pilar trabalhar à flexo-compressão. Esse mesmo comportamento foi observado no concreto com argila expandida devido à relação do fck dos betões. Por isso, a redução do fck no betão com EPS causou um maior consumo, pois a redução da massa específica não foi suficiente para melhorar desempenho desse material no comparativo. Quando comparados os dois betões leves, notou-se que o com argila expandida teve um melhor rendimento.

Na fundação, os dados comparados foram o peso de aço, o volume de betão e a área de forma. O quadro 7 apresenta esses resultados.

Quadro 7. Comparativo de materiais da fundação entre betão com EPS e betão com argila expandida.

Comparativo entre Tipos de Betão e seus Materiais				
Elemento	**Material**	**Consumo de Aço (kg/m³) – EPS**	**Consumo de Aço (kg/m³) - Argila Expandida**	**Δ Consumo (%)**
Fundação	Peso do Aço	1023,0	1129,8	-9,45%
	Volume de Betão	32,8	35,9	-8,64%
	Área de Forma	46,4	48,3	-3,93%

O quadro 7 mostra que a maior variação em porcetagem ocorreu no peso do aço (-9,45%), seguido pelo volume de betão (-8,64%) e depois pela área de forma (-3,93%).

Foi possível observar no comparativo da fundação que todas as variações resultaram em valores negativos para o concreto com adição de EPS, ou seja, o beneficio com relação à fundação foi melhor com a suja utilização.

4. CONCLUSÕES

Foi possível concluir que o consumo do aço no betão convencional, de maneira geral, é reduzido por conta da redução do fck dos concretos com argila expandida e com poliestireno expandido. As discrepâncias maiores foram nos pilares, pois nas lajes e nas vigas variações não tiveram muita diferença, exceto nas vigas dos pavimentos tipo com o uso do betão com adição de EPS. Com relação à fundação, as variações tiveram valores relativamente baixos e em favor dos betões com os agregados leves estudados.

Esses resultados ocorreram como esperado, tendo em vista que na flexão o fck do betão não interfere tanto nos resultados como no caso das vigas e das lajes. Por outro lado, quando há discrepâncias muito grandes, como no betão com adição de EPS, cujo fck reduziu praticamente pela metade, foi possivel observar uma variação maior.

Nos pilares, onde se trabalha à flexo-compressão, o fck tem influência direta, ou seja, quanto mais baixo o fck, maior será a quantidade de betão e aço a ser utilizado. Como a estrutura foi comparada para a mesma seção de betão, a diferença ocorreu na área de aço, por isso que o consumo de aço aumentou nas estruturas dimensionadas com os betões com adição de argila expandida e EPS.

Na fudação os resultados ocorreram conforme esperado, pois a estrutura diminuiu consideravelmente o seu peso com a utilização dos betões leves e, por conta disso, teve reduções de peso de aço, volume de betão e área de forma. Como as sapatas também trabalham à flexão e por sustentar toda a esturutura, a diferença do peso é maior do que em um só elemento estrutural. Por conta disso, os betões leves apresentaram melhor desempenho nesse quesito analisado.

Por fim, pode-se afirmar que o betão convencional ainda é o melhor para se trabalhar em estruturas de betão armado. A variação positiva no consumo de aço nos pilares com os betões com adição de argila expandida e com adição de EPS, justamente onde ocorre uma maior repetião de elementos, mostra que o custo-beneficio do betão convencional é maior que o dos betões leves analisados. Entre os dois betões leves, notou-se que o com argila expandida apresentou melhores resultados do que o betão com EPS. Isso aconteceu, pois o betão com argila expandida foi o mais semelhante ao betão convencional, por isso se torna o melhor entre os dois.

Uma proposta de trabalho futuro é adicionar sílica ativa e/ou nanossílica e realizar novos ensaios para verificação do novo fck dos betões leves e realizar uma nova análise de viabilidade da construção de edificações com betões leves.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de mestrado ao segundo autor.

REFERÊNCIAS

[1] Ali, M.B.; Saidur, R.; Hossain, M.S. (2011). A review on emission analysis in cement industries. Renew. Sustain. Energy Rev. 15, pp. 2252-2261.

[2] Nabavi-Pelesaraei, A.; Bayat, R.; Hosseinzadeh-Bandbafha, H.; Afrasyabi, H., Berrada, A. (2017). Prognostication of energy use and environmental impacts for recycle system of municipal solid waste management. J. Clean. Prod. 154, pp. 602-613.

[3] Posi, P.; Lertnimoolchai, S.; Sata, V.; Chindaprasirt, P. (2013). Pressed lightweight concrete containing calcined diatomite aggregate. Construction and Building Materials, Vol. 47, pp. 896-901.

[4] Lo, T. Y.; Tang, W. C.; Cui, H. Z. (2007). The effects of aggregate properties on lightweight concrete. Building and Environment, Vol. 42, No. 8, pp. 3025-3029.

[5] Lo, T. Y.; Cui, H. Z. (2004). Effect of porous lightweight aggregate on strength of concrete. Materials Letters, Vol. 58, No. 6, pp. 916- 919.

[6] Chen, H.J.; Huang, C.H.; Kao, Z.Y. (2004). Experimental investigation on steel-concrete bond in lightweight and normal weight concrete, Struct. Eng. Mech. 17 (2), pp. 141–152.

[7] Bogas, J.A.; Gomes, M.G.; Real, S. (2014). Bonding of steel reinforcement in structural expanded clay lightweight aggregate concrete: the influence of failure mechanism and concrete composition, Constr. Build. Mater. 65, pp. 350–359.

[8] Bogas, J.A.; Mauricio, A.,;Pereira, M.F.C. (2012). Microstructural analysis of Iberian expanded clay aggregates. Microsc. Microanal. 18, pp. 1190-1208.

[9] Bogas, J.A.; Gomes, A.; Gloria, M.G. (2012). Estimation of water absorbed by expanding clay aggregates during structural lightweight concrete production. Mater. Struct. 45, pp. 1565-1576.

[10] Babu, KG; Babu, DS. (2004). Performance of fly ash concretes containing lightweight EPS aggregates. Cem Concr Compos 26, pp. 605–611.

[11] Bouvard, D.; Chaix, J.M.; Dendievel, R.; Fazekas, A.; Le´tang, J.M.; Peix, G.; Quenard, D. (2007). Characterization and simulation of microstructure and properties of EPS lightweight concrete. Cem Concr Res 37, pp. 1666–1673.

[12] Chen, B.; Liu, J. (2004). Properties of lightweight expanded polystyrene concrete reinforced with steel fiber. Cem Concr Res 34, pp. 1259–1263.

[13] Perry, S.H.; Bischoff, P.H.; Yamura, K. (1991). Mix details and material behavior of polystyrene aggregate concrete. Mag Concr Res 43, pp. 71–76.

[14] Trussoni, M.; Hays, C.D.; Zollo, R.F. (2012). Comparing lightweight polystyrene concrete using engineered or waste materials. ACI Mater J 109(1), pp. 101–107.

[15] Ravindrarajah, R.S.; Tuck, A.J. (1994). Properties of hardened concrete containing treated expanded polystyrene beads. Cem Concr Compos 16, pp. 273–277.

[16] Fraga, Y.S.B.; Castro, C.K.C.; Santos, L.H.P. (2018). Comparação do fator de eficiência do concreto leve com diferentes tipos de agregados. XI Congresso de Engenharia, Ciência e Tecnologia, 7p.

Estudo da influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal







André Furtado[1A] **Hugo Rodrigues**[2] **Nelson Vila-Pouca**[1B] **Humberto Varum**[1C] **António Arêde**[1D]

RESUMO

Na sequência do forte sismo de Gorkha (Nepal) no dia 25 de Abril de 2015, foi realizada uma vasta campanha de avaliação e reconhecimento de danos em edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento. O presente estudo incide, em particular, na avaliação da influência destes elementos no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos. Para isso foi realizada foi realizada uma inspeção detalhada ao edifício, levantamento dos danos e por fim caracterizaram-se as propriedades dinâmicas do edifício com recurso a ensaios de vibração ambiental. O edifício foi modelado tridimensionalmente com recurso ao *software* SAP2000. Forcam construídos três modelos numéricos distintos, discriminando as situações sem e com painéis de alvenaria e com alvenarias danificadas. A validação e calibração destes modelos foi conseguida pela comparação entre os resultados numéricos, provenientes das análises modais efetuadas, com os resultados experimentais, obtidos com a identificação dinâmica. Realizaram-se ainda análises lineares elásticas aos diferentes modelos numéricos, com recurso a acelerogramas reais do sismo de Gorkha, para avaliar e quantificar as diferenças encontradas ao nível dos deslocamentos dos pisos, drift, forças sísmicas por pisos e corte basal. Por fim, com base nos valores resultantes das análises modais e das análises dinâmicas lineares elásticas associadas aos três modelos numéricos, tiraram-se conclusões relativas à importância das paredes de alvenaria de enchimento na resposta sísmica do edifício em estudo.

Palavras-chave: Edifício de betão armado, paredes de alvenaria de enchimento, comportamento sísmico, análises modais, análises lineares elásticas

1. INTRODUÇÃO

O Nepal é um país pobre, em desenvolvimento, situado na Ásia, numa das regiões de maior atividade sísmica do mundo. Devido às suas características geográficas e geológicas, em conjunto com as condições climatéricas, é um país sujeito a uma grande diversidade de desastres naturais como sismos, deslizamentos de terra, inundações e secas. No dia 25 de Abril de 2015, o país foi arrasado por um sismo

[1] CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, A-afurtado@fe.up.pt, B-nvp@fe.up.pt, C- aarede@fe.up.pt e D - hvarum@fe.up.pt
[2]RISCO – Escola de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Leiria, Portugal; e-mail: hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt

de magnitude 7.8 que resultou em 9000 mortes e cerca de 23000 feridos. O abalo foi sentido em algumas regiões da India, China, Bangladesh, Paquistão e Butão. Centenas de réplicas sucederam a este sismo com particular destaque para o dia 12 de Maio de 2015 onde foi sentida uma réplica com magnitude 7.3 que aumentou o número de mortes em cerca de 200 e o número de feridos em cerca de 2500. Verificou-se nesta sequência de eventos sísmicos que as paredes de alvenaria de enchimento desempenharam um papel muito importante no comportamento das estruturas de betão armado [1]. Na maioria das situações, o dano observado neste tipo de estruturas relacionou-se com a presença destes elementos, frequentemente considerados não estruturais. Um mês após o sismo, uma equipa da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) deslocou-se ao Nepal com o objetivo de reconhecer os danos existentes nos edifícios e de realizar inspeções detalhadas em determinados edifícios representativos de algumas classes existentes neste país. O presente trabalho tem como principal objetivo o estudo da influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural de um edifício, estudado no âmbito desta missão com 15 pisos elevados através da realização de análises lineares dinâmicas elásticas.

2. CASO DE ESTUDO

2.1 Descrição geral

O edifício de betão armado em estudo situa-se no Nepal, na capital, Kathmandu, tem 15 pisos elevados e destina-se unicamente à habitação. A sua construção teve início em outubro de 2009 e terminou em finais de 2012 (por falta de informação, não foi possível especificar a data de término da obra). Tendo em conta que este foi afetado por um sismo, designado sismo de Gorkha, que se fez sentir no dia 25 de Abril de 2015, e que, por isso, foi objeto de uma análise realizada por uma equipa da FEUP, que se deslocou ao Nepal no âmbito de uma avaliação pós-sismo, procurou-se implementar o estudo da influência das paredes de alvenaria neste edifício em particular, tirando partido das vantagens associadas à situação anteriormente descrita. O edifício pertence a um grande empreendimento de luxo composto por um conjunto de moradias e por quatro torres, designado de *Cityscape Towers|Villas* (Figura 1).



a) b)

Figura 1. Caso de estudo: a) perspetiva do empreendimento; e b) Vista geral do edifício em estudo.

O edifício é composto por 2 pisos subterrâneos e 15 elevados, com a particularidade do último ser um *duplex*, implicando a existência de um 16º piso. Relativamente aos pisos elevados, estes apresentam um desenvolvimento em altura correspondente a 48,8m, sendo que o pé-direito do piso térreo é de 4m, valor tipicamente superior quando comparado com o dos restantes, que, neste caso, apresentam valores de 3,2m de altura. Do ponto de vista geométrico, o edifício é bastante irregular em planta, sendo constituído por 4 corpos de geometria idêntica, unidos por um outro corpo central. Todos os pisos elevados, com exceção do 16º, apresentam a mesma área de implantação, correspondente a, aproximadamente, 452 m^2, bem como a mesma tipologia geométrica, excetuando alguns pormenores arquitetónicos de carácter

estético, que se revelam apenas em alguns andares do edifício. Pelo facto do 16º andar ser um complemento do 15º (que representa a parte superior do *duplex*), não correspondendo, portanto, a um piso completo, com uma área de implantação substancialmente inferior à dos restantes pisos e pelo facto de conter menos massa e menos elementos, torna-se um piso pouco relevante face aos restantes. Desta forma, a sua contribuição é desprezável, pelo que, no âmbito desta dissertação, serão apenas considerados 15 pisos elevados.

Esta torre é constituída por pórticos de betão armado, preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, alinhados segundo a direção longitudinal e transversal, e por 2 grandes núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores. A estrutura, perante o seu comportamento sob ações sísmicas horizontais, apresenta uma tipologia estrutural de sistema misto equivalente a sistema porticado.

Os pórticos de betão armado são constituídos por sistemas viga – pilar, com vãos consideravelmente pequenos. As vigas do edifício apresentam sempre as mesmas duas secções com dimensões 300mm x 600mm e 230mm x 600mm. Pelo contrário, os pilares são constituídos por uma vasta gama de secções constantes em altura e bastante robustas, como se pode verificar no Quadro 1 e Figura 2. Ambos serão apresentados, para que se possam localizar os pilares na planta da estrutura em questão.

Quadro 1. Características e designações das secções dos pilares presentes no edifício em estudo.

Dimensões [mm]	Cor	Pilares (Designações)
900 x 300	Verde fluorescente	P2 | P5 | P29 | P32 | P55 | P58
970 x 300	Rosa	P16 | P43 | P46
1125 x 300	Rosa Choque	P18 | P20
1100 x 300	Azul Bébé	P49 | P51
855 x 300	Amarelo	P40 | P42
800 x 300	Cinza	P22
645 x 300	Cinzento	P34 | P35
750 x 300	Azul	Restantes Pilares

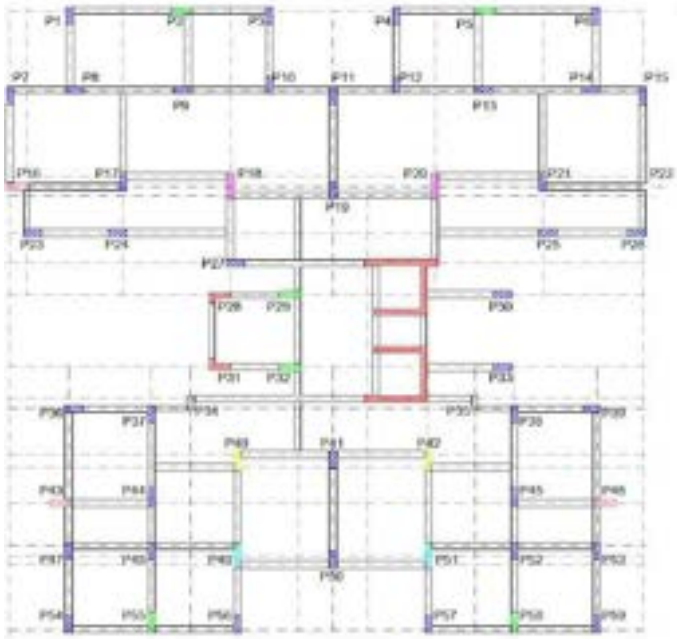


Figura 2. Planta de um piso tipo com as designações e destaque a cores das secções dos vários pilares existentes

As lajes das varandas apresentam todas espessuras de 110 mm. Conforme já referido, o edifício apresenta 2 núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores, representando uma situação pouco comum, uma vez que nenhum dos núcleos se destina a servir de caixa de escadas. No entanto, nesta estrutura existem 2 caixas de escadas, executadas com pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, que servem de acesso às zonas de comunicação horizontal de cada piso e que,

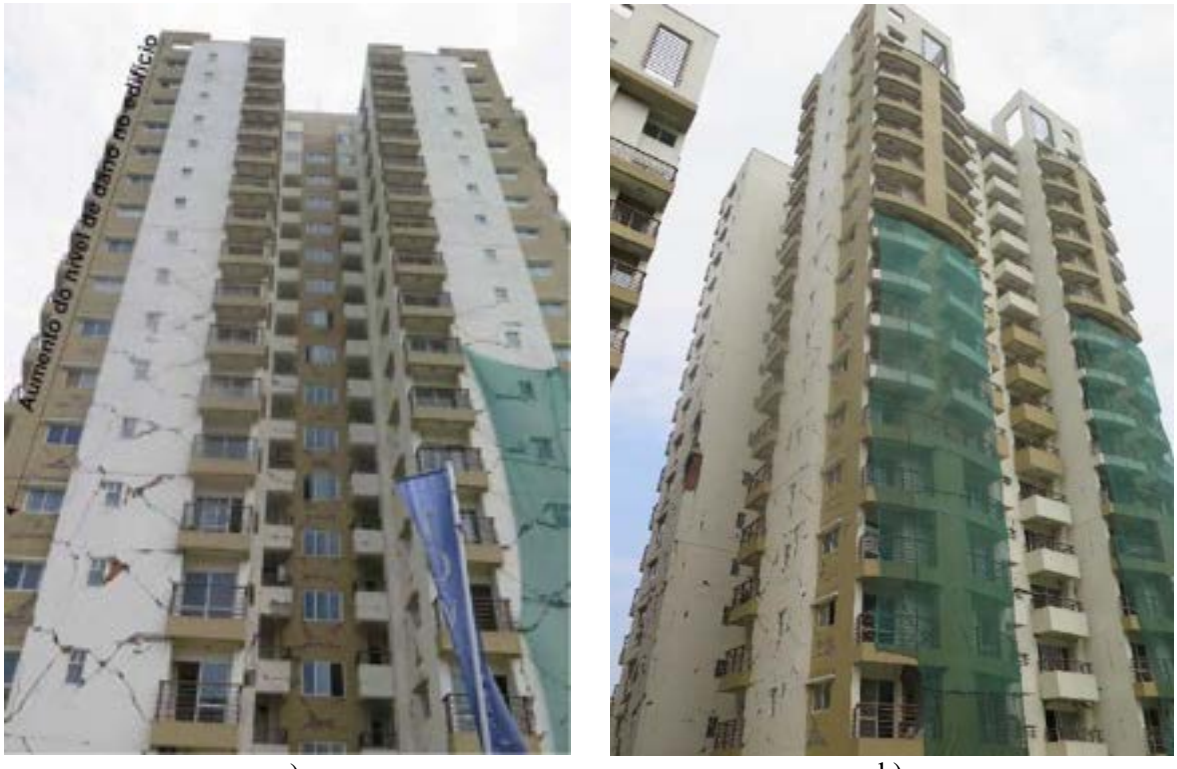
portanto, tal como as caixas de elevadores, se desenvolvem verticalmente desde as caves até à cobertura. Complementarmente, ainda existem 4 escadas que garantem a ligação vertical dos *duplex*, ligando o 15º piso ao 16º.

Apesar da estrutura em estudo apresentar uma grande quantidade de elementos verticais de betão armado, nomeadamente pilares e lâminas, com secções bastante sólidas e 2 núcleos de rigidez, denota-se, ainda assim, um défice de elementos de contraventamento para a área em questão. Além disso, observa-se um razoável número de casos em que as vigas se apoiam indiretamente umas nas outras, o que influencia negativamente a capacidade de resposta do edifício perante a ação sísmica. Por outro lado, verifica-se a permanência de vãos reduzidos na estrutura (máximo de 4,5m), com exceção de uma ou outra situação.

2.2 Paredes de alvenaria de enchimento

Neste edifício, a presença de paredes de alvenaria é bastante significativa, abrangendo uma notável variedade de painéis interiores e exteriores em termos de dimensões e tipologia.

As paredes exteriores são paredes compostas por 2 panos de tijolos maciços interligados, a meia altura, por intermédio de fiadas de tijolos maciços dispostos na direção ortogonal à dos panos. Todos os tijolos são assentes sobre leitos de argamassa cimentícia, conferindo à parede exterior uma espessura de 230 mm a 250 mm. Este tipo de configuração permite que a parede tenha um comportamento excelente na direção ortogonal ao plano (fora do plano), uma vez que confere ao painel de enchimento um acréscimo brutal de rigidez e, consequentemente, de resistência. Deste modo, quando comparadas com as tipicamente utilizadas em Portugal, este tipo de paredes (paredes exteriores presentes no edifício de betão armado em estudo) apresentam um desempenho muito melhor. Já as paredes interiores são paredes simples, compostas por 1 pano de tijolo maciço assente sobre argamassa cimentícia. A sua configuração é bastante mais simples que a das paredes exteriores e assemelha-se em tudo às paredes simples utilizadas em Portugal. Este tipo de painel de enchimento apresenta uma espessura que ronda os 150 mm. As tipologias existentes no edifício em estudo são apresentadas em detalhe por Carvalheira [2] assim como a sua distribuição em planta e em altura. Verificou-se que a ocorrência dos diversos eventos sísmicos introduziu um dano particularmente elevado nas alvenarias existentes, com particular incidência nos pisos inferiores, como ilustrado na Figura 3.



a) b)

Figura 3. Danos observados nas paredes de alvenaria de enchimento após o sismo: a) fachada Sul; e b) fachada Este.

2.3 Identificação modal através de ensaio de vibração ambiental

A identificação dinâmica do edifício em estudo foi realizada através de três sismógrafos triaxiais (S01, S02 e S03) GeoSIG modelo GSR-18 que foram dispostos em diferentes configurações por forma a determinar as frequências naturais e respetivos modos de vibração. Foram adotados 4 setups experimentais com diferentes disposições dos sismógrafos, como ilustrado na Figura 4.

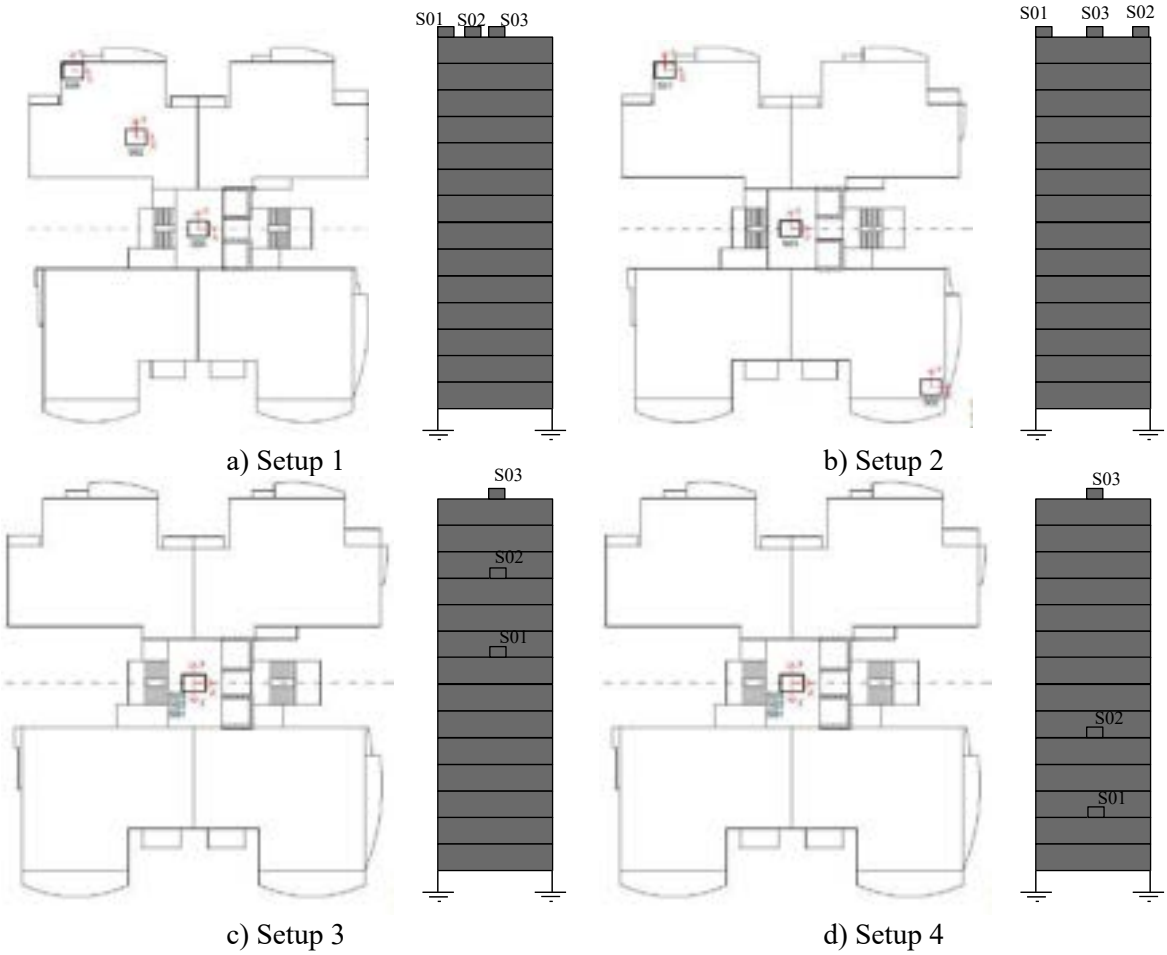


Figura 4. Identificação modal: setup experimental.

Recorreu-se ao *software* ARTeMIS Extractor para tratar os dados recolhidos pelos sismógrafos com a vantagem de atender ao sincronismo entre os mesmos. Foi adotado o método EFDD *(Enhanced Frequency Domain Decomposition)*, método de aperfeiçoamento de decomposição no domínio da frequência, onde se consegue passar os registos temporais dos sinais em questão para o domínio das frequências [3, 4]. Seguidamente, seguiu-se a seleção dos picos dos espetros, através da técnica de *Peak Picking*, o que permitiu a obtenção das frequências naturais da estrutura. Do ensaio de vibração ambiental foi obtido uma frequência da estrutura de 0.61Hz, 2.45Hz e 2.73Hz (Figura 5). Mais detalhes relativos ao ensaio e respetivos resultados experimentais são apresentados por Carvalheira [2]

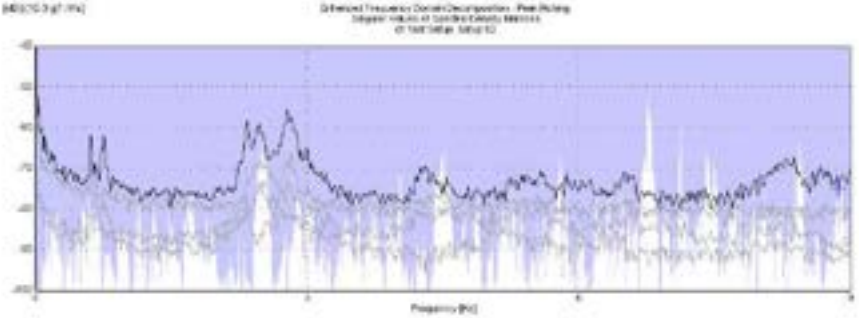
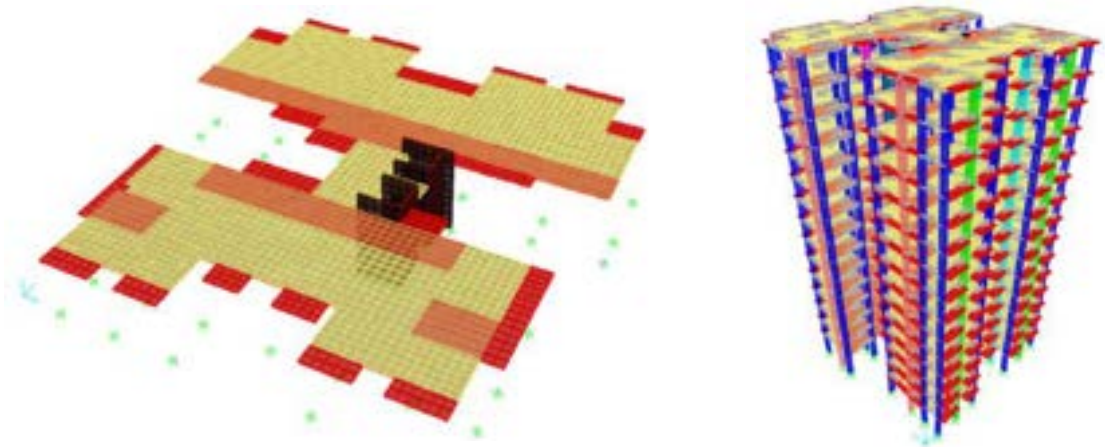


Figura 5. Identificação modal: Transformada de Fourier obtida pelo método EFDD.

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1 Estrutura de betão armado

O edifício foi modelado numericamente no software SAP2000 [5] considerando a disposição dos elementos estruturais existentes. Os pilares e vigas foram modelados através de elementos de barras. Relativamente aos 2 núcleos de rigidez (que servem de caixas de elevadores) e às lajes presentes no edifício, ambos foram modelados recorrendo a elementos finitos (elementos de área do tipo casca) com dimensões correspondentes às espessuras dos núcleos e das várias lajes existentes. Atenderam-se a pormenores como a ligação dos elementos finitos de casca a elementos de barra e a ligação dos elementos finitos casca dos núcleos de rigidez aos das lajes (Figura 6a). Realça-se ainda que, para a modelação das lajes presentes no edifício se considerou o funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, levando a que estes funcionem como um corpo rígido (Figura 6b).



a) b)

Figura 6. Modelação numérica da estrutura de betão armado sem paredes de alvenaria: a) 1º piso da estrutura; e b) visão geral do modelo tridimensional.

Adotou-se a classe de betão C30/37, que corresponderá aos vários elementos anteriormente referidos (vigas, pilares, núcleos de rigidez e lajes). Nada se concluiu em relação ao tipo de aço usado na estrutura em estudo, uma vez que, para o tipo de análise (elástica) proposta pela presente dissertação, a consideração das armaduras ordinárias é irrelevante. Foram consideradas ações de carácter permanente, variável e ações sísmicas. Foram consideradas deste modo, foi possível chegar-se a um valor global de 5,09 KN/m^2 por piso, aplicado sobre as lajes do 1º ao 15º piso.

3.2 Paredes de alvenaria de enchimento

Para a modelação das paredes de alvenaria, optou-se por adotar a combinação de dois métodos simplificados que, segundo as conclusões do estudo de Carvalhido [6], foram os dois métodos que melhores resultados produziram: o método de Al-Chaar [7] e o método de Priestley . De facto, ambos se baseiam no método das bielas diagonais equivalentes; no entanto, para o cálculo das propriedades relevantes a atribuir às bielas (que irão representar as paredes), como as dimensões das suas secções, o método de Al-Chaar [7] demonstra ser um método mais complexo, exigindo a consideração de bastantes variáveis e parâmetros. Contudo, o método de Al-Chaar [1] é o único, dos anteriormente referidos, que tem em conta a presença de aberturas na parede e danos na alvenaria. Assim, tomou-se a opção de modelar as paredes de alvenaria, com base nos pressupostos destes dois métodos. Segundo este método, a presença de aberturas nas paredes e a existência de danos nas alvenarias são tidas em conta afetando a largura da escora equivalente, w, por intermédio de dois coeficientes redutores, R_1 e R_2. Foram assumidas as reais dimensões geométricas dos painéis e um módulo de elasticidade de 5 GPa.

4. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA DINÂMICA

4.1 Estrutura de betão armado

O estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado foi realizado através de análises lineares dinâmicas aplicadas à estrutura considerando paredes de alvenaria sem dano (Modelo 1), considerando paredes de enchimento com dano observado após o sismo de Ghorka (Modelo 2) e por fim um terceiro modelo não considerando a existência destes painéis (modelo 3). Carvalheira [2] apresenta todos os detalhes e coeficientes de redução utilizados. É importante referir que para este tipo de análises foi tida em conta uma redução de rigidez nos elementos de betão armado (elementos estruturais) integrantes dos modelos do edifício. Consideraram-se as indicações preconizados pelo regulamento grego KANEPE [8]. Estas reduzem-se a reduções mais ponderadas e adequadas para a análise estrutural (e não para o projeto de edifícios, como é o caso do EC8), a aplicar aos elementos estruturais. Apresentam-se os acelerogramas (reais) do sismo de Gorkha, (Figura 7) considerados para as análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas aos vários modelos do edifício. Usaram-se acelerómetros para se obterem os registos das acelerações sentidas, captadas segundo as direções transversais, longitudinais (x, e y respetivamente).

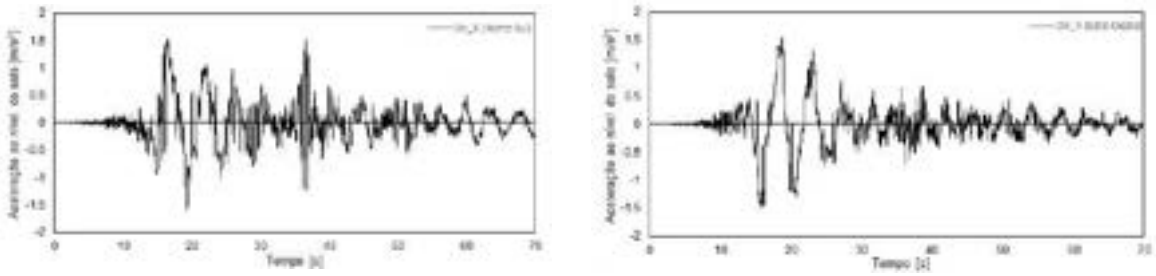


Figura 7 Análises lineares elásticas dinâmicas: acelerogramas a) Direção x; e b) Direção y.

4.2 Análise e Discussão de resultados

Dada a dimensão dos modelos concebidos para o presente estudo, optou-se por tratar e analisar a informação proveniente das análises sísmicas temporais, relativamente a 4 pilares de canto da estrutura. Esses pilares foram escolhidos criteriosamente de modo a reproduzirem eficazmente a resposta global do edifício face à incidência da ação sísmica.
Do estudo e análise dos gráficos referentes às envolventes de *drifts* máximos, Figura 8, foi possível concluir que:

i. Para todos os modelos, em ambas as direções, verificou-se que os valores de *drifts* mais altos acontecem para as zonas intermédias do edifício, nomeadamente entre o piso 3 e o piso 7. Esta é uma particularidade muito típica dos sistemas porticados;
ii. Todos os modelos apresentam, de um modo geral, valores de *drifts* superiores na direção transversal Y, com exceção do modelo 2 onde se verifica o contrário (maiores valores de *drifts* na direção longitudinal X). Pensa-se que esta exceção se possa explicar pelo facto do modelo 2 representar uma estrutura altamente irregular em altura. Em relação ao pilar C, as conclusões são idênticas, no entanto, observa-se que no modelo 3 os *drifts* máximos acontecem para a direção longitudinal. De facto, constata-se em enorme aumento de *drifts* segundo x, face ao que se observou para o pilar A;
iii. Verifica-se um crescimento percentual dos *drifts* na direção longitudinal (segundo x) de 27,3 % para o modelo 2 e de 42,5 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção transversal verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos relativos entre pisos de -4,0 % para o modelo 2 e de +38,3 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1 (de forma análoga ao que se constatou na análise dos deslocamentos máximos absolutos, presume-se

que esta variação negativa resulte da irregularidade em altura unicamente associada ao modelo 2);

iv. Para o pilar C verifica-se um crescimento percentual dos *drifts* na direção longitudinal (segundo x) de 15,8 % para o modelo 2 e de 46,0 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção transversal verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos relativos entre pisos de -3,9 % para o modelo 2 e de +38,3 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1.

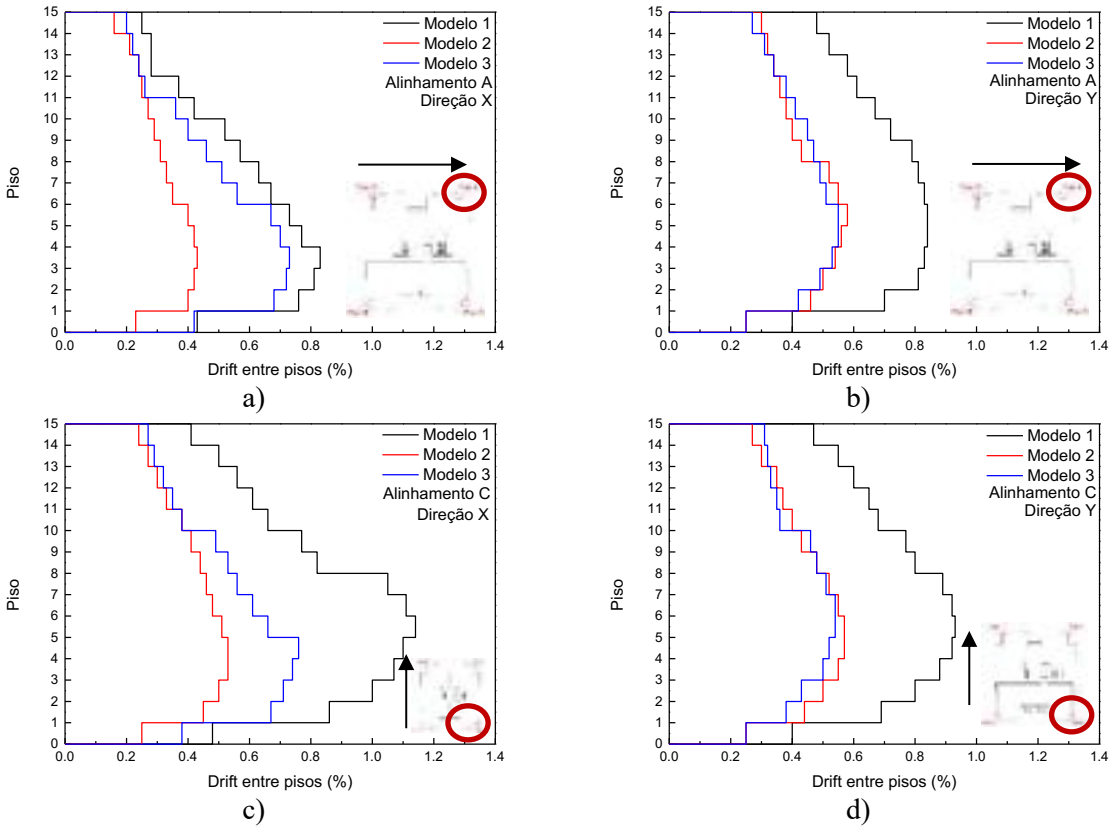
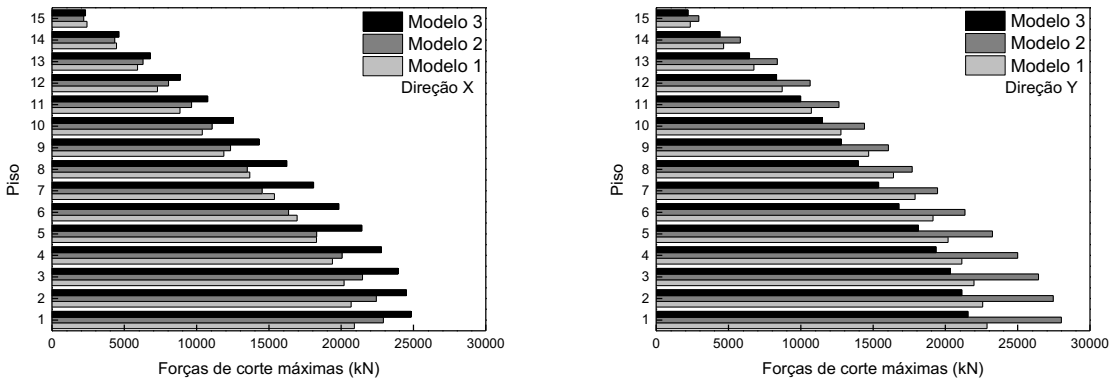


Figura 7 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de *drift* máximo entre pisos a) Direção x – Alinhamento A; b) Direção y – Alinhamento A; c) Direção X – Alinhamento C; e d) Direção Y – Alinhamento C.

Da observação do corte basal máximo obtido por cada modelo e apresentado na Figura 8, imediatamente sobressai um pormenor que já se verificou e discutiu no âmbito dos parâmetros anteriormente avaliados (envolventes de *drifts* máximos). De facto, verifica-se que com exceção do modelo 2 todos os modelos apresentam forças de corte maiores na direção segundo y. O modelo 2, em contrapartida, apresenta maiores valores de forças de corte segundo a direção x. Conforme já referido, desconhece-se a verdadeira razão desta particularidade, mas julga-se que, tendo em conta que o modelo 2 é o único que representa uma estrutura irregular em altura, consequência da simulação do dano que o edifício sofreu, esta característica (irregularidade em altura) tenha um grande contributo neste comportamento distinto que se tem repetido apenas para o modelo 2.

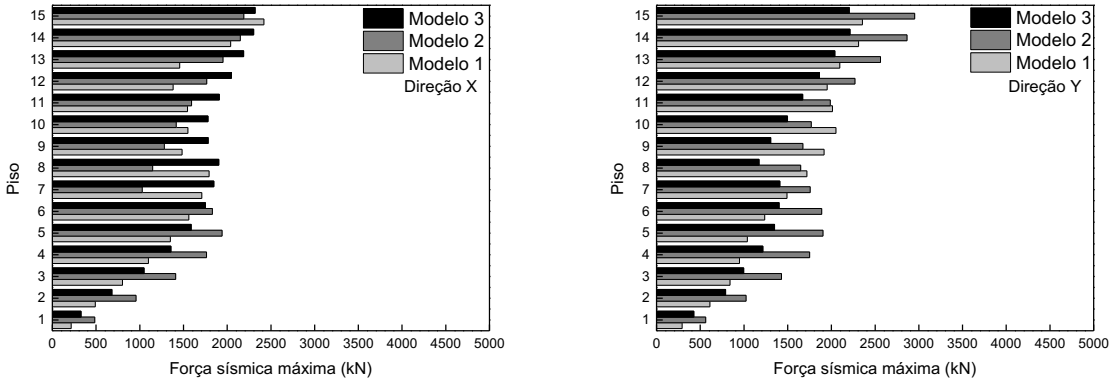
i. Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção longitudinal de +7,7 % para o modelo 2 e de -8,8 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
ii. Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção transversal de -23,0 % para o modelo 2 e de -18,4 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
iii. O valor máximo de corte basal associado à direção longitudinal acontece para o modelo 2, contrariamente ao que se esperava. Em relação ao valor máximo de corte basal associado à direção transversal, este acontece para o modelo 1.



a) b)

Figura 8 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de forças de corte máximas a) Direção x; e b) Direção y.

Analisando as várias envolventes de forças sísmicas obtidas em cada piso de cada modelo (Figura 9), denota-se um comportamento muito mais semelhante nas configurações das envolventes associadas aos modelos 1 e 3 do que nas observadas no modelo 2. A forma das envolventes dos modelos 1 e 3 começam, claramente, muito idênticas, passando depois a envolvente segundo a direção longitudinal a ser a dominante, em termos de forças sísmicas, e acabando por ser a envolvente segundo a direção transversal aquela com maiores valores de forças sísmicas. O mesmo já não acontece para as envolventes associadas ao modelo 2 onde a correspondente à direção longitudinal se apresenta sempre como sendo a mais dominante das duas. Note-se também a aproximação destas configurações de envolventes de forças sísmicas à configuração típica do 2º modo de vibração, essencialmente no caso do modelo 2, sugerem uma participação bastante relevante e robusta dos 2os modo de vibração da estrutura na sua resposta à ação sísmica. obtiveram-se alguns valores pouco expectáveis. Uma variação percentual na direção longitudinal de 5,9 % para o modelo 2 e de 10,5 % para o modelo 3, em relação ao valor registado para o modelo 1 onde se esperariam maiores valores de forças sísmicas tanto numa direção como noutra. Na direção transversal, contrariamente ao que se constatou para a direção segundo x, as forças sísmicas foram máximas no modelo 1 com variações percentuais de -25,3 % e de -20,3 % para o modelo 2 e 3, respetivamente.



a) b)

Figura 9 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de forças sísmicas máximas a) Direção x; e b) Direção y.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo estudar numericamente a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado com 15 pisos elevados, situado no Nepal. Apresentou-se o caso de estudo caracterizando com algum detalhe a descrição estrutural e arquitetónica do edifício em questão. Por fim, discutiu-se a identificação dinâmica experimental do edifício, com base nos ensaios *in situ* realizados. Os mesmos resultados permitiram que se conseguissem obter gamas de

valores de frequências naturais de vibração associadas aos primeiros e segundos modos do edifício em questão. Esses valores foram uma valiosa informação uma vez terem permitido a calibração e validação dos vários modelos desenvolvidos neste estudo. Foram realizadas análises dinâmicas elásticas lineares, com recurso a acelerogramas reais do sismo de Gorkha, de forma a avaliar a influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica do edifício.

Verificou-se que a contribuição das paredes de alvenaria conduziu a um aumento bastante significativo das frequências naturais de vibração do edifício. Tendo em conta que nos vários modelos considerados a massa do sistema se manteve constante, esse aumento de frequências levou a um aumento de rigidez global na estrutura que, por sua vez, contribui para a redução dos deslocamentos horizontais da mesma. De um modo geral, a contribuição das paredes de alvenaria resultou numa redução importante de deslocamentos e *drifts* e, logicamente, num aumento de forças de corte e de forças sísmicas. É de notar que a redução de deslocamentos e *drifts* reduz substancialmente o perigo de instabilidade estrutural e leva a um decréscimo significativo nos danos dos elementos não-estruturais,

A contribuição das paredes de alvenaria provocou um aumento do efeito de torção no edifício em estudo (efeito esse já bastante característico desta estrutura). Realça-se que este é um aspeto preocupante que deve ser tido em conta no projeto, uma vez que esse aumento do efeito de torção pode provocar distribuições de esforços na estrutura que sobrecarreguem determinados elementos estruturais, levando ao aparecimento de danos importantes ou até mesmo ao colapso da estrutura.

Posto isto, concluiu-se que a presença das paredes de alvenaria influenciou positiva e negativamente a resposta estrutural do edifício estudado à ação sísmica. Captaram-se comportamentos que, devido à contribuição dos painéis de enchimento, prejudicam a resposta da estrutura e outros que a favorecem. Deste modo, evidencia-se a importância da consideração das paredes de alvenaria no dimensionamento de projetos de estruturas, conforme já foi realçado por outros estudos

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pelo projeto: POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Institute of R&D In Structures and Construction financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. Este trabalho foi alvo de Este trabalho foi objeto de um financiamento específico da FCT através do projeto PTDC/ECMEST/3790/2014 – Safety Evaluation and Retrofitting of Infill Masonry Enclosure Walls for Seismic Demands (ASPASSI).

REFERÊNCIAS

[1] H. Varum, A. Furtado, H. Rodrigues, J. Oliveira, N. Vila-Pouca, and A. Arêde, "Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake " *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 15, pp. 1-28, 2017.

[2] A. Carvalheira, "Estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edificio no Nepal com 15 pisos elevados," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.

[3] J. Fernandes, "Avaliação das caracteristicas dinâmicas de estruturas existentes. ," Universidade de Aveiro, Aveiro:, 2014.

[4] M. Pinho, "Caracterização de Edifícios de Betão Armado com paredes de Alvenaria de Enchimento-Estudo Numérico e Experiimental," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto:, 2016.

[5] SAP2000, "Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual," in *Computers and Structures*, ed. CA, USA, 2009.

[6] A. Carvalhido, "Avaliação experimental e numérica da influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo na rigidez e resposta sísmica de estruturas de betão armado," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto:, 2009.

[7] G. Al-Chaar, M. Issa, and S. Sweeney, "Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames," *Journal of Structural Engineering,* vol. 128, pp. 1055-1063, 2002.

[8] *Greek Code for Interventions* 2013.

Efeito do confinamento e da redistribuição de momentos no comportamento de lajes fungiformes


Ricardo Faria[1]


Rui Marreiros[2]


António Ramos[3]


Gonçalo Antunes[4]

RESUMO

Neste artigo apresenta-se um estudo onde se estudou a influência do efeito do confinamento e da redistribuição de momentos no comportamento de lajes fungiformes sujeitas a punçoamento centrado.

Este estudo está dividido em três partes: uma parte experimental, onde foram ensaiadas duas lajes fungiformes ao punçoamento centrado num sistema de ensaio que permite a redistribuição de momentos; uma parte numérica onde se realizou um estudo paramétrico, usando como base de calibração as lajes ensaiadas experimentalmente; uma terceira parte onde se realizou outro estudo paramétrico, simulando uma laje quadrada, com condições de simetria em todos os bordos, permitindo assim variar a linha de momentos nulos em ambas as direções.

Na realização da análise numérica, recorreu-se ao software ATENA 3D, que permite a criação de modelos de elementos finitos não lineares, simulando o comportamento do betão, incluindo os padrões de fendilhação. Em ambos os estudos paramétricos, fez-se variar a percentagem de armadura longitudinal e a resistência do betão.

As principais conclusões que se podem retirar destes estudos são que, o confinamento e a possibilidade de redistribuir momentos, origina um aumento da resistência ao punçoamento, com um comportamento mais rígido das lajes. O aumento da resistência ao punçoamento das lajes fungiformes foi maior nas lajes bidirecionais, visto que estas se encontram totalmente confinadas e com capacidade de redistribuir momentos nas duas direções ortogonais.

Palavras-chave: Lajes fungiformes; Betão armado; Análise numérica não linear; Análise experimental.

[1]Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. rmm.faria@campus.fct.unl.pt
[2]Prof. Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. rpcm@fct.unl.pt
[3]Prof. Auxiliar, CERIS, ICIST, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. ampr@fct.unl.pt
[4]Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. g.antunes@campus.fct.unl.pt

1. INTRODUÇÃO

No dimensionamento de lajes fungiformes, geralmente existem dois tipos de mecanismos de rotura possíveis, flexão e punçoamento. Se a carga de rotura por punçoamento for inferior à carga de rotura por flexão, então não é possível redistribuir a totalidade dos momentos, visto que se trata de uma rotura frágil. Esta rotura pode ocorrer antes das armaduras longitudinais tracionadas estarem em cedência (V_1), ou depois de estas se encontrarem em cedência (V_3) (Fig. 1). Por outro lado, se a carga de rotura por punçoamento for superior à carga de rotura por flexão, então a rotura é por flexão e é possível redistribuir a totalidade dos momentos, visto tratar-se de uma rotura dúctil com todas as armaduras em cedência (V_4) (Fig. 1).

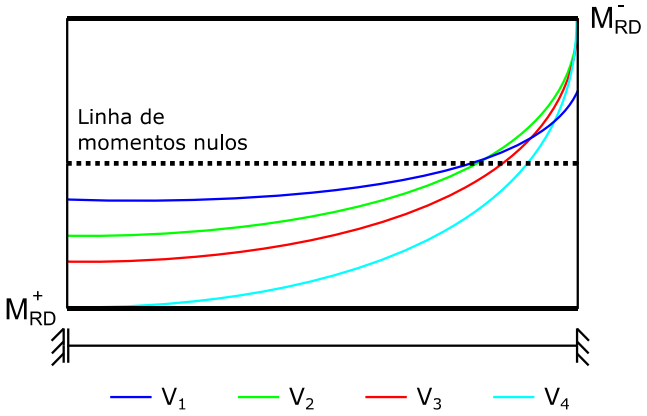


Figura 1. Distribuição de momentos para várias cargas de um painel de uma laje continua; V1 – fase elástica; V2 – cedência das armaduras superiores; V3 – Redistribuição de momentos devido à cedência das armaduras inferiores; V4 – Rotura por flexão

Assim, este estudo tem como objetivo saber se é possível ter em conta a armadura de momentos positivos, e das forças de confinamento da laje no dimensionamento de lajes fungiformes de modo a otimizar o dimensionamento deste tipo de lajes, compreendendo melhor o comportamento das lajes fungiformes.

2. MODELOS EXPERIMENTAIS

Para estudar a influência da redistribuição de esforços na resistência ao punçoamento centrado, Antunes [5] ensaiou duas lajes com dois tipos de distribuição de armaduras. Estes ensaios foram realizados no sistema de ensaio desenvolvido por Almeida et al. [1], que permite a redistribuição de momentos numa das direções principais de um painel de laje, mantendo a linha de momentos nulos fixa na direção perpendicular. Para isso, Almeida et al [1] idealizou dois subsistemas (Fig. 2), um de escoras (perfis verdes), que permite ter rotações e momentos iguais em ambos os bordos, impostos por um macaco hidráulico e pela rigidez da escora, e um sistema que garante deslocamentos verticais iguais em ambos os bordos assim como esforço transverso simétrico em ambos os bordos (perfis azuis).

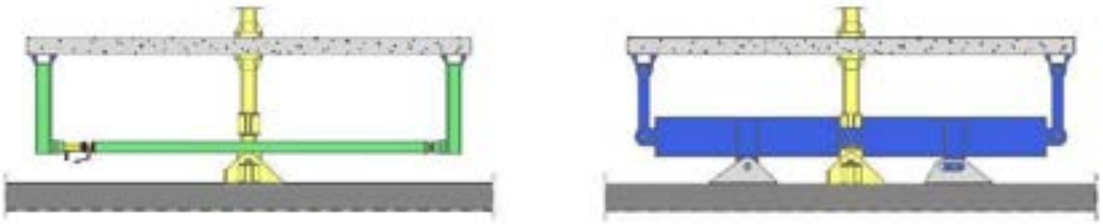


Figura 2. Subsistemas que permitem simular a redistribuição de esforços, em posição indeformada

Neste ensaio em particular, o sistema de ensaio tinha o objetivo de garantir as seguintes condições de fronteira nos bordos:

- Momentos positivos diferentes de zero nos bordos, com rotação nula nos bordos;
- Esforço transverso nulo nos bordos;
- Deslocamentos verticais nos bordos opostos iguais;

2.1 Geometria

Este sistema de ensaio foi concebido para ensaiar lajes com 4.15x1.85x0.15 m^3. Estas lajes são apoiadas num pilar com 0.25 x 0.25 m^2 de área e a carga vertical é aplicada em 8 pontos (chapas de 0.2 x 0.2 x 0.02 m^3), através de 4 perfis metálicos (Fig. 3).

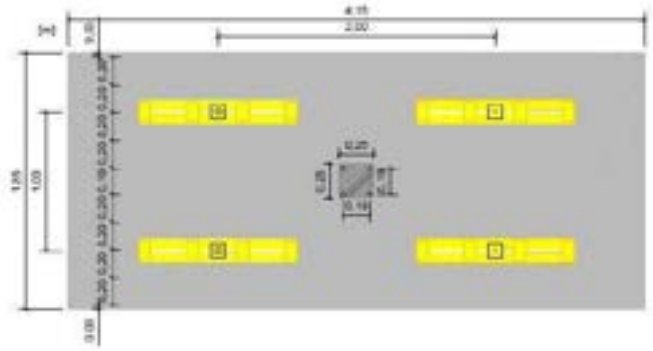


Figura 3. Geometria sistema de ensaio (adaptado de [2])

Os modelos experimentais foram ensaiados por Antunes [2]. Na Figura 4 estão representadas as armaduras longitudinais, com uma altura útil de 0.118 m.

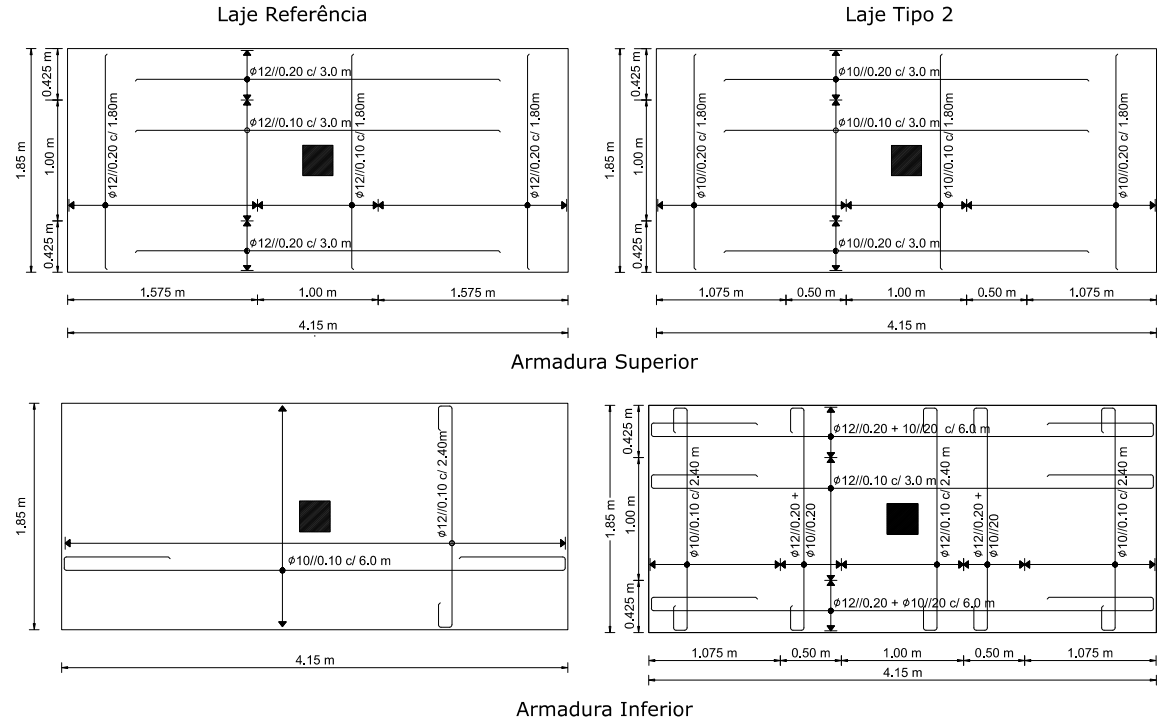


Figura 4. Disposição de armaduras da laje de referência e da laje tipo 2

Ambas as lajes foram construídas com um recobrimento de 2 cm nas armaduras superiores e inferiores e têm a particularidade de disporem da mesma percentagem de armadura total (armadura superior + armadura inferior) (Tabela 1).

Tabela 1. Percentagem de armaduras geométricas (%) para as lajes de referência e tipo 2

	superior		inferior	
	exterior	interior	exterior	interior
laje referência	0,45	0,96	0,67	
laje tipo 2	0,31	0,67	0,76	0,96

2.2 Características dos materiais

Para caracterizar o betão foram ensaiados provetes cúbicos com 150 x 150 x 150 mm^3 e provetes cilíndricos com diâmetro de 150 mm e uma altura de 300 mm. De seguida, na Tabela 2, apresentam-se os resultados obtidos na caracterização das propriedades do betão, realizados na mesma data da realização do ensaio experimental, sendo que o f_{ccm} e o f_{cm} representam a resistência à compressão em cubos e em cilindros respetivamente, e o E_{cm} o módulo de elasticidade. Apresenta-se ainda os resultados obtidos nos ensaios de tração realizados em três provetes de cada diâmetro de varão, relativos à tensão de cedência (f_y) e à tensão de rotura (f_u) das armaduras

Tabela 2. Características dos materiais utilizados

Laje	f_{ccm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_y [MPa]		f_u [MPa	
				Ø10	Ø12	Ø10	Ø12
Referência	50.6	49.2	39.9	535	526	633	647
Tipo 2	52.4	49.5	40.0				

2.3 Instrumentação

Na execução dos ensaios, foram utilizados defletómetros para medir os deslocamentos verticais da laje (Fig. 5), assim como inclinómetros para medir a inclinação dos bordos e células de carga para medir a força aplicada nas escoras e na laje (verticais e horizontais).

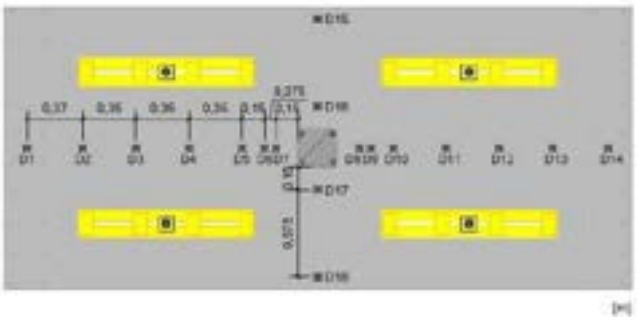


Figura 5. Posição dos defletómetros verticais

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Para simular numericamente o ensaio, optou-se por modelar apenas ¼ da laje, considerando as condições de simetria. O betão foi simulado recorrendo a elementos tridimensionais e as armaduras a elementos de barra. Os parafusos pré-esforçados foram modelados como cabos em que foram aplicadas forças a simular o pré-esforço.

Relativamente aos modelos utilizados para simular o comportamento das armaduras, foi considerado um modelo bilinear com endurecimento, em que se admite aderência perfeita na interface betão – armadura, enquanto que para os parafusos foi adotado um modelo elástico linear.

Para caracterizar o comportamento do betão, utilizou-se a resistência à compressão em cilindros (f_{cm}) obtido através de ensaios experimentais. Com base no f_{cm}, recorreu-se ao EC2 [3] para calcular a resistência à tração (f_{ctm}) e o módulo de elasticidade (E_{cm}). Refere-se que, para o E_{cm}, foi considerado uma redução de 10% devido ao facto de se tratarem de agregados de origem calcaria. Para o cálculo da energia de fratura utilizou-se a formulação do MC90 [4] para agregados de 16mm. Na Tabela 3 apresentam-se os valores utilizados na calibração das lajes retangulares.

Tabela 3 - Parâmetros do betão para lajes retangulares

Laje	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	G_f [MN/m]
Referência	49,20	3,58	31,93	9,15E-05
Tipo 2	49,50	3,60	31,99	9,19E-05

3.1 Malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos adotada tem elementos brick com uma dimensão máxima de 0.05 m, sendo que na zona junto ao pilar (0.125 m + 2d) se optou por colocar uma malha com um terço deste tamanho. Porém, é de referir que devido ao facto de as fendas de flexão serem importantes na zona junto ao pilar, optou-se por forçar a compatibilidade da malha na fronteira entre o macro elemento 1 e 2 (Fig. 6).

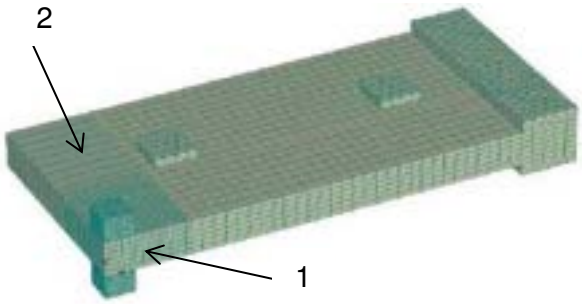


Figura 6. Malha de elementos finitos utilizada

3.2 Análise de Resultados

Nas Figs 7 e 8 apresentam-se as curvas Força-Deslocamento experimentais e numéricas para ambas as lajes, incluindo os padrões de fendilhação obtidos numericamente. Refere-se que a força corresponde à força total aplicada na laje, incluindo o peso próprio da laje e do sistema de ensaio (aproximadamente 40,2 kN) e que as fendas que se apresentam (traços a preto) são apenas as iguais ou superiores a 0.1 mm.

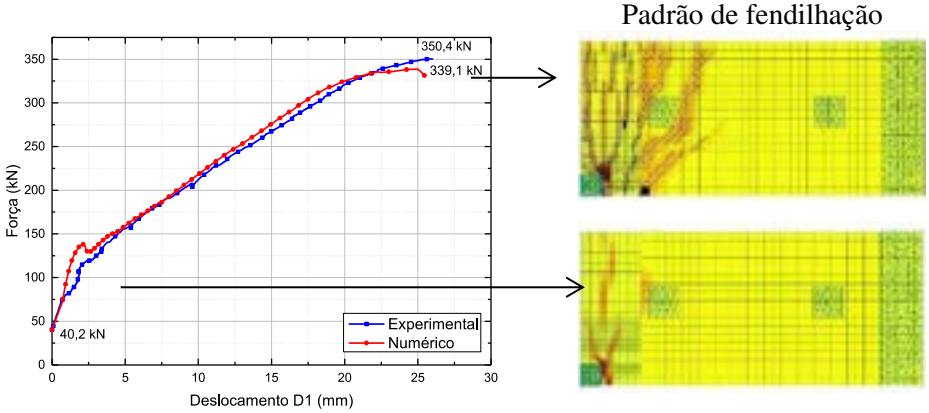


Figura 7. Curvas F-D e fendilhação para a abertura da 1ª fenda e na rotura na laje de referência

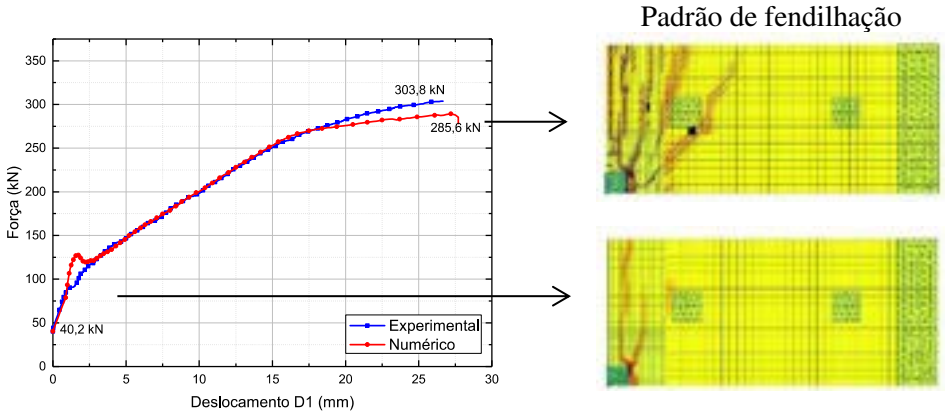


Figura 8. Curvas F-D e fendilhação para a abertura da 1ª fenda e na rotura na laje tipo 2

Podemos observar nas Figs 7 e 8 que o comportamento das lajes numéricas é similar ao comportamento da laje experimental, tanto em regime elástico como em regime fendilhado. No entanto, é de salientar que o erro relativo aumenta em duas zonas: zona de transição entre a fase elástica e fase fendilhada e na rotura.

4. ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste capítulo serão apresentados dois estudos paramétricos, um com lajes retangulares, semelhantes às ensaiadas experimentalmente, e outro com lajes quadradas, com vista a avaliar a influência do confinamento em uma ou duas direções na resistência ao punçoamento em lajes fungiformes. Para isso, fizeram-se variar as percentagens geométricas das armaduras longitudinais superior e inferior e o tipo de betão. Para cada percentagem de armadura total calculada (superior + inferior), foram simulados dois modelos, um com uma distribuição semelhante a que se obteria normalmente (maior armadura superior que inferior) e outra invertendo as percentagens das armaduras superiores e inferiores, de modo a se estudar a capacidade de redistribuição de momentos da laje sujeita a punçoamento centrado nestes dois cenários.

Devido ao facto de existirem vários modelos, optou-se por utilizar um código para identificar cada laje (f_c _A_s^- − A_s^+). Por exemplo, uma laje com f_c= 20 MPa, 0,5% de percentagem de armadura longitudinal superior e 1% de percentagem de armadura inferior tem a designação de 20_0,5%-1,0%.

4.1 Lajes Retangulares

4.1.1 Introdução

Neste subcapítulo será apresentado o estudo paramétrico para as lajes com geometria semelhante às ensaiadas por Antunes [2]. Na Fig. 6 pode observar-se a malha de elementos finitos utilizada.
Quanto à resistência do betão, foram escolhidos 3 tipos de betões em que a sua resistência à compressão média em cilindros foi de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa. De seguida, apresentam-se os parâmetros utilizados para caracterizar os betões utilizados neste estudo paramétrico (Tabela 4).

Tabela 4. Características do betão utilizado no estudo paramétrico das lajes retangulares

f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	G_f [MN/m]
20,0	1,57	24,38	5,28E-05
30,0	2,36	27,53	7,01E-05
40,0	3,02	30,01	8,58E-05

Relativamente às percentagens de armadura longitudinal, foram adotadas 0,5%, 0,75%, 1,0% e 1,5% com distribuições relativas idênticas às apresentadas na Fig. 4. Esta distribuição é uniforme na zona

inferior, mas é concentrada na zona superior, pelo que, para as armaduras superiores, existem duas percentagens: uma na zona interior (varões espaçados de 0.10 m) e outra na zona exterior (varões espaçados de 0.20 m).

4.1.2 Análise de resultados

De seguida, nas Figs 9 e 10, apresenta-se os resultados deste estudo paramétrico. De referir que a força aplicada corresponde à força existente no pilar, incluindo o peso próprio da laje e do sistema de ensaio (aproximadamente 35,5 kN).

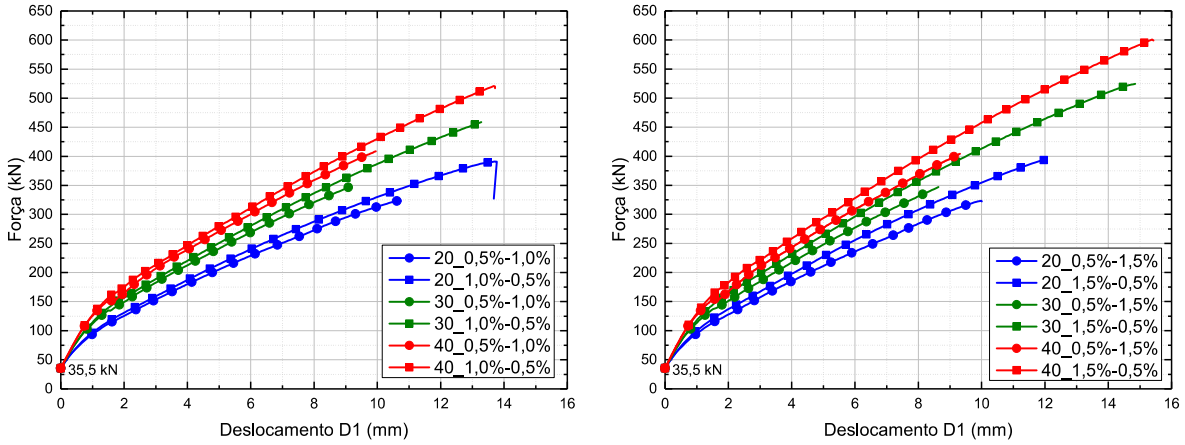


Figura 9. Resultado estudo paramétrico para: ρ = 1,5% - 0,5% e ρ = 0,5% - 1,5%; ρ = 1,0% - 0,5% e ρ = 0,5% - 1,0%

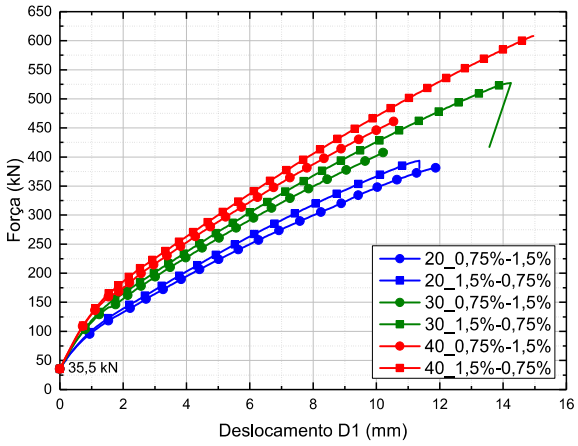


Figura 10. Resultado estudo paramétrico para: ρ = 1,5% - 0,75% e ρ = 0,75% - 1,5%

Observando as Figs 9 e 10, podemos ver que, como seria de esperar, as lajes com maior percentagem geométrica de armadura superior apresentam uma maior capacidade resistente do que as com menor percentagem geométrica de armadura superior.

Contudo, estes resultados não ocorrem para as lajes com $f_c = 20$ MPa e com percentagem geométrica de armadura superior a 0.5%. Este fenómeno deve-se ao facto de a rotura ocorrer por esmagamento do betão devido aos efeitos de flexão composta (secção comprimida devido ao facto de a laje não poder expandir).

Assim, pode-se concluir que as lajes retangulares não são capazes de redistribuir na totalidade os esforços, pois quando se inverte as percentagens de armadura geométrica, colocando a maior quantidade de armadura longitudinal junto à face inferior no vão, não se conseguiu mobilizar a totalidade dos momentos positivos, originando uma menor capacidade de carga.

4.2 Lajes Quadradas

4.2.1 Introdução

Este subcapítulo tem o objetivo de apresentar o comportamento de uma laje em que se simulam ambas as direções até ao meio vão, com o objetivo de ter confinamento e capacidade de redistribuir momentos fletores em ambas as direções, como acontece numa laje real.

O painel de laje simulado tem 4.15x4.15x0.15 m^3, em que a distribuição de armaduras inferiores é constante com varões espaçados de 0.10 m e as armaduras superiores estão espaçadas de 0.10 m na zona junto ao pilar e espaçadas a 0.20 m na zona exterior (Fig. 11). As armaduras têm uma altura útil média de 0.118 m.

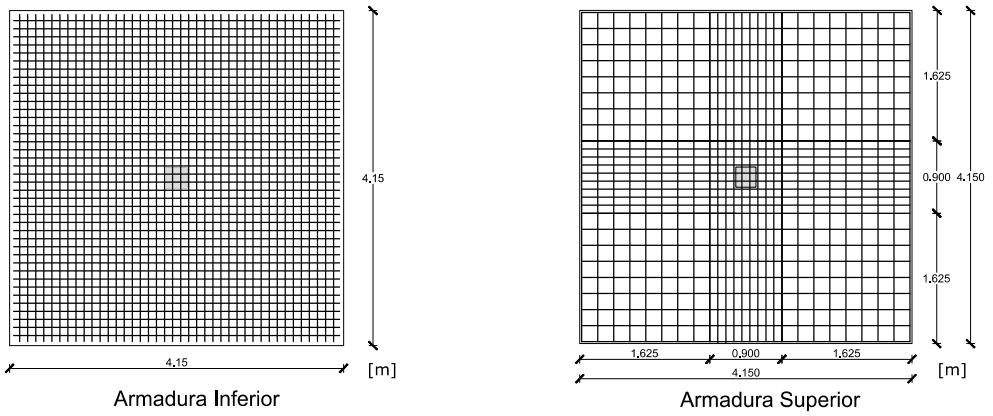


Figura 11. Disposição de armaduras da laje quadrada

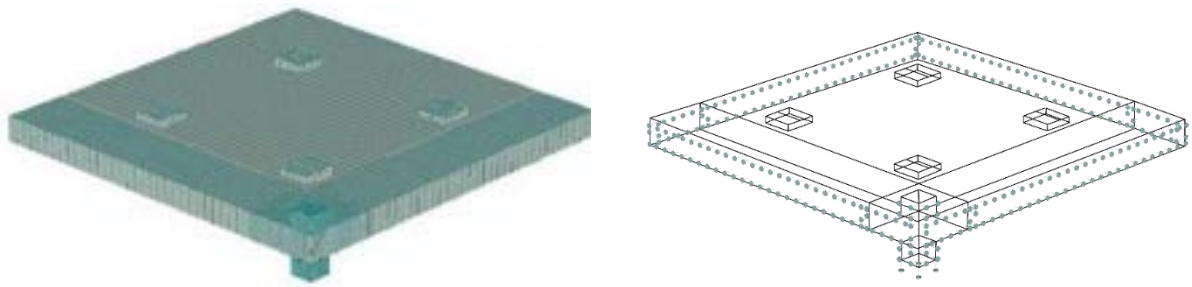
Neste estudo paramétrico foram utilizadas 2 percentagens de armaduras superiores e inferiores: 1% e 0.67%.

Relativamente ao betão, foram utilizados três tipos de betão cuja resistência à compressão em cilindros é de 20, 30 e 40 MPa. Na Tabela 5 encontram-se os parâmetros utilizados para caracterizar os betões utilizados neste estudo paramétrico.

4.2.2 Modelo numérico

A malha utilizada é similar à utilizada no estudo paramétrico de lajes unidirecionais, só que se optou por refinar mais a malha nas faixas do pilar segundo as direções principais, para detalhar melhor a fendilhação existente nessa zona (Fig. 12).

Por outro lado, foram adicionados mais 2 pontos de aplicação de carga relativamente à laje unidirecional, com um espaçamento de 1 m em ambas as direções. A sequência de ensaio destas lajes é similar á das lajes unidirecionais, admitindo que os modelos se encontram confinados em ambas as direções (têm encastramentos deslizantes em ambos as direções) (Fig. 12).



a) Malha de elementos Finitos b) Condições de Apoio

Figura 12 - Modelo de elementos finitos utilizada para as lajes quadradas

4.2.3 Análise de resultados

De seguida, na Fig. 13, apresentam-se as curvas força – deslocamento D1 para as lajes bidirecionais. De notar que a força aplicada corresponde à força existente no pilar, incluindo o peso próprio da laje e do sistema de ensaio (aproximadamente 77.9 kN).

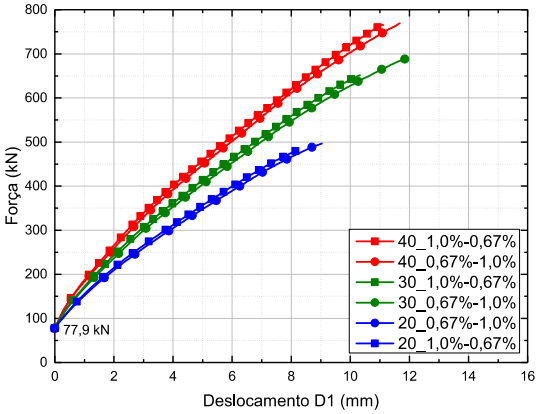


Figura 13. Resultados do estudo paramétrico para a laje quadrada

Após observar a Fig. 13, podemos concluir que, com o confinamento total da laje, foi possível obter cargas de rotura e deslocamentos muito parecidas, o que indicia que o nível de redistribuição foi muito superior às lajes retangulares quando se inverteu a percentagem de armadura mecânica da laje. Logo, podemos concluir que para as lajes quadradas foi possível tirar maior partido da redistribuição de momentos através do comportamento bidirecional destas lajes.

5. CONCLUSÕES

Para averiguar a influência do confinamento e da capacidade de redistribuição de momentos na resistência ao punçoamento centrado, foram efetuados dois estudos paramétricos em que, para uma determinada distribuição de armaduras, se fez variar a percentagem de armadura total (armadura superior e inferior) e o tipo de betão. Para cada percentagem de armadura total, foram simulados dois modelos, em que um modelo tem uma maior percentagem geométrica de armadura superior junto ao pilar e no outro inverte-se, ficando a maior percentagem geométrica de armadura, a armadura inferior na zona de meio vão.

Para o primeiro estudo paramétrico, utilizou-se como base a laje de referência simulada no sistema de ensaio de Almeida et al. [1]. Para este estudo, foi possível concluir que, quando se inverte a percentagem geométrica das armaduras, a laje é incapaz de redistribuir totalmente os esforços, tendo-se obtido cargas e deslocamentos na rotura claramente diferentes. Por outro lado, conseguiu-se obter cargas de rotura superiores às obtidas nos ensaios experimentais do sistema de ensaio de Almeida et al. [1], o que significa que, no caso de as lajes estarem confinadas numa direção, existe um aumento na resistência ao punçoamento.

No segundo estudo paramétrico, simularam-se lajes quadradas confinadas em ambas as direções. Com base nos resultados obtidos, podemos concluir que, quando se inverte as armaduras, estas apresentam cargas de rotura similares, o que significa que foi conseguida uma redistribuição de esforços muito superior ao que se obteve nas lajes retangulares, tirando partido do momento positivo e do comportamento bidirecional da laje.

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de agradecer a colaboração da empresa Concremat, S.A. na produção dos modelos experimentais, assim como aos representantes da empresa Cervenka Consulting pelo apoio prestado no esclarecimento de dúvidas na utilização do software ATENA 3D.

REFERÊNCIAS

[1] Almeida, A., Inácio, M. M. G., Lúcio, V. J. G., Ramos, A. P. - Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading, Engineering Structures, vol. 117, pp. 204–219, 2016

[2] Antunes, G. M. G. - A influência da redistribuição de esforços na resistência ao punçoamento de lajes fungiformes. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Monte da Caparica, 2011.

[3] CEN – Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Caparica: Instituto Português da Qualidade, 2008.

[4] BÉTON, Comité Euro-International du – CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne: Thomas Telford Services, 1993.

[5] Cervenka, V., Jendele, L., Cervenka, J. – ATENA Program Documentation Part 1 - Theory. Praga: Cervenka Consulting Ltd, 2009

Modelagem do comportamento estrutural de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos





Gabriela B. M. L. Albuquerque[1] **João Paulo C. Rodrigues[2]** **Valdir Pignatta Silva[3]**

RESUMO

Um modelo numérico tridimensional para a análise do comportamento à flexão de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas é apresentado neste artigo. A modelagem foi concebida mediante o programa de elementos finitos DIANA. A fissuração do concreto foi considerada a partir do modelo de fissuras distribuídas com direções rotacionais. O seu amolecimento frente a esforços de compressão e tração, bem como o endurecimento inerente ao concreto entre fissuras, foram outros fenômenos admitidos para representar o comportamento não linear desse material. Tanto as armaduras longitudinais quanto as transversais foram consideradas no modelo 3D e estipuladas como elementos embutidos no concreto. Além de detalhar as propriedades e os modelos constitutivos definidos para caracterizar os materiais concreto e aço, ainda são aqui discutidos aspetos relacionados à definição da geometria da viga, das condições de apoio, da dimensão da malha e dos critérios para o desenvolvimento de uma análise estrutural não linear. As características da viga foram estipuladas de forma a simular os ensaios experimentais de vigas sob flexão a quatro pontos, realizados na Universidade de Coimbra pelos autores e inseridos numa campanha experimental mais vasta. O modelo numérico proposto se mostrou coerente à análise de vigas de concreto armado, uma vez que os seus resultados em termos de carga última, flechas, campos de fissuração e modos de rotura foram similares aos obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: viga, concreto armado, análise numérica, método dos elementos finitos, fissuração.

1. INTRODUÇÃO

Neste artigo, o comportamento à flexão de vigas de concreto armado é analisado por intermédio de um modelo tridimensional concebido com o auxílio do programa de computador DIANA [1], que avalia a resposta mecânica de estruturas com base nos métodos dos deslocamentos e dos elementos finitos. A eficiência do DIANA é extremamente reconhecida para a análise de estruturas em concreto armado, uma vez que permite considerar diversas variáveis características do comportamento não linear desse material compósito, tais como: fluência, retração, cura, fissuração e esmagamento do concreto, além da plastificação das armaduras e da aderência concreto/aço. O programa também já foi utilizado por outros autores para a modelagem de vigas de concreto armado. No Brasil, Sampaio [2], Souza [3], Menin; Trautwein e Bittencourt [4] e Pacheco; Lima e Lima [5] o adotaram para o estudo de vigas produzidas

[1]Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil, Universidade de Coimbra, Portugal. gabriela.lins@usp.br
[2]Universidade de Coimbra, Portugal. jpaulocr@dec.uc.pt
[3]Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil. valpigss@usp.br

com concretos de resistências convencionais. Em Portugal, Ferreira [6] o utilizou para modelar uma viga pré-fabricada de concreto protendido e avaliar o comportamento do concreto nas primeiras idades. Em trabalhos publicados fora do âmbito Brasil/Portugal, o DIANA foi empregado por Rafi; Nadjai e Ali [7], Mauludin [8], Moltubakk [9] e Qapo; Dirar e Jemaa [10] para a análise de vigas com reforços. Ao longo deste artigo, apresentar-se-ão primeiramente algumas considerações acerca das vigas que foram ensaiadas em laboratório e adotadas como base para a conceção do modelo numérico. Em seguida, abordar-se-ão as premissas estipuladas para a modelagem computacional, desde a definição da geometria até os procedimentos estabelecidos para conduzir as análises não lineares. A consistência das hipóteses definidas foi avaliada mediante correlações entre resultados numéricos e experimentais. Tal validação também será aqui discutida.

2. ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Realizou-se no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (LEME-UC) uma campanha experimental para a análise do comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas submetidas a ensaios de flexão a quatro pontos. Essas vigas foram dimensionadas como elementos constituintes de edifícios de escritórios e produzidas em escala real com concreto de resistência convencional de classe C25/30 e com armaduras de aço natural do tipo B500. Mais informações sobre as dimensões e as características dessas peças estão ilustradas na Fig. 1. Nos ensaios em questão, as duas forças concentradas foram aplicadas às vigas por controle de deslocamentos, a uma taxa de 0,001 mm/s. Essas forças dividiam as vigas em três trechos de comprimentos iguais (1 m, equivalente a um terço do vão) e faziam com que apresentassem flexão pura no trecho central, vide Fig. 2. Após a aparição da primeira fissura de flexão, os ensaios passavam a ser interrompidos a cada 5 kN de força total aplicada, a fim de que a evolução das fissuras pudesse ser registrada. As fissuras eram demarcadas na viga e também eram anotados seus respectivos comprimentos ao longo da altura e aberturas. Os ensaios foram conduzidos até a ruína total (colapso real) das vigas para que o carregamento máximo e o modo de rotura esperados pudessem ser efetivamente comprovados. Como já mencionado, um dos objetivos traçados para essa campanha experimental, abordada em Albuquerque [11], consistia em obter dados que auxiliassem na concepção de um modelo numérico que fosse representativo do comportamento das vigas ensaiadas.

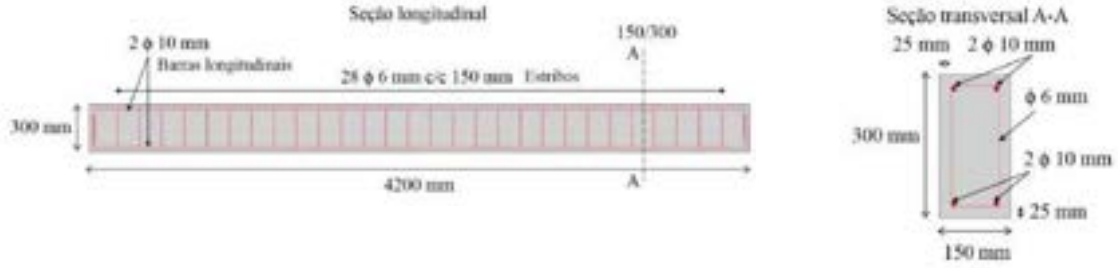


Figura 1. Dimensões e armaduras das vigas de concreto armado adotadas para a campanha experimental e como base para a conceção do modelo numérico.

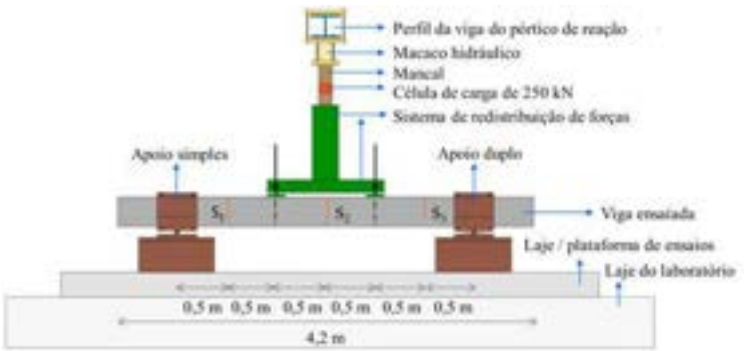


Figura 2. Sistema para ensaios de flexão a quatro pontos em vigas simplesmente apoiadas.

3. MODELO NUMÉRICO

3.1. Definição da Geometria do Modelo

O primeiro passo para a modelagem das vigas ensaiadas consistiu na definição da geometria da viga propriamente dita, dos blocos dos apoios simples e duplo e das chapas para distribuição das forças aplicadas. Todos esses elementos foram modelados por meio de sólidos tridimensionais no formato de blocos (Fig. 3). As dimensões da viga seguiram as indicadas nas Figs. 1 e 2. Já os blocos dos apoios tinham um comprimento total de 250 mm e seção de 150 x 40 mm, enquanto as chapas para distribuir as forças aplicadas tinham comprimento total de 150 mm e seção de 150 x 30 mm. O segundo passo consistiu na definição da geometria das armaduras. As longitudinais foram criadas por meio de linhas simples e posicionadas nas alturas representativas dos eixos das respetivas seções transversais. Os 28 estribos também foram criados a partir de linhas simples, posicionadas com base na mesma proposição (eixos das barras). As dimensões seguiram o exposto na Fig. 1. A Fig. 4 ilustra detalhes da modelagem.

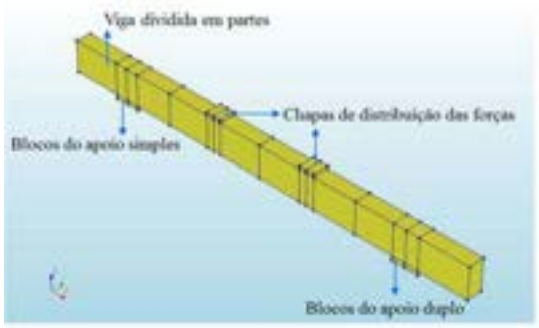


Figura 3. Geometria da viga, dos blocos dos apoios e das chapas para distribuição de forças.

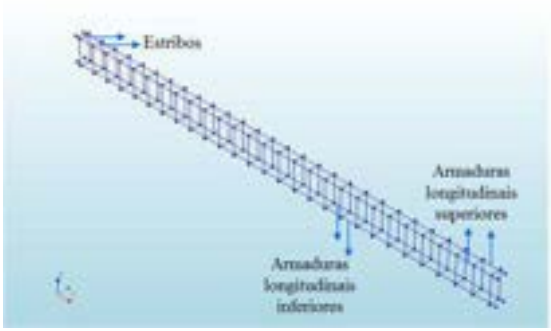


Figura 4. Geometria das armaduras longitudinais e transversais.

A partir dos resultados experimentais, foi possível verificar que as vigas resistiram a forças máximas totais de aproximadamente 40 kN. Com base nessa informação, aplicou-se no modelo numérico uma força total de 50 kN, sendo 25 kN em cada uma das chapas de distribuição, pois já se sabia que esse era um valor próximo àquele atingido experimentalmente. Tais forças foram distribuídas pelas áreas de 22500 mm^2 de cada uma das chapas na direção - Z (Fig. 5). A outra força atribuída ao modelo foi a proveniente do seu peso próprio, que é calculada automaticamente pelo programa com base nas massas específicas dos materiais constituintes dos elementos do modelo numérico, na direção e na aceleração da gravidade. Para definir o apoio simples, foram admitidas como livres as rotações em todas as direções, bem como as translações na direção do eixo X (direção do deslocamento axial). Enquanto isso, restringiram-se as translações na direção Z de todos os nós localizados na linha central da face inferior desse apoio, enquanto as translações na direção Y foram impedidas apenas no nó central da sua face inferior. Para o apoio duplo, as rotações foram permitidas em todas as direções, enquanto as translações na direção Z de todos os nós localizados na linha central da face inferior desse apoio foram impedidas e as translações nas direções Y e X foram impedidas no nó central da sua face inferior. Essas condições de apoio estão indicadas nas Figs. 5 e 6.

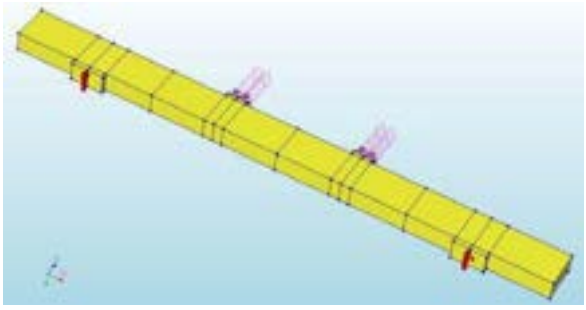


Figura 5. Vista geral das condições de carregamento e de apoio.

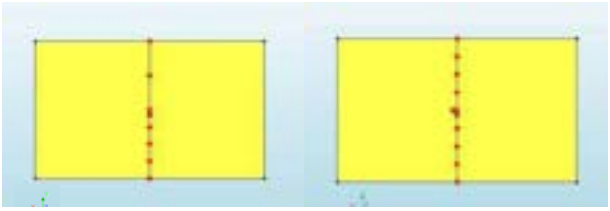


Figura 6. Faces inferiores dos apoios simples e duplo, respetivamente, com as direções em que as translações foram restringidas.

3.2. Atribuição de Propriedades dos Materiais

3.2.1. Concreto da viga

Para caracterizar o concreto da viga, estipulou-se o modelo "*total strain based crack model*", que adota como base a abordagem de fissuração distribuída. Esse modelo descreve o comportamento do concreto aos esforços de compressão e tração por meio de diagramas de tensões vs deformações e a partir dele as fissuras são propagadas ao longo da peça pela imposição da carga aplicada, hipótese que mais se assemelha ao fenômeno de fissuração observado nos ensaios. Para representar a orientação das fissuras foi adotado o modelo rotacional. O parâmetro conhecido como largura da banda de fissuração (*crack bandwidth*) foi determinado pelo modelo de Rots [12], que consiste no *default* do programa. O modelo escolhido para simular o comportamento do concreto sob tração foi o exponencial (Fig. 7), que engloba a modelagem tanto do fenômeno de amolecimento do concreto (*tension softening*) quanto os efeitos provenientes da colaboração à tração do concreto entre fissuras (*tension stifenning*). A resistência média à tração foi calculada pela Eq. (1), proposta pelo Eurocode 2 parte 1-1 [13]. A resistência característica à compressão (f_{ck}) foi aqui admitida igual à resistência média à compressão (f_{cm}), medida de forma experimental no dia em que se efetuou o ensaio da viga sob análise. Na falta de uma equação proposta por [13] para o cálculo da energia de fratura à tração do concreto no modo I, adotou-se a indicada pelo Model Code 2010 [14], transcrita na Eq. (2). Na Eq. (1), f_{ctm} é a resistência média à tração simples do concreto [N/mm^2] e f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto [N/mm^2]. Na Eq. (2), G_{fI} é a energia de fratura à tração do concreto no modo I [N/mm].

$$f_{ctm} = 0{,}3 \times (f_{cm})^{2/3} \therefore f_{ctm} = 0{,}3 \times (26{,}238)^{2/3} \therefore f_{ctm} = 2{,}649\ N/mm^2 \quad (1)$$

$$G_{fI} = 73 \times (f_{cm})^{0{,}18} \therefore G_{fI} = 73 \times (26{,}238)^{0{,}18} \therefore G_{f1} = 131{,}441\ N/m \therefore\ G_{f1} \quad (2)$$

O comportamento do concreto à compressão foi simulado pelo modelo parabólico (Fig. 8). Nele se assume que o amolecimento do material pode ser representado a partir da energia de fratura para o concreto comprimido, tomando como base o mesmo critério de energia adotado para simular o amolecimento frente a esforços de tração. A resistência máxima à compressão do material foi admitida igual ao valor de f_{cm} apresentado anteriormente. A energia de fratura à compressão foi calculada pela Eq. (3), proposta em [14]. Na Eq. (3), G_c é a energia de fratura à compressão do concreto [N/mm].

$$G_c = 250 \times G_{f1} \therefore G_c = 250 \times 0{,}1314 \therefore G_c = 32{,}85\ N/mm \quad (3)$$

O coeficiente de Poisson foi assumido igual a 0,2, seguindo [13], e a massa específica igual a 2297,953 kg/m^3, valor obtido experimentalmente. A norma europeia [13] indica a Eq. (4) para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto. Porém, essa equação resulta em valores representativos de concretos com agregados de quartzito. Para adaptar esses valores a agregados calcários, deve-se aplicar a eles uma redução de 10%. A seguir, indica-se o valor estabelecido como dado de entrada para o módulo de elasticidade, sendo esse um dos parâmetros novamente calculados com base no valor experimental de f_{cm}. Na Eq. (4), E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto [N/mm^2].

$$E_{cm} = \left[22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0{,}3}\right] \times 0{,}9 \therefore E_{cm} = \left[22 \times \left(\frac{26{,}238}{10}\right)^{0{,}3}\right] \times 0{,}9 \quad (4)$$

$$E_{cm} = 26{,}446\ GPa \therefore E_{cm} = 26{,}446 \times 10^3\ N/mm^2$$

3.2.2. Aço dos blocos dos apoios e das chapas de distribuição das forças

Os blocos dos apoios e as chapas de distribuição de forças utilizadas nos ensaios experimentais foram fabricados com aço S275 JR. Para representar esse material no DIANA, adotou-se o modelo denominado "linear elástico isotrópico". Tanto o coeficiente de Poisson, igual a 0,3, quanto o módulo de elasticidade, igual a 210 x 10^3 N/mm^2, foram adotados conforme o Eurocode 3 parte 1-1 [15]. Estipulou-se a massa específica igual à zero para não tornar esses elementos muito rígidos às zonas que os circundam, nas quais deve ser evitada a concentração de tensões.

3.2.3. Aços das armaduras longitudinais e transversais

Tanto as armaduras longitudinais quanto as transversais foram definidas como embutidas/incorporadas ao concreto e o modelo de material escolhido para simular o comportamento dessas foi o do Eurocode 2 parte 1.2 [16], que propõe o diagrama tensões de tração vs deformações específicas da Fig. 9. Para a sua definição, é necessário que sejam estipulados os valores à temperatura ambiente (20 °C) da tensão correspondente ao limite de proporcionalidade (f_{sp}) e da resistência ao escoamento do aço (f_{sy}), além das deformações específicas correspondentes à resistência ao escoamento (ε_{sy}), à tensão que dá início ao trecho de decaimento (ε_{st}) e, por fim, a deformação última (ε_{su}). Os valores de f_{sp} e f_{sy} foram os resultantes dos diagramas tensão vs deformação obtidos experimentalmente, enquanto as deformações específicas foram adotadas de acordo com os valores sugeridos em [16], a fim de levar em conta, de forma implícita, a fluência do material. Os módulos de elasticidade foram calculados a partir da inclinação inicial da curva, tomando como base os resultados experimentais de f_{sp} e ε_{sp}. O Quadro 1 apresenta um resumo dos valores estipulados como dados de entrada para a definição das armaduras.

Quadro 1**.** Dados de entrada estipulados para a definição das armaduras.

Armadura	*Diâmetro* ϕ (mm)	*Área da seção transversal* (mm^2)	*Tensões* (N/mm^2)		*Deformações específicas* (adimensionais)				*Módulo de elasticidade* (x 10^3 N/mm^2)
			f_{sp}	f_{sy}	ε_{sp}	ε_{sy}	ε_{st}	ε_{su}	E_s
Longitudinal	10	78,5	515,387	589,669	0,002678	0,02	0,15	0,2	192,452
Transversal	6	28,27	548,058	644,152	0,002766	0,02	0,15	0,2	198,141

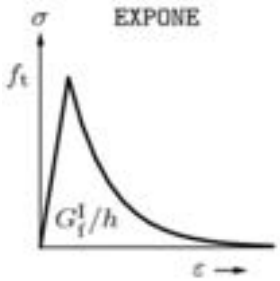


Figura 7. Modelo exponencial para concreto à tração

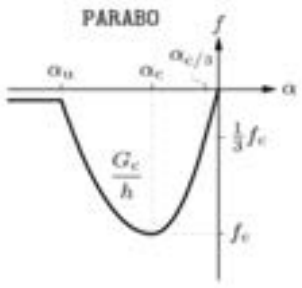


Figura 8. Modelo parabólico para concreto à compressão [1].

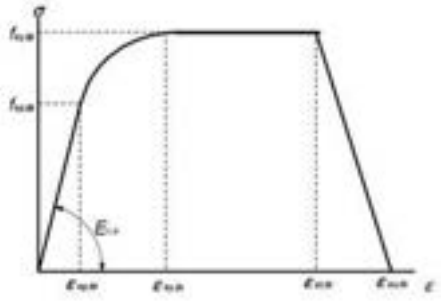


Figura 9. Diagrama tensão vs deformação proposto por [16] para aço de armaduras.

4. DETERMINAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

4.1. Tipo de Elementos

O modelo foi discretizado com elementos finitos CHX60. Trata-se de um elemento sólido isoparamétrico do tipo "*brick*" com vinte nós e três graus de liberdade, que utiliza funções de interpolação quadráticas e integração de Gauss para determinar a matriz de rigidez do elemento. Pelo *default*, o DIANA aplica um esquema de integração de 3x3x3 pontos. As armaduras foram incorporadas a essa malha e, uma vez embutidas, foram modeladas como elementos de barras uniaxiais. Logo, não possuíam graus de liberdade próprios e as suas propriedades mecânicas, como resistência e rigidez, eram calculadas apenas na direção longitudinal. Para esses elementos, adotou-se um esquema de integração de 2x2x2 pontos de Gauss. As tensões correspondentes a elas foram definidas pelo campo de deslocamentos dos elementos estruturais que as circundavam. Isso implicou na consideração de aderência perfeita entre as armaduras e o concreto, mantendo-se o *default*.

4.2. Estudo de Sensibilidade

Duas malhas foram analisadas para checar a influência do tamanho dos elementos na resposta do comportamento das vigas: uma mais grossa, com elementos retangulares com lados de 40 mm; outra mais fina, com elementos retangulares de 20 mm. A primeira possuía um número total de 2.880 elementos e a segunda 25.875. As armaduras, por terem sido incorporadas a malha, também foram

discretizadas em trechos com comprimentos aproximadamente iguais a 40 ou 20 mm. A Fig. 10-a expõe o gráfico de forças aplicadas à viga vs flechas obtido a partir das malhas estudadas. As duas seguiram a mesma tendência no trecho que identifica o comportamento ainda linear elástico do concreto. Ademais, apresentaram o primeiro ponto de descontinuidade, característico da primeira fissura de flexão mais expressiva, para valores de carga muito próximos. No modelo com malha 40 mm, essa primeira fissura abriu aos 18 kN e no modelo com malha de 20 mm se abriu logo em seguida, aos 19 kN. A Fig. 10-b apresenta essa região do gráfico mais detalhadamente. Já no próximo trecho, após a abertura da primeira fissura até o ponto em que se inicia o patamar de carga resistida pela viga, sendo essa transição para a região do patamar proveniente do escoamento da armadura longitudinal inferior, a viga com malha de 40 mm apresentou menor rigidez, entretanto, ainda próxima da curva resultante da malha mais fina. Ambas também atingiram esse patamar devido ao escoamento da armadura, entrando na fase de estabilização da carga, de forma similar: malha de 40 mm o atingiu a partir de 39 kN e malha de 20 mm a partir de 40 kN. O tamanho dos elementos finitos também não demonstrou impacto significativo na carga máxima resistida: 42 kN na malha de 40 mm e 43 kN na de 20 mm. Já era esperada uma capacidade de carga um pouco menor no modelo com malha mais grossa, pois essa apresentou danos levemente mais acentuados de fissuração e perda de rigidez para determinadas condições de carregamento. Os campos de fissuração e as aberturas de fissuras (E_{cw1}) encontrados para as duas também foram similares. Por fim, verificou-se o mesmo modo de rotura – por flexão – para os dois casos de estudo. Haja vista a similaridade entre as curvas força vs flecha, os danos por fissuração e o modo de colapso, optou-se por adotar a malha com elementos de 40 mm, pois essa se mostrou estável e precisa frente aos resultados obtidos mediante o uso de uma malha extremamente mais refinada (cerca de nove vezes mais densa) e também mais prática no sentido de reduzir o esforço computacional e o tempo para a simulação das análises. Portanto, foi escolhida por apresentar um bom balanço precisão/eficiência.

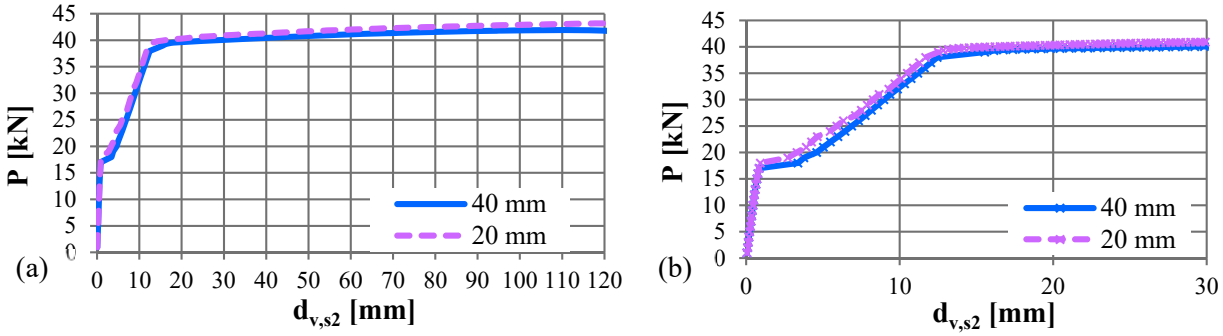


Figura 10. Resultados numéricos de força aplicada em função da flecha da viga para diferentes malhas de elementos finitos: (a) gráfico completo e (b) imagem ampliada.

5. PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

O comportamento da viga foi avaliado mediante uma análise estrutural não linear. As equações foram resolvidas iterativamente pelo método de Newton-Raphson Regular, no qual a matriz de rigidez tangente é derivada a cada uma das iterações. O incremento de carga aplicado à viga foi realizado por controle de força. Essa hipótese se mostrou consistente à adotada nos ensaios das vigas, que foram submetidas a deformações pelo aumento contínuo de força/energia aplicada ao sistema pelo macaco hidráulico. Adotaram-se três blocos de carga, que foram inseridos no comando de uma única análise estrutural não linear: o primeiro se referia a aplicação das forças resultantes do peso próprio, enquanto o segundo e o terceiro tratavam da aplicação das forças que foram uniformemente distribuídas sobre as duas chapas de aço. Em todos os blocos, os passos de carga foram definidos explicitamente. O peso próprio foi aplicado em apenas um passo. No segundo bloco, aplicou-se cerca de 75% da força total de 50 kN a partir de pequenos incrementos de 1 kN, a fim de que se obtivesse convergência mesmo em pontos críticos da análise, como no início da fissuração do concreto. No terceiro bloco, pelo alto grau de fenômenos de não linearidade já envolvidos e, logo, pela maior dificuldade de convergência, aplicou-se a mesma configuração de passos de carga do bloco anterior, porém, com a ativação do controle por comprimento de arco (*arc-length control*). Adotou-se o critério de convergência em termos de deslocamentos, com

tolerância de $5x10^{-2}$. Para aumentar a taxa de convergência e estabilizar o seu comportamento, aplicou-se um algoritmo para a procura de linhas (*line search*).

6. VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1. Forças Aplicadas *vs* Flechas

O primeiro resultado do modelo numérico comparado aos de cunho experimental consistiu na curva que apresenta a relação entre as forças aplicadas à viga e as flechas. A curva denominada "DIANA" na Fig. 11 foi traçada a partir da somatória das reações verticais resultantes nos apoios e nos deslocamentos verticais obtidos na direção -Z em relação ao nó localizado na parte inferior da seção a meio vão da viga (S_2) e na direção do centro geométrico da seção transversal (Y = 7,5 cm), conforme Fig. 12. Dos deslocamentos verticais resultantes de cada incremento de carga foi subtraído o proveniente do peso próprio, uma vez que esse não foi medido nos ensaios.

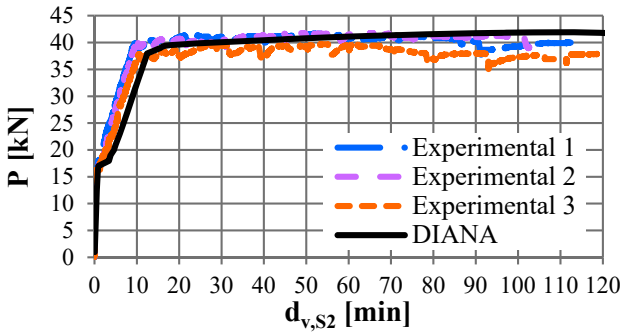


Figura 11. Relações forças aplicadas *vs* flechas obtidas por meio dos ensaios experimentais e do DIANA.

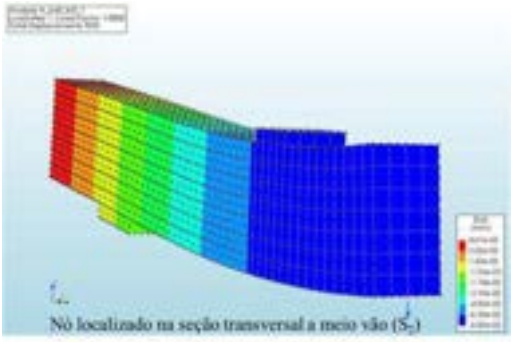


Figura 12. Indicação do nó a meio vão a partir do qual foram aferidas as flechas resultantes do DIANA.

Verificou-se uma boa correlação entre as curvas obtidas a partir dos ensaios experimentais e a curva resultante da análise no programa. A fase inicial da curva numérica, representativa do comportamento ainda linear elástico do concreto, bem como a rigidez do modelo após a abertura das fissuras, seguiram a mesma tendência dos ensaios. Em termos de forças máximas resistidas (carregamentos de rotura), o resultado numérico de 42 kN se igualou aos registrados nos ensaios referentes às duas primeiras vigas (Experimental 1 e 2) e foi bastante similar à terceira (Experimental 3), para a qual se registrou uma força máxima de 39,5 kN.

6.2. Campos de Fissuração

Na Fig. 13 são apresentados os campos de fissuração obtidos para a viga modelada no DIANA, com a indicação das respetivas aberturas das fissuras (E_{cw1}), além da comparação aos campos traçados nos ensaios. No geral, os campos representativos de diferentes forças totais que foram aplicadas às vigas apresentaram uma boa correlação. O número de fissuras que se abriram ao longo do vão, o espaçamento entre elas e o prolongamento de cada uma ao longo da altura da seção foram semelhantes. As aberturas de fissuras se mostraram relativamente maiores no modelo numérico. Para uma carga total (P) igual a 20 kN, a máxima abertura medida experimentalmente ($E_{cw1máx,exp}$) foi igual a 0,15 mm enquanto a maior no modelo numérico ($E_{cw1máx,num}$) igual a 0,41 mm. Já em P = 25 kN, $E_{cw1máx,exp}$ = 0,20 mm e $E_{cw1máx,num}$ = 0,63 mm; P = 30 kN, $E_{cw1máx,exp}$ = 0,36 mm e $E_{cw1máx,num}$ = 0,79 mm; P = 35 kN, $E_{cw1máx,exp}$ = 0,40 mm e $E_{cw1máx,num}$ = 0,93 mm; P = 40 kN, $E_{cw1máx,exp}$ = 2,2 mm e $E_{cw1máx,num}$ = 3,89 mm. Contudo, todas as fissuras do modelo numérico foram representativas de fissuras de flexão, em consonância àquelas vistas ao longo dos ensaios. Esse é um dos fatores característicos de roturas por flexão e, logo, contribui à conclusão de que o modelo proposto apresentou um modo de rotura coerente ao experimental. Mais evidências sobre essa questão serão comentadas a seguir.

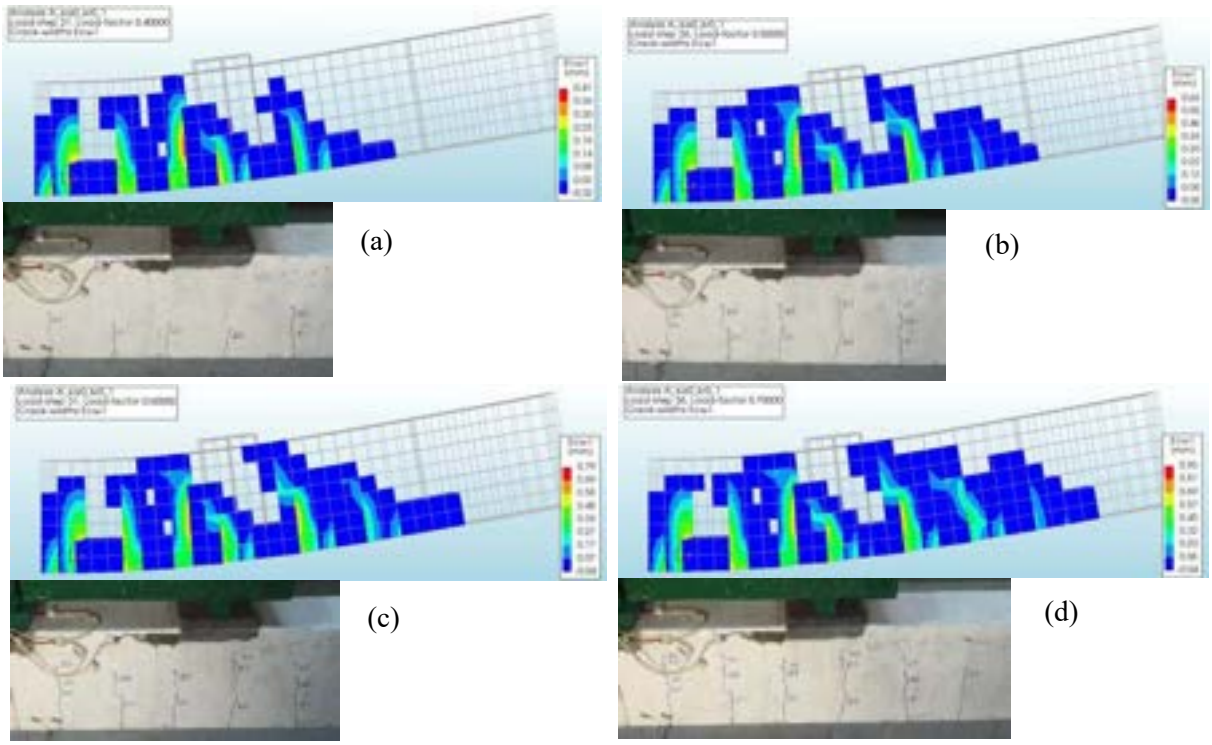


Figura 13. Campos de fissuras do DIANA, com a indicação das aberturas E_{cw1}, comparados aos traçados nos ensaios para as forças totais aplicadas de (a) 20, (b) 25, (c) 30 e (d) 35 kN.

6.3. Modos de Rotura

Todas as vigas ensaiadas apresentaram excessivas aberturas de fissuras de flexão e aumento contínuo das flechas antes de atingirem o colapso total pela rotura das barras das armaduras longitudinais inferiores tracionadas. Sendo assim, apresentaram ruínas por flexão, com o aviso prévio dado pelas fissuras e flechas, correspondendo ao estado-limite de projeto para as quais foram dimensionadas. Esse modo de rotura também foi identificado na viga analisada no programa. Além das fissuras de flexão, verificou-se o escoamento das armaduras longitudinais inferiores. Esse pôde ser identificado pelas deformações longitudinais superiores a 0,02 , valor estipulado para a deformação correspondente à resistência ao escoamento do aço (ε_{sy}). A Fig. 14 ilustra as deformações longitudinais das armaduras para o passo de carga no qual foi atingida a força máxima, 42 kN. Já a Fig. 15 indica o aspeto final da viga deformada no último passo de carga convergido, com excessivas flechas e iminente colapso da região a meio vão, muito similar ao verificado pouco antes do colapso total das vigas ensaiadas.

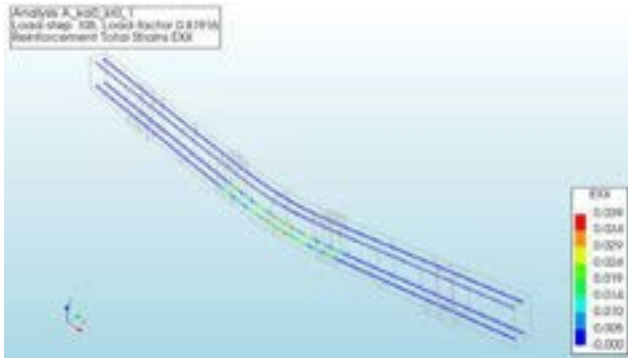


Figura 14. Deformações EXX das armaduras longitudinais para a máxima força total aplicada, igual a 42 kN.

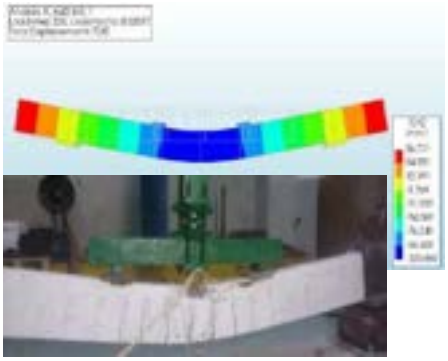


Figura 15. Configurações deformadas das vigas para as máximas flechas atingidas (numérico *vs* experimental).

Pelas tensões e deformações dos estribos, certificou-se que esses ainda permaneciam em regime linear elástico tanto no passo de carga representativo da máxima força aplicada de 42 kN quanto no último

passo de carga convergido, uma vez que essas armaduras não apresentaram escoamento (tensões superiores a 548,058 MPa e deformações superiores a 0,02), vide exemplo da Fig. 16. Assim, descartou-se a hipótese de colapso por cisalhamento da peça, devido à rotura da armadura transversal. Ainda para a força última, não se verificou esmagamento do concreto, uma vez que as tensões de compressão ainda eram inferiores a 26,238 MPa. Esse fenômeno passou a ocorrer apenas em alguns elementos localizados na região central superior da viga, submetida a altos esforços de compressão, em estágios mais avançados da análise, com flechas já superiores a 100 mm (Fig. 17). Esse fenômeno também foi verificado nos ensaios, mas da mesma forma que no modelo numérico, a viga não atingiu colapso por conta desse esmagamento, continuando a desempenhar sua capacidade de carga. Após a comparação dos resultados numéricos aos experimentais em termos de relações entre forças aplicadas *vs* flechas, campos de fissuração e modo de rotura, certificou-se a consistência do modelo que foi concebido no DIANA para a simulação do comportamento estrutural de vigas de concreto armado.

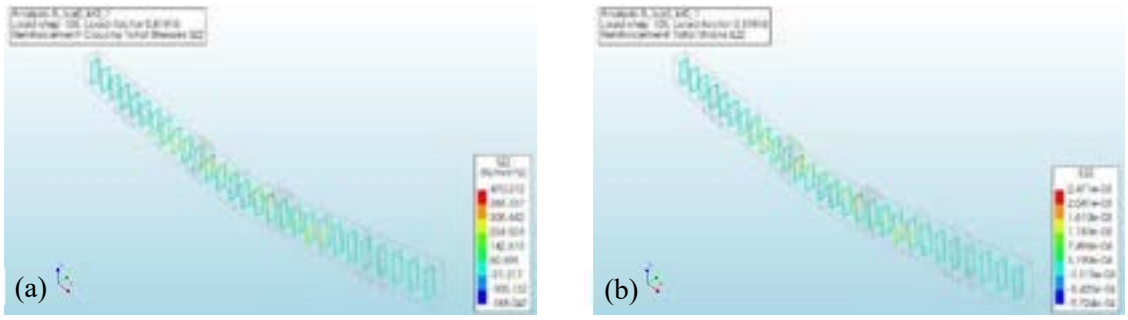


Figura 16. (a) Tensões e (b) deformações das armaduras transversais para a máxima força total.

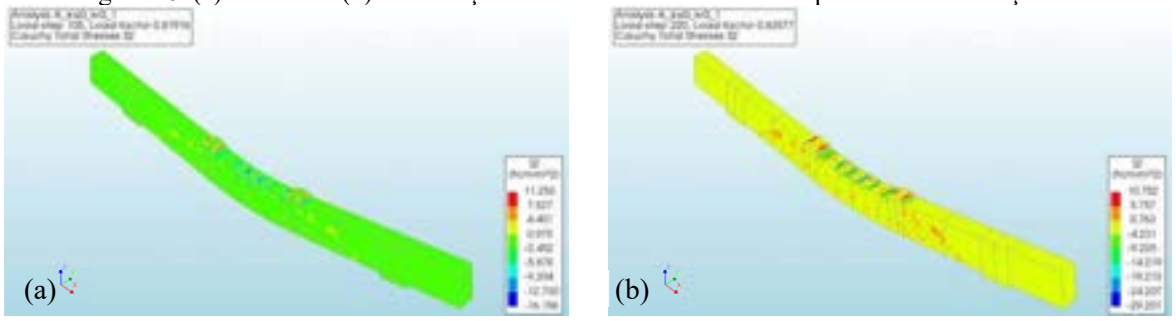


Figura 17. (a) Tensões principais do concreto para a máxima força total e (b) para o último passo de carga convergido.

7. CONCLUSÕES

Este trabalho se dedicou à concepção de um modelo numérico em 3D capaz de representar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas submetidas à flexão de quatro pontos. Após comparar os valores de forças máximas resistidas pelas vigas e de flechas, além das características dos campos de fissuração e os modos de rotura verificados experimentalmente aos resultados obtidos por intermédio do DIANA, verificou-se que a viga modelada no programa de computador apresentava respostas similares às ensaiadas. Assim, concluiu-se que as análises fundamentadas no método dos elementos finitos conduzem a uma abordagem coerente do problema proposto para investigação. Ainda se constatou que os modelos constitutivos indicados pela norma europeia para a caracterização do concreto se mostram simplificados para análises numéricas mais complexas. Nesse caso, os modelos com base na Mecânica da Fratura conduzem a resultados mais coerentes. Já os modelos constitutivos normatizados para a caracterização do aço das armaduras apresentam resultados satisfatórios. O mesmo se aplica às propriedades mecânicas adotadas com base em [13, 14], que se mostraram bastante representativas do comportamento dos materiais. O modelo de fissuração distribuída foi capaz de representar satisfatoriamente os danos no concreto, haja vista que até mesmo os valores das aberturas de fissuras foram coerentes aos aferidos durante os ensaios. Sendo assim, o modelo numérico concebido se mostra apto a ser eventualmente aplicado em trabalhos futuros que prevejam, por exemplo, estudos paramétricos relacionados a esses elementos. Nessas análises paramétricas podem ser consideradas como variáveis os níveis e as configurações dos carregamentos, o

comprimento e o número de vãos das vigas, as configurações de armaduras, além das dimensões e tipos de seções transversais. Dessa forma, torna-se possível avaliar o comportamento à flexão de um número maior de vigas, com caraterísticas diferentes daquelas ensaiadas. Ressalta-se que o modelo numérico apresentado neste artigo também foi construído para servir como base para um modelo de viga de concreto armado exposto ao fogo. Portanto, a partir dos resultados das análises a altas temperaturas, também será possível avaliar, tal como feito à temperatura ambiente, a representatividade dos modelos constitutivos e das propriedades dos materiais que são indicados pelas normas para a situação de incêndio.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) – processo 2015/21602-4, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) – BEX 8942/14-5, ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico (CNPq) – 302786/2015-5 e à Fundação Portuguesa para a Ciência e a Tecnologia (FCT).

REFERÊNCIAS

[1] DIANA FEA (2016). User's manual: release 10.1. Delft: DIANA FEA BV. 13 v.

[2] Sampaio, C. D. C. (2004). Comparação entre a modelagem numérica e experimental da deformação por fluência em vigas de concreto armado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado. 146 p.

[3] Souza, R. A. (2004). Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese de Doutorado. 379 p.

[4] Menin, R. C. G.; Trautwein, L. M.; Bittencourt, T. N. (2009). Modelos de fissuração distribuída em vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 2, N. 2, pp. 166-200.

[5] Pacheco, T. M.; Lima, J. M. F.; Lima, P. R. L. (2013). Influência do modelo de fissuração na modelagem em elementos finitos de vigas de concreto armado. Ciência & Engenharia, Vol. 22, N. 2, pp. 57-63.

[6] Ferreira, D. C. S. (2008). Identificação e modelação do comportamento de estruturas de betão nas primeiras idades. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado. 180 p.

[7] Rafi, M. M.; Nadjai, A.; Ali, F. (2007). Analytical modeling of concrete beams reinforced with carbon FRP bars. Journal of Composite Materials, Vol. 41, N. 22, pp. 2675-2690.

[8] Mauludin, L. M. (2009). Numerical modeling of reinforced concrete beams repaired with polymer modified mortar. University of Padova, Master's Thesis. 94 p.

[9] Moltubakk, Ø. T. (2014). Nonlinear analysis of fibre reinforced concrete beams: influence of fibre orientation and density. Faculty of Engineering Science and Technology of the Norwegian University of Science and Technology, Master's Thesis. 121 p.

[10] Qapo, M.; Dirar, S.; Jemaa, Y. **(**2016). Finite element parametric study of reinforced concrete beams shear-strengthened with embedded FRP bars. Composite Structures, Vol. 149, pp. 93-105.

[11] Albuquerque, G. B. M. L. (2018). Análise numérico-experimental de vigas de concreto armado com restrições axial e rotacional em situação de incêndio. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e Universidade de Coimbra, Tese de Doutorado. 413 p.

[12] Rots, J. G. (1988). Computational modeling of concrete fracture. Delft University of Technology, PhD Thesis. 132 p.

[13] EN 1992-1-1. 2004, Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels: CEN. 225 p.

[14] CEB-FIP MC 2010. 2011, fib Model Code for concrete structures 2010. 653 p.

[15] EN 1993-1-1. 2005. Eurocode 3: design of steel structures – Part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels: CEN. 91 p.

[16] EN 1992-1-2. 2004, Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1.2: general rules - structural fire design. Brussels: CEN. 97 p.

Extensão do GSVATM para vigas de betão armado sujeitas à torção combinada com esforço axial





Cátia Taborda[1] **Jorge Andrade**[2] **Luís Bernardo**[3]

RESUMO

Em estudos anteriores, foi proposto um novo modelo que permite calcular o comportamento global de vigas de betão armado à torção, incluindo a fase pré e pós-fissuração. Este modelo é denominado GSVATM (*Generalized Softened Variable Angle Truss Model*). Neste artigo, o GSVATM é modificado no sentido de incorporar a situação de vigas de betão armado à torção combinada com esforço axial externo centrado de compressão ou tração (uniforme) que pode surgir em vários casos práticos e deve ser considerado em projeto. É apresentada a reformulação teórica do GSVATM para incorporar esta interação de esforços, bem como o procedimento de cálculo e o algoritmo do GSVATM modificado, o qual exige a sua implementação computacional devido ao seu carácter não linear e iterativo. As previsões teóricas do GSVATM modificado para diferentes níveis de tensão axial de compressão e de tração, calculadas através de um aplicativo que incorpora o algoritmo de cálculo, são comparadas com alguns resultados numéricos resultantes de uma análise não linear com elementos finitos (*Finite Element Analysis* - FEM). A partir dos resultados obtidos, pôde observar-se uma boa concordância, em termos de resistência e de rigidez, entre as previsões teóricas e os resultados numéricos.

Palavras-chave: Betão armado, viga, torção, esforço axial, GSVATM, FEM

1. INTRODUÇÃO

Os modelos baseados na analogia da treliça espacial (*Space Truss Analogy* - STA) têm sido utilizados na análise e compreensão do comportamento de vigas de betão armado sujeitas à torção. Atualmente está na base de diversos códigos de dimensionamento, tais como os Códigos Europeus e o código do ACI (*American Concrete Institute*).

Ao longo das últimas quatro décadas houve um maior desenvolvimento do STA. Em 1985, Hsu e Mo [1,2] apresentaram o *Variable Angle Truss Model* (VATM). Neste modelo, foi considerada a influência da fissuração diagonal devido às tensões de tração através da incorporação do efeito de amolecimento do betão (*softening effect*) na relação tensão (σ) – extensão (ε) para o betão à compressão. Como o

[1]Universidade da Beira Interior, DECA, C-MADE, Covilhã, Portugal csbt@ubi.pt
[2]Universidade da Beira Interior, DECA, Covilhã, Portugal jandrade@ubi.pt
[3]Universidade da Beira Interior, DECA, C-MADE, Covilhã, Portugal lfb@ubi.pt

VATM não tem em conta a resistência à tração do betão, os resultados obtidos apenas são válidos para níveis elevados de carga, no entanto o modelo permite obter valores para a resistência torsional última muito próximos dos experimentais [1-3]. O VATM foi objeto de refinamento em trabalhos posteriores [4-6]. Contudo, o modelo continuava ser válido somente para prever o comportamento último de vigas à torção.

Dada a necessidade de o modelo conseguir prever também adequadamente o comportamento para baixos níveis de carga, para poder ser utilizado no âmbito das verificações para os estados limites de serviço referidos nos códigos de dimensionamento, diversos autores incorporaram nos seus modelos a influência do betão à tração. Em 2009 Jeng e Hsu [7] apresentaram o *Softened Membrane Model for Torsion* (SMMT) com base num desenvolvimento de um anterior modelo, o *Softened Membrane Model* (SMM) [8]. Bernardo *et al.*, em 2012, apresentaram o *Modified Variable Angle Truss Model* (MVATM) [9] e em 2015 o *Generalized Softened Variable Angle Truss-Model* (GSVATM) [10], ambos modelos resultantes da evolução do VATM. Enquanto o MVATM recorre a diferentes teorias para prever cada uma das fases comportamentais, o SMMT e GSVATM utilizam uma única teoria para prever o comportamento global da viga à torção, o que pode ser considerado teoricamente mais consistente. Tanto o SMMT como o GSVATM fornecem boas previsões para o comportamento de vigas de betão armado à torção, nomeadamente a curva momento torsor (M_T) – rotação (θ). Tal curva é inteiramente prevista, verificando-se boas previsões quando comparadas com resultados experimentais, quer para o momento de fissuração, quer para a resistência última, bem como para as respetivas deformações.

Na prática, a torção primária pode surgir combinada com outros esforços internos, de entre os quais o esforço axial. Desta forma é necessário incorporar nos modelos teóricos a possibilidade da interação de esforços. Neste estudo, estende-se o GSVATM à situação de interação da torção com o esforço axial proveniente de um estado axial externo (N_{ext}), tanto de compressão como de tração. Apesar desta situação prática não ser muito corrente, ela permite realizar uma análise preliminar para calibrar o GSVATM e verificar a influência de um esforço axial baixo a moderado no comportamento de vigas de betão armado sujeitas a esforços de torção.

Foram realizadas as reformulações necessárias ao GSVATM e compararam-se os resultados teóricos com as previsões obtidas por modelos numéricos em elementos finitos (FEM) para vigas idênticas às estudadas numericamente por Ferreira em 2016 [11]. O recurso a modelos em elementos finitos deve-se, por um lado a não se terem encontrados ensaios experimentais de vigas de betão armado sujeitas à interação de esforços em estudo na bibliografia, e por outro à fiabilidade que atualmente estes modelos numéricos (FEM) permitem com a introdução do cálculo não linear incremental e iterativo.

No presente estudo foi considerada como referência a viga A2 ensaiada por Bernardo em 2003 [12], a qual foi também tida como referência por Ferreira [11] nas suas análises não lineares com elementos finitos (torção pura). Esta viga foi agora modelada à torção combinada com um estado axial externo com diferentes níveis de compressão e de tração, o que constituiu a base para a análise comparativa realizada neste estudo. A análise comparativa teve por base as curvas M_T – θ, onde se destacaram os pontos de fissuração e de resistência última.

2. O GSVATM PARA O CÁLCULO À INTERAÇÃO $M_T + N_{ext}$

Neste estudo considerou-se a interação de esforços momento torsor (M_T) + esforço axial (N_{ext}), tanto de tração como de compressão. Assumiu-se como convenção que o esforço axial externo de tração é positivo e negativo o esforço axial de compressão.

Foi considerado como base o GSVATM apresentado por Bernardo *et al.* em 2015 [10] para vigas de betão armado. Nesta secção, goram introduzidas as modificações necessárias ao GSVATM de forma a dotá-lo da capacidade de calcular vigas de betão armado sujeitas a $M_T + N_{ext}$. Note-se que as alterações introduzidas no modelo não inibirão o modelo de calcular situações em que as vigas estejam solicitadas à torção pura.

2.1 Reformulação do GSVATM

Para o caso em estudo, assume-se que a existência de um esforço axial constante impõe um estado adicional de tensão e de extensão na viga. Para o cálculo da curva $M_T - \theta$ é contabilizada a influência da força axial resultante na extensão da armadura ordinária longitudinal, sendo somada à extensão de tração resultante da aplicação de M_T. A tensão axial é igualmente contabilizada nas equações de equilíbrio longitudinal através da introdução da força de tração axial (N_{ext}).

Considerando que a força de corte (V) corresponde à resultante do fluxo de corte em cada parede de uma viga de betão armado com secção vazada (Fig. 2), a força nas armaduras longitudinais pode ser obtida através da Eq. (1). Esta equação deve ser multiplicada por (-1) se $\gamma = \alpha + \beta > 90°$ (Fig. 1). Os parâmetros p_0 e A_0 representam o perímetro da linha média do fluxo de corte e a área limitada por essa mesma linha, respetivamente, , α é o ângulo de inclinação das fissuras em relação ao eixo longitudinal, β é o ângulo da resultante das forças R com a força de compressão C e γ o ângulo que R faz com o eixo longitudinal, ver Figs. 1 e 2. As forças T e C são as resultantes dos campos de tensões de tração e de compressão no betão, σ_1^c e σ_2^c respetivamente, d_v é a distância entre os centros da armadura longitudinal superior e inferior. A_{sl} e A_{st} são as áreas de armadura longitudinal e transversal, s é o espaçamento da armadura transversal e f_{sl} e f_{st} são as tensões na armadura longitudinal e transversal, respetivamente.

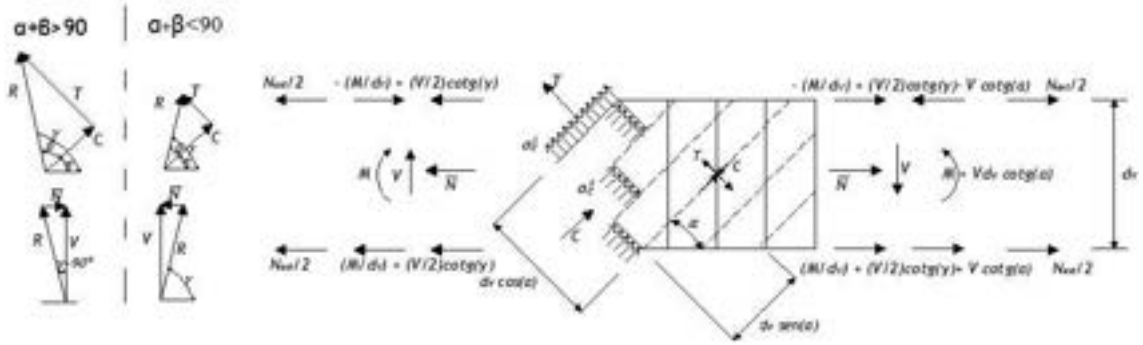


Figura 1. Equilíbrio interno numa parede de uma viga de betão armado de secção vazada

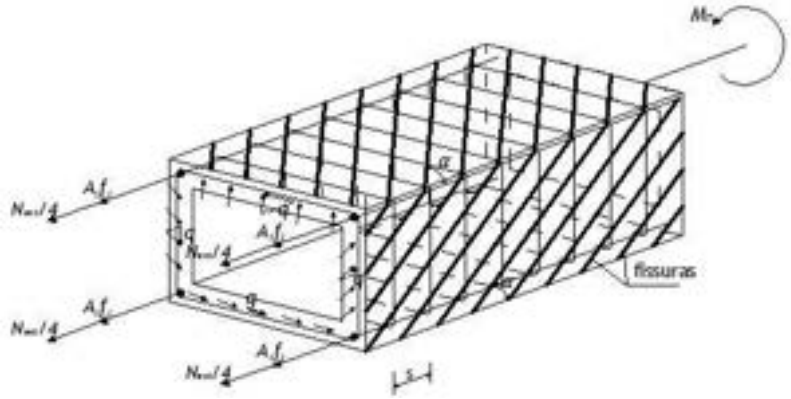


Figura 2. Equilíbrio de uma viga de secção vazada sujeita à interação de torção com esforço axial

$$A_{sl} f_{sl} = \frac{M_T p_0}{2A_0} \cot\gamma + N_{ext}, \tag{1}$$

Para o cálculo da curva $M_T - \theta$ é necessário satisfazer três equações de equilíbrio e três equações de compatibilidade. No que respeita às equações de equilíbrio tem-se a Eq. (2) para o cálculo do M_T, a Eq. (3) para a espessura efetiva da escora de betão t_c (se $\gamma = \alpha + \beta > 90°$ a Eq. (3) deve ser multiplicada por (-1)) e a Eq.(4) para o cálculo do ângulo α.

$$M_T = \frac{2A_0 R \sin\gamma}{d_v} \tag{2}$$

$$t_c = \frac{A_{sl} f_{sl} - N_{ext}}{\sigma_2^c p_0} \frac{\cos\beta}{\cos\alpha \cos\gamma} \tag{3}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left[\frac{\sqrt{F^2(\tan\beta)^2 + F(\tan\beta)^4 + F + (\tan\beta)^2}}{F(\tan\beta)^2 + 1}\right], \quad \text{where} \quad F = \frac{A_{st} f_{st} p_0}{(A_{sl} f_{sl} - N_{ext})s} \tag{4}$$

As equações de compatibilidade a serem satisfeitas envolvem o cálculo das extensões das armaduras longitudinal, ε_{sl}, e transversal, ε_{st}, e do ângulo de torção θ. Para tal considerou-se que a extensão inicial na armadura longitudinal correspondente ao alongamento produzido pela força axial externa era a resultante da Eq. (5), onde E_c e E_s são os módulos de Young do betão e da armadura ordinária, respetivamente, A_c é a área limitada pelo perímetro exterior da secção e A_h a área vazada da secção (sendo igual a 0 se a secção for cheia).

$$\varepsilon_{l,i} = \frac{N_{ext}}{E_c(A_c - A_h) + A_{sl}(E_s - E_c)} \tag{5}$$

Na formulação original do GSVATM [10] para vigas de betão armado sob torção pura, a extensão na armadura longitudinal, ε_{sl,M_T}, é prevista através da Eq. (6).

$$\varepsilon_{sl,M_T} = \left(\frac{A_0^2 \sigma_2^c \sin\gamma}{p_0 M_T \cos\beta \cot\alpha \sin\alpha} - \frac{1}{2}\right)\varepsilon_{2s}^c \tag{6}$$

Como já referido atrás, a extensão efetiva na armadura longitudinal, ε_{sl}, deve ser a soma de duas extensões, uma devido ao momento torsor e outra devido ao esforço axial externo, apresentadas atrás (equação (5) e (6)) tal como apresentado na Eq. (7).

$$\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{sl,M_T} + \varepsilon_{l,i} \tag{7}$$

Para o cálculo da extensão na armadura transversal, ε_{st}, e do ângulo de torção, podem usar-se as equações do GSVATM original, Eq. (8) e (9), respetivamente.

$$\varepsilon_{st} = \left(\frac{A_0^2 \sigma_2^c \sin\gamma}{p_0 M_T \cos\beta \tan\alpha \sin\alpha} - \frac{1}{2}\right)\varepsilon_{2s}^c \tag{8}$$

$$\theta = \frac{\varepsilon_{2s}^c}{2t_c \sin\alpha \cos\alpha} \tag{9}$$

A extensão de tração no tirante de betão ε_1^c pode-se calcular considerando a equação de compatibilidade traduzida através da Eq.(10). Esta equação é idêntica à do GSVATM original, no entanto, neste estudo, a contribuição do esforço axial encontra-se incorporada através da parcela referente a ε_{sl}.

$$\varepsilon_{1s}^c = 2\varepsilon_{sl} + 2\varepsilon_{st} + \varepsilon_{2s}^c \tag{10}$$

Refira-se ainda que, no caso de vigas sujeitas à torção combinada com um estado de tensão de compressão uniforme, é considerada a existência de um estado de pré-descompressão similar ao de vigas com pré-esforço longitudinal não aderente. Neste estado inicial a curva $M_T - \theta$ é perfeitamente linear e, por isso, o seu cálculo é pouco relevante. Desta forma o GSVATM só irá iniciar o procedimento de cálculo após o término desta fase. Este procedimento é idêntico ao utilizado por Hsu and Mo em 1985 quando estenderam o VATM para vigas pré-esforçadas à torção [2]. Este procedimento permite que o procedimento de cálculo seja simplificado, evitando problemas de convergência do algoritmo na fase inicial resultantes de valores ainda muito pequenos para diversos parâmetros (deformações e tensões, entre outros).

2.2 Procedimento de cálculo

O procedimento de cálculo utilizado pelo GSVATM modificado para o cálculo da curva teórica $M_T - \theta$ é muito semelhante ao do GSVATM original [10]. Dado o número de variáveis ser superior ao número de equações, é necessário estimar inicialmente os seus valores. Com a introdução dos valores iniciais o processo iterativo inicia e, através de uma metodologia de tentativa-erro, tende a convergir para o resultado. Após a obtenção desse primeiro ponto da curva $M_T - \theta$ com as coordenadas (θ; M_T), o valor da extensão da escora de betão ε_2^c é incrementado e é iniciado um novo ciclo iterativo até o próximo ponto ser encontrado. Este procedimento irá terminar quando, teoricamente, ocorrer a rotura da viga de betão armado. A rotura teórica da viga dá-se quando a extensão na fibra extrema da escora de betão, ε_{2s}^c, atinge o valor último convencional, ε_{cu}, ou quando a extensão nas armaduras ordinárias longitudinais, ε_{sl}, e/ou transversais, ε_{st}, atinge o valor último convencional, ε_{su}. Neste estudo foram considerados os valores convencionais dos materiais definidos pelos procedimentos do Eurocódigo 2 [13].

Para a implementação computacional do GSVATM para $M_T + N_{ext}$ foi utilizada a linguagem Delphi. Os resultados obtidos pelo programa computacional para a curva teórica $M_T - \theta$ são apresentados na secção 4.1.

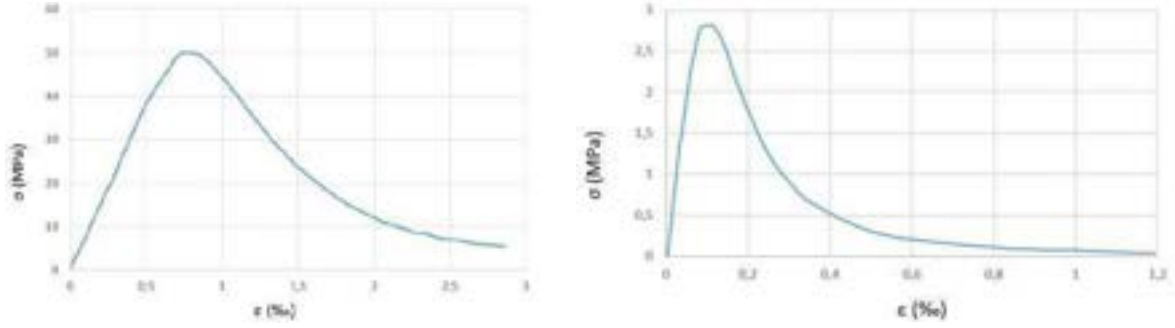
3. MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS (FEM)

Ferreira em 2016 [11] modelou e calibrou numericamente em elementos finitos a viga de referência A2, ensaiada experimentalmente por Bernardo em 2003 [12]. Para realizar esse estudo Ferreira utilizou o programa de elementos finitos ABAQUS que permite realizar uma análise não-linear em FEM [14].

3.1 Modelo numérico da viga de referência A2

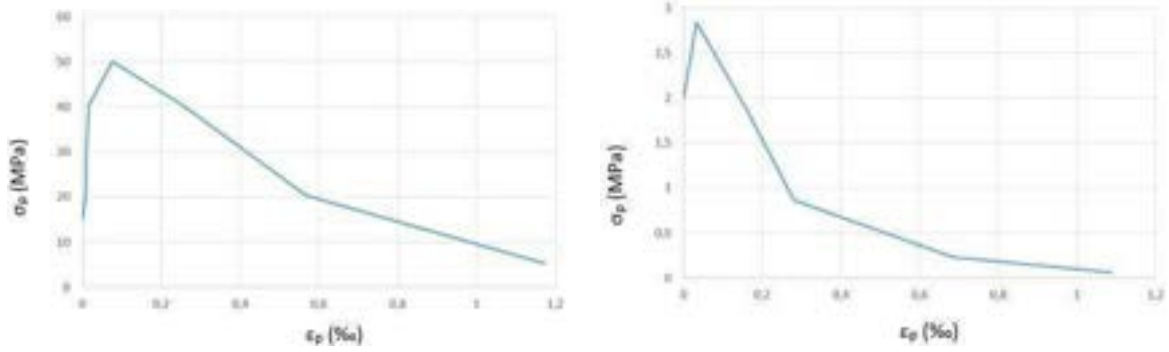
Para a simulação do comportamento da viga de referência A2, Ferreira [11] teve em consideração o comportamento do betão, das armaduras ordinárias, longitudinais e transversais, o carregamento a ser aplicado e as condições de apoio da viga.

Para modelar a geometria da viga Ferreira utilizou o elemento finito (FE) sólido hexaédrico, contínuo e de geometria linear C3D8R [14]. O comportamento não linear do betão foi tido em conta através do modelo de dano plástico *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Este modelo caracteriza o betão tanto à compressão como à tração. O CDP baseia-se essencialmente na modelação do dano isotrópico em combinação com a tração isotrópica e a compressão plástica para caracterizar o comportamento inelástico do betão. No CDP o dano no betão é quantificado através da dissipação da energia de fratura necessária para a criação de microfissuras, sendo o seu cálculo baseado na área da curva tensão (σ) – extensão (ε) do betão à tração. Desta forma, foi adotado um betão com características idênticas às utilizadas por Bernardo em 2003 [12] e caracterizado por Jankowiak e Lodygowski em 2005 [15]. Jankowiak e Lodygowski identificaram e caracterizaram os parâmetros necessários para a definição do modelo CDP para betões com classe de resistência igual a 50 MPa, nomeadamente as relações constitutivas $\sigma - \varepsilon$ e tensão plástica σ_p – extensão plástica ε_p, tanto para o betão à compressão como à tração, Figs. 3 e 4, respetivamente.



a) b)

Figura 3. Curva $\sigma - \varepsilon$ do betão a) à compressão; b) à tração [20]



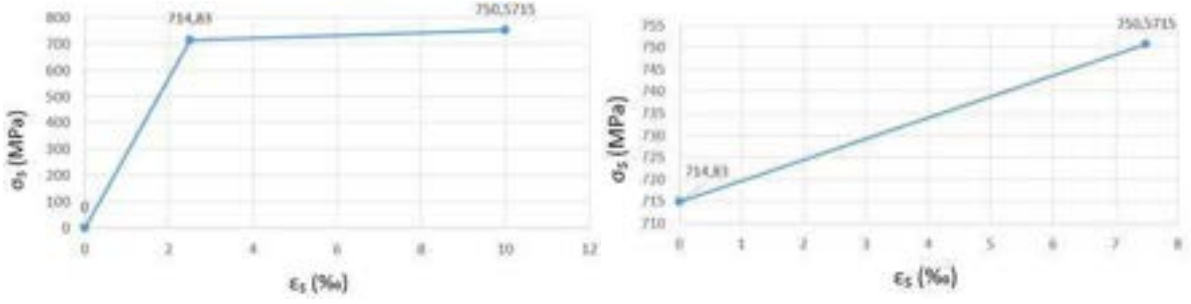
a) b)

Figura 4. Curva $\sigma_p - \varepsilon_p$ do betão a) à compressão; b) à tração [20]

No CDP o comportamento do betão à tração é caracterizado através da tensão máxima à tração f_{ctm} e pela energia de fratura G_f [16]. Para os restantes parâmetros necessários para a implementação do CDP, nomeadamente o ângulo de dilatância $\Psi(\theta; f_i)$, a excentricidade $\varepsilon(\theta; f_i)$, o rácio entre a tensão inicial de compressão equibiaxial e a tensão inicial de compressão uniaxial σ_{b0}/σ_{c0}, o rácio entre o segundo invariante de tensões no meridiano das trações e o meridiano das compressões K_c e o parâmetro de regularização visco plástica μ [16], Ferreira [11] considerou os valores: 38º, 1, 1.16, 0.666 e 1^{-5} respetivamente. Estes valores são comumente utilizados por outros autores [17].

Os critérios de rotura assumidos no CDP são impostos através de dois mecanismos, a fissuração do betão à tração e o esmagamento do betão à compressão. A propagação das fissuras é modelada tendo por base um mecanismo de dano contínuo, *Stiffness Degradation* [11].

Para modelar as armaduras longitudinais e transversais Ferreira utilizou o FE do tipo barra T3D2 [14] compatível com o FE tridimensional C3D8R utilizado para o betão. Para descrever o comportamento elástico-plástico das armaduras à tração, Ferreira considerou a relação constitutiva $\sigma - \varepsilon$ bilinear apresentada no Eurocódigo 2 [13] tomando por base as extensões de limite elástico e último de 0.0025 e 0.010 respetivamente, o coeficiente de Poison, ν, de 0.3 e o rácio K entre a resistência à tração e a tensão de cedência, f_{ym}, igual a 1.05. Para f_{ym} foi considerado o valor obtido experimentalmente por Bernardo em 2003 [12]. Desta forma foi considerado, para as armaduras ordinárias, um comportamento elástico linear até ao limite elástico e um comportamento plástico após esse ponto até à rotura. Para definir o comportamento plástico foi considerado o modelo *Classic Metal Plasticity*, CMP, existente no Abaqus [16]. Neste modelo é unicamente requerida a relação $\sigma - \varepsilon$ para a zona plástica, $\sigma_p - \varepsilon_p$. Na Fig. 5 apresentam-se, a título de exemplo, as curvas $\sigma - \varepsilon$ o caso para os varões ϕ10.

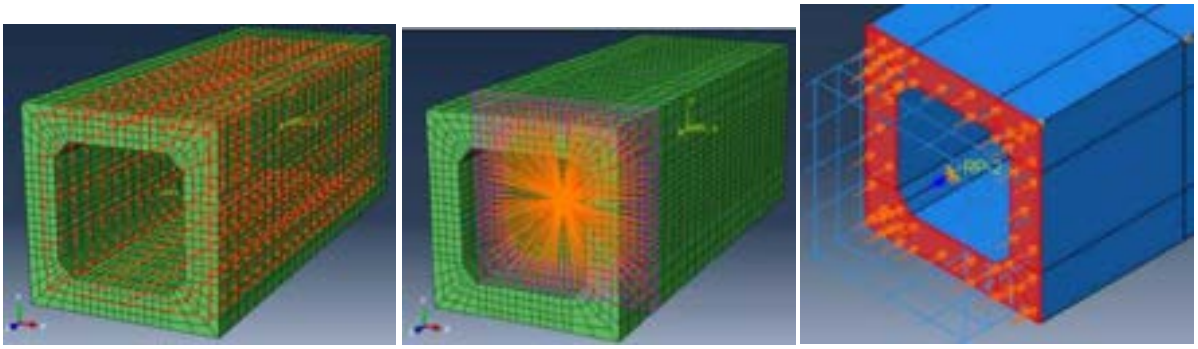


a) b)

Figura 5. Curva a) σ−ε; b) $\sigma_p - \varepsilon_p$ para as armaduras ϕ10 [15]

Para evitar concentrações de tensões, nomeadamente nas extremidades do apoio (encastramento à torção) e de aplicação da carga, Ferreira optou por incluir nas extremidades da viga um comprimento adicional com 25 cm. Estas zonas são caracterizadas como sendo em betão semelhante ao da viga, mas com um comportamento elástico e linear sem limite de resistência. Para simplificar a modelação da viga de betão armado, o posicionamento das armaduras foi ligeiramente alterado, de forma a evitar pequenas assimetrias resultantes da colocação das armaduras [11]. A interação entre a armadura ordinária e o betão foi simulada através da técnica *Embedded Regions* incorporada no Abaqus [11, 14 e 16]. Para simular tanto o apoio como a aplicação da carga, Ferreira introduziu restrições de acoplamento no modelo em relação a dois pontos de referência, RP1 e RP2 respetivamente. No RP1 foram bloqueadas as translações em relação aos eixos transversais e a rotação longitudinal. As translações longitudinais não foram impedidas de forma a permitir o empenamento da secção, no entanto, por questões de convergência foi bloqueada a translação longitudinal num único ponto. No RP2 foi imposta uma rotação limite de 0.069604 rad, valor idêntico à rotação máxima medida experimentalmente por Bernardo para a viga de referência A2 [11 e 12]. Na Fig. 6 apresenta-se o embebimento da armadura ordinária na viga de betão, a), e a localização do RP1, b). Fazendo uso da viga modelada e calibrada por Ferreira, esta viga foi novamente modelada no presente estudo e sujeita a um estado axial de tensão uniforme com

diversos níveis de compressão e de tração como se pode observar na Fig. 6 c). Uma descrição mais detalhada do modelo utilizado pode ser encontrada na literatura [11].



a) b) c)

Figura 6. a) Embebimento da armadura ordinária na viga de betão; b) Localização do RP1; c) Aplicação da tensão axial uniforme [11]

4. RESULTADOS E ANÁLISE COMPARATIVA

Nesta secção apresenta-se uma análise comparativa do comportamento global à torção da viga estudada em situação de interação de esforços e simulada quer pelo GSVATM, secção 2, quer numericamente, secção 3. Neste estudo, como já foi referido, considerou-se uma viga de referência, a viga A2 de Bernardo [12] com diferentes níveis de estados de tensão axial uniforme.

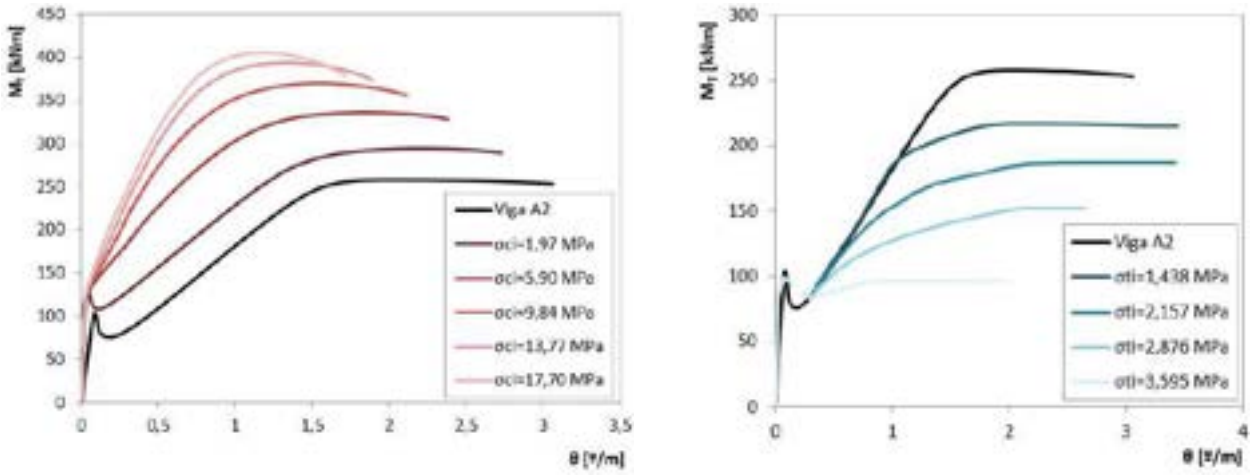
De forma a estabelecer um limite superior para o estado de tensão axial externo de compressão, σ_{ci}, foi utilizado o limite proposto pelo Eurocódigo 2 de acordo com a Cláusula 7.2(3) [13]. De acordo com o disposto no Eurocódigo 2 considera-se um comportamento aproximadamente linear do betão à compressão desde que a tensão de compressão não exceda $0.45f_{ck}$. Para a situação de tensão axial externa de tração, σ_{ti}, limitou-se a tensão ao valor correspondente à resistência média do betão à tração, f_{ctm}. Uma das razões que levou a estabelecer estes limites foi para garantir que o comportamento da viga seja principalmente condicionado pela torção. Assim, foram adotados cinco níveis para a tensão de compressão e quatro níveis para a tensão de tração, tal como apresentado na Quadro 1. O Quadro 1 apresenta também a correspondente força resultante axial N_{ext} (resultante) considerada como referência para a viga A2.

Quadro 1. Níveis de tensão axial externa aplicada na viga A2

Compressão			*Tração*		
Nível	σ_{ci} [MPa]	N_{ext} [kN]	Nível	σ_{ti} [MPa]	N_{ext} [kN]
$0.05f_{ck}$	1.97	427.1	$0.4f_{ctm}$	1.44	311.8
$0.15f_{ck}$	5.90	1279.1	$0.6f_{ctm}$	2.16	467.6
$0.25f_{ck}$	9.84	2133.3	$0.8f_{ctm}$	2.86	623.5
$0.35f_{ck}$	13.77	2958.3	$1.0f_{ctm}$	3.59	779.4
$0.45f_{ck}$	17.70	3837.4			

Analisando a evolução das curvas $M_T - \theta$, Fig. 7a), pode ser observado que o momento torsor resistente teórico bem como a rigidez torsional no estado fissurado aumenta com o aumento de σ_{ci}. Este facto já era esperado, uma vez que em estudos anteriores já tinha sido observado. Por exemplo, Bernardo *et al.* em 2015 [18] observou este facto em vigas de betão armado à torção e confinadas axialmente. Em outros estudos como os de Gomes e Rodrigues em 2011 [19, 20] para vigas à flexão e restringidas axialmente, conclusões idênticas foram observadas. Pode-se concluir, então, que a existência de um estado de tensão de compressão moderado é favorável para a resistência da viga e para a sua rigidez, uma vez que contraria o estado de tração imposto pelo momento torsor externo. Por outro lado, tanto a rotação correspondente à rotura da viga como a ductilidade da viga tendem a diminuir. A partir da Fig. 7 b), pode observar-se, ao contrário do que acontece para σ_{ci}, à medida que σ_{ti} aumenta existe um decréscimo

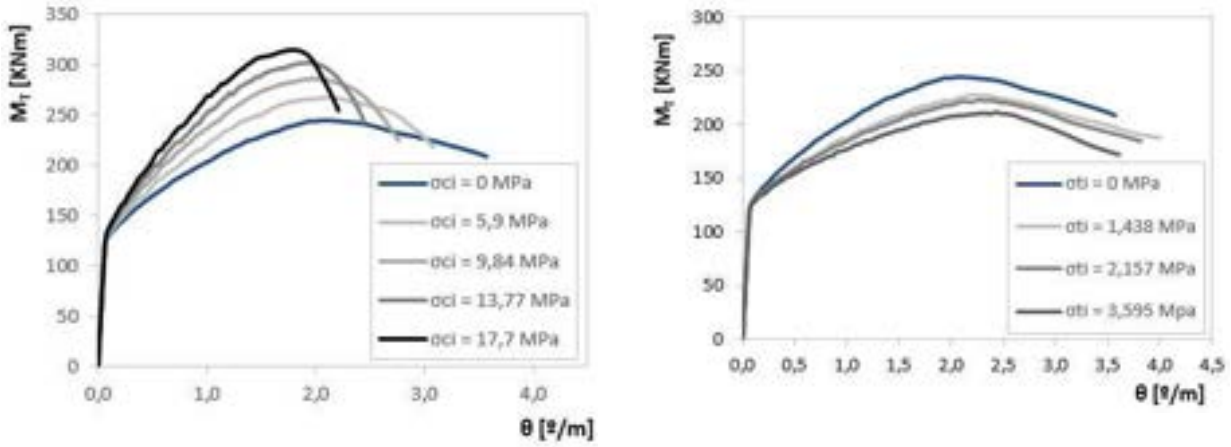
notável tanto da resistência e da rigidez à torção. Como se observaram problemas de convergência na passagem do estado não fissurado para o estado fissurado, não se podem tirar conclusões sólidas para o momento torsor de fissuração. Neste estudo foi verificado que os problemas de convergência do algoritmo de cálculo estão fortemente associados com a forma da lei constitutiva do betão à tração, devido à descontinuidade criada pelo pico de tensão de tração da curva [7]. Este facto já tinha sido observado por Bernardo *et al.* em 2015 [18].



a) b)

Figura 7. Curvas teóricas $M_T - \theta$ da viga A2 para diferentes níveis de tensão de a) compressão; b) tração

A Fig. 8 apresenta as curvas numéricas $M_T - \theta$ obtidas através de uma análise não linear com elementos finitos da viga A2 com diferentes níveis de tensão axial, quer de compressão σ_{ci} quer de tração σ_{ti}, (Figs. 8a) e b), respetivamente). Nestas curvas observam-se as tendências para o momento resistente, para a rigidez na fase fissurada e para a rotação associada ao momento torsor resistente já descritas atrás nas curvas $M_T - \theta$ teóricas obtidas pelo GSVATM modificado. No que respeita ao momento torsor de fissuração, conforme σ_{ci} aumenta, o momento torsor de fissuração aumenta ligeiramente, e consoante σ_{ti} aumenta este tende a diminuir de forma ligeira.

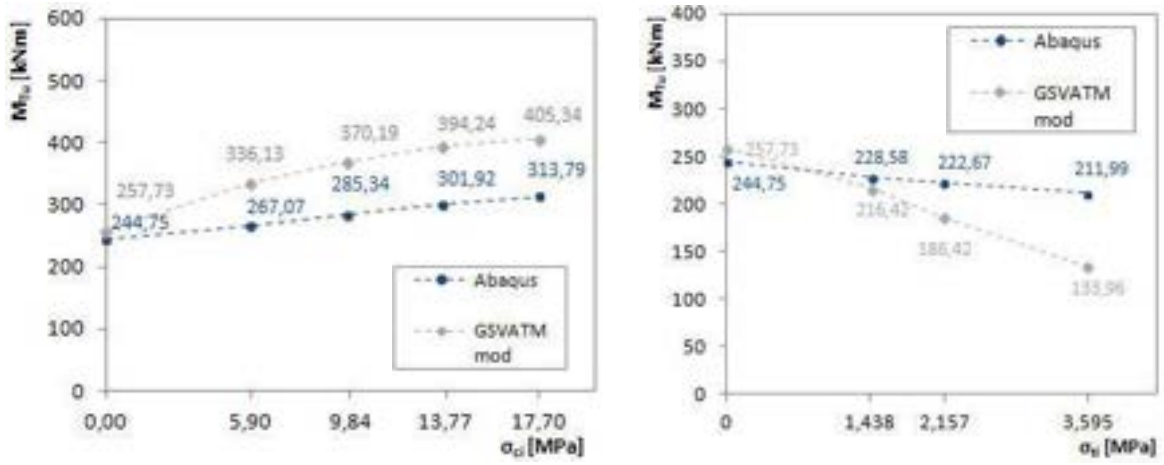


a) b)

Figura 8. Curvas numéricas $M_T - \theta$ da viga A2 para diferentes níveis de tensão de a) compressão; b) tração

As Figs. 9a) e b) apresentam a variação do momento torsor resistente teórico e numérico para cada nível de tensão axial externa de compressão e de tração, respetivamente. No Quadro 2 pode observar-se a variação percentual do momento torsor resistente para cada nível de tensão em relação à mesma viga sem estado axial externo. Fazendo-se uma breve análise comparativa, observa-se pequenas diferenças entre os valores apresentados para o momento torsor resistente. Estas diferenças observadas, entre as previsões teóricas do GSVATM modificado e numéricas do ABAQUS, poderão resultar do modelo base para simular a viga de referência ser substancialmente diferente. Enquanto o GSVATM modificado é

baseado num modelo de escoras e tirantes, por isso "não contínuo", o modelo numérico do ABAQUS é baseado num modelo "contínuo". Além disso, como referido anteriormente, o modelo do ABAQUS foi calibrado para uma viga de referência à torção pura, dada a ausência de resultados experimentais com carregamentos similares aos analisados neste estudo. Apesar disso, pode-se observar que as tendências gerais para a variação do momento torsor resistente concordam em ambos modelos.



a) b)

Figura 9. Variação do momento torsor resistente teórico e numérico para diferentes níveis de tensão de a) compressão; b) tração

Quadro 2. Variação percentual do momento torsor resistente teórico e numérico para o estado de tensão axial de compressão e tração

Compressão			*Tração*		
Intervalo	Incremento percentual		Intervalo	Incremento percentual	
	Numérico	Teórico	Numérico	Numérico	Teórico
0 - 5.90 MPa	9.12	30.42	0 - 1.438 MPa	-6.61	-16.03
0 - 9.84 MPa	16.58	43.64	0 - 2.157 MPa	-9.02	-27.67
0 - 13.77 MPa	23.36	52.97	0 - 3.595 MPa	-13.39	-48.02
0 - 17.70 MPa	28.21	57.27			

5. CONCLUSÕES

Com base na observação dos resultados expostos neste artigo, (Fig. 9 e Quadro 2), pode-se afirmar que as tendências gerais relacionadas com a forma das curvas $M_T - \theta$ obtidas quer teoricamente pelo GSVATM modificado, quer numericamente pelo ABAQUS, para os diferentes níveis de tensão axial, são congruentes. Desta forma, em termos gerais, pode-se validar a reformulação do GSVATM apresentada na Secção 2 para vigas de betão armado à torção sujeitas simultaneamente a um estado de tensão axial externo. O trabalho deve no entanto continuar com vista a corrigir as diferenças observadas para os momentos torsores existentes, bem como para considerar carregamentos mais genéricos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P., no âmbito do projeto UID/ECI/04082/2013.

REFERÊNCIAS

[1] Hsu, T.; Mo Y. (1985). Softening of Concrete in Torsional Members: Theory and Tests. Journal of the American Concrete Institute, 82(3): 290-303.

[2] Hsu T,; Mo Y. (1985). Softening of Concrete in Torsional Members: Prestressed Concrete. Journal of the American Concrete Institute, 82(5): 603-615.

[3] Bernardo L.; Andrade J.; Lopes S. (2012). Softened Truss Model for Reinforced NSC and HSC Beams under Torsion: a Comparative Study. Engineering Structures, 42: 278-296.

[4] Rahal K.; Collins M. (1996). Simple Model for Predicting Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Sections. Journal of the American Concrete Institute, 93(6): 658-666.

[5] Bhatti M.; Almughrabi A. (1996). Refined Model to Estimate Torsional Strength of Reinforced Concrete Beams. Journal of the American Concrete Institute, 93(5): 614-622.

[6] Wang W.; Hsu C. (1997). Limit Analysis of Reinforced Concrete Beams Subjected to Pure Torsion. Journal of Structural Engineering, 123(1): 86-94.

[7] Jeng C.; Hsu T. (2009). A Softened Membrane Model for Torsion in Reinforced Concrete Members. Engineering Structures, 31: 1944-1954.

[8] Hsu T.; Zhu R. (2002). Softened membrane model for reinforced concrete elements in shear. ACI Structural Journal, 99(4): 460-469.

[9] Bernardo L.; Andrade J.; Lopes S. (2012). Modified Variable Angle Truss-Model for Torsion in Reinforced Concrete Beams. Materials and Structures, 45(12): 1877-1902.

[10] Bernardo L.; Andrade J.; Nunes N. (2015). Generalized Softened Variable Angle Truss-Model for Reinforced Concrete Beams under Torsion. Materials and Structures, 48(7): 2169 – 2193.

[11] Ferreira, M. (2016). Análise não linear por Elementos finitos de Vigas de Betão Armado à Torção, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Dissertação de Mestrado

[12] Bernardo, L. (2003). Torção em Vigas em Caixão de Betão de Alta Resistência, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Tese de doutoramento.

[13] NP EN 1992-1-1 (2010) Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Buildings.

[14] ABAQUS 6.12 (2012) User Manual Vol 4, Dassault Systèmes, USA.

[15] Jankowiak, T.; Łodygowski, T. (2005). Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constutive Model, Foundations of Civil and Environmental Engineering, No. 6, p. 53-68.

[16] ABAQUS 6.12 (2012) User Manual Vol 3, Dassault Systèmes, USA.

[17] Kmiecik, P.; Kaminski, M. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with strength degradation taken into consideration, Archives of Civil and Mechanic Engineering, Elsevier, Vol. 11, No 3, Pages 623-636.

[18] Bernardo, L.; Taborda, C.; Andrade, J. (2015). Ultimate torsional behavior of axially restrained RC beams, Computers and Concrete, An International Journal, Vol. 16, No. 1, Pages 67-97.

[19] Gomes, D. (2011). Resistência à Flexão de Vigas de Betão Armado Restringidas Axialmente, Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

[20] Rodrigues, R. (2011). Deformação de vigas de betão armado restringidas axialmente, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.

Sessão 1C

Avaliação de resultados de ensaios cíclicos alternados sobre varões de aço para betão armado





António Manuel Baptista [1]

João Filipe [2]

RESUMO

A resistência a ações cíclicas dos varões de aço utilizados em estruturas de betão armado é uma das suas características importantes, sobretudo quando estes varões são utilizados em estruturas sujeitas a ações sísmicas. Esta característica é habitualmente avaliada através de ensaios cíclicos alternados.

Em Portugal, a colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão armado depende do controlo periódico do fabrico destes produtos, na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação realizadas pela CERTIF. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) assegura o apoio técnico à realização destas ações que, no caso dos varões de aço de ductilidade especial, envolvem a realização de ensaios cíclicos alternados para avaliar a sua resistência a ações cíclicas.

O presente artigo apresenta um estudo de cerca de um milhar de resultados de ensaios cíclicos alternados obtidos ao longo de vários anos, no âmbito do controlo periódico do fabrico de varões de aço de ductilidade especial.

Este estudo permite concluir que, se bem que os resultados obtidos sejam satisfatórios em termos globais, a resistência a ações cíclicas destes varões pode variar significativamente com diversos parâmetros, tais como a classe de resistência do aço, o diâmetro dos varões e a sua origem (fabricante). Constatou-se igualmente que esta característica pode variar ao longo do tempo, eventualmente devido a alterações nos processos de produção.

No entanto, reconhece-se que o grau de confiança associado a estes resultados e, consequentemente, a estas conclusões, é muito baixo devido ao reduzido número de resultados disponíveis para cada caso particular (varões do mesmo tipo, com o mesmo diâmetro, produzidos pelo mesmo fabricante, p. ex.).

Por este motivo afigura-se necessário aumentar o número de ensaios a realizar no âmbito das Ações de Acompanhamento da Certificação destes varões, de modo a melhorar o grau de confiança associado à avaliação da sua resistência a ações cíclicas.

Palavras-chave: Betão armado / Certificação / Varões de aço / Resistência a ações cíclicas

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: ambaptista@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: jfilipe@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

A resistência a ações cíclicas dos varões de aço utilizados em estruturas de betão armado é uma das suas características importantes, sobretudo quando estes varões são utilizados em estruturas sujeitas a ações sísmicas. O ensaio cíclico alternado, utilizado para avaliar esta propriedade dos varões de aço, permite verificar se os varões conseguem suportar uma série de deslocamentos alternados em regime elastoplástico, com uma amplitude de deformação igual em compressão e em tração, antes de ocorrer a sua rotura.

Em Portugal, a colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão armado está condicionada, para além da sua Classificação pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), pela sua prévia Certificação por um organismo acreditado no âmbito do Sistema Português Qualidade [1], [2]. O LNEC assegura o apoio técnico ao controlo periódico do fabrico destes produtos, na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação.

Uma das características mecânicas dos varões de aço de ductilidade especial para armaduras de betão armado [3], [4], controladas pelo LNEC, consiste na sua resistência a ações cíclicas. A experiência do controlo periódico desta característica, através da realização de ensaios cíclicos alternados, tem vindo a revelar que existem diversos fatores que podem influenciar a sua avaliação, tais como a classe de resistência do aço, o diâmetro dos varões e a dimensão das amostras ensaiadas.

O presente artigo apresenta um estudo dos resultados de ensaios cíclicos alternados obtidos ao longo de vários anos, no âmbito do acompanhamento do fabrico de varões de aço de ductilidade especial. No âmbito deste estudo procede-se a uma comparação dos resultados obtidos ao longo do tempo e para aços de diferentes classes de resistência e diversas proveniências.

2. O ENSAIO CÍCLICO ALTERNADO DE VARÕES DE AÇO

O ensaio cíclico alternado de varões de aço de ductilidade especial, destinados a serem utilizados como armaduras para betão armado em Portugal, deve ser realizado segundo as Especificações LNEC E 455:2017 (A400 NR SD) [3] e LNEC E 460:2017 (A500 NR SD) [4]. De acordo com estes documentos, este ensaio consiste em submeter um provete a uma deformação axial cíclica simétrica, em tração e compressão, compreendida entre + 2,5% e – 2,5%, com uma frequência inferior a 3 Hz.

O ensaio deve ser interrompido após a aplicação de 10 ciclos completos; neste caso, o resultado do ensaio deve ser considerado satisfatório. Se a rotura total do provete ocorrer antes da aplicação de 10 ciclos completos, o resultado do ensaio deve ser considerado insatisfatório (não-conforme).

3. ENSAIOS NO ÂMBITO DAS AÇÕES DE ACOMPANHAMENTO DA CERTIFICAÇÃO

As Ações a efetuar nos processos de Concessão e de Acompanhamento da Certificação de varões de aço de ductilidade especial para armaduras de betão armado devem ser realizadas de acordo com o Procedimento PE.PSG.06 da CERTIF (organismo acreditado neste domínio, no âmbito do Sistema Português da Qualidade) [5].

De acordo com este Procedimento [5], durante cada Ação de Acompanhamento, realizada com a periodicidade de um semestre, devem ser colhidas amostras de dois diâmetros entre a produção normal de cada tipo de varão produzido pelo fabricante em questão (A400 NR SD e/ou A500 NR SD). De cada diâmetro escolhido devem ser colhidas amostras de apenas um vazamento. Destas amostras é retirado um único provete, para a realização de apenas um ensaio cíclico alternado pelo LNEC. Deste modo, no âmbito das Ações de Acompanhamento da Certificação da produção de varões de ductilidade especial são realizados pelo LNEC apenas quatro ensaios por ano, ou seja: um único ensaio de cada um de dois diâmetros, duas vezes por ano (uma vez por semestre). Esta quantidade de ensaios afigura-se manifestamente insuficiente, devido ao muito baixo grau de confiança associado aos resultados obtidos, como se poderá constatar adiante.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados de ensaios cíclicos alternados apresentados no presente artigo foram obtidos ao longo de dezasseis anos, entre 2002 e 2017. Estes ensaios foram realizados pelo LNEC sobre varões de aço A400 NR SD [3] e A500 NR SD [4], de ductilidade especial para armaduras de betão armado, de todos os diâmetros controlados e previstos nas Especificações LNEC E 455:2017 [3] e LNEC E 460:2017 (6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm), produzidos por quinze fabricantes diferentes.

No total, foram analisados mais de mil resultados, 43% dos quais dizem respeito a varões de aço do tipo A400 NR SD e os restantes 57% a varões de aço do tipo A500 NR SD.

Os histogramas das Figs. 1 a 12 apresentam as distribuições dos resultados disponíveis e dos resultados não-conformes (figuras ímpares), bem como da relação (expressa em percentagem) entre o número de resultados não-conformes e o correspondente número de resultados disponíveis (figuras pares), referentes aos dois tipos de varões de aço (A400 NR SD e A500 NR SD), em função do diâmetro dos varões (Figs. 1 a 4), do respetivo fabricante (Fig. 5 a 8) ou do ano em que os varões foram ensaiados (Fig. 9 a 12).

As Figs. 13 e 14 apresentam, para cada tipo de varão (A400 NR SD e A500 NR SD), a distribuição dos resultados não-conformes referentes a cada um dos diâmetros de varões ensaiados em cada um dos anos considerados neste estudo (entre 2002 e 2017). Os varões ensaiados foram produzidos por diferentes fabricantes, controlados em cada um destes anos. Os resultados não-conformes são apresentados em percentagem do número total de resultados obtidos num dado ano para o diâmetro em questão.

As Figs. 15 e 16 apresentam, para cada tipo de varão (A400 NR SD e A500 NR SD), a distribuição dos resultados não-conformes referentes ao conjunto dos varões (com diferentes diâmetros) controlados em cada um dos anos considerados (entre 2002 e 2017) e provenientes de cada um dos fabricantes (designados através dos códigos F004 a F030). Os resultados não-conformes são apresentados em percentagem do número total de resultados obtidos num dado ano para o fabricante em questão.

As Figs. 17 e 18 apresentam, para cada tipo de varão (A400 NR SD e A500 NR SD), a distribuição dos resultados não-conformes referentes a cada um dos diâmetros dos varões ensaiados, produzidos por cada um dos fabricantes (designados através dos códigos F004 a F030) ao longo de todo o período considerado (entre 2002 e 2017). Os resultados não-conformes são apresentados em percentagem do número total de resultados obtidos para o diâmetro em questão, produzido por um dado fabricante.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

5.1. Análise global dos resultados

No conjunto dos resultados obtidos para os varões A400 NR SD foram obtidos 3,2% de resultados não-conformes, que não satisfazem o requisito estipulado na Especificação LNEC E 455:2017. No conjunto dos resultados obtidos para os varões A500 NR SD foram obtidos 5,3% de resultados não-conformes. Em termos globais, estes valores afiguram-se satisfatórios; no entanto, uma análise mais detalhada indicia que o número de resultados não-conformes depende fortemente de vários parâmetros, tais como a classe de resistência do aço, o diâmetro do varão, a sua origem (fabricante) e a evolução, ao longo do tempo, da sua produção.

5.2. Influência do diâmetro dos varões

Através da Fig. 2 e da Fig. 4 é possível constatar que a percentagem de resultados não-conformes depende fortemente do diâmetro dos varões (d). A maioria destes resultados foi obtida no ensaio de varões com diâmetros compreendidos entre 16 mm e 40 mm, sendo a percentagem de resultados não-conformes particularmente elevada no caso dos varões com d=25 mm e d=32 mm. O valor obtido para os varões A500 NR SD com d=40 mm (100 % de resultados não-conformes) deve-se ao facto de ter sido ensaiado um único varão com este diâmetro ao longo de todo o período de tempo em análise.

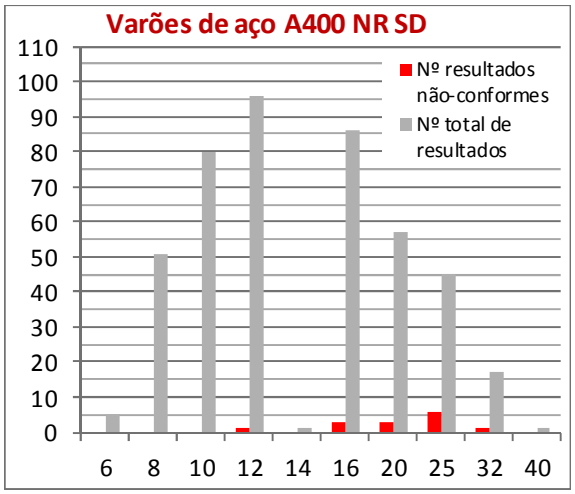


Figura 1. Distribuições dos resultados obtidos e dos resultados não-conformes, em função do diâmetro dos varões A400 NR SD.

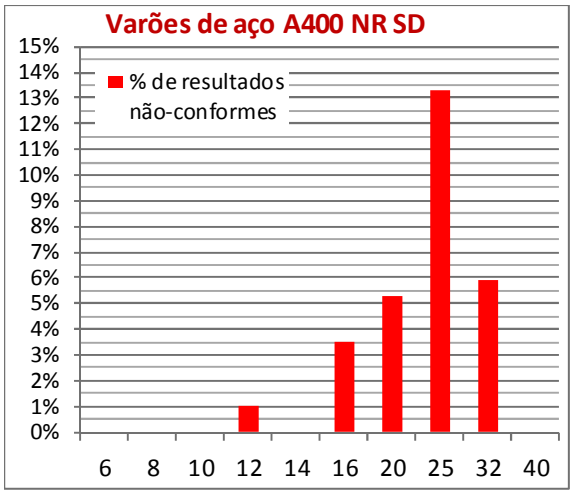


Figura 2. Percentagem de resultados não-conformes, em função do diâmetro dos varões A400 NR SD.

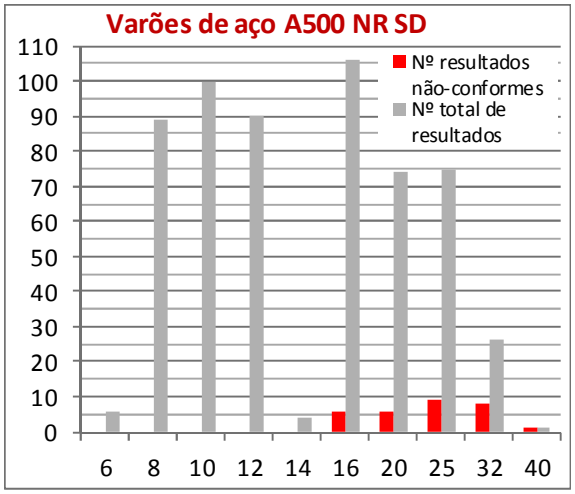


Figura 3. Distribuições dos resultados obtidos e dos resultados não-conformes, em função do diâmetro dos varões A500 NR SD.

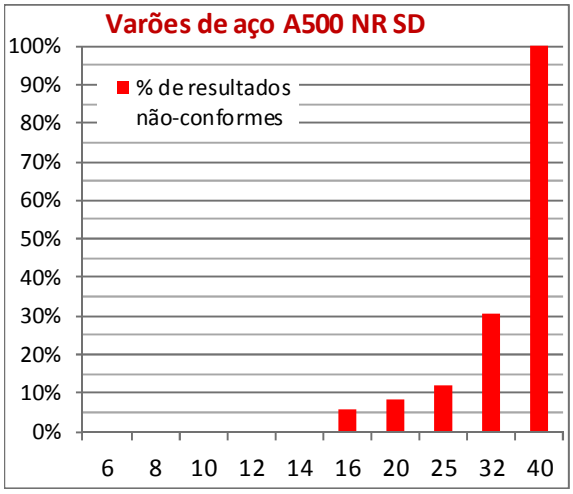


Figura 4. Percentagem de resultados não-conformes, em função do diâmetro dos varões A500 NR SD.

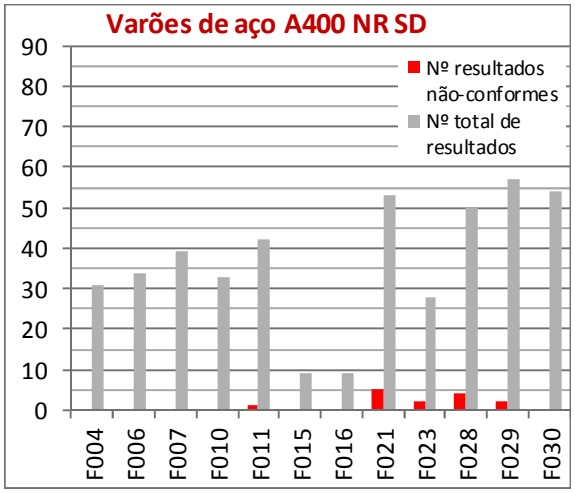


Figura 5. Distribuições dos resultados obtidos e dos resultados não-conformes, para cada fabricante de varões A400 NR SD.

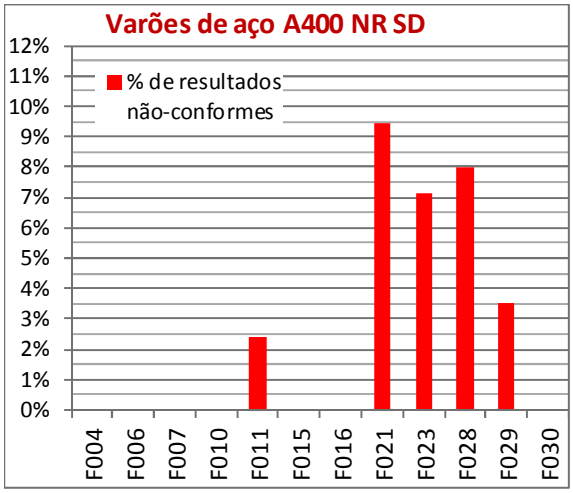


Figura 6. Percentagem de resultados não-conformes, referentes a cada fabricante de varões A400 NR SD.

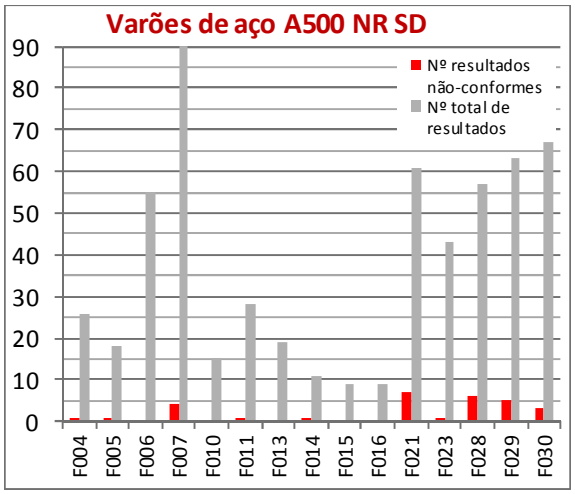


Figura 7. Distribuições dos resultados obtidos e dos resultados não-conformes, para cada fabricante de varões A500 NR SD.

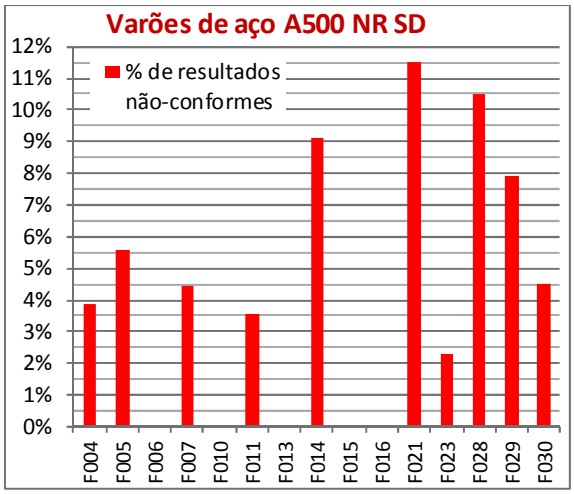


Figura 8. Percentagem de resultados não-conformes, referentes a cada fabricante de varões A500 NR SD.

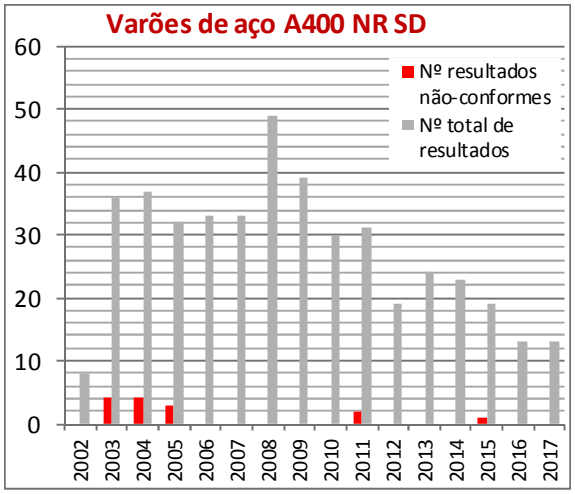


Figura 9. Distribuições dos resultados obtidos e dos resultados não-conformes, de varões A400 NR SD, obtidos entre os anos de 2002 e 2017.

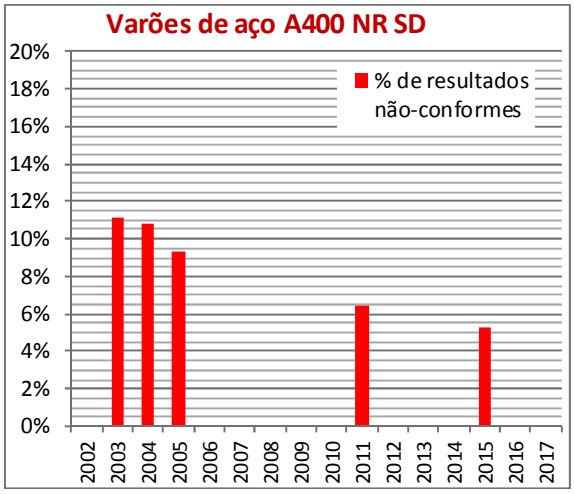


Figura 10. Percentagem de resultados não-conformes de varões A400 NR SD, obtidos entre 2002 e 2017.

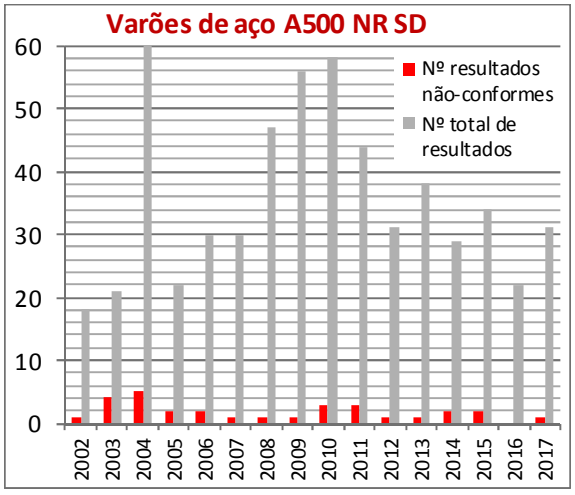


Figura 11. Distribuições dos resultados obtidos e dos resultados não-conformes, de varões A500 NR SD, obtidos entre os anos de 2002 e 2017.

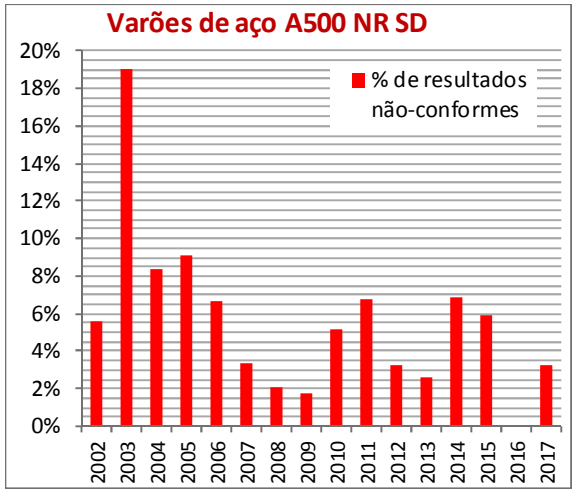


Figura 12. Percentagem de resultados não-conformes de varões A500 NR SD, obtidos entre 2002 e 2017.

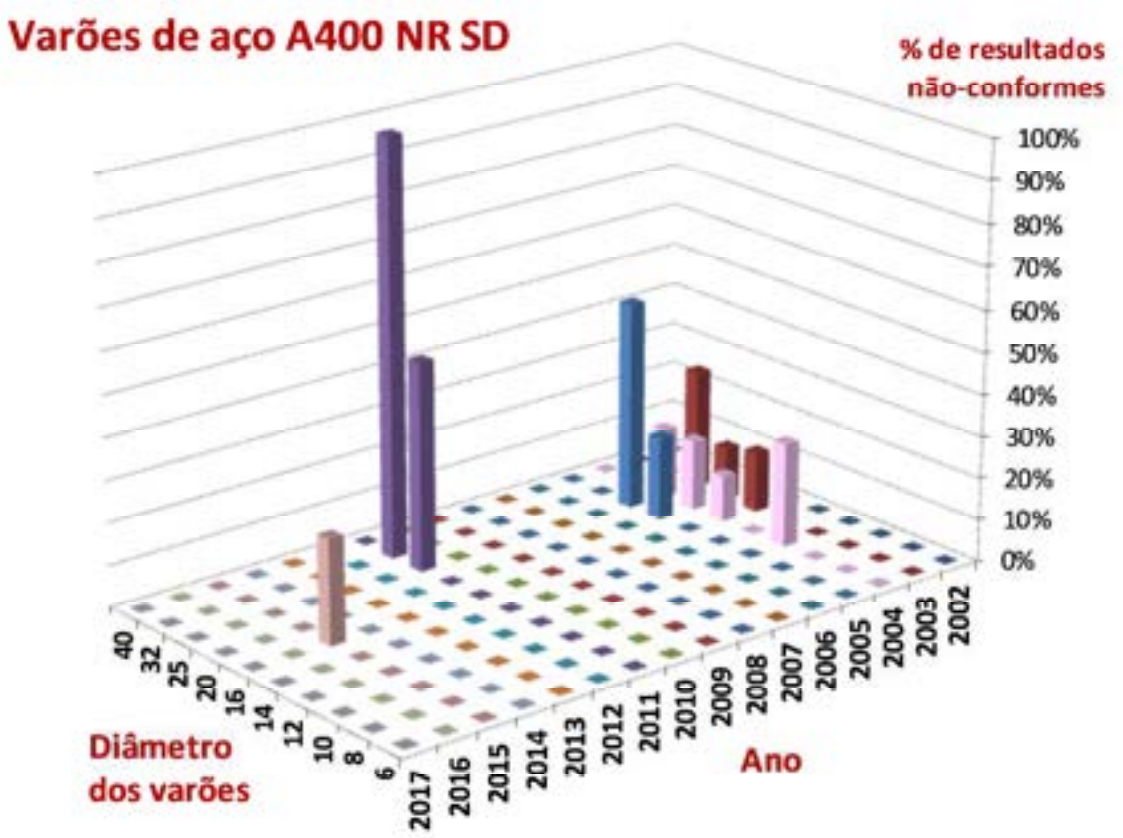


Figura 13. Percentagem de resultados não-conformes de varões A400 NR SD, obtidos em cada um dos anos compreendidos entre 2002 e 2017, para cada um dos diâmetros controlados.

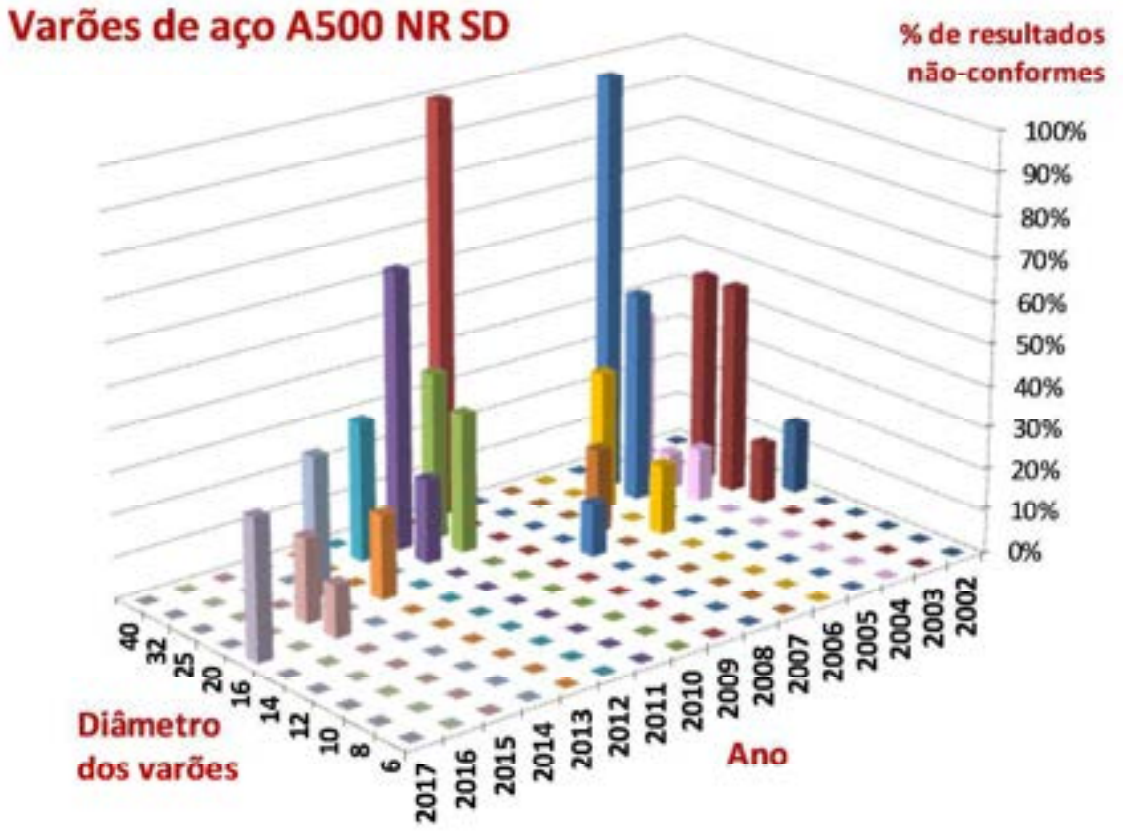


Figura 14. Percentagem de resultados não-conformes de varões A500 NR SD, obtidos em cada um dos anos compreendidos entre 2002 e 2017, para cada um dos diâmetros controlados.

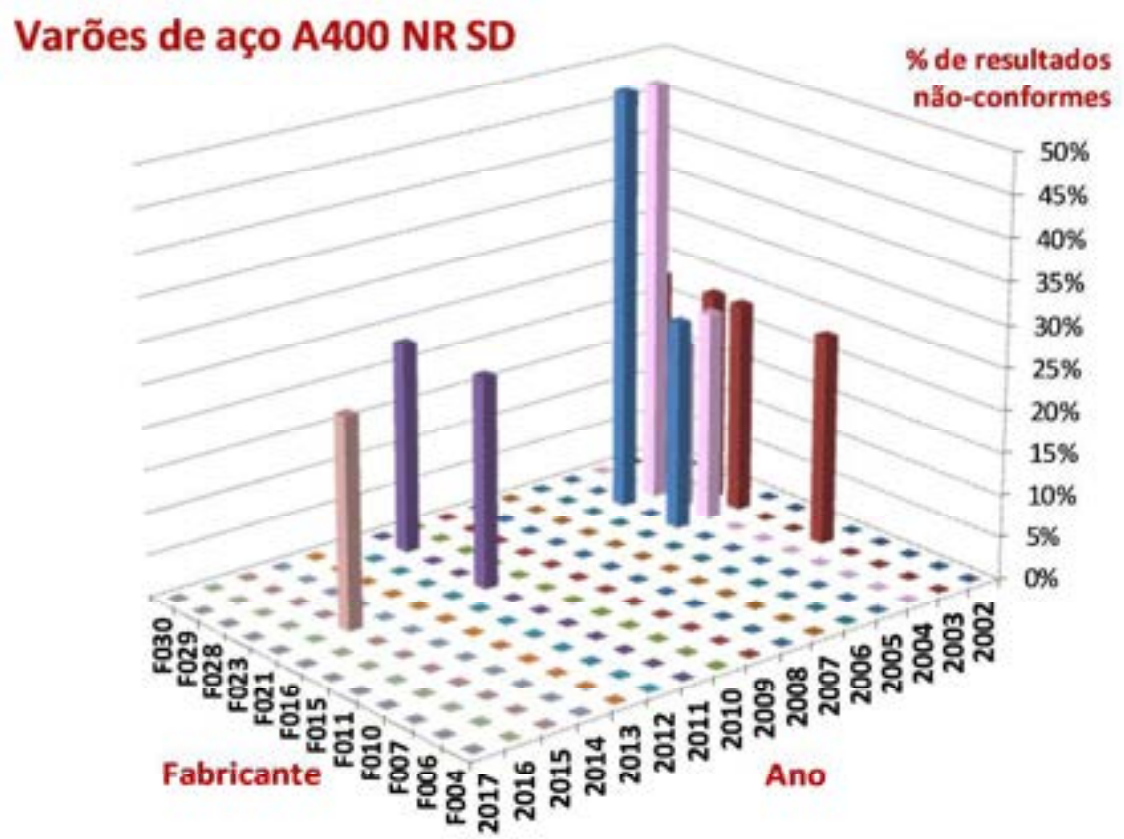


Figura 15. Percentagem de resultados não-conformes de varões A400 NR SD, obtidos em cada um dos anos compreendidos entre 2002 e 2017, para cada um dos fabricantes destes varões.

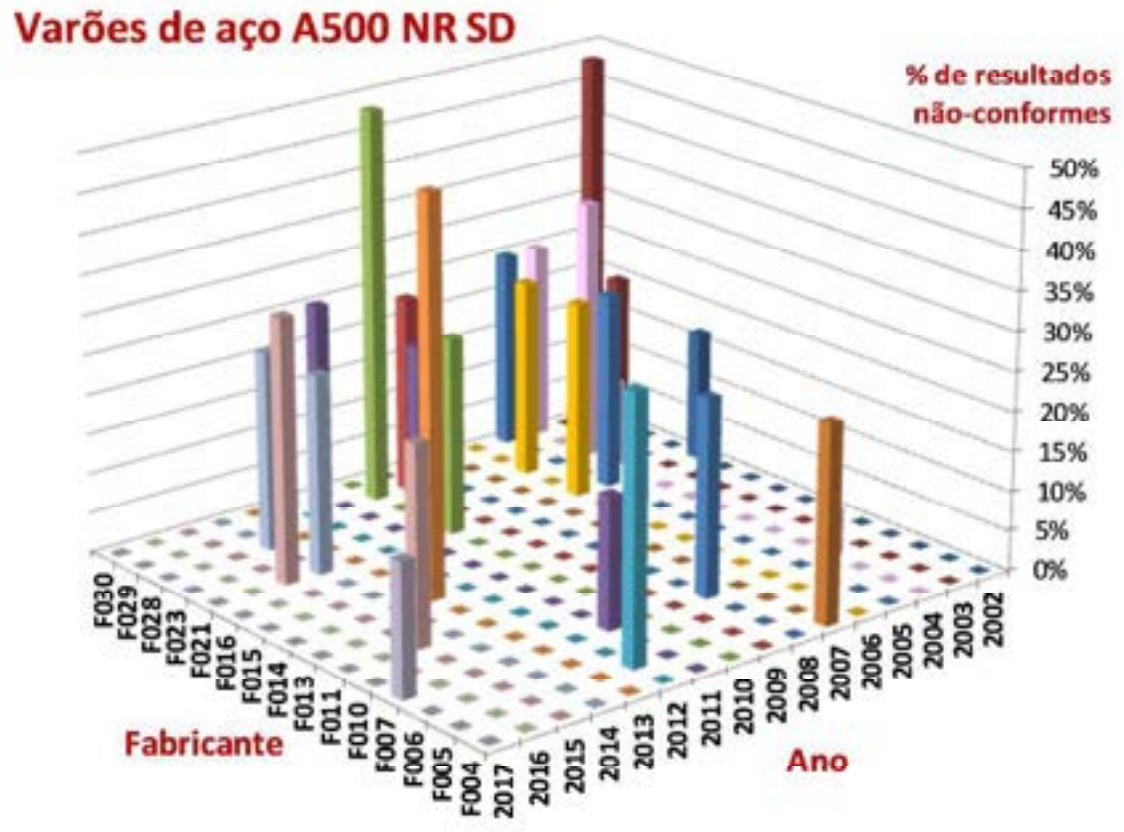


Figura 16. Percentagem de resultados não-conformes de varões A500 NR SD, obtidos em cada um dos anos compreendidos entre 2002 e 2017, para cada um dos fabricantes destes varões.

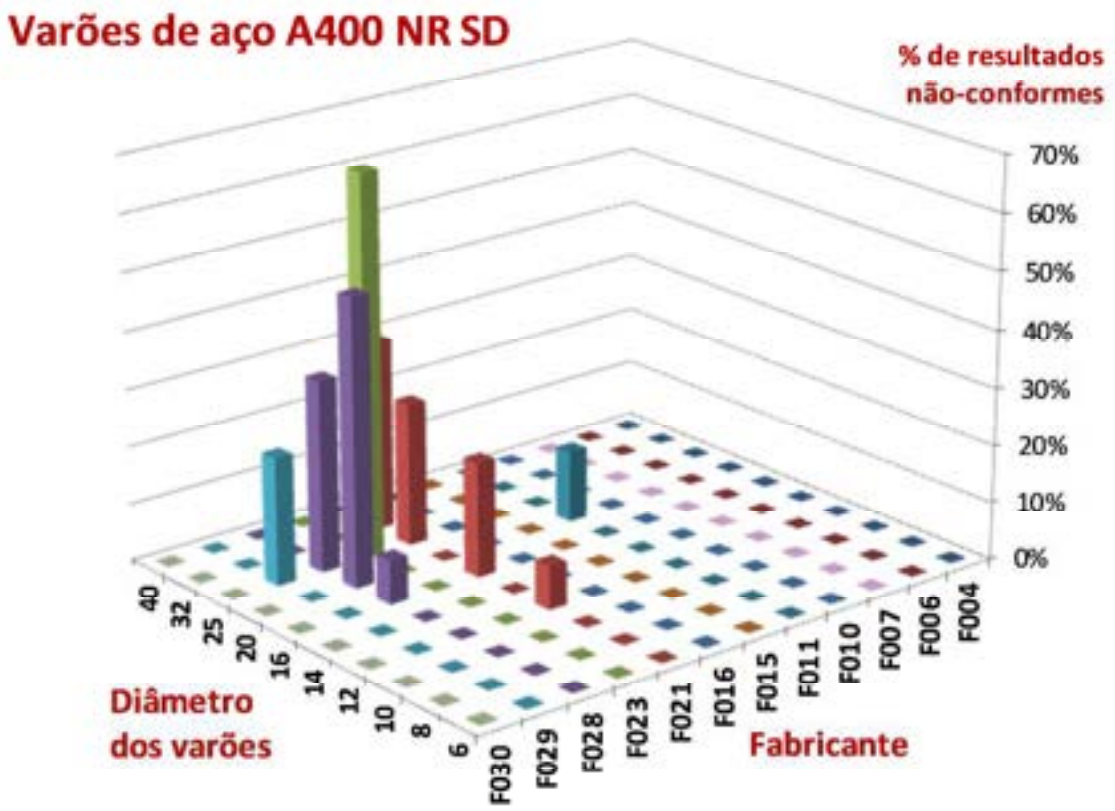


Figura 17. Percentagem de resultados não-conformes de varões A400 NR SD, referentes a cada um dos fabricantes destes varões, obtidos para cada um dos diâmetros controlados.

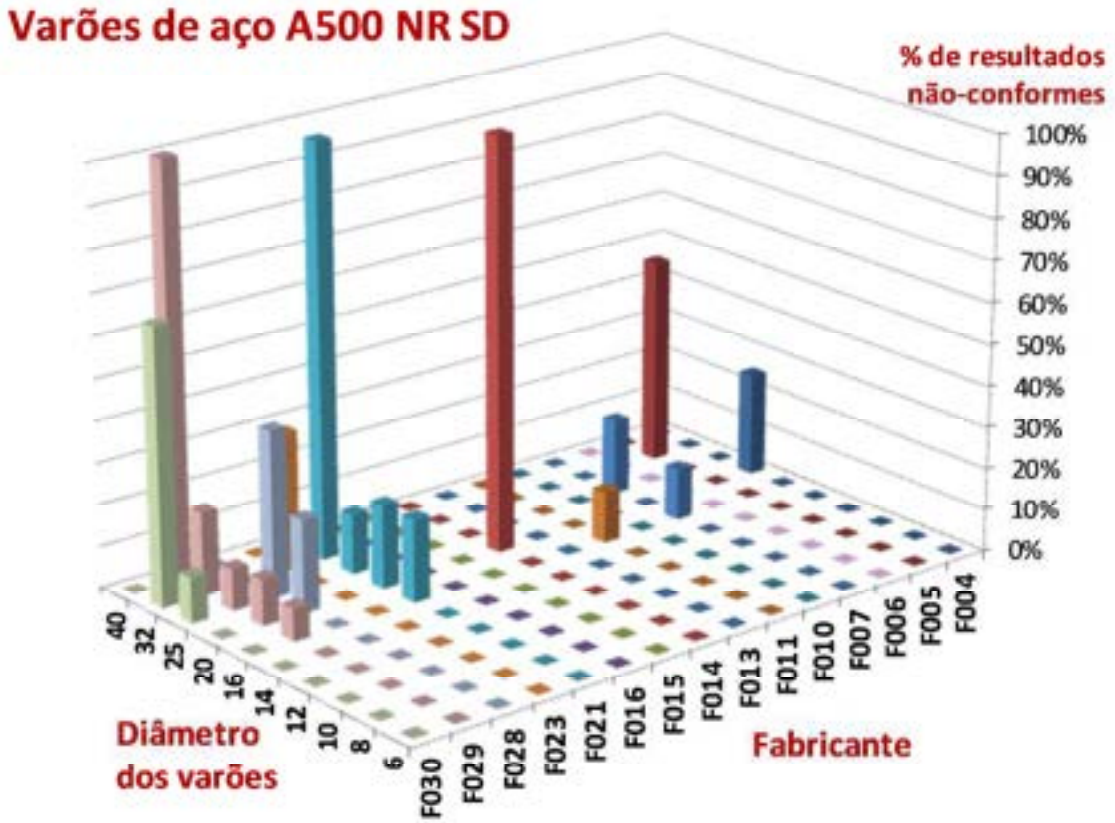


Figura 18. Percentagem de resultados não-conformes de varões A500 NR SD, referentes a cada um dos fabricantes destes varões, obtidos para cada um dos diâmetros controlados.

5.3. Influência da origem dos varões

Através da Fig. 6 e da Fig. 8 é possível constatar que a percentagem de resultados não-conformes varia bastante de um fabricante para outro. No caso dos varões A400 NR SD, três dos fabricantes apresentam uma percentagem de resultados não-conformes (entre 7% e 9%) bastante mais elevada que a dos restantes nove fabricantes; de entre estes últimos, sete deles apresentam 0% de resultados não-conformes, embora seja de referir o facto de se dispor de menos de dez resultados para dois desses fabricantes.

No caso dos varões A500 NR SD, quatro dos fabricantes apresentam uma percentagem de resultados não-conformes (entre 8% e 11%) bastante mais elevada que a dos restantes onze fabricantes; de entre estes últimos apenas um apresenta mais de 5% de resultados não-conformes, embora seja de referir o reduzido número de resultados obtidos para esse fabricante. É aliás de realçar o facto de se dispor de menos de vinte resultados para cada um de 40% dos fabricantes, no conjunto dos dezasseis anos cobertos por este estudo.

5.4. Evolução ao longo do tempo

A percentagem de resultados não-conformes varia também ao longo do tempo, como se pode observar na Fig. 10 e na Fig. 12. No caso dos varões A400 NR SD, os resultados não-conformes ocorreram sobretudo entre 2003 e 2005. Nestes anos, ocorreu uma percentagem de resultados não-conformes elevada (entre 9% e 11%); a partir daí só voltaram a ser registados resultados não-conformes nos anos de 2011 (6%) e 2015 (5%) e, ainda assim, em menor quantidade. No caso dos varões A500 NR SD, os resultados não-conformes ocorreram de modo mais regular, embora as percentagens mais elevadas (entre 8% e 19%) também tenham ocorrido entre 2003 e 2005.

5.5. Influência conjunta de diferentes parâmetros

As análises anteriores, realizadas em função de um único parâmetro, apresentam a limitação de não refletirem a influência dos restantes parâmetros. A fim de melhor esclarecer o efeito conjunto de diferentes parâmetros, as Figs. 13 a 18 mostram as distribuições da percentagem de resultados não-conformes em função de dois parâmetros, para cada tipo de varão.

Deste modo, as Figs. 13 e 15 mostram que as maiores percentagens de resultados não-conformes de varões A400 NR SD (entre 11% e 50%) foram obtidas entre 2003 e 2005, para varões com diâmetros de 12 mm, 16 mm, 20 mm e 25 mm, produzidos essencialmente por três dos doze fabricantes. As percentagens elevadas verificadas nos anos de 2011 e de 2015 (entre 25% e 100%) devem-se essencialmente ao reduzido número de resultados disponíveis nesse ano para um mesmo diâmetro ou para um mesmo fabricante, uma vez que em cada caso foi registado apenas um resultado não-conforme.

Por sua vez, as Figs. 14 e 16 mostram que as maiores percentagens de resultados não-conformes de varões A500 NR SD (entre 25% e 50%) se distribuem de modo relativamente uniforme, entre 2003 e 2015, pela generalidade dos fabricantes, embora quase só digam respeito aos diâmetros de 16 mm, 20 mm, 25 mm e 32 mm. A percentagem de 100% registada nos anos de 2005 e de 2009 deve-se ao facto de ter sido colhido e ensaiado um único varão com os diâmetros em questão (32 mm e 40 mm).

A Fig. 17 mostra que as maiores percentagens de resultados não-conformes (entre 22% e 67%), de varões A400 NR SD ensaiados durante o período considerado neste estudo (entre 2002 e 2017), se referem a varões com diâmetros de 16 mm, 20 mm e 25 mm, produzidos essencialmente por três dos doze fabricantes. Por fim, a Fig. 18 mostra que as maiores percentagens de resultados não-conformes (entre 20% e 100%) de varões A500 NR SD, ensaiados durante o mesmo período (entre 2002 e 2017), se referem a varões com diâmetros de 16 mm, 20 mm e 25 mm, produzidos essencialmente por quatro dos quinze fabricantes.

A percentagem de 100% de resultados não-conformes, referente aos varões A500 NR SD com diâmetros de 20 mm e de 40 mm, deve-se ao facto de ter sido ensaiado um único varão de cada fabricante em questão. Porém, a percentagem de 100% referente a estes varões com 32 mm de diâmetro diz respeito a um conjunto de três resultados não-conformes obtidos para varões produzidos por um mesmo fabricante.

6. CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta um estudo dos resultados de cerca de mil ensaios cíclicos alternados de varões de aço dos tipos A400 NR SD [3] e A500 NR SD [4] realizados pelo LNEC, entre 2002 e 2017, no âmbito das Ações de Acompanhamento da Certificação destes tipos de varão.

Em termos globais, as percentagens de resultados não-conformes (3,2% no caso dos varões A400 NR SD e 5,3% no caso dos varões A500 NR SD) afiguram-se satisfatórias. No entanto, estes resultados não se repartem de forma uniforme. A sua distribuição em função do diâmetro dos varões mostra que os varões de maior diâmetro (igual ou superior a 16 mm) são os que apresentam uma percentagem de resultados não-conformes mais elevada.

A resistência às ações cíclicas também varia com a origem dos varões; a quase totalidade dos varões A400 NR SD com resultados não-conformes foi produzida por quatro dos doze fabricantes controlados. No caso dos varões A500 NR SD os resultados não-conformes encontram-se distribuídos pela generalidade dos fabricantes, embora quatro deles apresentem, no seu conjunto, cerca do triplo de resultados não conformes obtidos no conjunto dos restantes onze.

Por fim, constata-se que o número de resultados não-conformes também evoluiu ao longo do tempo. No caso dos varões A400 NR SD, a sua maioria ocorreu nos anos de 2003 a 2005; posteriormente verificaram-se algumas ocorrências em 2011 e 2015, apenas. Já no caso dos varões A500 NR SD os resultados não-conformes encontram-se distribuídos entre 2002 e 2017, embora com uma maior incidência no período compreendido entre 2003 e 2005.

Outra conclusão importante reside na constatação do muito baixo grau de confiança associado aos resultados obtidos, devido à reduzida dimensão das amostras ensaiadas em cada Ação de Acompanhamento da Certificação (um único ensaio de cada um de dois diâmetros de entre os produzidos por cada fabricante, em cada semestre). Deste facto resultam as elevadas percentagens (entre 50% e 100%) de resultados não-conformes obtidas quando a análise se restringe a um único fabricante ou a um único diâmetro, por exemplo; não parece provável que valores desta ordem de grandeza sejam representativos dos fabricantes ou dos diâmetros em questão.

Por outro lado, existem muitos casos em que a inexistência de resultados não-conformes terá resultado apenas do facto de o diâmetro ou o fabricante em questão não terem sido controlados no ano em análise; mesmo nos casos em que esse controlo ocorreu, a inexistência de resultados não-conformes poderá ter resultado apenas do baixo grau de confiança desses resultados, devido ao reduzido número de ensaios efetuados.

Em face destas conclusões afigura-se necessário aumentar o número de ensaios a realizar no âmbito das Ações de Acompanhamento da Certificação de varões de aço de ductilidade especial para armaduras de betão armado, de modo a melhorar o grau de confiança associado à avaliação da resistência destes varões a ações cíclicas.

REFERÊNCIAS

[1] Decreto-Lei nº 128/99, de 21 de abril.

[2] Decreto-Lei nº 390/2007, de 10 de dezembro.

[3] Especificação LNEC E 455:2017 "Varões de aço A400 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". LNEC, 2017.

[4] Especificação LNEC E 460:2017 "Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". LNEC, 2017.

[5] Procedimento PE.PSG.06 "Concessão e Acompanhamento da Certificação. Varão de aço de ductilidade especial para armaduras de betão armado". CERTIF – Associação para a Certificação, Ed. 10 / Mai. 2017, 13 p.

Extensão total na força máxima dos aços de varões para armaduras de betão armado. Análise da sua distribuição estatística nas duas últimas décadas





António Manuel Baptista [1]

João Filipe [2]

RESUMO

A extensão total na força máxima, A_{gt}, é uma das características do aço dos varões para betão armado que permite avaliar a sua ductilidade, sendo por isso importante para avaliar o desempenho destes varões em regime elastoplástico. Esta característica é avaliada através de ensaios de tração de provetes retirados de varões.

Constata-se que, em geral, os valores de A_{gt} apresentam uma dispersão bastante mais elevada que os das outras características do mesmo aço avaliadas através de ensaios de tração, como por exemplo a tensão de cedência ou a resistência à tração. Esta dispersão pode resultar de vários fatores, tais como a composição química do aço, a proveniência dos varões (fabricante, métodos de fabrico utilizados e respetivo lote de produção), o diâmetro dos varões e os métodos de ensaio utilizados na sua determinação, por exemplo.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico da informação sobre os valores de A_{gt} obtida pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), ao longo das duas últimas décadas, no âmbito do controlo periódico dos varões de aço para betão armado utilizados em Portugal. Com base nos resultados obtidos estabelecem-se comparações entre distribuições estatísticas desta característica mecânica, referentes a aços pertencentes a diferentes classes de resistência e de ductilidade, e procede-se a uma análise da sua evolução ao longo do tempo e da sua conformidade com as exigências normativas que lhes são aplicáveis.

É também apresentada uma comparação entre as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} obtidos no âmbito dos ensaios de verificação do produto, realizados pelo fabricante dos varões, e as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} obtidos nos ensaios de acompanhamento (controlo externo) realizados pelo LNEC.

Palavras-chave: Certificação / Varões de aço / Ductilidade / Extensão total na força máxima / Análise estatística

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: ambaptista@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: jfilipe@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

A extensão total na força máxima (ε_u) é uma das características mecânicas dos aços dos varões para betão armado que, conjuntamente com a relação entre a resistência à tração (f_t) e a tensão de cedência (f_y), permite avaliar a ductilidade das armaduras utilizadas em elementos estruturais de betão armado, sendo por isso importante para avaliar o desempenho destes varões em regime elastoplástico. Esta propriedade assume uma importância particularmente relevante quando estes varões são utilizados em estruturas sujeitas a ações sísmicas.

A colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão armado em Portugal depende da sua prévia Certificação por um organismo acreditado no âmbito do Sistema Português da Qualidade [1], [2]. O LNEC assegura o apoio técnico ao controlo periódico do fabrico destes produtos que, por sua vez, permite validar os valores garantidos pelos Fabricantes com base no seu controlo interno.

O controlo periódico dos varões de aço para estruturas de betão armado utilizados em Portugal, realizado na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação, envolve a análise dos valores da extensão total na força máxima (A_{gt}). Estes valores são obtidos no âmbito dos ensaios de verificação do produto realizados pelo fabricante dos varões, e dos ensaios de acompanhamento (controlo externo) realizados pelo LNEC. Constata-se que, em geral, os valores da extensão total na força máxima apresentam uma dispersão bastante mais elevada que os das outras características do mesmo aço avaliadas através de ensaios de tração, como por exemplo a tensão de cedência ou a resistência à tração. Esta dispersão pode resultar de vários fatores, tais como a composição química do aço, a proveniência dos varões (fabricante, métodos de fabrico utilizados – em barra ou em rolo p. ex. - e respetivo lote de produção), o diâmetro dos varões e os métodos de ensaio utilizados na sua determinação.

Conforme referido no Eurocódigo 2 [3], o valor característico das propriedades dos aços dos varões, utilizado nos cálculos de verificação da segurança de uma estrutura de betão armado, refere-se às armaduras utilizadas nessa estrutura em particular, enquanto que os valores característicos das mesmas propriedades dos varões colocados no mercado são garantidos pelo fabricante com base no controlo do nível de qualidade a longo prazo da produção dos varões. No entanto, considera-se que os métodos de avaliação e verificação utilizados no controlo de qualidade dos varões são suficientes para uma quantificação dos valores característicos referentes a uma dada estrutura, em particular.

Na falta de informação experimental específica sobre a distribuição estatística da extensão total na força máxima (ε_u) referente às armaduras de aço utilizadas numa dada estrutura, que permita corroborar a hipótese atrás referida, torna-se útil conhecer a distribuição estatística global da extensão total na força máxima (A_{gt}) no conjunto dos varões de aço de um dado tipo controlados, num determinado período, em Portugal.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico da informação sobre os valores de A_{gt} obtida pelo LNEC ao longo das duas últimas décadas, no âmbito do referido controlo periódico. Com base nos resultados deste estudo, estabelecem-se comparações entre as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} correspondentes aos resultados obtidos pelos Fabricantes ou pelo LNEC, referentes a varões pertencentes a diferentes classes de resistência e de ductilidade, e analisa-se a sua evolução ao longo do tempo, desde o ano de 2000. Para cada tipo de varão é verificada a conformidade destes resultados com os respetivos requisitos, estabelecidos no Eurocódigo 2 e nas Especificações LNEC.

2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO ESTUDO ESTATÍSTICO

Os resultados da análise estatística realizada são apresentados nas Figs. 1 a 20. Cada uma destas figuras inclui o conjunto dos resultados obtidos para todos os diâmetros de varões controlados e previstos nas Especificações LNEC E 449:2017 [7], LNEC E 450:2017 [8], LNEC E 455:2017 [9] e LNEC E 460:2017 [10]: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm.

Os histogramas das Figs. 1 a 4 e das Figs. 7 a 10 apresentam as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} referentes aos aços das classes de ductilidade NR e NR SD, respetivamente, provenientes dos ensaios realizados pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC. Os histogramas das Figs. 5, 6, 11 e 12, apresentam as distribuições estatísticas dos valores da relação $A_{gt,Fab}$ / $A_{gt,,LNEC}$ entre os valores de A_{gt} de cada varão amostrado, determinados pelo fabricante e pelo LNEC (neste caso, sobre uma segunda amostra do mesmo varão).

O Quadro 1 apresenta uma síntese da informação contida nas Figs. 1 a 12, com a indicação do número total de resultados analisados, obtidos pelos fabricantes dos varões ou pelo LNEC, e dos respetivos valores médios e desvios-padrão, para cada tipo de varão de aço considerado.

As Figs. 13 a 20 mostram as curvas de densidade (*Kernel density estimation*) dos valores de A_{gt} referentes aos aços das classes de ductilidade NR e NR SD, obtidos pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC ao longo de seis triénios sucessivos, entre os anos de 2000 e 2017.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

3.1. Influência da origem dos resultados

A Fig. 1 mostra um histograma onde consta o número de varões de aço do tipo A400 NR que apresentam valores de A_{gt}, obtidos em ensaios de tração realizados pelos Fabricantes, compreendidos dentro de cada um dos 90 intervalos nela indicados, entre A_{gt}=5% e A_{gt}=23%. O valor médio dos 3508 resultados apresentados é de 14,25 % e o seu desvio-padrão é de 2,623 %.

A Fig. 3 mostra um histograma idêntico ao da Fig. 1, onde são apresentados os valores de A_{gt} obtidos em ensaios de tração de varões de aço do tipo A400 NR realizados pelo LNEC. O valor médio dos 3670 resultados apresentados é de 14,65 % e o seu desvio-padrão é de 2,630 %.

Os conjuntos de figuras 1 e 3, 2 e 4, 7 e 9, e 8 e 10, mostram que as médias e os desvios-padrão dos valores de A_{gt}, obtidos em ensaios de tração de varões de aço realizados pelos Fabricantes e pelo LNEC, são relativamente semelhantes entre si. Embora existam diferenças entre os dois histogramas, estas diferenças não são suscetíveis de influenciar significativamente os respetivos valores característicos.

As Figs. 5, 6, 11 e 12 apresentam as distribuições estatísticas da relação $A_{gt,Fab}$ / $A_{gt,LNEC}$ entre os valores de A_{gt} de cada varão de aço do tipo A400 NR, A500 NR, A400 NR SD ou A500 NR SD, determinados pelo fabricante e pelo LNEC. É possível constatar que os valores médios $\overline{x}$ destas distribuições se encontram compreendidos entre 0,981 e 1,025 (ver também o Quadro 1), o que significa que a maioria dos resultados obtidos pelos Fabricantes são próximos dos resultados obtidos pelo LNEC sobre uma segunda amostra do mesmo varão. No entanto, conforme se pode observar no Quadro 1, os desvios-padrão σ de todas estas quatro distribuições estatísticas são muito elevados (os coeficientes de variação são de cerca de 15%); os valores da relação $A_{gt,Fab}$ / $A_{gt,LNEC}$ estão compreendidos, na sua maioria, dentro do intervalo [0,5; 1,7].

Quadro 1: Quadro recapitulativo do número de resultados analisados (n)
e dos respetivos valores médios ($\overline{x}$) e desvios-padrão (σ)

Tipo de varão	A_{gt} *- Fabricantes*			A_{gt} *- LNEC*			$A_{gt,Fab}/A_{gt,LNEC}$		
	n	$\overline{x}$ (%)	σ (%)	n	$\overline{x}$ (%)	σ (%)	n	$\overline{x}$ (%)	σ (%)
A400 NR	3508	14,25	2,623	3670	14,65	2,630	3476	0,981	0,1658
A500 NR	6265	10,88	1,887	6666	10,73	1,920	6220	1,025	0,1671
A400 NR SD	5135	15,82	2,153	5173	16,21	2,080	5136	0,987	0,1491
A500 NR SD	5790	11,89	1,609	5760	11,82	1,899	5685	1,021	0,1600

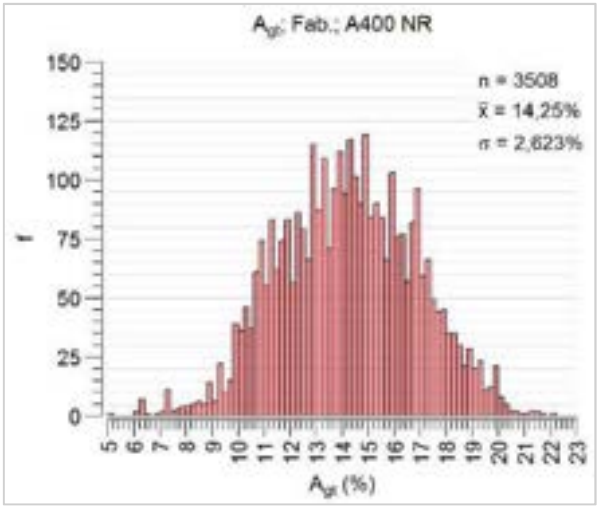


Figura 1. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR.

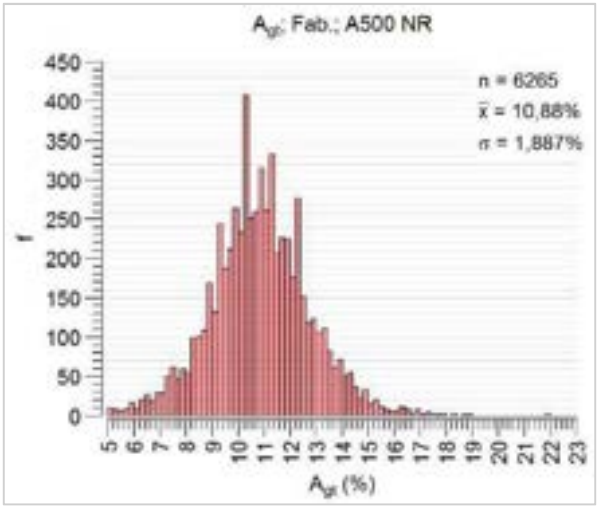


Figura 2. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR.

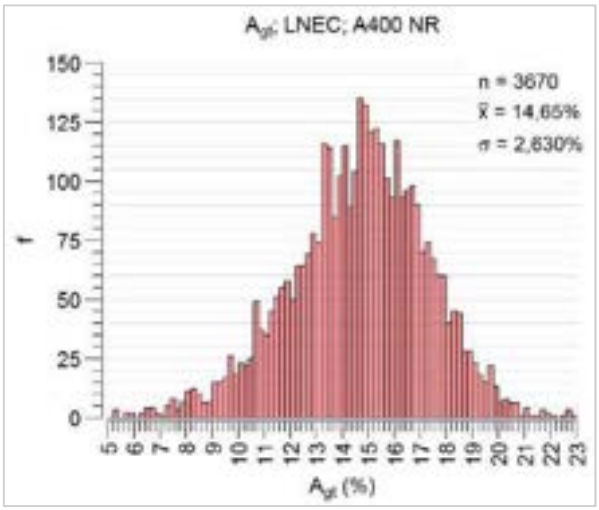


Figura 3. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR.

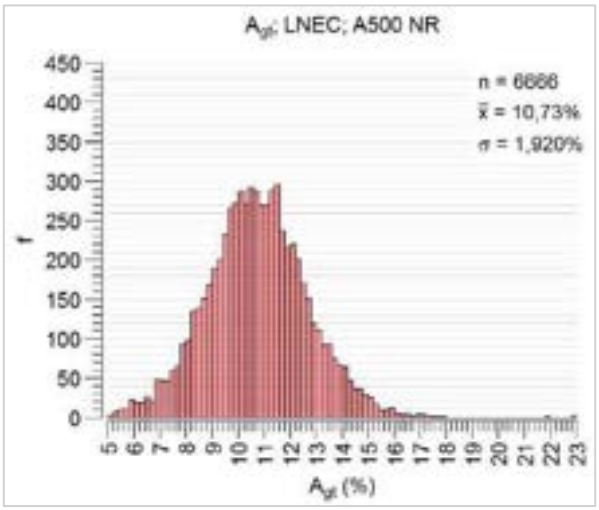


Figura 4. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR.

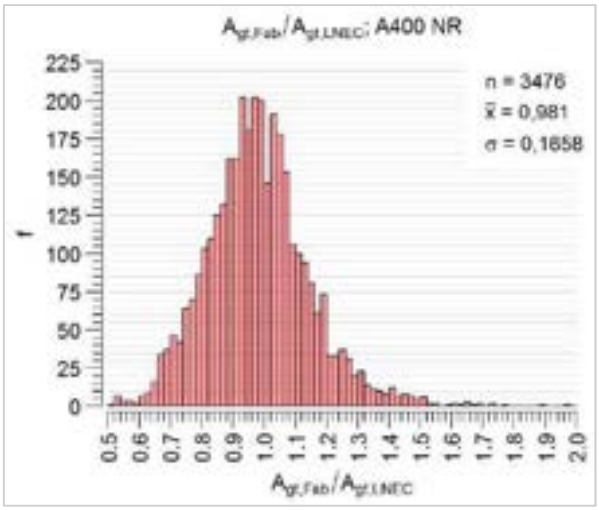


Figura 5. Relação entre os valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR.

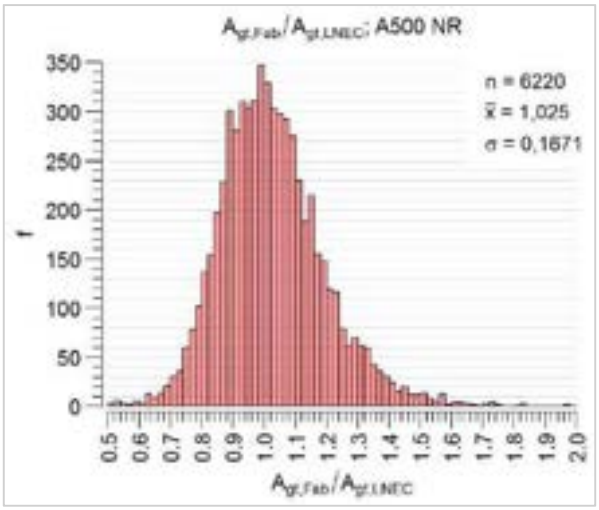


Figura 6. Relação entre os valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR.

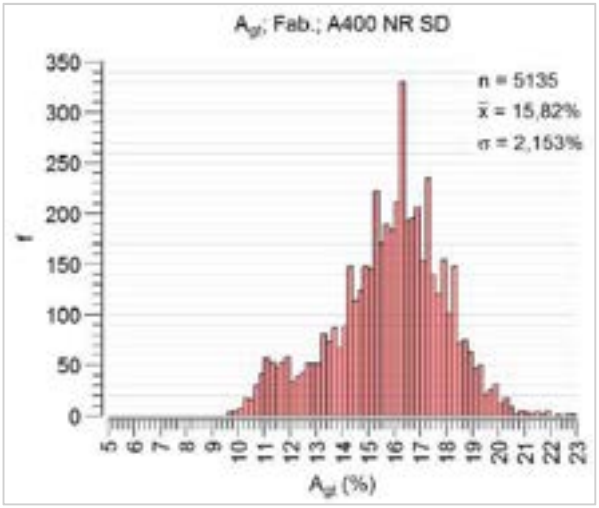


Figura 7. Valores de A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR SD.

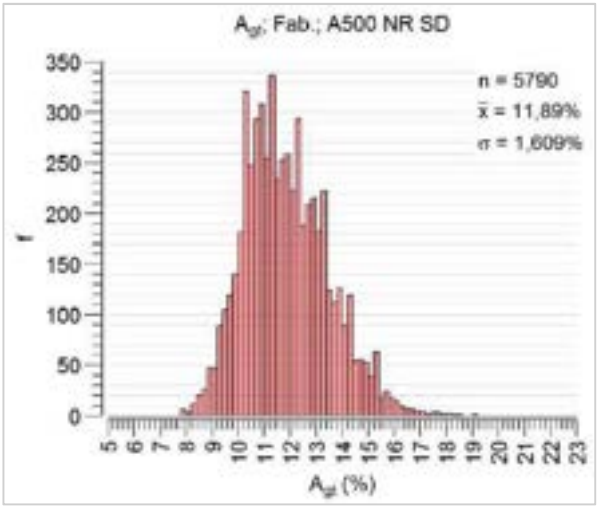


Figura 8. Valores de A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR SD.

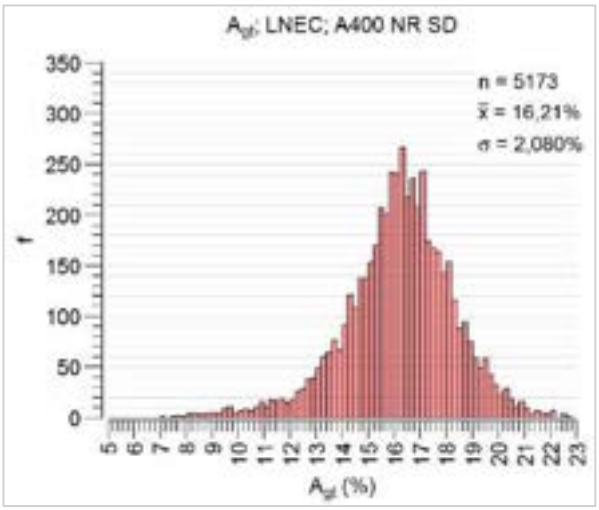


Figura 9. Valores de A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR SD.

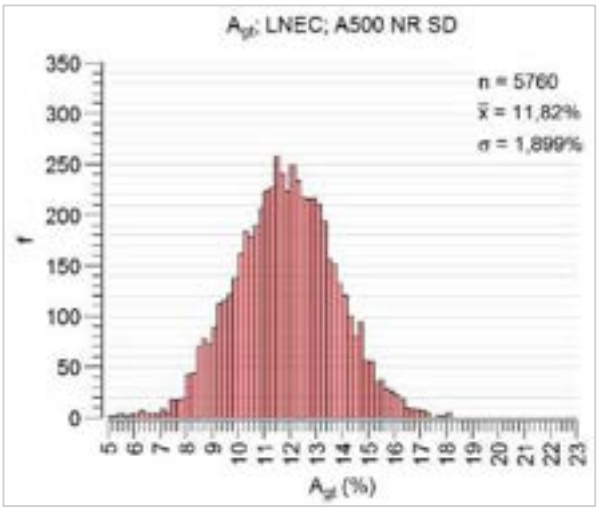


Figura 10. Valores de A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR SD.

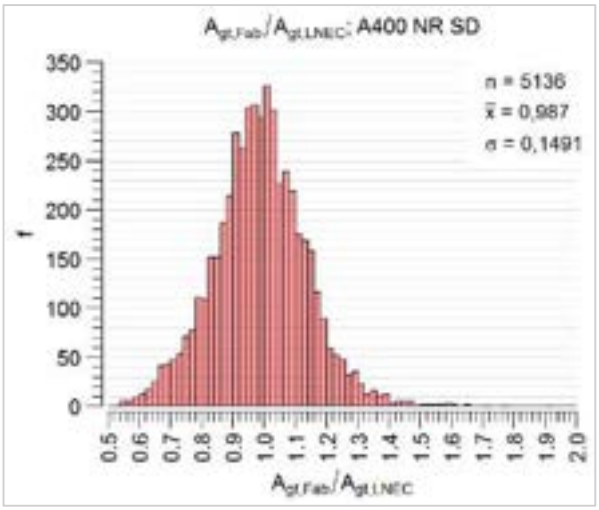


Figura 11. Relação entre os valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR SD.

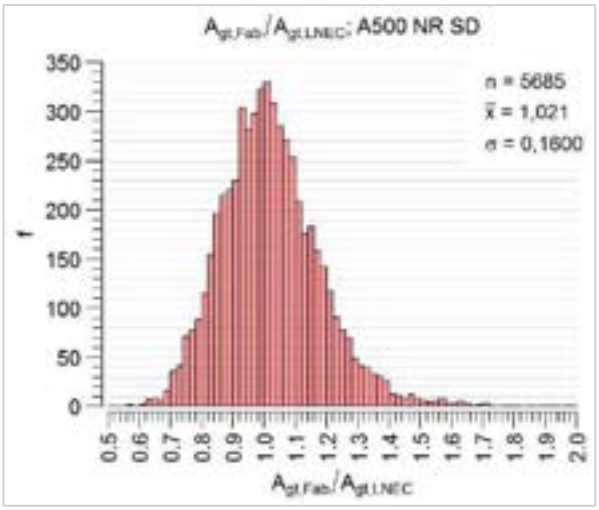


Figura 12. Relação entre os valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR SD.

Em resumo, pode-se afirmar que, em termos médios, a origem dos resultados analisados neste estudo, quer eles provenham dos fabricantes dos varões ou do LNEC, não afeta significativamente as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} referentes a qualquer um dos tipos de varão analisados e, consequentemente, não condiciona as conclusões estabelecidas neste trabalho.

A dispersão de resultados da relação $A_{gt,Fab}$ / $A_{gt,LNEC}$, tal como a dispersão dos resultados de A_{gt}, observadas nas Figs. 1 a 12, pode resultar de vários fatores, tais como: i) o tipo de produto, ii) o método de produção, em troços retos ou em rolo [4], iii) o diâmetro do varão, iv) a variação de A_{gt} entre diferentes lotes da produção de um determinado tipo de varão, dentro de um mesmo lote, no seio de uma amostra de um lote colhida para ensaio ou, até, ao longo do comprimento do provete ensaiado, v) o método de ensaio utilizado na determinação do valor de A_{gt} [5] e vi) as incertezas associadas aos resultados dos ensaios de tração.

No que se refere ao ensaio, os valores de A_{gt} podem depender, para além do método de ensaio utilizado, das incertezas associadas à determinação experimental desta característica. No âmbito de um estudo realizado no LNEC [6] foram identificadas várias fontes de incerteza que afetam os valores de A_{gt}, associadas aos equipamentos de ensaio utilizados no ensaio de tração e à atuação do operador que realizou o ensaio, tais como:

- Desvios da geometria do provete em relação à sua configuração nominal;
- Instrumento utilizado na aposição de marcas de referência na superfície dos provetes;
- Incerteza(s) do(s) instrumento(s) utilizado(s) na medição de comprimentos;
- Tipo de máquina de ensaio de tração;
- Posição (das nervuras) do provete nas garras da máquina;
- Verticalidade do provete;
- Posicionamento do extensómetro sobre o provete;
- Operador do ensaio;
- Velocidade de ensaio;
- Determinação da tensão de rotura, R_m;
- Procedimento de medição manual dos alongamentos;
- Zona de medição dos alongamentos.

3.2. Influência da classe de resistência

Através da comparação das Figs. 1, 3, 7 e 9 com as Figs. 2, 4, 8 e 10 é possível analisar as diferenças principais entre as distribuições dos valores de A_{gt} referentes a varões de aço das classes de resistência A400 e A500, respetivamente. É possível constatar que o valor médio de A_{gt} é sempre mais elevado no caso dos varões da classe A400 que nos da classe A500. Por outro lado, as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} apresentam sempre dispersões maiores no caso dos varões A400 que no caso dos varões A500 (ver também Quadro 1).

3.3. Influência da classe de ductilidade

Através da comparação das Figs. 1 a 4 com as Figs. 7 a 10 é possível analisar as diferenças principais entre as distribuições dos valores de A_{gt} referentes a varões de aço de alta ductilidade (A400 NR e A500 NR) e a varões de aço de ductilidade especial (A400 NR SD e A500 NR SD), respetivamente. É possível constatar que o valor médio de A_{gt} é sempre mais elevado no caso dos varões de aço de ductilidade especial que no caso dos varões de aço de alta ductilidade da mesma classe de resistência.

Além disso, é possível constatar que a dispersão dos valores de A_{gt} é sempre maior no caso dos varões de aço de alta ductilidade (NR) que no caso dos varões de aço de ductilidade especial (NR SD) pertencentes a uma mesma classe de resistência. Este facto traduz um controlo da qualidade do produto mais eficaz no caso da produção dos varões NR SD que no caso dos varões NR.

3.4. Valores característicos

Os requisitos aplicáveis aos valores de A_{gt} para os varões dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD são indicados nas respetivas Especificações LNEC [7], [8], [9] e [10]. O valor característico referente ao quantilho de 10% da distribuição estatística dos valores de A_{gt}, determinado com um grau de confiança de 90%, deve ser superior ou igual a 5,0% no caso dos varões da classe de ductilidade NR, e superior ou igual a 8,0% no caso dos varões da classe de ductilidade NR SD.

Os valores característicos calculados com base nas distribuições de valores de A_{gt} representadas nas Figs. 1 a 4, e nas Figs. 7 a 10, são apresentados no Quadro 2. Através deste quadro é possível constatar que os valores característicos calculados a partir dos resultados obtidos pelos Fabricantes são relativamente próximos dos calculados a partir dos resultados obtidos pelo LNEC, para todos os tipos de varões.

Quadro 2: Valores característicos de A_{gt}, referentes ao quantilho de 10%, obtidos para varões dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD

Tipo de varão	*Fabricante (%)*	*LNEC (%)*	*Limite mínimo (EC2) (%)*	*Limite mínimo (Especificações LNEC) (%)*
A400 NR	10,9	11,3	5,0	5,0
A500 NR	8,5	8,3	5,0	5,0
A400 NR SD	13,1	13,5	7,5	8,0
A500 NR SD	9,8	9,4	7,5	8,0

Todos os valores característicos apresentados no Quadro 2 respeitam os respetivos limites mínimos estabelecidos no Eurocódigo 2 [3] e nas Especificações LNEC aplicáveis a cada caso ([7], [8], [9] ou [10]). Este facto pode ser igualmente constatado através das Figs. 1 a 4 e das Figs. 7 a 10. No entanto, faz-se notar que os valores característicos referentes aos varões A400 NR e A400 NR SD são sempre mais elevados que os referentes aos varões A500 NR e A500 NR SD, facto este que permite confirmar que os varões da classe de resistência A400 são mais dúcteis que os varões da classe de resistência A500, pertencentes à mesma classe de ductilidade.

3.5. Variação da produção ao longo do tempo

As Figs. 13 a 20 mostram as curvas de densidade (*Kernel density estimation*) dos valores de A_{gt}, referentes aos quatro tipos de varão analisados (A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD), obtidos pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC, respetivamente, ao longo de seis triénios sucessivos, compreendidos entre os anos de 2000 e 2017. Cada uma das curvas engloba o conjunto de resultados referentes a todos os diâmetros de varões controlados, atrás referidos.

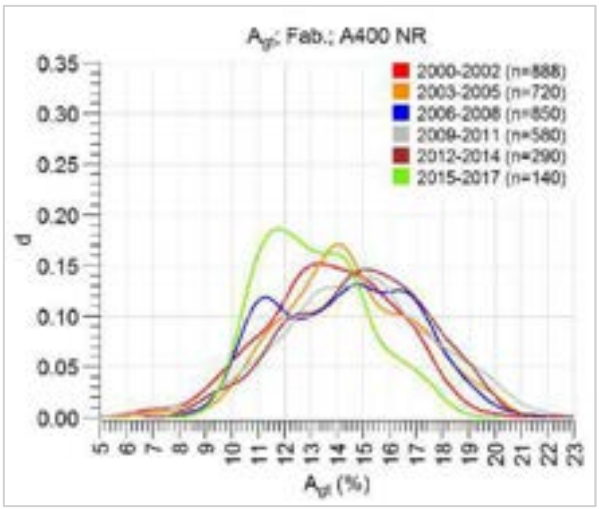


Figura 13. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR, ao longo dos anos 2000 a 2017.

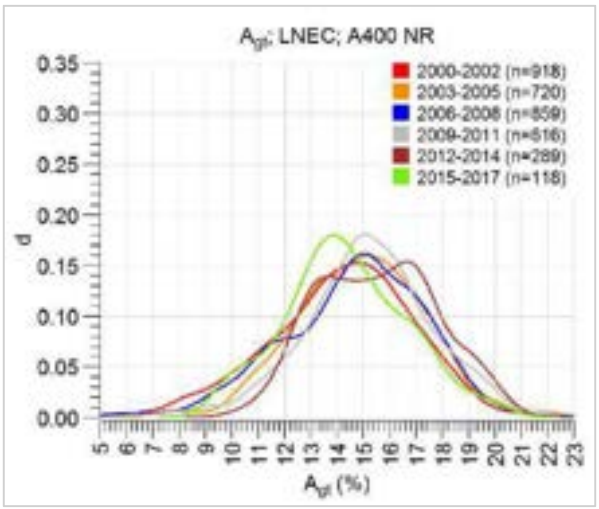


Figura 14. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR, ao longo dos anos 2000 a 2017.

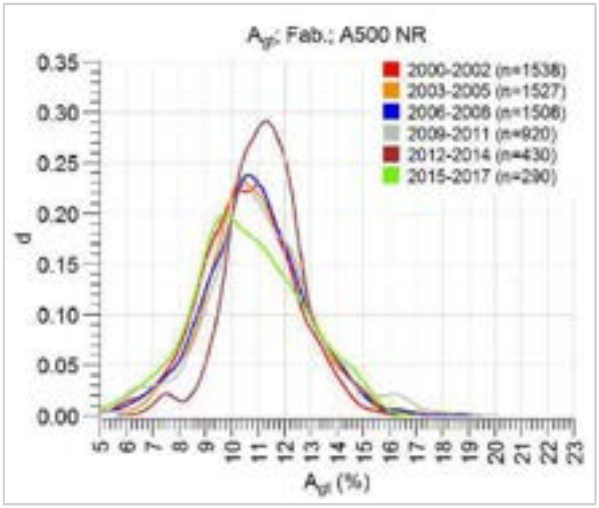


Figura 15. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR, ao longo dos anos 2000 a 2017.

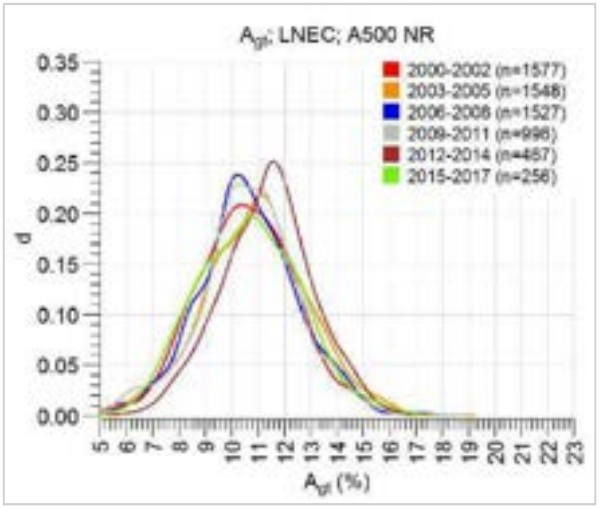


Figura 16. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR, ao longo dos anos 2000 a 2017.

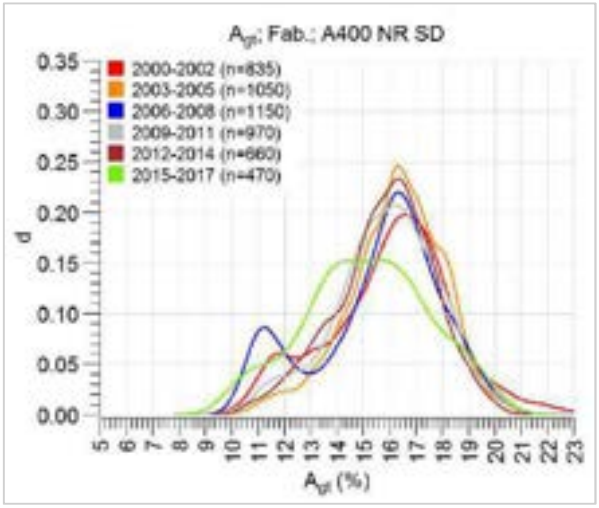


Figura 17. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2017.

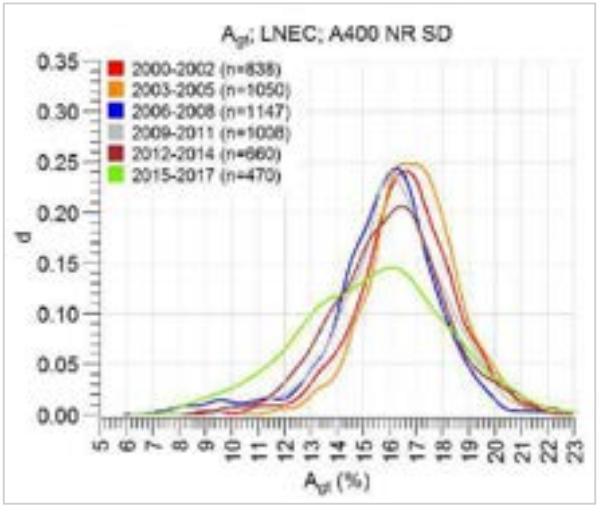


Figura 18. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2017.

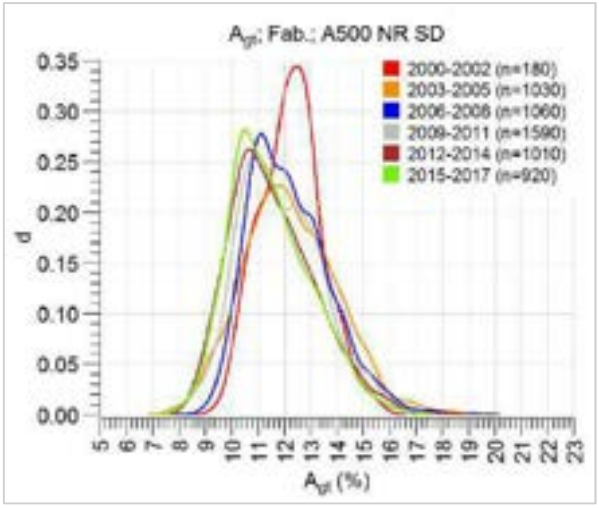


Figura 19. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2017.

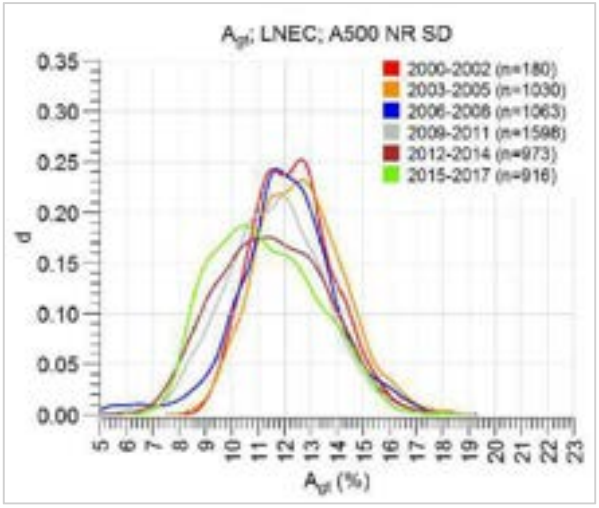


Figura 20. Valores da extensão A_{gt} obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2017.

A análise da evolução das distribuições estatísticas anuais dos valores de A_{gt}, entre 2000 e 2017, mostra que tanto os valores médios como os valores característicos dos resultados obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC têm vindo a diminuir ao longo do tempo durante a última década.

No caso dos varões de aço de alta ductilidade, o valor médio e o valor característico do conjunto dos resultados obtidos pelo LNEC em cada ano foram subindo progressivamente desde 1999 até 2010 (A400 NR) ou 2012 (A500 NR), e têm vindo a diminuir desde então, até aos valores registados no início deste século. No caso dos varões de aço de ductilidade especial (A400 NR SD e A500 NR SD), o valor médio e o valor característico do conjunto dos resultados obtidos pelo LNEC em cada ano atingiram o seu máximo em 2003, no início da sua produção, e têm vindo a diminuir sucessivamente desde então. A esta diminuição progressiva poderá não ser estranho o aumento da produção em rolo destes varões, dando origem, após o seu posterior endireitamento, a uma diminuição significativa da sua ductilidade [4]. Pontualmente, destaca-se uma queda brusca da ductilidade de todos estes quatro tipos de varão em 2008, seguida de uma retoma entre 2009 e 2010 sem, no entanto, atingir os valores mais elevados anteriores.

3.6. Influência de outros parâmetros

Cada um dos histogramas das Figs. 1 a 12 inclui os resultados obtidos, entre os anos de 2000 e 2017, para o conjunto dos diâmetros de varões controlados: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm. Atendendo à elevada dimensão dos conjuntos de resultados analisados em cada uma dessas figuras, as conclusões que delas se podem retirar serão, em princípio, aplicáveis à generalidade dos varões de aço dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD utilizados em estruturas de betão armado executadas em Portugal ao longo do período referido.

No entanto, chama-se a atenção para o facto de numa determinada construção, ou até numa parte dela, a distribuição dos valores de ε_u poder diferir significativamente das distribuições de A_{gt} apresentadas no presente artigo. Esta possibilidade resulta do facto de esses valores poderem variar em função da origem dos varões, de um fabricante para outro, ou até mesmo entre varões de um mesmo tipo provenientes de diferentes lotes produzidos pelo mesmo fabricante, devido a variações nos seus processos de produção [4].

Acresce ainda que existem outros parâmetros que podem afetar os valores de ε_u, como por exemplo o diâmetro do varão; as distribuições destes valores poderão, em certos casos, diferir significativamente de um diâmetro para outro [4]. Destaca-se também a importância da dimensão das amostras analisadas, referentes a cada caso particular (varões com um mesmo diâmetro, produzidos pelo mesmo fabricante, provenientes de um mesmo lote, etc.), que pode condicionar fortemente a estimativa das distribuições estatísticas baseada nessas amostras. Porém, a análise detalhada da influência destes parâmetros ultrapassa as limitações do presente artigo, pelo que será abordada noutros trabalhos futuros.

4. CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta um estudo estatístico dos valores da extensão total na força máxima, A_{gt}, dos aços de diferentes tipos de varões utilizados em estruturas de betão armado realizadas em Portugal desde o ano de 2000. Os resultados experimentais analisados dizem respeito aos varões de aço dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD, que são os mais frequentemente utilizados, e foram recolhidos pelo LNEC no âmbito do controlo periódico destes produtos.

Este estudo confirmou a dispersão elevada dos resultados de A_{gt}, a qual pode resultar de vários fatores, tais como: i) o tipo de produto, ii) o método de produção, em troços retos ou em rolo [4], iii) o diâmetro do varão, iv) a variação de A_{gt} entre diferentes lotes da produção, no seio de uma amostra ou, até, ao longo do comprimento do provete ensaiado, v) o método de ensaio utilizado na determinação do valor de A_{gt} [5] e vi) as incertezas associadas aos resultados dos ensaios de tração [6].

Os valores médios das distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} são sempre mais elevados no caso dos varões de aço da classe de resistência A400 que nos da classe de resistência A500. Por outro lado, os valores de A_{gt} apresentam sempre dispersões maiores no caso dos varões de aço da classe de resistência A400 que no caso dos varões de aço da classe de resistência A500.

O valor médio de A_{gt} é sempre mais elevado no caso dos varões de aço de ductilidade especial (NR SD) que no caso dos varões de aço de alta ductilidade (NR) da mesma classe de resistência, embora a influência atrás referida da classe de resistência seja superior à da classe de ductilidade. Além disso, a dispersão dos valores de A_{gt} é sempre maior no caso dos varões NR que no caso dos varões NR SD pertencentes à mesma classe de resistência; este facto traduz um controlo da qualidade do produto mais eficaz no caso da produção dos varões NR SD que no caso dos varões NR.

É ainda possível constatar que todos os valores característicos referentes ao quantilho de 10%, calculados com base nas distribuições de valores de A_{gt} associadas ao conjunto de resultados obtidos para cada um destes quatro tipos de varões, respeitam os respetivos limites mínimos estabelecidos no Eurocódigo 2 [3] e nas Especificações LNEC aplicáveis a cada um desses produtos ([7], [8], [9] ou [10]).

No seu conjunto, estes resultados são satisfatórios. No entanto, a análise da evolução das distribuições estatísticas dos valores de A_{gt}, entre 2000 e 2017, mostra que tanto os valores médios como os valores característicos dos resultados obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC têm vindo a diminuir ao longo do tempo durante a última década. No caso dos varões de aço de ductilidade especial (A400 NR SD e A500 NR SD), o valor médio e o valor característico do conjunto dos resultados obtidos pelo LNEC em cada ano têm vindo a diminuir desde 2003.

Além disso, é necessário ter em conta que as distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} dos varões de aço para betão armado podem apresentar variações significativas de uma construção para outra, as quais dependem, por exemplo, do diâmetro dos varões, da dimensão das amostras analisadas em cada caso particular e da sua proveniência (do fabricante, dos métodos de fabrico utilizados e do respetivo lote de produção). Interessa, por este motivo, analisar as diferenças entre distribuições estatísticas dos valores de A_{gt} obtidas para determinadas condições particulares (para um único diâmetro, por exemplo). Esta análise ultrapassa, porém, as limitações do presente artigo.

REFERÊNCIAS

[1] Decreto-Lei nº 128/99, de 21 de abril.

[2] Decreto-Lei nº 390/2007, de 10 de dezembro.

[3] NP EN 1992-1-1:2010 "Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", 259 p.

[4] Baptista, A. M.; Filipe, J. (2015). "Influência do processo de endireitamento de varões de aço produzidos em rolo nas suas características mecânicas e de aderência", RPEE – Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Série II, nº 15, junho 2015, pp. 5-16.

[5] Baptista, A. M. [et al] (2016). "Extensão total na força máxima de varões de aço. Alteração do método da sua determinação através de um extensómetro", QIC2016 – 2º Encontro Nacional sobre Qualidade e Inovação na Construção, Lisboa, LNEC, 12 p.

[6] André, J.; Baptista, A. M. (2009). "Avaliação das incertezas associadas aos resultados dos ensaios de tração realizados no laboratório de ensaios de produtos metálicos", Relatório nº 331/2009, LNEC, 173 p.

[7] Especificação LNEC E 449:2017 "Varões de aço A400 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[8] Especificação LNEC E 450:2017 "Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[9] Especificação LNEC E 455:2017 "Varões de aço A400 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[10] Especificação LNEC E 460:2017 "Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

Deslocamentos transversais em serviço de pilar de concreto armado submetido a carregamento de curta duração com pequena excentricidade

Sebastião Pereira[1] **Milton Dias[2]** **Élvio Piancastelli[3]** **Thiago Bortone[4]** **Elves Farias[5]**

RESUMO

Este trabalho apresenta uma comparação entre os deslocamentos calculados teoricamente e os medidos em ensaio de um pilar esbelto de concreto armado, submetido a carregamento de curta duração. O pilar ensaiado faz parte do primeiro projeto habitacional pré-fabricado desenvolvido pela Precon Engenharia. O pilar tinha seção transversal quadrada e foi submetido a forças de compressão excêntricas. Os deslocamentos transversais, na seção média do pilar, foram medidos no ensaio e estimados através de um modelo matemático rigoroso, proposto por Pereira *et. al* (2013) [1]. A análise comparativa desenvolvida revelou que, para o caso estudado, os deslocamentos em serviço, obtidos com a formulação teórica adotada, apresentou boa correlação com os deslocamentos medidos. O coeficiente de variação foi de 24%. Vale lembrar que a deformação do pilar depende da rigidez efetiva do pilar, bem como do processo executivo assim como das reais propriedades dos materiais, principalmente do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto no instante da realização do ensaio. Em face da variabilidade desses parâmetros, existe uma grande variabilidade das deformações reais. Não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas por processos analíticos. Boa correlação foi observada na comparação entre os descolamentos calculados e os medidos, tanto para cargas menores quanto iguais às de serviço.

Palavras-chave: *Pilar esbelto de concreto armado, flexão normal composta, comportamento em serviço.*

1. INTRODUÇÃO

A NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – [2] é a norma que rege o dimensionamento de estruturas de concreto armado. Sabe-se que existe imprecisão nos deslocamentos determinados utilizando-se a equação de Branson, mesmo no caso de carregamentos de curta duração.

[1]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Departamento de Estruturas, Belo Horizonte, Brasil. ssrp@dees.ufmg.br
[2]Precon Industrial, Vespasiano, Brasil. milton.dias@terrasfidalgo.com.br
[3]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Departamento de Estruturas, Belo Horizonte, Brasil. elvio@dees.ufmg.br
[4]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Belo Horizonte, Brasil. thiagobortone@terra.com.br
[5]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Belo Horizonte, Brasil. elveslf@gmail.com

O estudo desenvolvido visou comparar os resultados de ensaio de um pilar esbelto de concreto armado, sujeito à flexão normal composta, de curta duração e pequena excentricidade, com aqueles obtidos através de um modelo matemático rigoroso, proposto por Pereira *et al.* (2013) [1]. O modelo considera a história do carregamento e os efeitos do tempo nas propriedades mecânicas do concreto. Foi levada em conta a influência da retração e deformação lenta do concreto, que ocorreram desde o fim da cura até o início do ensaio, assim como a de sua fissuração. O pilar foi dividido em elementos, cada um possuindo sua história de tensões e deformações.

A superfície do pilar possuía reentrâncias de maneira a garantir estanqueidade a água de chuvas na interface de contato com painéis pré-fabricados que compunham a edificação.

2. O MODELO NUMÉRICO

No desenvolvimento do modelo numérico as seguintes considerações forram feitas:

1- Carregamento aplicado em um plano de simetria do pilar;
2- Deslocamentos transversais e longitudinais infinitesimais;
3- Consideração somente das deformações normais paralelas ao eixo do pilar;
4- Possibilidade de variação da geometria do pilar ao longo do tempo, tanto transversal, quanto longitudinalmente;
5- Possibilidade de diferenças entre propriedades do material de cada elemento e em diferentes seções de cada um deles;
6- Consideração do efeito da retração e da fluência, bem como da evolução das propriedades mecânicas do concreto;
7- Possibilidade de variação, ao longo do tempo, das cargas aplicadas e das condições de contorno.

O elemento estrutural analisado foi discretizado, longitudinalmente, em diversos elementos de barra. A seção transversal de cada elemento foi discretizada em diversos elementos de concreto paralelos ao eixo de flexão e em elementos de aço correspondentes a cada uma das barras da armadura longitudinal. Considerou-se a área líquida de concreto.

Durante os diversos estágios de carregamento foi determinado se cada um dos elementos de barra estava trabalhando no estádio I ou II, em função da distribuição das tensões normais em cada seção transversal.

O estado de deformação de cada seção transversal foi determinado iterativamente utilizando o Método da Seção Áurea, conforme Luna *et. al* (1986) [3], de maneira a garantir o equilíbrio entre os esforços solicitantes e os resistentes. Somente os elementos de concreto submetidos a tensões de tração superiores à resistência de tração do concreto foram considerados rompidos. Uma vez determinado o estado de deformação, a curvatura de cada seção transversal foi determinada.

Os deslocamentos do pilar foram obtidos, em cada etapa do carregamento, integrando-se as curvaturas das seções transversais ao longo de seu eixo e aplicando-se condições de contorno.

Tanto o concreto quanto o aço foram considerados trabalhando no regime elástico, pois a análise foi feita considerando-se condições de serviço. Foram utilizadas as prescrições da NBR-6118:2014 [2] para determinação das propriedades mecânicas e reológicas do concreto.

2.1 Formulação

O pilar foi dividido em diversas seções, cada uma delas subdivididas em elementos. Esses elementos podiam possuir diferentes geometrias e propriedades mecânicas, bem como histórias de carregamento

diferentes. Foi considerado que, em um instante genérico de tempo t_{u+1}, a deformação total de um elemento era dada por:

$$\varepsilon_c\left(t_{u+1},t_0\right)=\int_{t_0}^{t_{u+1}}\left(\frac{1}{E_c(\tau)}+\frac{\varphi\left(t_u,\tau\right)}{E_c}\right)\frac{d\sigma(\tau)}{d\tau}d\tau+\varepsilon_{cs0}\,\beta_s\left(t_{u+1}-t_s\right) \qquad (1)$$

A deformação total, nesse caso, incluiu os efeitos do carregamento, da fluência e da retração. Esses efeitos correspondiam ao primeiro, segundo e terceiro termos do lado direito da Eq. (1). A expressão para a retração e coeficiente de fluência do concreto, bem como do módulo de elasticidade tangente no instante t, foram aqueles prescritos pela NBR 6118 [2]. Quando o tempo genérico t_{u+1} era dividido em um número de subintervalos, a deformação total de cada elemento, em cada seção do pilar, passava a ser:

$$\varepsilon_{c(i)}\left(t_{u+1},t_0\right)=\sum_{j=0}^{u+1}\frac{\Delta\sigma_{c(i)}\left(t_j\right)}{E_{c(i)}\left(t_j\right)}+\frac{1}{E_{c(i)}}\sum_{j=0}^{u}\Delta\sigma_{c(i)}\left(t_j\right)\varphi_{(i)}\left(t_{u+1},t_j\right)$$

$$+\ \varepsilon_{cs0(i)}\,\beta_{s(i)}\left(t_{u+1}-t_{s(i)}\right)\ , \qquad (2)$$

Onde o subscrito (i) se refere ao elemento i.

Pela Eq. (2) pode ser verificado que cada elemento pode ser de diferente material e possuir história de carregamento diferente em cada intervalo de tempo. É importante salientar que o coeficiente de fluência somente foi considerado até o instante de tempo (u), pois $\varphi_{(i)}\left(t_{u+1},t_{u+1}\right)$ era nulo. Com a deformação de cada elemento definida, a curvatura da seção foi calculada.
Na Eq. (2), a variação de tensão $\Delta\sigma_{c(i)}(t_{u+1})$ pôde ser explicitada reescrevendo-se a equação depois de ser desenvolvido o primeiro somatório. Então:

$$\Delta\sigma_{c(t)}\left(t_{u+1}\right)=E_{c(t)}\left(t_{u+1}\right)\left(\varepsilon_{c(i)}\left(t_{u+1},t_0\right)\right)-\sum_{j=0}^{u}\frac{\Delta\sigma_{c(i)}\left(t_j\right)}{E_{c(i)}\left(t_j\right)}$$

$$-\frac{1}{E_{c(i)}}\sum_{j=0}^{u}\Delta\sigma_{c(i)}\left(t_j\right)\varphi_{(i)}\left(t_{u+1},t_j\right)-\varepsilon_{cs0(i)}\,\beta_{s(i)}\left(t_{u+1}-t_{s(t)}\right) \qquad (3)$$

Com tal incremento de tensão, a tensão final, em cada elemento no instante t_{u+1}, podia ser obtida por:

$$\Delta\sigma_{c(t)}\left(t_{u+1}\right)=\sum_{j=0}^{u+1}\Delta\sigma_{c(i)}\left(t_j\right) \qquad (4)$$

Essa tensão final, em cada passo da análise, foi comparada com a resistência limite do material. No caso de concreto tracionado, esse limite foi definido pela resistência a tração f_{ctm}. Se essa tensão resistente fosse excedida, sua contribuição era negligenciada. Para elementos de aço, a tensão máxima era igual a tensão de escoamento.

A força axial e o momento fletor em cada seção transversal foram determinados por:

$$N_R\left(t_{u+1}\right)=\sum_{i=1}^{n}\sigma_{cc(i)}\left(t_{u+1}\right)A_{c(i)}+\sum_{i=1}^{s}\sigma_{cs(i)}\left(t_{u+1}\right)A_{s(i)} \qquad (5)$$

$$M_R\left(t_{u+1}\right)=\sum_{i=1}^{n}\sigma_{cc(i)}\left(t_{u+1}\right)d_{c(i)}\,A_{c(i)}+\sum_{i=1}^{s}\sigma_{cs(i)}\left(t_{u+1}\right)d_{s(i)}\,A_{s(i)} \qquad (6)$$

O equilíbrio entre os esforços internos e externos, em cada seção transversal do pilar, era dado por:

$$N_R=N_{EXT} \qquad (7)$$

$$M_R = M_{EXT} \tag{8}$$

Em cada instante da análise, o estado de deformação e de tensão era determinado de maneira que as Eqs. (7) e (8) fossem satisfeitas em cada seção. Quando isso não era conseguido para o estado de deformação adotado, um novo estado de deformação era introduzido e o procedimento repetido.

Depois que as condições de equilíbrio eram satisfeitas, em cada seção transversal, a forma fletida do pilar podia ser determinada. A relação entre os deslocamentos transversais e a curvatura era dada por:

$$\frac{d^2 y\left(t_{u+1}\right)}{dx} = -\frac{1}{r\left(t_{u+1}\right)} \tag{9}$$

As rotações eram obtidas integrando a equação acima. Então:

$$\theta\left(t_{u+1}\right) = \theta_0\left(t_{u+1}\right) + \int_0^x \frac{1}{r\left(t_{u+1}\right)} dx \tag{10}$$

Os deslocamentos transversais eram calculados por:

$$y\left(t_{u+1}\right) = y_0\left(t_{u+1}\right) + \theta_0\left(t_{u+1}\right)x + \iint \frac{1}{r\left(t_{u+1}\right)} dx \tag{11}$$

Como o pilar foi discretizado em diversos elementos de barra a equação acima era substituída por:

$$y_{(i)}\,t_{u+1} = y_0\left(t_{u+1}\right) + \theta_0\left(t_{u+1}\right)x - \Delta\ell^2\left[\frac{1}{4}\left(\frac{1}{r_0\left(t_{u+1}\right)} + \frac{1}{r_{(i)}}\right)(2i-1)\right] - \Delta\ell^2\left[\frac{1}{2}\sum_{j=1}^{i-1}\frac{1}{r_{(j)}\left(t_{u+1}\right)} + \sum_{j=1}^{i-1}\sum_{k=1}^{j-1}\frac{1}{r_{(k)}\left(t_{u+1}\right)}\right] \tag{12}$$

É importante esclarecer que a Eq. (12) devia satisfazer as condições cinemáticas.

3. METODOLOGIA DO ENSAIO

O pilar tem seção transversal quadrada e comprimento total de 340 cm. A seção transversal do pilar é vazada ao longo de toda altura, sendo seu contorno definido por reentrâncias e saliências que garantem estanqueidade na superfície de contato com painéis de vedação pré-fabricados, resultando em uma forma geométrica de perímetro complexo, conforme indicado na figura 1.

As extremidades do pilar são rotuladas, conforme indicado nas Figs. 2, 3 e 4. Foram aplicadas cargas colineares nas extremidades do pilar por meio de macaco hidráulico dotado de célula de carga axial para monitoramento da força aplicada em uma das extremidades.

O pilar foi fabricado com concreto de resistência característica à compressão (fck) igual a 30 MPa, e armado com quatro barras longitudinais de 12,5 mm de diâmetro de aço CA-50, com estribos de 5 mm espaçados a cada 12 cm.

O ensaio foi realizado na idade de 28 dias e a resistência média a compressão, na idade do ensaio, era de 36.6 MPa.

O pilar foi ensaiado dentro de uma gaiola metálica composta de quatro perfis I, interligados nas extremidades, de maneira a proteger os operadores dos equipamentos de qualquer possível acidente durante os ensaios, conforme Fig. 3, onde os perfis I que formam a gaiola aparecem em cor vermelha.

Um relógio comparador foi posicionado no meio do vão, junto à borda inferior do pilar, para medição dos deslocamentos transversais, conforme indicado nas Figs. 2 e 3. As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas na idade de execução do ensaio.

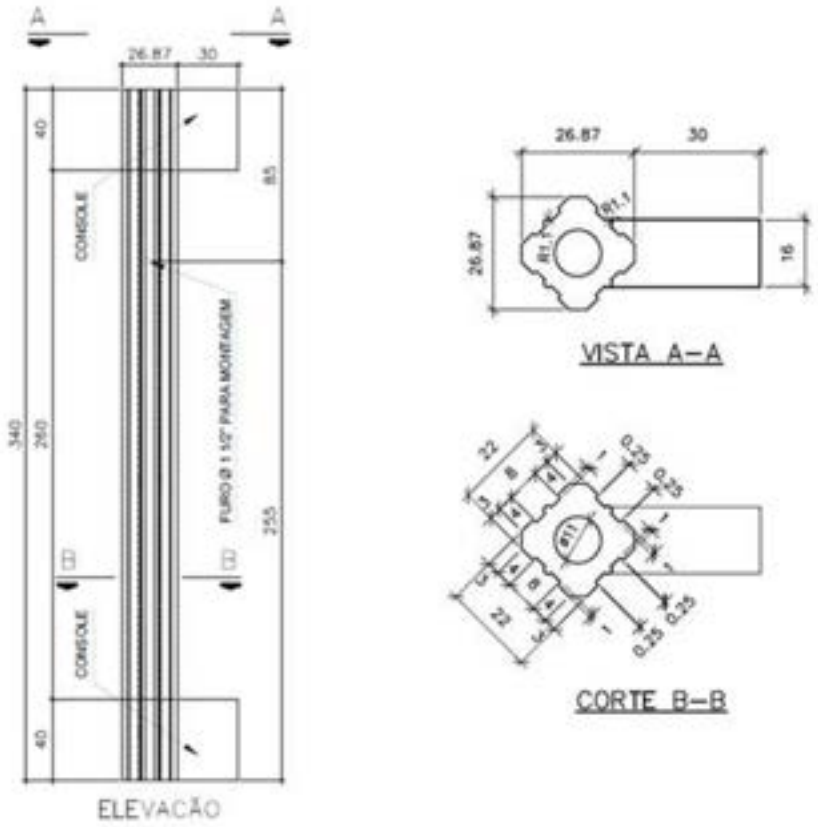


Figura 1. Elevação do pilar; Vista B-B; Seção C-C.
(Dimensões em cm)

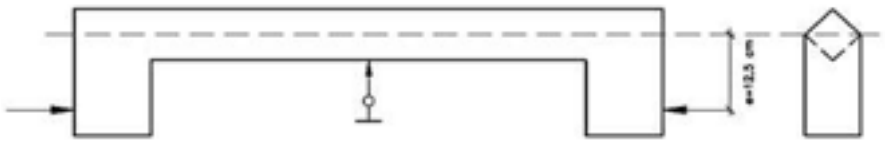
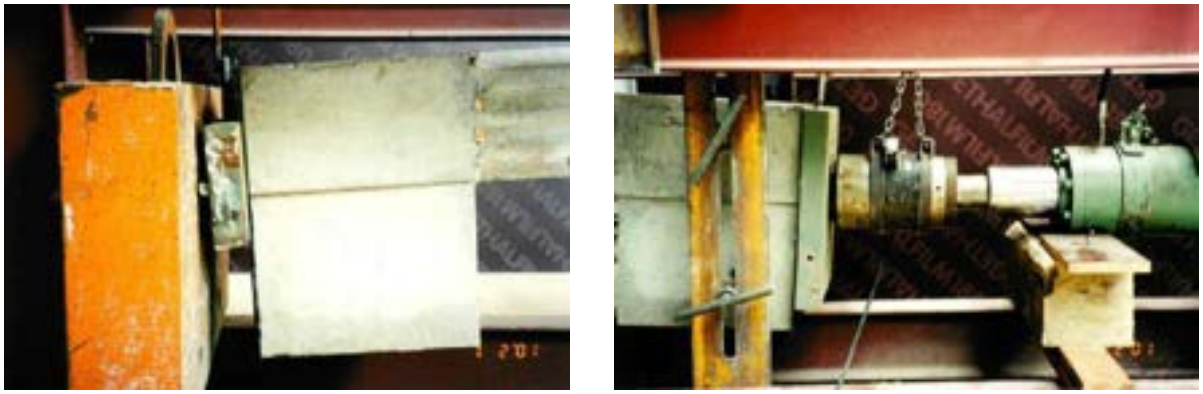


Figura 2. Esquema de ensaio do pilar.
(Dimensões em cm)



Figura 3. Vista geral do ensaio. Carga aplicada com excentricidade de 12,5 cm.



(a) (b)

Figura 2. Apoio rotulado na extremidade passiva (a) e ativa (b).

O ensaio foi conduzido na horizontal para facilitar a aplicação das cargas e medição dos deslocamentos.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

São apresentados, no Quadro 1 e na Fig. 5, os deslocamentos medidos e aqueles estimados pelo modelo matemático. A razão entre eles é, também, mostrada.

Quadro 1. Cargas e deslocamentos na seção média do pilar.

Carga axial [kN]	*Deslocamentos ensaio* δ_{ens} [mm]	*Deslocamentos estimados* δ_{mod} [mm]	*Razão* $\delta_{ens}/\delta_{mod}$
0.0	0.0	0.0	-
50.0	1.6	1.9	0.73
100.0	3.3	2.9	0.94
150.0	6.0	4.2	1.22
200.0	12.3	6.3	1.73

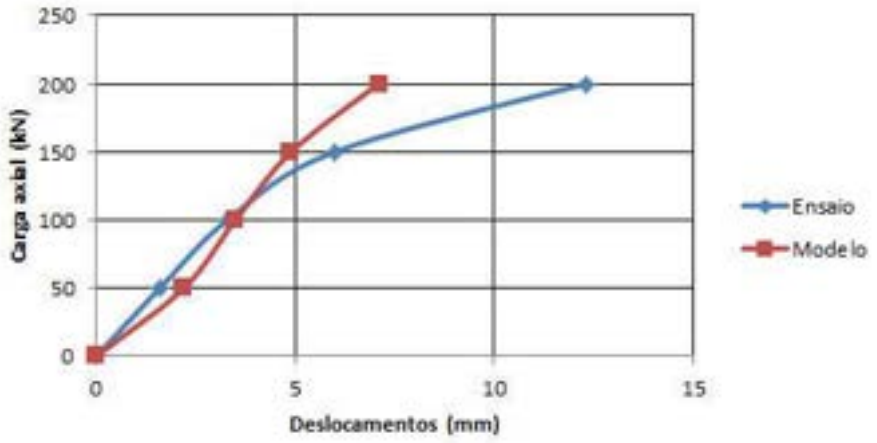


Figura 5. Relação carga axial versus deslocamento transversal.

5. ANÁLISE COMPARATIVA

Com a finalidade de comparar os resultados de ensaios (d_{ens}) com os valores teóricos obtidos do modelo numérico (d_{mod}), calculou-se a média da razão entre esses valores obtendo-se ($\delta_{ens}/\delta_{mod}$)=1.56, com desvio padrão s = 0.37 e coeficiente de variação CV = (0.37/1.56)*100=24%.

A análise dos resultados acima revela que, para o caso estudado, o modelo adotado prevê, em média, deslocamentos menores em 36% do que aqueles medidos nos ensaios.

Para níveis de carregamento mais baixos pode-se observar uma melhor correlação entre os valores dos deslocamentos previstos e medidos no ensaio, pois para cargas mais baixas todo o pilar trabalha no Estádio I, não ocorrendo fissuração em nenhuma região do pilar.

6. CONCLUSÕES

A análise comparativa desenvolvida revelou que, para o caso estudado, os deslocamentos em serviço, obtidos com a formulação teórica adotada, apresentou boa correlação com os deslocamentos medidos. O coeficiente de variação foi de 24%. Vale lembrar que a deformação do pilar depende da rigidez efetiva das seções, ou seja, da forma do pilar, da distribuição das armaduras, da existência e distribuição das fissuras, das propriedades mecânicas do concreto e aço, e da contribuição do concreto entre fissuras, contribuição, essa, não considerada no modelo teórico. A deformação real depende também do processo executivo assim como das reais propriedades dos materiais, principalmente do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto no instante da realização do ensaio.

Em face da grande variabilidade dos parâmetros citados, existe uma grande variabilidade das deformações reais, como previsto pela NBR 6118:2014 [2]. Não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas por processos analíticos.

Os resultados encontrados foram compatíveis com as condições de projeto para a edificação a que o pilar se destina.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à UFMG, à FAPEMIG e à PRECON INDUSTRIAL pelo apoio financeiro e de infraestrutura para a realização do trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Pereira, S. (2013). Numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading. Ibracon Structures and Materials Journal, Vol. 6, N. 4, pp. 613-622.

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.

[3] Mateus, R.; Luna, L. (1986). Programação não linear. V Escola de Computação.

Método Experimental para o Estudo do Efeito Combinado de Cargas Aplicadas e Retração impedida em Lajes de Betão

José Gomes[1] Miguel Azenha[2] José Granja[3] Rui Faria[4] Carlos Sousa[5]
B. Zahabizadeh[6] A. Edalat-Behbahani[7] Dirk Schlicke[8] Carlos Rodrigues[9]

RESUMO

O conhecimento técnico-científico do comportamento de estruturas de betão armado (BA) sujeitas ao efeito combinado de ações aplicadas e deformações impostas é ainda insuficiente para que existam, na regulamentação, regras de dimensionamento inequívocas que permitam uma adequada consideração desses fatores. Esta situação pode levar a casos de sobredimensionamentos ou sub-dimensionamento, com consequências sentidas pela sociedade através do aparecimento de fendas de grande abertura com consequente diminuição do tempo útil de vida dos edifícios e aumento dos custos de manutenção.

No âmbito do projeto FCT IntegraCrete, foi desenvolvido um programa experimental com o objetivo de estudar o fenómeno das interações supracitadas e validar simulações numéricas do comportamento de lajes nessas condições, recorrendo a ensaios de longa duração à escala real. De forma a isolar os efeitos das cargas aplicadas e da deformação restringida, o programa experimental conta com a simulação de quatro situações distintas, por combinação das seguintes condições: (i) com ou sem restrição axial; (ii) com ou sem aplicação de cargas verticais. Em paralelo, foi efetuada caracterização do betão, envolvendo a realização de ensaios para determinação, a várias idades, de propriedades mecânicas e perfis de humidade relativa (HR). Adicionalmente, as lajes foram instrumentadas com extensómetros e LVDT's para medição de extensões/deformações no aço e no betão. São também utilizados sensores de temperatura e microscópio ótico portátil para medição da abertura de fendas.

A componente inovadora desta campanha experimental consiste na capacidade de restringir axialmente a deformação da laje, permitindo que em simultâneo sejam aplicadas cargas verticais na mesma. A restrição das lajes é efetuada através de dois atuadores hidráulicos ligados a um varão metálico, embebido na zona do apoio da laje, que permitem o ajuste gradual do esforço axial aplicado na mesma, impedindo parcial ou totalmente a respetiva deformação por retração. O artigo explica a conceção do sistema experimental e as suas particularidades.

Palavras-chave: Retração Restringida, Comportamento em Serviço, Laje; Experimental

1. INTRODUÇÃO

A fendilhação de estruturas de betão armado é um fenómeno admissível quando controlado, mas quando a fendilhação assume proporções excessivas, constitui-se como um dos principais fatores a afetar

[1]Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. jose89gomes@gmail.pt
[2]Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. miguel.azenha@civil.uminho.pt
[3]Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. granja@civil.uminho.pt
[4]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. rfaria@fe.up.pt
[5]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. cfsousa@fe.up.pt
[6]Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. b.zahabizadeh@gmail.com
[7]Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. aliedalatbehbahani@gmail.com
[8]Graz University of Technology, Institute of Structural Concrete, Graz, Austria. dirk.schlicke@tugraz.at
[9]Instituto Superior de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. cfg@isep.ipp.pt

negativamente a durabilidade estrutural. Nesse sentido, o dimensionamento de estruturas de betão armado que cumpram os requisitos de segurança, de funcionalidade e de estética durante o seu período de vida útil sem necessidade de custos de manutenção significativos depende de práticas de projeto adequadas que permitam prever/controlar a abertura das fendas com adequado rigor.

Apesar de existir uma quantidade considerável de códigos de dimensionamento e recomendações que propõem práticas para a previsão da abertura de fendas em estruturas sujeitas a cargas aplicadas ou deformações impostas, não existem regras claras para o dimensionamento das armaduras requeridas para controlo da fissuração em estruturas sujeitas ao efeito combinado de cargas aplicadas e retração restringida. Existem várias abordagens simplificadas, como por exemplo: (i) baseadas na aplicação do CIRIA C660 [1], (ii) utilização combinada das Partes 1 e 2 do Eurocódigo 2; (iii) métodos baseados na compatibilidade da deformação [2]; (iv) e o cálculo da abertura da fenda em flexão composta considerando uma percentagem do esforço axial de fendilhação [3]. No entanto, a aplicação destas práticas pode levar a diferenças nas armaduras dimensionadas até 50% (em termos de quantidade global) [4]. Perante estes desafios, vários investigadores (particularmente os envolvidos na autoria do presente artigo) têm recorrido ao método de elementos finitos (MEF) para realizar análises numéricas não lineares em estruturas de betão armado sujeitas ao efeito combinado de cargas aplicadas e retração restringida para quantificar os esforços e forças instaladas nas estruturas devido a estes efeitos [5-9]. Estes trabalhos, embora fundamentais para compreender melhor o mecanismo de formação de esforços e fendas nestas estruturas, são ainda desprovidos de validação experimental com ensaios a longo prazo e a escala real.

Este artigo tem como objetivo mostrar o desenvolvimento de um sistema inovador de ensaio de retração restringida em lajes de betão armado e o correspondente planeamento de um programa experimental para o estudo do efeito combinado de cargas aplicadas e retração impedida neste tipo de elementos estruturais. O artigo começa por descrever os princípios de dimensionamento e os requisitos do sistema de restrição da laje. De seguida, é descrito o programa experimental que é dividido em duas fases. Na primeira fase é realizado um ensaio protótipo para averiguar a adequabilidade do sistema desenvolvido e retirar ilações sobre eventuais aperfeiçoamentos. A segunda fase corresponde à campanha experimental alargada que envolve o ensaio de lajes em quatro situações distintas (laje restringida axialmente com e sem aplicação de cargas verticais e lajes sem restrição à deformação, com e sem aplicação de cargas verticais), para além dos ensaios de caracterização do betão. Dada a fase inicial em que se encontra esta segunda parte do programa, no contexto do presente artigo apenas será feita uma descrição do planeamento e preparação encetada.

2. ENSAIO DE RETRAÇÃO RESTRINGIDA COM APLICAÇÃO DE CARGAS VERTICAIS

Nesta secção propõe-se um sistema de ensaio que permite restringir axialmente, de forma controlada, um elemento laminar horizontal, simplesmente apoiado, que pode ser simultaneamente sujeito a carregamentos verticais, proporcionando esforços de flexão/corte. Com este sistema pretende-se simular um trecho de uma laje carregada em situação de serviço e em condições de elevada restrição, enquanto se monitoriza a força axial instalada, as deformações e as extensões nas armaduras.

2.1 Dimensionamento do provete de ensaio

O dimensionamento do provete de ensaio teve como base a simulação de um caso real de uma laje contínua com funcionamento unidirecional, suportada por vigas transversais, em condições de elevada restrição axial. Foram considerados vãos de 4.0m com cargas permanentes de 2.0kN/m^2 (para além do peso próprio) e cargas variáveis correspondentes a pavimentos de Categoria A (2.0kN/m^2 acrescidos de 1.2kN/m^2 relativos a divisórias amovíveis), de acordo com a EN1991-1-1 [10]. Foram considerados os seguintes materiais: betão C20/25 e aço A400NR. A laje foi dimensionada para os estados limite últimos e estados limites de utilização, de acordo com a EN1992-1-1 [11], sem consideração dos esforços axiais provocados pela restrição. O dimensionamento resultou numa laje com 0.10m de espessura com armaduras longitudinais de Φ8//0.10 (quer na face inferior, quer na face superior).

Uma vez que o sistema de restrição foi concebido para testar uma laje simplesmente apoiada, o provete de ensaio tem um vão livre de 2.4m correspondente à distância entre momentos fletores nulos (aproximadamente 3/5 do vão de 4.0m). A largura do provete é de 0.5m (cinco vezes a sua espessura) de forma a garantir um comportamento assimilável a laje.

2.2 Sistema de restrição

A laje é suportada por dois varões de aço de 40mm de diâmetro, embebidos transversalmente a meia altura nas extremidades do vão livre, e garantindo o vão livre de 2.4m entre eixos de varões de apoio. Para além do eixo deste varão, a laje tem ainda 10cm de comprimento adicional na sua direção longitudinal em ambas as extremidades, perfazendo comprimento total de 2.60m. Os varões transversais de apoio são apoiados em duas longarinas metálicas longitudinais, conforme ilustrado na Fig. 1. A laje é restringida através do controlo do esforço axial instalado, garantido por dois atuadores hidráulicos de duplo efeito (cada um instalado no interior da longarina correspondente), que por sua vez permitem movimentar um dos varões transversais de apoio (varão móvel identificado na Fig. 1a) relativamente às longarinas. O outro varão transversal está fixo às longarinas. Ambos os apoios (fixo e móvel) permitem a livre rotação da laje através dos rolamentos que ligam os varões de apoio às longarinas. Embora seja espectável a fissuração na zona dos apoios, onde há grande concentração de tensões, a região de controlo para restrição da retração é limitada a 1.4m centrais da laje (Fig. 1a).

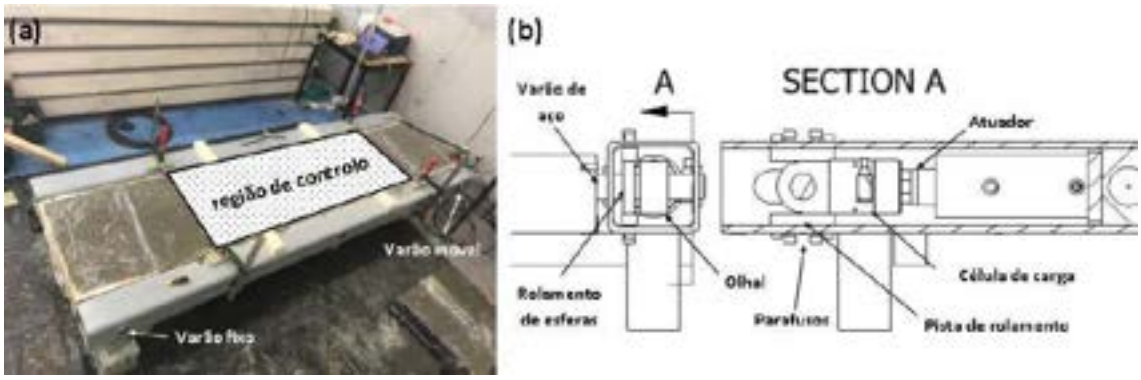


Figura 1. Sistema de restrição: (a) vista geral e (b) interior da longarina.

Cada longarina é constituída por um perfil tubular metálico com 2.65m de comprimento, tendo secção exterior 140x140mm^2 e parede com 8mm de espessura. Cada longarina é suportada por dois perfis tubulares metálicos de 0.15m de comprimento, com secção exterior de 80x80mm^2 e parede de 4mm de espessura. Cada longarina tem 5 furos roscados ao longo da base para permitir a fixação de ripas de madeira que posicionam e suportam a cofragem do provete. Nas faces laterais de cada longarina existem furos de 40mm de diâmetro que servem para passagem/apoio ao varão embebido na laje que é considerado 'fixo' (i.e., que não permite deslocamento longitudinal relativamente à longarina de apoio). No caso do apoio do varão transversal considerado 'móvel', as longarinas têm rasgos com 50mm de altura e 150mm de comprimento para passagem do varão. O apoio do varão móvel em cada longarina é feito através de um rolamento de esferas colocado entre duas pistas de rolamento cuja altura é regulada através de um sistema de aperto com parafusos (Fig. 1b).

A aplicação da carga axial é executada por dois atuadores hidráulicos de duplo efeito, alimentados por uma bomba manual e com capacidade de 100 kN em compressão e 50 kN em tração, ligados ao varão móvel de apoio (parcialmente embebido na laje). O esforço axial instalado na laje é medido por duas células de carga, com capacidade de 100kN, colocadas entre o atuador e o varão móvel (Fig. 1a).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Ensaio piloto

O ensaio piloto para avaliação do efeito combinado de retração impedida e cargas aplicadas foi realizado com dois provetes: (*i*) uma laje de betão armado ensaiada no sistema de restrição descrito na secção 2.2 e (*ii*) um provete complementar (denominado '*dummy*') para medição da retração (Fig. 2a). Para além desses provetes, foram betonados nove cubos (15cm de aresta) e três cilindros (15cm de diâmetro e 30cm de altura), da mesma amassadura, para caracterização do betão em idades distintas: resistência à compressão de acordo com a norma EN12390-3 [12] e módulo de elasticidade de acordo com a especificação LNEC E397 [13]. Adicionalmente, foram betonados 24 blocos de betão de 15×15×24cm^2 para usar como carga vertical distribuída a aplicar à laje (Fig. 2b).

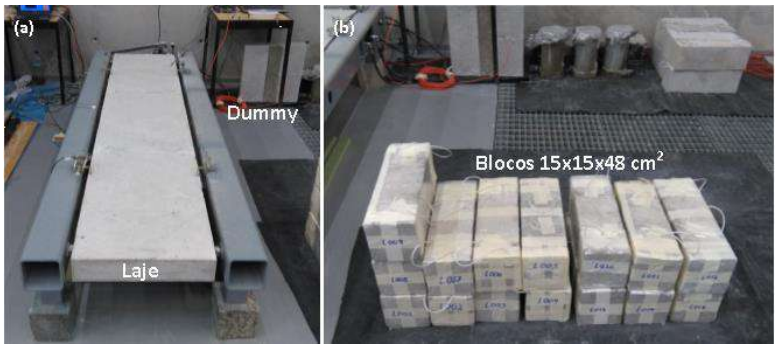


Figura 2. (a) Provetes de ensaio e (b) blocos para aplicação de carga vertical.

3.1.1 Materiais, betonagem/cura e instrumentação

Para a realização deste ensaio foi encomendado um betão com classe de resistência C20/25, dimensão máxima de agregado de 12.5mm e classe de consistência S3. Embora apenas fossem necessários 0.55m^3 de betão no âmbito deste ensaio piloto, foram encomendados 3m^3 de forma a evitar erros significativos de pesagem na central de betão. No Quadro 1 a composição teórica é comparada com a composição real do betão, tendo-se verificado ainda assim um desvio significativo na quantidade de brita 2/8mm.

Quadro 1. Composição do betão (real e teórica).

	Real ***[kg/m³]***	***Teórica*** ***[kg/m³]***	***Desvio*** ***[%]***
CEM II A/L 42.5R	289	290	-0.34
Brita (6/14)	765	766	-0.13
Brita (2/8)	141	162	-12.96
Areia grossa	423	425	-0.47
Areia fina	551	544	+1.29
Plastificante Chrysoplast 775	2.29	2.32	-1.29
Água	180	180	0

Apesar do dimensionamento da armadura da laje abordado na secção 2.1 prever uma solução com varões de 8mm espaçados 100mm, neste ensaio piloto ambas as armaduras (superior e inferior) foram materializadas em varões de 8mm espaçados de 125mm (devido a um erro de colocação que foi considerado aceitável no contexto dum ensaio piloto) com um recobrimento de 22mm. A armadura transversal, correspondente a 20% da armadura principal tal como recomendado pela norma EN1992-1-1 [11], foi materializada com varões de diâmetro 6mm, espaçados de 300mm, com recobrimento de 30 mm. O provete complementar para medição da retração livre ('*dummy*') tem a mesma secção transversal da laje (0.5×0.1m^2) e 0.5m de comprimento, ficando simplesmente pousado na vertical, próximo da laje.

A betonagem e ensaio decorreram na nave do laboratório do IB-S (Instituto de Ciência e Inovação para a Bio-Sustentabilidade) num espaço sem controlo específico de temperatura ou humidade relativa, tendo-se registado variações de temperatura entre 20 e 28°C e variações de humidade relativa entre os 30 e 65% durante o período de ensaio aqui reportado. A secagem do betão foi impedida até ao dia de desmoldagem da laje e provete complementar (7 dias) através da colocação de filme plástico na superfície não moldada. A partir do sétimo dia, a laje ficou sujeita a secagem em todas as faces.

As deformações do *dummy* foram monitorizadas com extensómetro de cordas vibrantes Gage Technique TES/55/T, com comprimento de sensor de 14cm, resolução de 1με e campo de medição de 3000με, posicionado no centro do provete com direção perpendicular à base. Na laje restringida, a extensão no aço a meio vão (varão superior e inferior) é medida através de dois extensómetros elétricos de 120Ω de resistência tipo BFLA-5-3 da TML, com comprimento de sensor de 5mm, em esquema de ligação de quarto de ponte de Wheatstone. A deformação vertical da laje a meio vão é medida com LVDT GT2500RA da RDP, com campo de medição de +/- 2.5mm. A temperatura ambiente e no interior da laje são registadas com dois sensores de temperatura PT100, com 100Ω de resistência. A abertura das fendas é determinada com recurso a um microscópio USB Veho VMS-004, com ampliação 20x e 400x e resolução de 2MPx.

Para medição da deformação longitudinal da laje na região de controlo, foram embutidas duas cantoneiras espaçadas 1.4m, em cada lado da laje, e um LVDT GT1000RA da RDP (campo de medição de +/- 1mm) é fixado numa delas através de uma abraçadeira metálica. A deformação da laje na região central é determinada através de um cabo de aço, em tensão, fixado entre uma das cantoneiras e uma chapa metálica em contacto com o LVDT, estando esta chapa ligada ao suporte do LVDT através de 2 molas (Fig. 3). Com este sistema de molas pretendia-se medir a extensão longitudinal da laje durante a aplicação de carga axial.

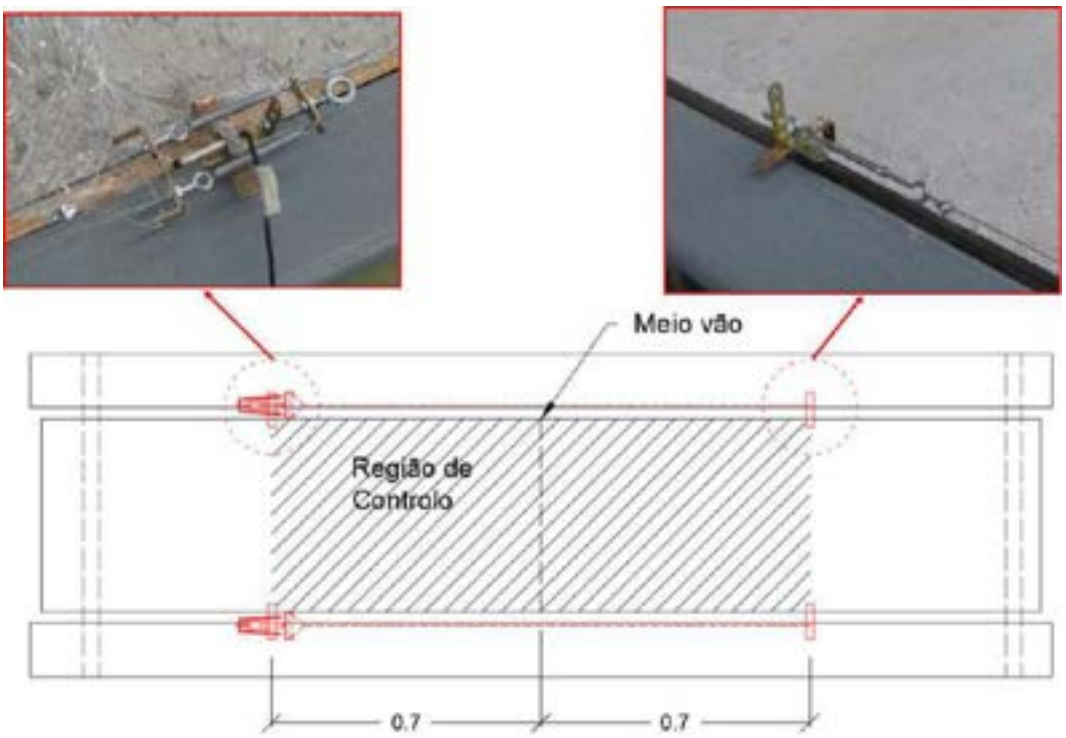


Figura 3. Sistema de medição da deformação longitudinal na laje.

3.1.2 Resultados e desafios

Os valores médios de resistência à compressão (f_{cm}) e módulo de elasticidade (E_{cm}), obtidos a partir dos ensaios de caracterização em cubos e cilindros, são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2. Propriedades mecânicas do betão

Propriedade	*Provete*	*Idade (dias)*	*Ensaios válidos*	*Valor*
f_{cm} (MPa)	cubos	3	3	17.3
	cubos	7	3	20.9
	cubos	28	3	27.3
	cilindros	28	3	25.3
E_{cm} (GPa)	cilindros	8	2	26.3
	cilindros	28	3	26.8

Após desmoldagem da laje e do *dummy* aos 7 dias (~174h) foi aplicada uma carga axial de aproximadamente 16kN (proporcionando que na secção de meio vão – face inferior da laje- ficasse instalada uma tensão de tração calculada em cerca de 1.3MPa) de forma a observar o efeito da restrição axial em regime elástico. O diagrama da força e da deformação da laje em função do tempo, para a vizinhança desse instante, está representado na Fig. 4. A extensão longitudinal de 10-15με, lida pelo sistema de molas descrito na secção anterior, é consistente com o valor calculado considerando a geometria da laje e o módulo de elasticidade do betão e do aço [14] (200 GPa e 26.3GPa, respetivamente): ~12με. Após a correção de um problema inicial com o sistema hidráulico, que impedia o fecho das válvulas do sistema da bomba após carregamento, levando consequentemente a níveis indesejavelmente elevados de perda de pressão após carregamento, foi possível aplicar uma carga axial constante ao longo do tempo, tendo-se observado, no entanto, uma variação com um comportamento sinusoidal provocada pela variação da temperatura ambiente no laboratório, como se pode observar na Fig. 4b.

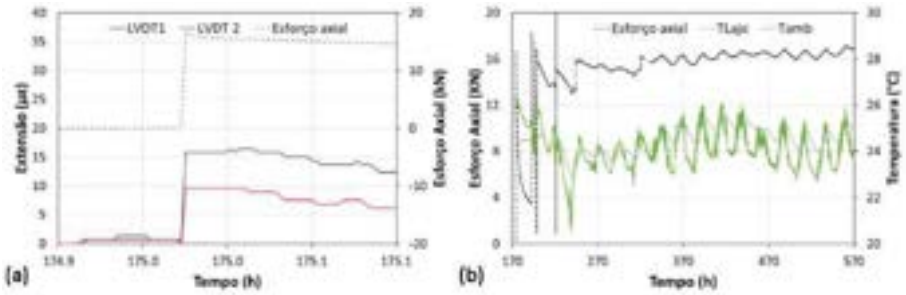


Figura 4. Deformação da laje após aplicação de carga axial (a); evolução do esforço axial nos primeiros dias (b).

Aos 59 dias foi aplicada uma carga composta por 14 blocos de betão (Fig. 5), devidamente espaçados de forma a evitar contacto mútuo (que conduziria a efeito de arco), e simular uma combinação de carga quase-permanente (p_{cqp}).

$$p_{cqp} = g + \psi_{2,1} \times q = 2.0 + 0.3 \times (2.0 + 1.2) = 2.96\ kN/m^2 \quad (1)$$

Os blocos foram colocados sequencialmente do meio vão para os apoios, resultando na formação de uma única fenda a meio vão com uma abertura de aproximadamente 0.2mm (Fig. 5). Tal como seria expectável, a abertura de fenda medida foi superior à prevista pela aplicação da formulação da EN1992-1-1 [11] (~0.07mm), num processo que ignorou o efeito da retração restringida para o cálculo da abertura de fenda.

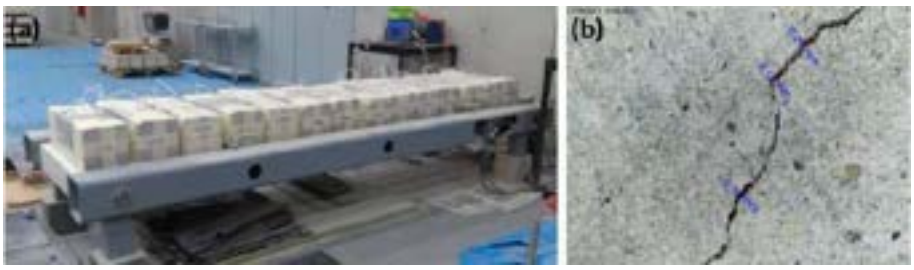


Figura 5. Aplicação da carga vertical (a); fenda a meio vão após carregamento (b).

O primeiro ensaio realizado no sistema de restrição desenvolvido neste trabalho demonstrou a capacidade do mesmo em impor e manter um valor de esforço axial pré-determinado na laje de betão armado e permitiu obter pistas relevantes para aperfeiçoamento do sistema no âmbito da campanha experimental a longo prazo para o estudo do efeito combinado de cargas e retração impedida em lajes de betão armado. De uma forma geral os dispositivos de monitorização mostraram resultados satisfatórios e a oscilação provocada por uma variação significativa da temperatura ambiente foi, entretanto, superada com a construção de uma camara climática (ver secção seguinte – 3.2). Apesar do sistema de medição da deformação da laje na região central ter demonstrado resultados satisfatórios nos instantes de aplicação de carga axial, observou-se a necessidade de conceber um sistema de medição mais robusto que minimize o ruido provocado por vibrações externas e que permita a medição da deformação entre dois pontos na face lateral da laje, a meia altura, por forma a reduzir a influência da curvatura da laje sobre os resultados medidos e evitar necessidade de compensações matemáticas desse mesmo efeito.

3.2 Campanha experimental de longo prazo

A campanha experimental de longo prazo para o estudo do efeito combinado de cargas aplicadas e retração impedida em lajes de betão envolve a simulação de quatro situações distintas que são materializadas nos ensaios de duas lajes no sistema de restrição descrito em 2.2, com e sem aplicação de cargas verticais (L1 e L2, respectivamente), uma laje simplesmente apoiada com aplicação de cargas verticais (L3) e dois provetes '*dummy*' (DM1 e DM2) que simulam uma laje apenas sujeita a retração livre. Esta campanha conta ainda com uma extensa caracterização de betão das lajes em várias idades, cujos resultados serão fundamentais na simulação numérica do comportamento das lajes em estudo. Nesse sentido foram betonados 12 cubos (15cm de aresta) para ensaios de resistência à compressão, 15 cilindros (15cm de diâmetro e 30cm de comprimento), dos quais 3 são para ensaios de módulo de elasticidade, 6 para ensaios de compressão diametral, 2 para simulação de retração livre e 4 para ensaios de fluência por compressão (efeito combinado de fluência básica e de secagem), 6 prismas $15\times15\times60cm^3$ para ensaio de flexão de 3 pontos, bem como 2 prismas com $10\times10\times40cm^3$ e 2 com $15\times15\times60cm^3$ para medição dos perfis de HR em diferentes profundidades: 2cm, 4cm, 5cm e 7.5cm e dois provetes para medição do módulo de elasticidade nas primeiras idades através da técnica EMM-ARM (*Elasticity Modulus Monitoring through Ambient Response Method*) [15].

As lajes ensaiadas no âmbito da campanha experimental a longo prazo têm a mesma geometria da laje do ensaio piloto e são materializadas em betão de classe C20/25, tendo-se encomendado à mesma central de betão, a mesma quantidade ($3m^3$) e composição solicitada no ensaio piloto. No Quadro 3 é apresentada a comparação da composição real do betão com a composição teórica e composição real do ensaio piloto, verificando-se novamente uma variação significativa, particularmente na Brita 2/8mm.

Quadro 3. Composição do betão (real e teórica) e desvios.

	Real [kg/m³]	***Teórica [kg/m³]***	***Desvio*¹ [%]***	***Desvio*² [%]***
CEM II A/L 42.5R	291	290	+0.34	+0.69
Brita (6/14)	763	766	-0.39	-0.26
Brita (2/8)	220	162	+35.80	+56.03
Areia grossa	432	425	+1.65	+2.13
Areia fina	547	544	+0.55	-0.73
Plastificante Chrysoplast 775	2.32	2.32	0.00	+1.31
Água	171	180	-5.00	-5.00

*¹ Desvio em relação à composição teórica.
*² Desvio em relação à composição real do ensaio piloto

A armadura longitudinal (superior e inferior) é constituída por varões A400NR de 8mm espaçados 100mm e a armadura transversal, é constituída por varões de 6mm espaçados 250mm. Todos os ensaios decorreram numa camara climática com temperatura e humidade relativa constantes. Devido às

dimensões exigidas, construiu-se uma sala específica na nave do IB-S/UM, em painéis de madeira com isolamento em XPS (5cm), e com área útil de 3.6×4.9m^2. Na Fig. 6 são apresentadas as condições higrotérmicas dentro da camara nos primeiros 30 dias após a betonagem, podendo-se observar que, após a descofragem aos 7 dias, foi possível obter uma temperatura relativamente estável de 20.5 +/-0.5°C e uma HR de 60 +/-5%, com exceção de um período mais instável aos 12 dias provocado por um corte de energia de pequena duração e consequente procura de novo equilíbrio de temperatura e HR.

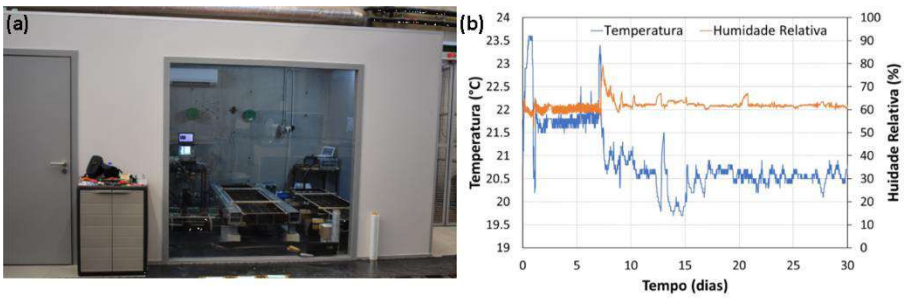


Figura 6. (a) Camara climática; (b); temperatura e HR ambiente após betonagem.

A secagem do betão é impedida até ao dia de desmoldagem das lajes e *dummys* (7 dias) através da colocação de filme plástico nas superfícies não moldadas. A partir do sétimo dia, as lajes são descofradas e ficam sujeitas a secagem em todas as faces. A instrumentação das lajes e *dummys* é idêntica à realizada no ensaio piloto, com três diferenças principais que se enumeram de seguida. (i) A deformação vertical da laje L1 é medida com dois LVDTs a meio vão (RDP GT1000RA e AML/EU10, com campos de medição de +/-1mm e +/-5mm, respetivamente) e um em cada extremidade da região de controlo (AML/EU10). Nas lajes L2 e L3 a deformação vertical é medida com 1 (RDP GT1000RA) e 2 (RDP GT2500RA e AML/EU10, ambos com campo de medição de +/-2.5mm) LVDTs a meio vão, respetivamente. (ii) Para além dos extensómetros elétricos usados para medir a extensão do aço, foram instalados, em cada laje, 10 sensores de Bragg da Sylex com 5mm de comprimento, espaçados 25mm, e com comprimentos de onda entre 1530 e 1557nm, de forma a determinar a extensão do aço em vários pontos ao longo do seu comprimento. Estes sensores foram instalados a meia altura do varão inferior central, ficando o primeiro sensor instalado a meio vão e os restantes sensores numa das metades da laje ao longo de 22.5cm. (iii) A medição da deformação longitudinal das lajes na zona de controlo é realizada com os LVDTs da RDP D5/200W (campo de medição de +/- 5mm) para as lajes L1 e L2 e RDP D5/100W (campo de medição de +/-2.5mm) na laje L3.

No ensaio protótipo observou-se a necessidade de desenvolver um sistema mais robusto para medição da deformação longitudinal da laje. Para a instalação do novo sistema de medição foi necessário embeber, em cada face lateral interna das cofragens da laje, duas porcas sextavadas (diâmetro da rosca de 6mm) a meia altura da laje e espaçadas 1.4m na região central. Após betonagem da laje, foram roscados varões de 6mm de diâmetro com uma abraçadeira metálica numa extremidade e com comprimento suficiente para montar o sistema de medição no interior da longarina. O cabo de aço foi substituído por um tubo de aço de 12mm de diâmetro que é fixado à laje numa das extremidades e apoiado num rolete na outra. A extremidade do tubo que apoia no rolete está em contacto com um LVDT também fixado à laje (Fig. 7). Na laje L3 (sem restrição) foi aplicado um sistema semelhante com as devidas adaptações face à ausência das longarinas longitudinais.

Após a descofragem das lajes aos 7 dias (~183h) foram instalados os sistemas de medição da deformação longitudinal (LVDT externos), tendo-se observado nos dias seguintes que a deformação medida diferia significativamente entre os dois lados da mesma laje e apresentava várias variações súbitas de forma inesperada (Fig. 7). Por falta de confiança nestes resultados, procedeu-se a nova alteração do sistema de medição, tendo-se reduzido a distância entre a laje e o sistema de medição, ficando este entre a laje e a longarina. Após a alteração do sistema, observou-se uma deformação longitudinal contínua e mais coerente entre os dois lados da mesma laje (Fig. 8).

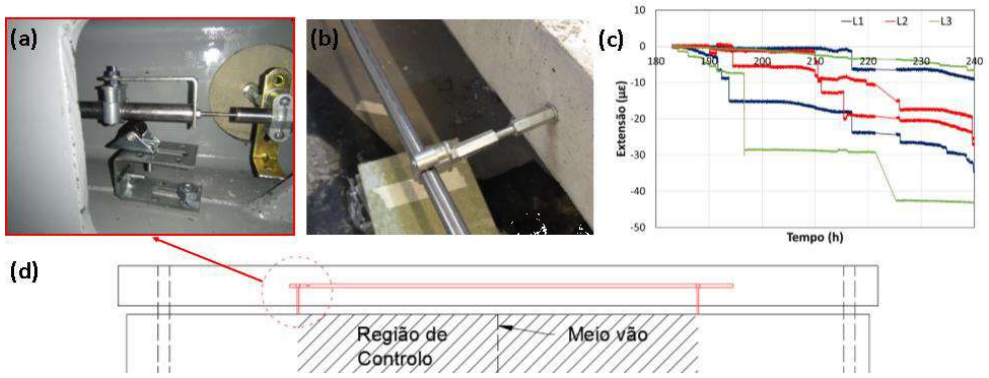


Figura 7. LVDT no interior da longarina (a), fixação do varão na laje L3 (b), resultados nos primeiros dias (c), planta .do sistema de medição no interior da longarina (d)

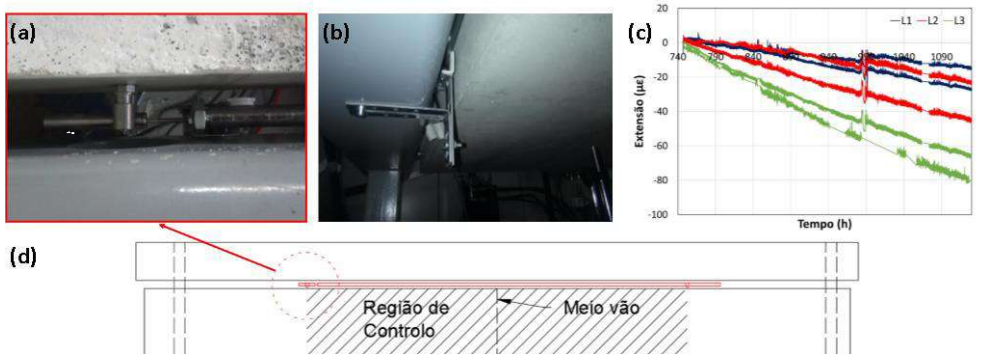


Figura 8. Sistema de medição após alteração: LVDT (a), apoio do varão (b), resultados (c) planta do sistema de medição (d).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho é proposto um método experimental para o estudo do efeito combinado de cargas aplicadas e retração impedida em lajes de betão armado. São apresentados os resultados mais relevantes do ensaio piloto e é feita uma breve descrição da campanha experimental a longo prazo e da preparação da mesma, com destaque para os principais desafios e aperfeiçoamentos.

O sistema de restrição proposto demonstrou capacidade para impor e controlar o esforço axial aplicado à laje e o dimensionamento desta mostrou ser adequado para o estudo a que se destina. Os dispositivos de monitorização apresentaram resultados satisfatórios, destacando-se o refinamento do sistema de medição da deformação longitudinal das lajes, em relação ao utilizado no ensaio protótipo, de forma a ser possível medir deformações ao longo do tempo sem influência significativa da curvatura nos resultados obtidos.

De forma geral, os trabalhos descritos neste artigo revelaram-se bem-sucedidos, na medida em que o ensaio protótipo demonstrou adequabilidade do método proposto e os aperfeiçoamentos realizados no âmbito da preparação da campanha experimental a longo prazo confirmam a viabilidade de um estudo desta natureza. O ensaio de longo prazo encontra-se em curso desde abril de 2018, esperando-se que o mesmo seja mantido por um período superior a 12 meses.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é suportado pelos projetos POCI-01-0145-FEDER-007457 (CONSTRUCT - Institute of R&D in Structures and Construction) e POCI-01-0145-FEDER-007633 (ISISE), financiados por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização

(POCI), e por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia. Agradece-se ainda à FCT e FEDER (COMPETE2020) o financiamento do projeto IntegraCrete PTDC/ECM-EST/1056/2014 (POCI-01-0145-FEDER-016841). Agradece-se também o apoio da ação COST TU1404 pelas oportunidades de criação e manutenção da rede científica entre os colegas das instituições Portuguesas e o colega da Universidade de Graz.

REFERÊNCIAS

[1] Bamforth, P.B. (2007). C660: Early-age thermal crack control in concrete, in CIRIA, London, UK.

[2] Schlicke, D.; N.V. Tue (2016). Crack width control–verification of the deformation compatibility vs. covering the cracking force, in Proceedings of MSSCE2016/Service Life Segment, Lyngby, Denmark.

[3] Camara, J.; Luís, R. (2006). Structural Response and Design Criteria for Imposed Deformations Superimposed to Vertical Loads, in FIB Congress: Naples.

[4] Azenha, M.; Granja, J. (2017). Seminar: Design of reinforcement for RC elements under the combined effect of applied loads and restrained shrinkage. E-book of presentations. Zenodo. http://doi.org/10.5281/zenodo.800693

[5] Luis, R. (2005). Análise e Dimensionamento de Estruturas de Betão com Sobreposição de Cargas e Deformações Impostas. MSc Thesis. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico: Lisboa.

[6] Carvalho, J.F.(2013). Estudo da fendilhação em lajes restringidas devido ao efeito conjunto da retração e das ações distribuídas no piso. MSc Thesis. Universidade do Porto - FEUP: Porto.

[7] Felisberto, E.A.d.O.(2015). Análise de lajes maciças de edifícios atendendo aos efeitos da retração restringida e às ações gravíticas. MSc Thesis. Universidade do Porto - FEUP: Porto.

[8] Carvalho, R. (2017). Rumo à análise 3D pelo método dos elementos finitos do efeito combinado de ações diretas a da retração impedida em lajes de betão armado. MSc Thesis. Universidade do Minho: Guimarães.

[9] Azenha, M.; [et al.] (2018). Performance of RC slabs under the combined effect of applied loads and restrained shrinkage. Sixth International Conference on Durability of Concrete Structures; Leeds, England.

[10] EN 1991-1-1: 2004. Actions on structures - Part 1-1: General actions -Densities, self-weight, imposed loads for buildings. CEN: Brussels.

[11] EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN: Brussels.

[12] NP EN 12390-3: 2011. Ensaios do betão endurecido. Parte 3: resistência à compressão de provetes. Caparica: IPQ. 22 p-22 p.

[13] LNEC E397: 1993. Betões. Determinação do Módulo de Elasticidade em Betões. Lisboa.

[14] Beer Ferdinand, P.; Johnston, J.E.R. (2001). Mechanics of materials. 3rd ed., Boston: McGraw Hill.

[15] Azenha, M.(2009). Numerical Simulation of the Structural Behaviour of Concrete Since its Early Ages. PhD Thesis. Universidade do Porto - FEUP: Porto.

Ductilidade de vigas de BA: Influência do tipo de armadura





Sérgio Lopes [1] A. V. Lopes [2]

RESUMO

O aumento da ductilidade estrutural, no sentido de incrementar o nível de segurança das estruturas quando submetidas a ações de cariz dinâmico, é uma das conhecidas recomendações, em particular no *EC8* [1]. Garantida a resistência estrutural em termos de esforços, assume-se que um elemento de elevada ductilidade dispõe das necessárias condições de dissipação de energia.

No entanto, no contexto da Engenharia Civil, este incremento da ductilidade estrutural tem sido confundido com a melhoria da ductilidade das armaduras, tal como preconiza o *EC8* numa das condições de ductilidade local. De facto, as medidas a preconizar para garantir uma elevada ductilidade da estrutura, ou de um qualquer dos seus elementos, devem consistir essencialmente em garantir a condição de resistência ($E_d \leq R_d$), mas em termos de deformação, por exemplo das rotações das rótulas plásticas. Este objetivo é possível de ser alcançado se se tornar os elementos de *BA* mais homogéneos e se se evitarem concentrações exageradas de tensões. Estes princípios não podem ser substituídos por medidas alternativas que, apesar das propriedades mecânicas alternativas de um dos materiais componentes do *BA*, não conseguem manter as demais exigências de dimensionamento, tais como aquelas que conduzem a concentrações exageradas de tensões ou a deficientes condições de amarração.

Neste contexto, e de modo a verificar o parágrafo anterior, o principal objetivo deste trabalho consiste em avaliar experimentalmente a influência da ductilidade das armaduras ao nível da ductilidade de um elemento isolado. Para tal foram consideradas diversas vigas submetidas à flexão, construídas com 2 tipos particulares de aço *A500*: tipo *NRSD* e tipo *ER*. Por ductilidade entende-se a razão entre uma quantidade, deformação ou energia de deformação, até à rotura do elemento e a mesma quantidade até se iniciar a plastificação das armaduras.

Palavras-chave: Vigas de Betão Armado, Flexão, Ductilidade, Ensaios Laboratoriais.

[1] Universidade de Coimbra, Dep. de Engenharia Civil, CEMUC, Coimbra, Portugal; e-mail: sergio@dec.uc.pt
[2] Universidade de Coimbra, Dep. de Engenharia Civil, INESC, Coimbra, Portugal; e-mail: avlopes@dec.uc.pt

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de betão armado *BA* são projectadas de modo a resistirem às acções a que estarão sujeitas no seu tempo de vida útil. Neste âmbito, uma das acções que tem vindo a provocar maior preocupação no mundo da Engenharia Civil é a acção do sismo, não só devido à sua imprevisibilidade, ao seu carácter dinâmico ou aos seus efeitos económicos, mas principalmente pelo número de vítimas que pode gerar. Em geral, os sismos transmitem energia às estruturas, que por sua vez a conseguem, ou não, absorver. Com o intuito de minimizar os problemas inerentes à acção do sismo, o mercado desenvolveu um aço de ductilidade melhorada *SD*. O objectivo é claro: quanto maior for a ductilidade, maior poderia ser a capacidade de deformação, e consequentemente, maior a capacidade de absorção da energia sísmica. Mas permanece a questão: será que o incremento de ductilidade de um dos materiais, neste caso o aço, é suficiente para incrementar a resistência sísmica dos elementos de *BA*? Mais; será que o incremento de resistência é proporcional ao aumento de ductilidade do aço? É obvio que existe alguma confusão de conceitos, própria das técnicas de marketing geralmente utilizadas.

Desenvolveu-se um programa experimental no sentido de avaliar a eficácia das armaduras de ductilidade melhorada *SD*, quando comparada com as armaduras de ductilidade normal *ER*. Interessa saber se o incremento de ductilidade do aço é suficiente para incrementar a ductilidade dos elementos de *BA* e se existe alguma relação com a resistência. Para o efeito dimensionou-se um conjunto de *10* vigas para serem testadas até à rotura. As vigas foram simplesmente apoiadas e simetricamente carregadas por duas forças concentradas que provocaram flexão pura na zona central das vigas (entre as cargas) e flexão com esforço transverso fora dessa região. Em relação às *10* vigas, prevê-se que a rotura ocorra quer ao nível da armadura traccionada nas vigas fracamente armadas (ρ=*0,17%* e ρ=*0,26%*), quer ao nível do betão comprimido no caso das vigas mais armadas (ρ=*1,13%*).

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Considere-se o comportamento de uma seção rectangular de uma viga de *BA* sujeita à flexão, materializado no diagrama Momento-Curvatura M-χ representado na Fig. 1. Assim, uma seção de uma viga sujeita a um momento fletor crescente, apresenta três estados de comportamento diferentes. No Estado *I*, a distribuição de tensões é praticamente linear e estende-se até ao ponto de início da fissuração P_{cr}. Este ponto ocorre quando as tensões na parte inferior da viga atingem a resistência à tracção do betão. Após a fissuração, no início do Estado *II*, as aberturas das fissuras vão aumentando e, consequentemente, as tensões de tração presentes no betão são gradualmente transmitidas para o aço. Este estado termina no ponto de cedência das armaduras P_y. Finalizado o Estado *II*, inicia-se o Estado *III*, onde, com pequenos incrementos de momento, as curvaturas aumentam consideravelmente, em consequência da plastificação das armaduras. Este Estado *III* prolonga-se para lá do ponto de resistência máxima P_{max}, até ao ponto de rotura P_{rot}.

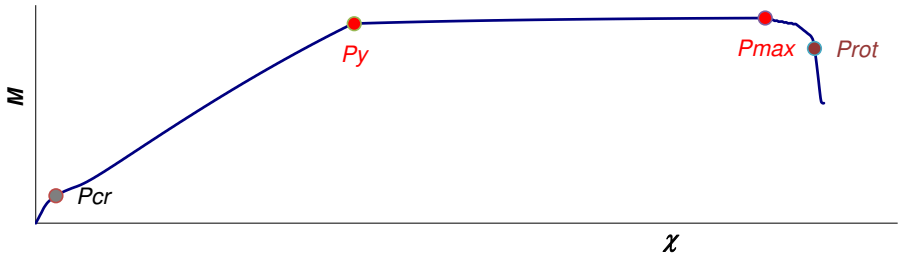


Figura 1. Diagrama M-χ de uma secção retangular de *BA*.

2.1. Momento de Fissuração

Para estruturas sujeitas à flexão, o momento de fissuração M_{cr} corresponde ao momento para o qual ocorrem as primeiras fissuras. Este momento pode ser estimado não só com base no EC2 [2], mas também por fórmulas expeditas, como por exemplo a desenvolvida em Ribeiro [3].

Assim, segundo o EC2, o momento de fissuração M_{cr} , correspondente a uma seção rectangular de BA, de largura b e altura h, pode ser avaliado recorrendo a:

$$M_{cr} = W_c \,.\, f_{ctm} = \frac{b \,.\, h^2}{6}\, f_{ctm} \tag{1}$$

Em que: W_c é o módulo de flexão da secção bruta de betão e f_{ctm} é a resistência média do betão à tracção.

A fórmula adimensionalisada proposta em Ribeiro para estimar M_{cr} é apresentada na Eq. (2), na qual o momento reduzido de fissuração μ_{cr} é determinado pela Eq. (3), também proposta na mesma referência bibliográfica:

$$M_{cr} = \frac{\mu_{cr}}{b \,.\, h^2 \,.\, f_{ctm}} \tag{2}$$

$$\mu_{cr} = \frac{0{,}1667 + \alpha_s \,.\, \rho_{2,eff}\ (0{,}4867 + \theta\big(0{,}4867 + 1{,}28\ \alpha_s \,.\, \rho_{2,eff}\big))}{1 + \alpha_s\ (0{,}2 + 1{,}8\theta)\rho_{2,eff}} \tag{3}$$

Em que: $\rho_{2,eff}$, α_s e θ são definidos pelas Eq. (4) e são parâmetros adimensionais que permitem considerar as quantidades de armaduras traccionada e comprimida e as características de deformabilidade do aço.

$$\rho_{2,eff} = \frac{A_s}{bh}\ ; \qquad \alpha_s = \frac{E_s}{E_c}\ ; \quad \theta = \frac{A'_s}{A_s} \tag{4}$$

Sendo, A_s e A'_s as áreas da armadura longitudinal de tracção e compressão, respectivamente e E_s e E_c os módulos de elasticidade do aço e do betão, respectivamente.

2.2. Momento de cedência

Para seções transversais de *BA* sujeitas à flexão, o momento de cedência M_y corresponde ao momento atingido pela seção transversal aquando da cedência das armaduras tracionadas. O anterior pressupõe que a falência do betão não ocorre antes da cedência das armaduras.

Tal como no caso anterior, este momento pode ser avaliado indirectamente através do momento resistente M_R recorrendo, quer ao EC2, quer às fórmulas simplificadas presentes em Lima et al [4]. Tratando-se de valores médios, devem-se assumir também valores médios das propriedades resistentes dos materiais.

Segundo o EC2, para o cálculo do momento resistente pode considerar-se simplificadamente uma distribuição rectangular de tensões no betão. Para uma seção retangular de BA resultará

$$M_R = \lambda x \,.\, b \,.\, \eta \,.\, f_c \,.\, \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + \ A'_s \,.\, f_y \,.\, (d - a') \tag{5}$$

Em que: d é a altura útil da secção; a' é a distância da armadura longitudinal de compressão à face; x é a profundidade da linha neutra; f_c é o valor da tensão de rotura do betão à compressão; f_y é o valor da tensão de cedência do aço; λ (=*0,8*) é o coeficiente que define a altura útil da zona comprimida e η (=*1,0*) é o coeficiente que define a resistência efectiva.

Segundo Lima et al, M_R é indirectamente obtido a partir do momento reduzido μ, que por sua vez depende da percentagem mecânica de armadura ω:

$$\mu = \frac{M_R}{b \,.\, d^2 \,.\, f_c} \tag{6}$$

$$\mu = \ \omega(1 - 0{,}605\omega); \qquad \omega = \frac{A_s \,.\, f_y}{b \,.\, d \,.\, f_c} \tag{7}$$

2.3. Resistência máxima

O momento máximo M_{max}, também definido por momento resistente último, corresponde ao momento máximo atingido pela seção transversal. Caso este momento ocorra depois da cedência das armaduras, esta resistência máxima pode ser condicionada pelo betão ou pela resistência máxima das armaduras tracionadas. Também é possível ocorrerem outros fenómenos, tais como a instabilidade da armadura comprimida, que condicionem esta resistência da secção.

Tal como no caso anterior, este momento pode ser avaliado indirectamente através do momento resistente M_R recorrendo às expressões anteriores, assumindo no caso do aço a tensão resistente última f_u, em vez de f_y.

2.4. Curvatura de fissuração

Para estruturas sujeitas à flexão, o Estado I corresponde à fase elástica onde é pressuposto o comportamento linear dos materiais, e em particular o do betão tracionado. Neste contexto, conhecendo o limite da resistência à tração f_{ctm}, e o correspondente módulo de elasticidade E_c, é possível estimar a extensão de fissuração do betão ε_{ct}. Em geral, este valor oscila entre $\varepsilon_{ct}=0{,}7‰$ para os betões mais fracos e $\varepsilon_{ct}=1‰$ para os betões $f_c \simeq 50MPa$. Assim, para uma seção rectangular de *BA*, a curvatura de fisuração χ_{cr} será

$$\chi_{cr} = \frac{2\,\epsilon_{ct}}{h} \tag{8}$$

2.5. Curvatura de cedência

Relativamente a seções rectangulares de *BA* sujeitas a flexão, é possível estimar com suficiente rigor a curvatura no ponto de cedência das armaduras χ_y. Contudo, essa avaliação carece da consideração do comportamento não linear do betão, nomeadamente quando estiver sujeito a tensões superiores a cerca de $40\%f_c$ [5]. Esta consideração não é fácil de ser contabilizada, pelo menos de forma expedita.

De forma expedita, é possível admitir que, relativamente à rigidez do comportamento da curva M-χ do Estado *I*, a rigidez do Estado *II* se situa entre 1/2,5 ($\omega \simeq 22\%$) e 1/6 ($\omega \simeq 5\%$) [6], onde ω representa a taxa mecânica de armadura.

2.6. Curvatura no ponto de resistência máxima

De igual forma, uma forma expedita de estimar a rigidez do comportamento de uma seção transversal retangular de BA, entre o ponto de cedência e o ponto de momento máximo, corresponde a relacionar essa rigidez com a rigidez do comportamento do Estado *II*. Esse relacionamento pode ser efectuado igualando o quociente dos valores da rigidez ao quociente dos valores de rigidez que se verificam entre as fases plástica e elástica do aço [7].

2.7. Curvatura no ponto de rotura

Pelo exposto anteriormente, é possível estimar de forma expedita o comportamento M-χ de uma qualquer seção retangular de BA até ao ponto de resistência máxima. Diversos trabalhos têm demonstrado uma razoável aproximação à realidade [8].

Contudo, para além desse ponto não existe nenhuma possíbilidade expedita de estimar a posição do ponto de rotura. Uma possibilidade consiste na utilização de programas numéricos, os quais baseados nas características comportamentais dos materiais, permitem por controlo da deformação aceder à curva M-χ [9].

Importa realçar a importância em se conhecer este ponto, no que à ductilidade dos elementos diz respeito. De facto, a ductilidade dos elementos, ou a capacidade de absorção de energia, depende totalmente da curvatura das seções no ponto de rotura χ_{rot}.

2.8. Armadura de compressão

De acordo com MacGregor [10], a adição de armadura de compressão origina uma superior resistência por parte do bloco de compressão na medida em que esta armadura confere algum confinamento ao betão comprimido. Por exemplo, se nas vigas sub-armadas ($\rho<0,2\%$), a extensão da armadura tracionada aumenta na rotura, revelando um comportamento mais dúctil, nas vigas sobre-armadas ($\rho>1\%$), este aumento das capacidades resistentes do betão, devido ao confinamento proporcionado pela armadura de compressão, permite estender o Estado III muito para além da cedência, contribuindo decisivamente para o aumento da ductilidade dos elementos. Para além disso, MacGregor constatou um aumento da capacidade resistente. Estes aspetos são particularmente relevantes para a absorção de energia em contexto sísmico, ou se for desejada a redistribuição de esforços.

Por outro lado, já foi possível demonstrar a possibilidade desta armadura comprimida comprometer o comportamento destes elementos sob flexão [11]. De facto, a instabilização precoce das armaduras comprimidas condiciona fatalmente a necessária ductilidade dos elementos.

2.9. Ductilidade e Capacidade de Absorção de Energia

Os sismos estão entre os mais terríveis e devastadores acontecimentos naturais, actuando sem aviso prévio e não permitindo tempo de resposta. Os seus efeitos causam grande impacto sobre as comunidades, não só ao nível da perda de vidas humanas mas também em catastróficos prejuízos económicos. Refira-se por exemplo o sismo de S. Francisco (EUA) de 1906, com a magnitude 7,7 na escala de Ricther, do qual resultou cerca de 3000 vítimas mortais e desalojou cerca de 225.000 pessoas, tendo havido prejuízos na ordem dos 400 milhões de dólares. Portanto, um dimensionamento e uma construção ideais serão aquelas que salvaguardem não só as vidas humanas, mas também que minimize os efeitos económicos resultantes de um sismo (Romãozinho [12]).

Assim, a ductilidade surge como uma necessidade fundamental na resposta à acção dinâmica, na medida em que pode definir-se como a possibilidade dos elementos constituintes de uma estrutura se deformarem, após cedência, muito para além dos seus limites elásticos, suportando ciclos sucessivos de cargas alternadas e de grande amplitude sem grandes diminuições de resistência e de rigidez (Monteiro e Carvalho [13]). A ductilidade está igualmente relacionada com a capacidade de uma estrutura dissipar, por processo histerético, a energia que a acção dinâmica lhe transmite, não lhe sendo no entanto equivalente. Deste modo, a resistência sísmica de cada elemento de BA constituinte de uma estrutura e, por conseguinte, a resistência global da estrutura, é influenciada pela capacidade de absorção de energia. Note-se porém que o conceito de dissipação de energia, ainda que esteja relacionado com a exploração de ductilidade, não lhe é equivalente, uma vez que também está dependente da forma dos ciclos de dissipação histerética e da redundância da estrutura, isto é, do número de hiperestaticidades a vencer até que a estrutura se torne num mecanismo (Lopes e Bento [14]).

Numa peça de BA sujeita à flexão, a ductilidade disponível em curvatura pode definir-se a partir do coeficiente de ductilidade em curvatura μ_χ, o qual é definido pela razão entre a curvatura na rotura χ_u e a curvatura na cedência χ_y [12].

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O objectivo neste trabalho consiste em avaliar as principais diferenças de comportamento em peças de *BA* construídas com aço de ductilidade melhorada relativamente aos aços normais; neste caso particular o enformado a frio. Para este fim, foram projectadas 10 vigas, associadas em cinco grupos. Cada grupo

é composto por uma viga cuja armadura longitudinal é de aço laminado a quente e de ductilidade melhorada (tipo *A500 NRSD*) adquirida no mercado, e outra de aço enformado a frio (*A500 ER*) fornecido pela empresa Fapricela. Para os estribos foi utilizado o aço *A500 NR* encomendado no mercado. O betão foi fornecido por uma empresa de betão pronto, tendo sido requisitado um betão da classe de resistência *C20/25*.

3.1. Concepção dos Modelos

Foi adoptada uma geometria regular para as vigas. Estas vigas serão apoiadas e solicitadas simetricamente por duas cargas. Na Fig. 2 são apresentadas as dimensões médias das vigas, os apoios e os pontos de aplicação das cargas. A disposição de carga enunciada teve como objectivo obter uma zona central sujeita apenas a flexão pura, e portanto, sem influência do esforço transverso.

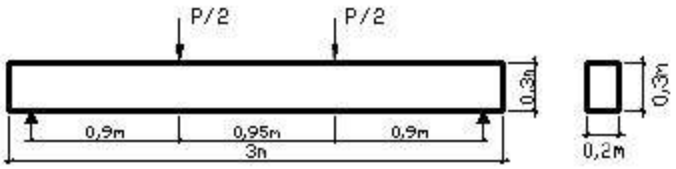


Figura 2. Geometria (m) e diagrama de carga.

No Quadro 1 apresentam-se as armaduras preconizadas para as *10* vigas em estudo, *V1* a *V10*, agrupadas nos *5* Grupos *A* a *E*. A_s representa a armadura traccionada, A'_s a armadura comprimida na zona central das vigas, A_{sw} a armadura transversal na mesma zona, ρ e ρ' correspondem à percentagem de armadura traccionada e comprimida na secção transversal, respectivamente. Nas zonas laterais, a armadura de compressão será composta por $2\phi 10$. Por sua vez, as armaduras transversais nas zonas laterais serão compostas por estribos *E2Rϕ6//0,06* nas vigas *V5* a *V10* e por *E2Rϕ6//0,18* nas vigas *V1* a *V4*. Com estas vigas pretende-se que a cedência ocorra, ou por plastificação das armaduras, ou por esmagamento do betão comprimido na zona central. Importa evitar que ocorram roturas por esforço transverso. O recobrimento das armaduras de *2cm* foi garantido por espaçadores adequados adquiridos no mercado.

Relativamente às vigas de menor percentagem de armadura, dos Grupos *A* e *B*, pretende-se assegurar que estas atinjam a rotura por resistência insuficiente da armadura de tracção. De referir os reduzidos valores da percentagem de armadura adoptados quando comparados com os valores usuais de dimensionamento. De facto, as vigas do Grupo *A* corresponderiam a momentos reduzidos inferiores a *0,05*, enquanto que as vigas do Grupo *B* a momentos reduzidos inferiores a *0,08*, assumindo os valores de cálculo. Estes momentos reduzidos não são económicos e só se justificam para garantirem que esta investigação tenha uma gama alargada de percentagens de armadura.

Com as vigas de maior percentagem de armadura, dos Grupos *C*, *D* e *E*, pretende-se que a rotura ocorra pelo betão. A definição da resistência à compressão do betão assume neste contexto um aspecto relevante. Importa referir que a percentagem da armadura destas vigas assume um valor usual, no contexto da engenharia civil. De facto, esta percentagem de armadura corresponde a momentos reduzidos esperados na viga da ordem de *0,27*.

A armadura transversal assume aqui dois objectivos distintos: por um lado deve impedir a rotura por esforço transverso nas zonas fora da zona em estudo (zonas laterais das vigas); por outro lado permite criar diferentes condições de confinamento do betão na zona em estudo (zona central da viga). Criaram-se *3* níveis de confinamento do betão na zona central. Assim, as vigas do Grupo *C* não têm nem armadura longitudinal de compressão nem transversal na zona central, designando-se por vigas com betão não confinado. As vigas do Grupo *D* têm estribos espaçados de *0,06m*, isto é, com betão confinado e as do Grupo *E* têm estribos espaçados de *0,18m*, ou seja, com betão medianamente confinado.

Quadro 1. Armaduras projetadas para as vigas.

Grupo	Vigas	Tipo de Aço	A_s		ρ (%)	A_s'		ρ' (%)	A_{sw}
			ϕ (mm)	Área (cm^2)		ϕ (mm)	Área (cm^2)		
A	**V1**	ER	*2ϕ8*	*1,01*	*0,168*	*2ϕ10*	*1,57*	*0,262*	*ϕ6//0,18m*
	V2	NRSD							
B	**V3**	ER	*2ϕ10*	*1,57*	*0,262*	*2ϕ10*	*1,57*	*0,262*	*ϕ6//0,18m*
	V4	NRSD							
C	**V5**	ER	*6ϕ12*	*6,79*	*1,132*	-	-	-	**-**
	V6	NRSD							
D	**V7**	ER	*6ϕ12*	*6,79*	*1,132*	*2ϕ10*	*1,57*	*0,262*	*ϕ6//0,06m*
	V8	NRSD							
E	**V9**	ER	*6ϕ12*	*6,79*	*1,132*	*2ϕ10*	*1,57*	*0,262*	*ϕ6//0,18m*
	V10	NRSD							

3.2. Modelos construídos

No Quadro 2 apresentam-se as dimensões reais de cada viga. As dimensões da secção transversal exposta neste quadro dizem respeito à zona central de cada viga, a zona mais importante nos ensaios. É possível verificar que as primeiras vigas apresentam uma altura ligeiramente superior ao indicado no projecto, enquanto que a Viga 7 apresenta uma largura ligeiramente inferior.

Quadro 2. Dimensões reais das vigas, dia do ensaio e resistência à compressão.

Grupo	Vigas	h(m)	b(m)	t (dias)	f_{cm}(MPa)
A	**V1**	0,31	0,205	33	24,4
	V2	0,31	0,205	33	24,4
B	**V3**	0,31	0,205	32	24,4
	V4	0,305	0,20	32	24,4
C	**V5**	0,305	0,21	31	24,3
	V6	0,297	0,203	31	24,3
D	**V7**	0,305	0,192	28	23,9
	V8	0,305	0,20	27	23,8
E	**V9**	0,275	0,20	26	23,7
	V10	0,305	0,20	26	23,7

3.3. Caracterização do betão

Tal como foi referido, o betão encomendado deveria pertencer à classe *C20/25*. No entanto, com o intuito de determinar a resistência à compressão do betão ao longo dos dias de ensaio, foram betonados e sujeitos a ensaios de compressão, *30* cubos com *150mm* de aresta. Dos ensaios realizados em diferentes dias, até ao máximo de *45* dias, em *10* grupos de *3* cubos cada, obtiveram-se os valores médios de resistência média à compressão do betão, apresentados na Fig. 3. Tendo em consideração estes valores, foi aproximada uma curva logarítmica de resistência, recomendada em Neville [15]. No Quadro 2 foi apresentada a idade do betão e a resistência média expectável de compressão desse material, no dia do ensaio de cada viga.

3.4. Caracterização do aço

No Quadro 3 apresentam-se os resultados obtidos a partir dos ensaios de tracção necessários à avaliação das extensões e tensões correspondentes aos dois tipos de aço envolvidos neste trabalho, *A500 ER* e *A500 NRSD*, nomeadamente, os valores médios das tensões de cedência f_{ym} e de rotura f_{tm}. No mesmo

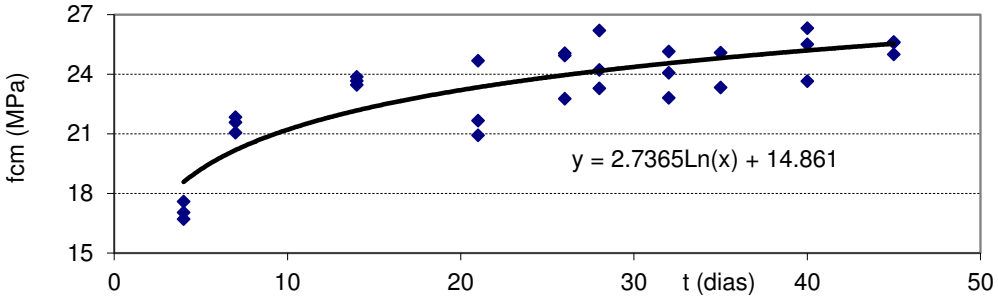


Figura 3. Curva da resistência média do betão.

quadro, apresenta-se ainda a extensão total na força máxima ε_{su}. Deve salientar-se que o número de amostras do aço *A500 NRSD* foi bastante reduzido, apenas uma para cada diâmetro, enquanto que para o aço *A500 ER* foram utilizadas 5 amostras para cada diâmetro. Estes resultados mostram a conformidade destes aços com as normas correspondentes: especificação E460-2008 para o aço *A500 NRSD* e E456-2008 para o aço *A500 ER*. Por um lado, verifica-se uma capacidade resistente superior do aço *A500 ER*, principalmente ao nível da cedência. Por outro, uma ductilidade superior do aço *A500 NRSD*.

Quadro 3. Características do aço *A500 ER* e *A500 NRSD*.

	A500 ER			**A500 NRSD**		
ϕ (mm)	**ε_{su}(%)**	**f_{ym} (MPa)**	**f_{tm} (MPa)**	**ε_{su}(%)**	**f_{ym} (MPa)**	**f_{tm} (MPa)**
8	4,74	585	631	14,5	532	635
10	5,96	617	666	12,8	551	648
12	6,14	604	653	13,8	541	632

3.5. Metodologia de ensaio

O actuador electromecânico utilizado para realizar a ação foi programado para funcionar por controlo de deformação. A velocidade de deformação imposta foi de *0,02mm/s* até à remoção de parte dos deflectómetros, ou seja até a viga atingir a carga máxima, e de *0,05mm/s* daí em diante até à rotura. A velocidade inicial foi conservadoramente estabelecida de modo a permitir acomodar o mais possível a deformação plástica, isto é, de modo a realizar um ensaio estático tanto quanto possível. Na velocidade mais elevada o objectivo consistiu em atingir a rotura em tempo útil. Os ensaios foram programados de modo a que a sua duração fosse de aproximadamente *2h*. Importa frisar que a deformação imposta à viga em ensaio é sempre muito inferior à referida; parte desta foi absorvida pelas placas de *neoprene* colocadas entre as peças metálicas (ação e apoios) e o betão da viga, para além da deformação do próprio setup.

As cargas de faca aplicadas, na sequência da deformação imposta pelo actuador electromecânico montado num pórtico, eram transmitidas às vigas ensaiadas através de dois cilindros metálicos. Estes cilindros distanciados entre si de 0,95m, foram mantidos ligados a uma viga metálica solidária do actuador. Os pontos de carga gerados pelos cilindros metálicos ocupam toda a largura da viga. A separar estes cilindros do betão foram colocadas placas de neoprene com o objectivo de evitar o esmagamento do betão na zona de aplicação das cargas.

Para avaliar a evolução da deformação das vigas, foram utilizados 6 deflectómetros. Dois em cada apoio e outros dois a meio-vão. Os deflectómetros de cada apoio permitem conhecer o correspondente deslocamento vertical. Relativamente aos deflectómetros colocados a meio vão da viga, um deles foi colocado sob o ponto central da viga e o outro foi colocado na parede lateral usando uma chapa metálica aparafusada à viga.

4. RESULTADOS

De seguida apresentam-se os resultados experimentais mais significativos por grupos tal como foram mencionados no Quadro 1. Nas curvas P-d obtidas experimentalmente foi necessário determinar certos pontos característicos, como por exemplo, o ponto de fissuração e o ponto de cedência. A longa metodologia utilizada pode ser consultada na referência Salomé [16]. Importa ainda referir que numa fase avançada dos ensaios tornava-se imprudente a permanência dos deflectómetros nas suas posições, na medida em que, caso ocorresse a rotura da viga, estes poder-se-iam danificar. Neste contexto e com o apoio das leituras de deformações do actuador, existiu a necessidade de extrapolar os valores dos deslocamentos nos gráficos carga-deslocamento.

4.1. Análise Global dos Resultados dos Ensaios

A primeira análise refere-se aos diagramas carga-flecha *P-d* das 10 vigas. A carga P corresponde à carga total aplicada nos dois pontos de carga. Por motivo do equilíbrio global do sistema, esta carga coincide com a soma linear dos valores registados nas quatro células de carga colocadas sobre os apoios. Por sua vez, para avaliar a evolução da flecha das vigas, utilizaram-se seis deflectómetros. O assentamento em cada apoio é determinado pela média dos respectivos dois deflectómetros. À média das leituras dos deflectómetros situados a meio vão retirou-se então a média dos assentamentos dos apoios de modo a obter-se o deslocamento central relativamente aos apoios.

4.1.1. *Grupo A (Vigas 1 e 2)*

Na Fig. 4 apresentam-se os gráficos *P-d* determinados experimentalmente, relativos às vigas do Grupo A, com menor quantidade de armadura longitudinal (ρ=*0,168%*).

Nesta figura pode concluir-se que estas vigas evidenciam comportamentos quase coincidentes até cargas próximas da correspondente à cedência das armaduras da Viga 2, surgindo as divergências mais acentuadas na região plástica, não só nas cargas de plastificação e máxima mas principalmente na capacidade de deformação plástica, muito superior na viga 2. De facto, a Viga 2, constituída por aço laminado a quente com ductilidade melhorada *A500 NRSD*, tem um extenso patamar plástico, mantendo uma assinalável capacidade resistente para flechas superiores a *60mm*, quase o triplo dos deslocamentos máximos alcançados pela Viga 1 construída com aço do tipo *ER*.

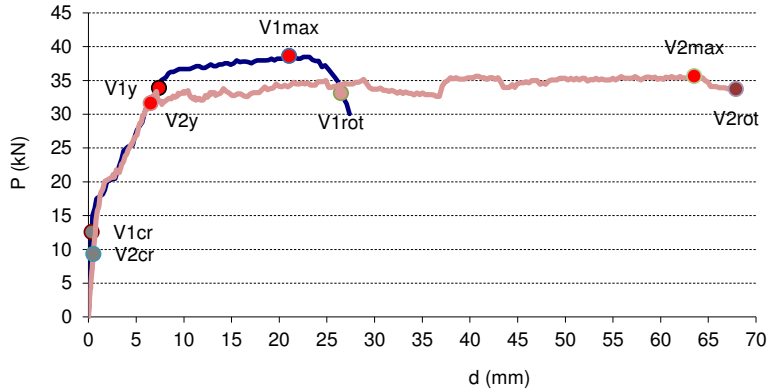


Figura 4. Diagramas *P-d* das Vigas 1 e 2.

4.1.2. *Grupo B (Vigas 3 e 4)*

Na Fig. 5 apresentam-se os gráficos *P-d* relativos às vigas do Grupo B, com uma quantidade de armadura longitudinal determinada por ρ=*0,262%*. De referir que a rotura da Viga 4 ocorreu para uma flecha *d=118mm*.

De igual modo ao grupo anterior, também estas vigas apresentam comportamentos que se podem considerar quase coincidentes até cargas próximas da correspondente à cedência das armaduras da Viga

4, revelando-se a divergência mais acentuada na região plástica, não só nas cargas de plastificação e máxima, mas principalmente na capacidade de deformação plástica, muito superior na Viga 4. De facto, a Viga 4, constituída por aço *A500 NRSD*, revelou uma enorme ductilidade visível na extensa região plástica, mantendo uma assinalável capacidade resistente para deslocamentos superiores a *110mm*, mais do quadruplo dos deslocamentos máximos alcançados pela Viga 3.

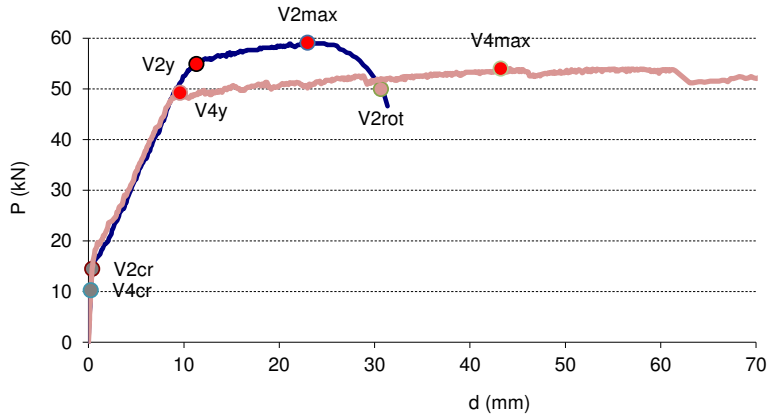


Figura 5. Diagramas *P-d* das Vigas 3 e 4.

4.1.3. *Grupo C (Vigas 5 e 6)*

Tal como indicado no Quadro 1, o Grupo C era composto pelas Vigas 5 e 6, as quais continham *6ϕ12* na armadura traccionada (*ρ=1,13%*) e não continham nem armadura de compressão, nem transversal, na zona central. Na Viga 5 foi usado aço *A500 ER* e na Viga 6 aço *A500 NRSD*. Na Fig. 6 apresentam-se os gráficos *P-d* relativos às vigas do Grupo C.

Neste caso, os comportamentos podem considerar-se quase coincidentes até cargas próximas da carga máxima da Viga 6. Na região plástica do gráfico é visível uma divergência acentuada, revelada fundamentalmente pela carga máxima atingida na Viga 5. De salientar o facto das deformações plásticas serem, neste grupo de vigas, manifestamente mais reduzidas do que nas vigas anteriores. Esta inferior capacidade de deformação plástica das vigas deve-se ao não confinamento do betão na zona central das vigas. Assim, o efeito da ductilidade melhorada do aço não se evidencia neste tipo de vigas onde o betão comprimido não está confinado.

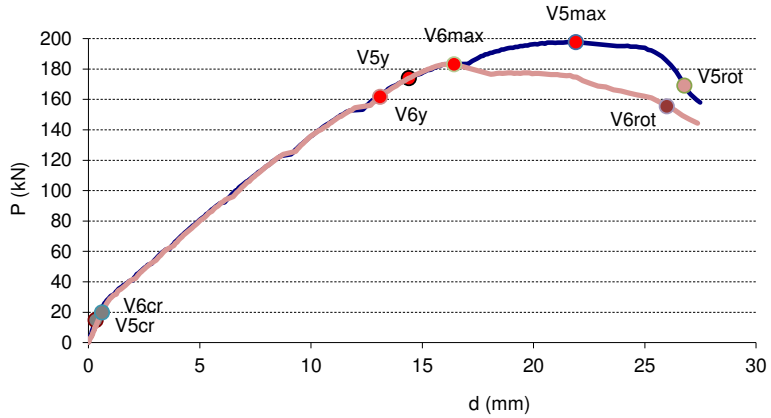


Figura 6. Diagramas *P-d* das Vigas 5 e 6.

4.1.4. *Grupo D (Vigas 7 e 8)*

O Grupo D era composto pelas Vigas 7 e 8, as quais continham *6ϕ12* na armadura traccionada (*ρ=1,13%*), *2ϕ10* na armadura comprimida e estribos afastados de *0,06m* na zona central, garantindo assim as vigas com maior confinamento do betão comprimido. Na Viga 7 utilizou-se aço *A500 ER* e na Viga 8 aço *A500 NRSD*. Na Fig. 7 apresentam-se os gráficos *P-d* relativos às vigas do Grupo D.

Numa primeira análise pode concluir-se que são quase coincidentes até cargas próximas da correspondente à cedência das armaduras da Viga 8. Por sua vez, após zona de cedência das armaduras é visível uma divergência acentuada revelada pela Viga 7, não só pela carga correspondente à cedência das armaduras, mas principalmente pela carga máxima atingida. Por outro lado, é de salientar a capacidade de deformação plástica das vigas.

Neste caso, importa salientar que na Viga 8 surgiu um pequeno e localizado esmagamento do betão comprimido, o qual condicionou a localização do ponto de cedência. Acredita-se que caso esta anomalia não surgisse, os pontos de cedência se encontrariam mais próximos.

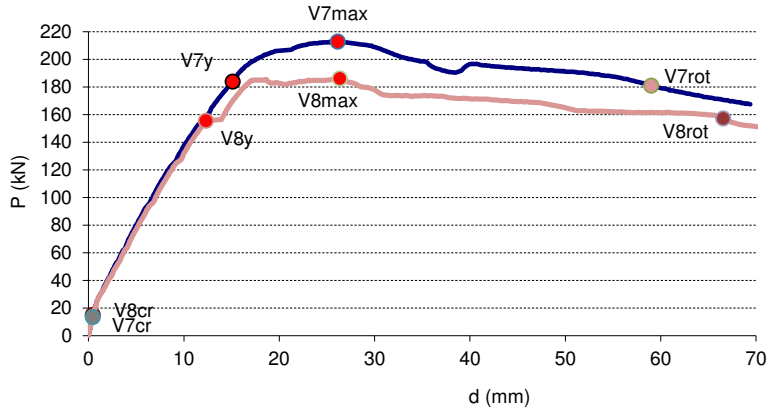


Figura 7. Diagramas *P-d* das Vigas 7 e 8.

4.1.5. *Grupo E (Vigas 9 e 10)*

Por último, o Grupo E era composto pelas Vigas 9 e 10, as quais continham *6ϕ12* na armadura traccionada (*ρ=1,13%*), *2ϕ10* na armadura comprimida e estribos afastados de *0,18m* na zona central. A Viga 9 era armada com aço *A500 ER* e a Viga 10 com aço *A500 NRSD*. Na Fig. 8 apresentam-se os gráficos P-d relativos às vigas do Grupo E. Importa salientar uma imperfeição no betão comprimido na zona central da Viga 9, a qual condicionou a rotura desta viga. Caso não tivesse existido, acredita-se que o patamar de plastificação seria um pouco mais alongado.

De igual modo se pode concluir que são quase coincidentes os comportamentos das duas vigas até à cedência. Ainda é possível observar a elevada capacidade de deformação plástica da Viga 10 constituída por aço *A500 NRSD*, mas, a Viga 9 também consegue manter cargas elevadas para deformações apreciáveis. No entanto, a Viga 10 apresenta ainda uma capacidade resistente assinalável para flechas superiores a *40mm*.

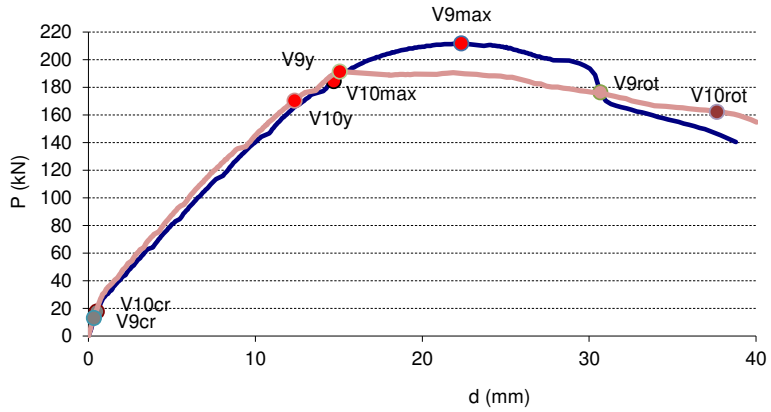


Figura 8. Diagramas *P-d* das Vigas 9 e 10.

4.2. Análise dos Efeitos do Confinamento do Betão

Para além das diferenças de comportamento entre vigas armadas com aço diferente, importa também efectuar uma comparação entre vigas de dois grupos alternativos que se distinguem entre si apenas pelo tipo de aço; ou seja, serão comparadas as Vigas 5, 7 e 9, do Grupo *A500 ER*, e as Vigas 6, 8 e 10, do Grupo *A500 NRSD*.

Na realidade, os estribos podem contribuir para dois efeitos distintos: por um lado, conjuntamente com as armaduras longitudinais comprimidas, contribuem para o confinamento do betão, aumentando as tensões longitudinais resistentes no betão comprimido, e consequentemente a capacidade resistente da viga; por outro lado, pode prevenir a instabilidade das armaduras comprimidas, neste caso evitando que a viga tenha uma rotura prematura.

4.2.1. *Grupo ER (Vigas 5, 7 e 9)*

Apresentam-se na Fig. 9 os gráficos *P-d* relativos às vigas do Grupo *ER*. Nesta figura é possível verificar a quase concordância das curvas até à carga de cedência. A partir daí pode confirmar-se a importância do confinamento do betão., não só em termos de resitência máxima, mas principalmente em termos de ductilidade do elemnto de *BA*. De facto, a Viga 5, sem confinamento do betão comprimido é a que se comporta pior. Por outro lao, a Viga 7, que proporciona o melhor confinamento ao betão comprimido é a que se comporta melhor.

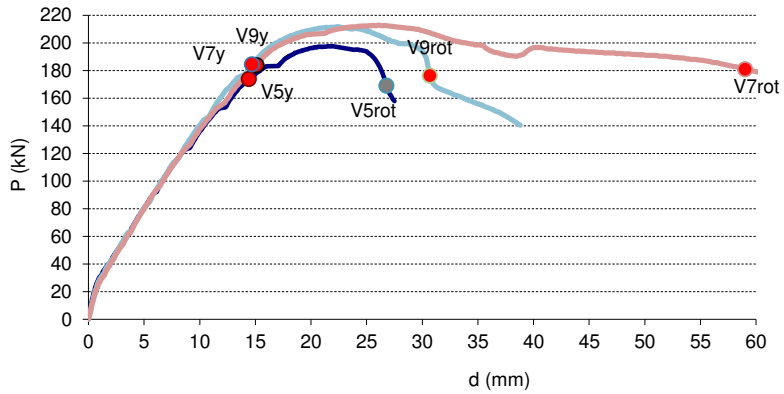


Figura 9. Diagramas *P-d* das Vigas 5, 7 e 9.

4.2.2. *Grupo NRSD (Vigas 6, 8 e 10)*

As vigas do segundo grupo, de aço *A500 NRSD*, continham a mesma disposição de armadura longitudinal e transversal do Grupo *ER*. Apresentam-se na Fig. 10 os gráficos *P-d* relativos às vigas do Grupo *NRSD*. As conclusões são semelhantes às retiradas para o Grupo *ER*.

4.3. Análise da ductilidade das vigas

Importa agora analisar a ductilidade das vigas ensaiadas. No que se segue, consideram-se 2 coeficientes de ductilidade distintos: ductilidade em termos de flecha μ_d e ductilidade em termos energéticos μ_{energ}, cujas definições são

$$\mu_d = \frac{d_y}{d_{rot}} \qquad \mu_{energ} = \frac{E_y}{E_{rot}} = \frac{\int_0^y P\, dd}{\int_0^{rot} P\, dd} \tag{9}$$

Em que d_y e d_{rot} representam os deslocamentos nos pontos de cedência das armaduras e de rotura, E_y a energia necessária para deformar a viga até ao ponto de cedência e E_{rot} a energia necessária para a deformar até à rotura.

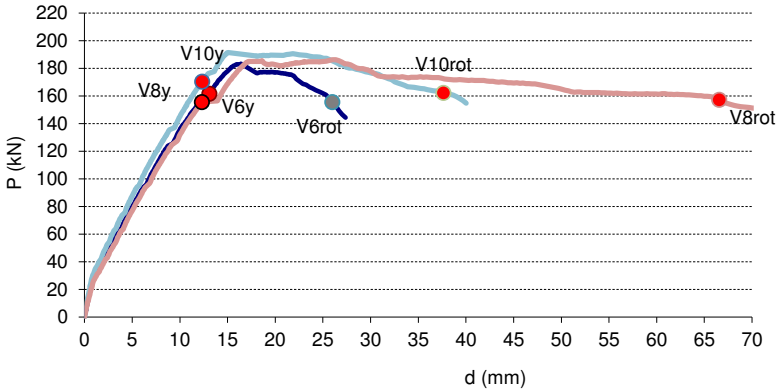


Figura 10. Diagramas *P-d* das Vigas 6, 8 e 10.

No Quadro 4 apresentam-se os resultados apurados para as 10 vigas. No que se segue importa ter sempre em consideração possíveis imprecisões nos valores apurados, os quais serão sempre condicionados pelas imperfeições construtivas; sejam geométricas ou de deficiente vibração do betão, ou outras. Contudo, neste quadro é possível verificar, tal como seria de esperar, que o coeficiente de ductilidade em termos energéticos μ_{energ} é sempre superior em cerca de *40* a *80%* relativamente ao coeficiente de ductilidade em termos de flecha μ_d.

Considere-se agora a confrontação entre os dois tipos de aço considerados. Assim, no caso das vigas menos armadas (ρ=*0,168%*) os coeficientes de ductilidade das vigas *NRSD* valem cerca do triplo dos avaliados para as vigas *ER*, e valem cerca do quadruplo relativamente às vigas do Grupo B (ρ=*0,262%*). No entanto, os coeficientes de ductilidade das vigas *NRSD*, relativamente às vigas *ER*, valem apenas cerca de *10%* mais no caso das vigas do Grupo C, cerca de *40%* mais no caso das vigas do Grupo D e cerca de *50%* mais no caso das vigas do Grupo E.

Quadro 4. Ductilidade das vigas dos Grupos A a E.

Grupo	Vigas	d_y(mm)	d_{rot}(mm)	μ_d	μ_{energ}
A	**V1**	7,39	26,5	3,6	5,1
	V2	6,52	67,9	10,4	15,8
B	**V3**	11,3	30,7	2,7	3,8
	V4	9,6	118	12,3	19,0
C	**V5**	14,4	26,8	1,86	2,6
	V6	13,1	26,0	2,0	2,8
D	**V7**	15,1	59,0	3,9	6,4
	V8	12,3	66,6	5,4	9,6
E	**V9**	14,7	30,7	2,1	3,1
	V10	12,3	37,6	3,1	4,7

Caso se considerem os Grupos *ER* e *NRSD*, considerados nos pontos 4.2.1 e 4.2.2, respetivamente, verifica-se que os coeficientes de ductilidade crescem cerca de *15%* e mais do que duplica, desde as vigas sem betão confinado, até às vigas com maior confinamento do betão comprimido.

4.4. Análise complementar

Relativamente às conclusões apresentadas interessa levantar diversas questões que são pertinentes. Em primeiro lugar importa recordar que o ponto de rotura das vigas foi assumido como valendo *85%* da

carga máxima atingida. Por exemplo, o *EC8* sugere que a rotura seja assumida para um momento equivalente a *85%* do momento resistente na fase pós-última. Portanto, deveria-se ter assumido para carga de rotura o valor de *85%* da carga de cedência. Para além disso, a carga de cedência a assumir deveria corresponder à tensão de cedência de *500Mpa*, em termos médios, ou mesmo *435MPa* em termos de valores de cálculo. Assumir valores médios da resistência dos materiais utilizados pode não ser a via mais correta.

Em segundo lugar, interessa abordar 2 questões que concorrem para melhorarem a ductilidade dos aços *NRSD* relativamente aos aços *ER*. De facto, por se terem considerado valores médios de P_y relativos a cada material, os valores de ductilidade das vigas de aço *NRSD* saem beneficiadas, simplesmente porque evidenciam menores deslocamentos na cedência, em virtude das menores tensões de cedência. Para além disso, como os valores P_{max} relativos a estas vigas são algo inferiores, em virtude das menores tensões últimas, também os valores correspondentes a P_{rot} serão inferiores, relativamente às vigas *ER*, ou seja maiores flechas na rotura. Estes dois factores contribuem decisivamente para a maior ductilidade avaliada para as vigas *NRSD*. Por exemplo, considerem-se as vigas do Grupo E, cujos resultados preliminares R_P foram apresentados no Quadro 4 e são repetidos no Quadro 5. Assim, caso se considere para a Viga 9 os mesmos valores de P_y e P_{rot} da Viga 10, os resultados para a ductilidade são os apresentados na linha P_y,P_{rot}. Neste contexto, os valores da ductilidade deixam de valer cerca de *50%* mais, para passarem a valer apenas *15%* mais. E caso não existisse a referida imperfeição na Viga 9, acredita-se que a diferença se anularia.

Quadro 5. Ductilidade das vigas do Grupo D.

Contexto	Vigas	d_y(mm)	d_{rot}(mm)	μ_d	μ_{energ}
R_P	**V9**	14,7	30,7	2,1	3,1
	V10	12,3	37,6	3,1	4,7
Py,Prot	**V9**	12,9	33,1	2,6	4,2
	V10	12,3	37,6	3,1	4,7

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Fazendo uma análise geral às vigas dos dois primeiros grupos, pode concluir-se que no caso de vigas em que a rotura ocorre pelo aço, isto é, com percentagens de armadura muito reduzidas, é evidente o efeito da ductilidade melhorada do aço *A500 NRSD* na capacidade de absorção de energia. Importa salientar que, no máximo, a percentagem de armaduras assumida para as vigas do Grupo B vale metade do valor requisito para garantir uma estrutura de ductilidade melhorada em termos de *EC8*.

Para o grupo de vigas em que a rotura ocorre na parte comprimida das secções da zona central, é possível concluir que, se não existir confinamento do betão, o aço de ductilidade melhorada não origina nenhum aumento visível na ductilidade global das vigas. De facto, a Viga 6 que não tem o betão confinado, tal como a Viga 5, apresenta uma região plástica diminuta, apesar de ser constituída com aço de ductilidade melhorada. Aliás, a pequena região plástica é semelhante ao da Viga 5, de aço *A500 ER*. No caso das Vigas 7 e 8, ambas apresentam uma grande região plástica, comparáveis entre si, o que de facto leva a concluir que a ductilidade global destas vigas é independente do tipo de aço. Para as Vigas 9 e 10 tal comparação não é possível porque o curto patamar plástico da Viga 9 não é conclusivo, tal como se explicou anteriormente. Importa recordar que a percentagem de armadura destas vigas é de *1,13%*. Este valor vale cerca de *30%* das percentagens máximas regulamentares admitidas no *EC2* e portanto trata-se de quantidades de armaduras usualmente utilizados na prática de Engenharia Civil.

Uma conclusão importante que se pode extrair deste ponto, é que realmente a ductilidade global das peças de *BA* está fundamentalmente dependente do confinamento do betão, quando a rotura se dá pelo betão, o que corresponde à generalidade das vigas na prática.

AGRADECIMENTOS
Os autores agradecem à FCT o apoio concedido através do projeto UID/EMS/00285/2013.

REFERÊNCIAS

[1] EN1998-1 (2010). "Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, ações sísmicas e Regras para Edifícios". CEN, Bruxelas.

[2] EN1992-1-1 (2004). "Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios". CEN, Bruxelas.

[3] Ribeiro, B. (2008). "Avaliação de Deformações em Estruturas de Betão Armado". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

[4] Lima, J. D., Monteiro, V., e Mun, M. (1985). "Betão Armado, Esforços Normais de Flexão". Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

[5] Lopes, A. (2005). Simulação numérica 2D da rotura de uma viga de betão armado. Proceedings do Simpósio Ibero-Americano "O Betão nas Estruturas – SIABE05". Coimbra, Pag 391-398.

[6] Correia, J. E. S. (2016). "Deformação de Vigas Construídas com Geopolímeros". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

[7] Almeida, C. S. A. (2012). "Deformação de Vigas de Betão Armado Axialmente Restringidas". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

[8] Sergio Lopes e A. V. Lopes. (2016). "Deformação de Vigas de BA sujeitas à flexão"; Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2016; FCTUC – 2 a 4 de novembro de 2016; p 105. Coimbra, Portugal.

[9] Adelino V. Lopes, Tiejiong Lou and Sergio M.R. Lopes. (2013). Nonlinear flexural behaviour of rc beams; Twin Covilhã International Conferences; 5th Int'l Conference on The Concrete Future; p CF-113-CF-122. Covilhã, Portugal.

[10] MacGregor, J. G. (1992). "Reinforced Concrete, Mechanics & Design". New Jersey: Prentice Hall.

[11] Lopes, Adelino V.; Lopes, Sérgio M.R.; do Carmo, Ricardo N.F. (2012). "Effects of the compressive reinforcement buckling on the ductility of RC beams in bending". *Engineering Structures*, v. 37, p. 14-23.

[12] Romãozinho, M. F. (2008). "Dimensionamento para a acção do EC8, Análise das Prescrições da EN1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Recurso a em Exemplo Prático". Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

[13] Monteiro, V., Carvalho, E. (1985). "Comportamento de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Repetidas e Alternadas", Curso sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas à Acção dos Sismos. Lisboa: LNEC.

[14] Lopes, M., & Bento, R. (1999). "Modelação Fisicamente nao Linear de Estruturas de Betão Armado". Lisboa: Instituto Superior Técnico.

[15] Neville, A. M. (1973). "Properties of Concrete". USA: Halsted Press.

[16] Costa, S. R. (2010). "Resistência à Flexão de Vigas de Betão Armado – Efeito do Tipo de Armadura". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Resistência ao Punçoamento de Bordos de Lajes de Betão Armado





A. V. Lopes [1] Sérgio Lopes [2]

RESUMO

As lajes em betão armado *BA* diretamente apoiadas sobre pilares, designadas por lajes fungiformes, constituem uma conceção frequentemente utilizada pelo Engenheiro Civil. Este sistema estrutural é particularmente vantajoso relativamente aos sistemas tradicionais de lajes vigadas, quer em termos arquitetónicos, quer em termos económicos, na medida em que são de materialização mais simples e rápida.

Contudo, para além da flexibilidade geral, apresentam um complexo sistema de concentração de tensões e de resistência aos esforços de flexão e de corte, principalmente na zona da ligação pilar-laje. A verificação da segurança relativamente à resistência ao punçoamento e à deformação são normalmente os critérios determinantes para a escolha da espessura de uma laje fungiforme. Em particular, a rotura por punçoamento é caraterizada por uma força concentrada com ação normal ao plano médio da laje, que provoca uma rotura localizada por penetração do pilar na laje. O punçoamento nas lajes sem armadura de corte é um modo de rotura frágil, particularmente indesejado e sem aviso prévio, relativamente ao qual é necessário uma boa conceção e execução desta. Os principais fatores a ter em conta são: a espessura da laje, a quantidade de armadura longitudinal, o recobrimento das armaduras, a dimensão transversal do pilar e a classe de resistência do betão.

Portanto, para entender e estudar este tipo de fenómeno, fez-se incidir este trabalho sobre o Estado Limite Último *ELU* de resistência de lajes submetidas a ações concentradas nos bordos de lajes. Neste contexto, foram construídas duas lajes e ensaiados os oito bordos. A análise incide sobre diversos aspetos, nomeadamente ao nível da resistência e da deformação, onde se procura conhecer a carga de fissuração, a carga de cedência, a carga máxima e os deslocamentos correspondentes. Os parâmetros variáveis para cada ensaio são a percentagem de armadura e a altura útil.

Palavras-chave: Lajes de Betão Armado, Punçoamento, Ensaios Laboratoriais.

[1] Universidade de Coimbra, Dep. de Engenharia Civil, CEMUC, Coimbra, Portugal; e-mail: sergio@dec.uc.pt
[2] Universidade de Coimbra, Dep. de Engenharia Civil, INESC, Coimbra, Portugal; e-mail: avlopes@dec.uc.pt

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de betão armado *BA* são projectadas de modo a resistirem às acções a que estarão sujeitas no seu tempo de vida útil. No contexto das lajes fungiformes, uma das verificações de segurança que tem vindo a provocar maior preocupação no mundo da Engenharia Civil corresponde ao punçoamento, não só devido à sua possível imprevisibilidade, ao seu carácter frágil, mas principalmente pelos elevados prejuízos que pode gerar.

Para além da deformação, a verificação da segurança relativamente à resistência ao punçoamento é normalmente o critério determinante para a escolha da espessura de uma laje fungiforme. Não existindo momentos associados, a ação no punçoamento é essencialmente caraterizada por uma força concentrada com direção normal ao plano médio da laje, a qual provoca uma rotura localizada por penetração do pilar na laje. Os suecos Kinnunen e Nylander [1] procederam a uma série de ensaios em que procuraram definir a carga de punçoamento de uma laje apoiada num pilar, à custa da definição do mecanismo de rotura de uma placa circular apoiada num pilar, carregada no bordo. Concluíram que, para percentagens habituais de armadura horizontal, este mecanismo corresponde à formação de um cone de geratrizes a 30º, apoiado sobre o topo da coluna.

Até hoje foram elaborados muitos estudos para entender este fenómeno e concluiu-se que a formação do cone sobre o pilar, como se ilustra na Fig. 1, é separado da laje por fissuras de punçoamento, geralmente inclinadas com ângulos compreendidos entre 25º e 40º. O punçoamento, nas lajes sem armadura de esforço transverso, é um modo de rotura frágil, particularmente indesejado e sem aviso prévio, pelo qual é necessário uma boa conceção e execução desta. Caso não sejam tomadas precauções especiais de modo a garantir uma resistência residual após a rotura, a laje pode soltar-se dos pilares e cair. No mínimo, a laje perde a possibilidade de redistribuição de esforços e provocará o colapso progressivo da estrutura.

Segundo os estudos desenvolvidos por Ramos e Lúcio [2], o mecanismo de rotura ao punçoamento para lajes fungiformes é composto por quatro fases distintas. Numa primeira fase, é possível considerar que o betão e o aço têm comportamento elástico linear, já que não são visíveis fissuras no betão e o aço não entrou em cedência. A formação da primeira fissura dá origem ao início da segunda fase. A primeira fenda de flexão é localizada na face sujeita a esforços de tração, geralmente na face superior, e contorna as faces do pilar, podendo prolongar a tangente. O aumento da carga provoca o aparecimento de fendas radiais junto do perímetro do pilar, como se ilustra na Fig. 2. A terceira fase é caraterizada pela estabilização do número de fissuras de flexão, aumentando apenas a abertura destas e formando fissuras de corte. De seguida dá-se a rotura por punçoamento. Na última fase, a laje está separada em duas partes pela fissura de corte e ligada apenas pela armadura existente.

A resistência ao punçoamento de uma laje fungiforme pode ser influenciada por diversos parâmetros. Desde logo a área e a geometria do pilar, mas também a localização do pilar (se no interior, se no bordo

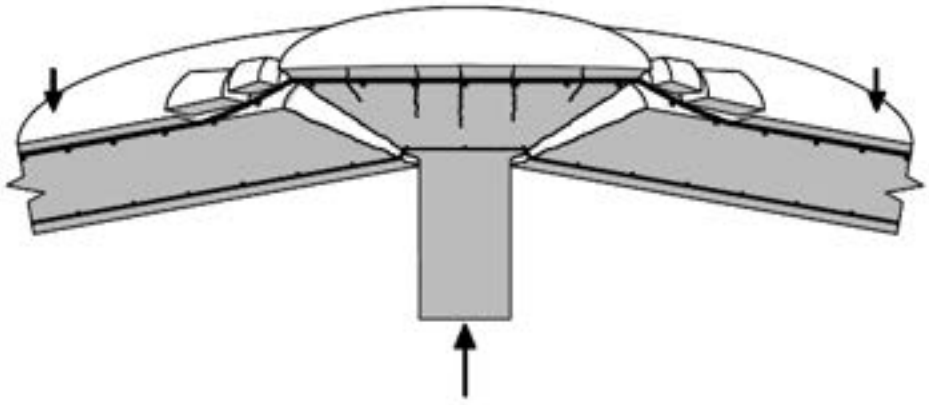


Figura 1. Rotura por punçoamento numa laje de *BA* (Guandalini [3]).

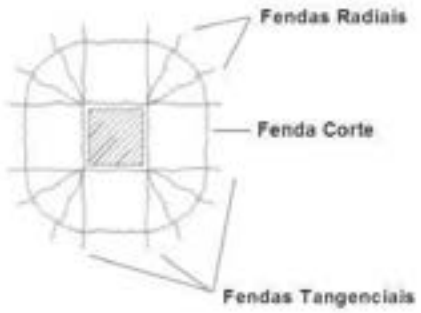


Figura 2. Face superior de uma laje após rotura por punçoamento (Ramos e Lucio).

ou no canto), a espessura da laje, as aberturas na laje, a resistência do betão, ou ainda a quantidade de armadura de flexão, são alguns dos principais fatores [4].

Importa talvez destacar que os trabalhos experimentais conhecidos neste âmbito dizem respeito ao punçoamento central, i.e. considerando o pilar no interior da laje. Em geral, os regulamentos extrapolam as teorias baseadas nesses trabalhos experimentais quando se trata do punçoamento de bordos, ou de cantos, de lajes.

Portanto, para entender e estudar este tipo de fenómeno, fez-se incidir este trabalho sobre o *ELU* de resistência de lajes submetidas a ações concentradas nos bordos de lajes. Assim, o objetivo principal neste trabalho consistiu em estudar a capacidade resistente de bordos de lajes de *BA* sujeitos ao punçoamento, confrontando os valores obtidos com os sugeridos pelos diversos regulamentos. Está também previsto analisar a abertura de fendas e comparar o comprimento do perímetro de rotura com o perímetro de controlo definido pelos códigos.

2. MÉTODOS EXPERIMENTAIS

Ao longo dos anos, vários investigadores tentaram entender o fenómeno de rotura ao punçoamento em lajes de *BA*, e deste modo efetuaram inúmeros ensaios experimentais, abordando questões importantes para o desenvolvimento desta trabalho. Esta foi a via seguida para a validação de muitas regras empíricas que chegaram até hoje.

2.1. Ensaios de Menétrey

Uma das formas de estudar o punçoamento em lajes de *BA* consistiu na utilização de armaduras tangenciais, compostas de anéis metálicos de diferentes raios à volta do pilar. Os primeiros foram Kinnunen e Nylander, recorrendo a 3 tipos de armaduras diferentes (malha ortogonal, circular+vertical e circular+radial). Refira-se não se compreender a ausência de armadura radial no 2º tipo mencionado. Os resultados demonstraram que a rotura por punçoamento ocorre pela formação de um cone com uma inclinação de 30º. Este método foi utilizado por vários investigadores, Pralong [5], Bollinger [6] e mais recentemente Menétrey [7]. Este último estudou o comportamento de lajes de BA sujeitas a cargas concentradas, com o intuito de controlar esta inclinação da superfície de rotura. Colocando anéis de armadura com diferentes raios à volta do pilar, conseguiu obter ângulos de 30, 45 e 60º. Os resultados levaram a constatar que as fissuras mais inclinadas davam origem a roturas por punçoamento e as fissuras mais próximas da verticalidade eram caraterísticas das roturas por flexão.

Posteriormente, Menétrey [8] efetuou testes em quatro lajes octogonais com raio de 5,50 m e altura de 0,15 m, controlados por deslocamentos verticais, com o objetivo de perceber o comportamento após a ocorrência da carga máxima. Usou armaduras com diferentes diâmetros 4, 6, 8 e 10 mm, e com um afastamento de 0,223 m, de modo a compreender qual a influência destas variações.

Na Fig. 3 é possível observar os diferentes comportamentos das curvas cargadeslocamento experimentais P-d nas diversas lajes. Verificou-se que as lajes com varões de diâmetro mais reduzido ($\phi 4$ e $\phi 6$) apresentaram, nas curvas *P-d*, patamares de plastificação bastante alongados, embora a níveis inferiores de carga. Esta progressiva diminuição da carga é característica da rotura por flexão, assemelhando-se a uma rotura dúctil. Nas lajes com varões $\phi 8$ e $\phi 10$, após atingir a carga máxima, com elevados valores, sofreram um decréscimo significativo de resistência, apresentando por consequente um patamar de plastificação muito reduzido. Além disso, nas lajes com maior percentagem de armadura, a rotura deu origem aos cones típicos da rotura por punçoamento. Este tipo de rotura tem caraterísticas frágeis. Deste modo, Menétrey confirmou que o aumento da percentagem de armadura eleva a carga máxima, porém diminui a ductilidade da laje, como tinha sido concluído por Moe [9] e Regan [10].

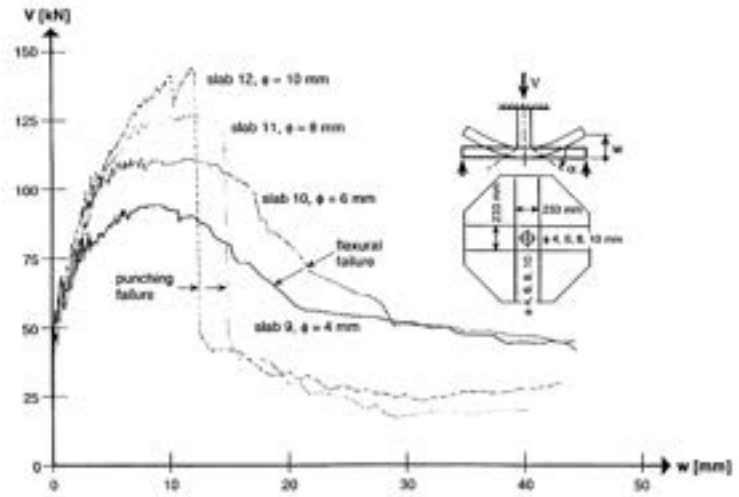


Figura 3. Curvas *P-d* dos ensaios de Menétrey (1998).

2.2. Ensaios de Esfahani

Outra forma de estudar o tipo de rotura consistiu na variabilidade da percentagem de armadura presente na laje, fazendo variar o espaçamento das armaduras. De acordo com Moe e posteriormente Menétrey [11], a percentagem da armadura tem um papel fundamental para a obtenção de roturas por punçoamento ou por flexão. Menétrey testou várias lajes de *BA* com diferentes percentagens de armadura, como se ilustra nos diagramas carga-deslocamento da Fig. 4. Recentemente, Esfahani [12] decidiu efetuar ensaios em lajes reforçadas com fibras de carbono e em paralelo lajes sem reforço chegando à mesma conclusão: um aumento da percentagem de armadura aumenta a carga máxima, porém conduz a roturas por punçoamento. Menétrey ainda definiu uma fronteira para a percentagem de armadura que separa as roturas por punçoamento das roturas por flexão, obtendo como limite ρ=*0,65%*.

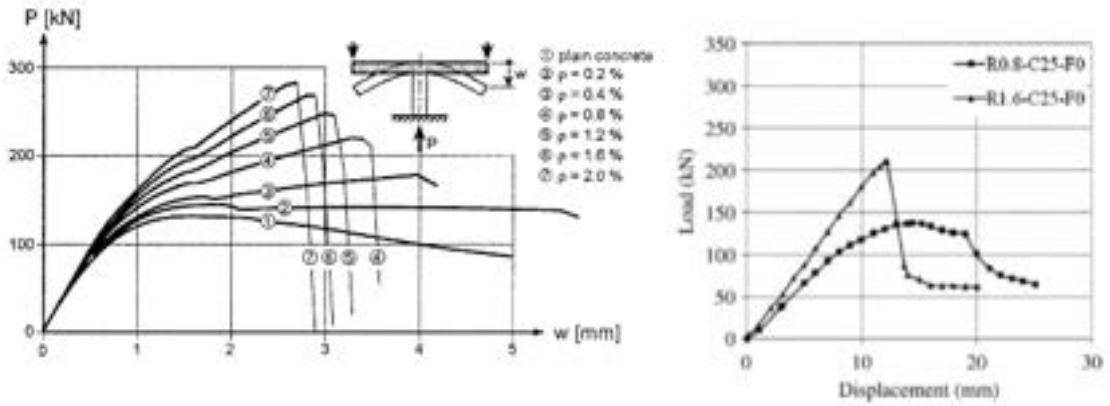


Figura 4. Variação da percentagem de armadura, Menétrey e Esfahani.

2.3. Ensaios de Muttoni

Muttoni tem estudado o punçoamento em lajes nas últimas décadas, desenvolvendo importantes teorias, das quais se destacam duas. Em 1991, Muttoni e Schwartz [13] constataram, após estudar os ensaios de Elstner e Holgnestad [14] ilustrados na Fig. 5, que a resistência ao punçoamento V_R de uma laje está relacionada com a rotação ψ desta em volta do pilar. Segundo esta aproximação, o "critério de rotura" proposto por Muttoni [15] define a resistência ao punçoamento em função da rotação da laje em torno da coluna, como se apresenta na mesma figura. Quanto maior for esta rotação, menor será a resistência ao punçoamento. Em outros termos, quanto mais rígida à flexão, maior a resistência ao punçoamento da laje. O "critério de rotura" por punçoamento das lajes sem armadura específica é definido pela seguinte expressão:

$$\tau_R = \frac{V_R}{u \,.\, d} = \frac{\tau_c}{0{,}4 + 0{,}125\,\psi \,.\, k_{Dmax}} \tag{1}$$

Onde τ_R corresponde à resistência nominal ao punçoamento, V_R traduz a resistência ao punçoamento, u define o perímetro de controlo, d a altura útil e ψ a rotação da laje. Os coeficientes τ_c e $k_{Dmáx}$ são obtidos pelas seguintes expressões

$$\tau_c = 0{,}3\sqrt{f_c} \tag{2}$$

$$k_{Dmax} = \frac{48}{Dmax + 16} \tag{3}$$

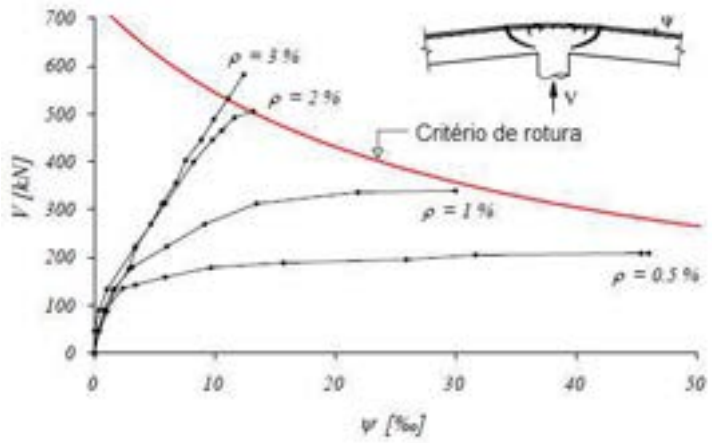


Figura 5. Diagrama V-ψ dos ensaios de Elstner e Hognestad e critério de rotura de Muttoni.

Assim, segundo a teoria da fissura crítica, a resistência ao punçoamento V_R é dada pela interseção da curva do "critério de rotura" com a curva do comportamento da laje representada pela curva carga-rotação V-ψ da laje, tal como é indicado na Fig. 6. O conhecimento da curva do comportamento da laje é por isso fundamental para o cálculo da resistência ao punçoamento V_R.

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Neste ponto é pormenorizado o programa experimental de análise da resistência última ao punçoamento dos bordos de lajes de *BA*. Detalham-se as características das lajes ensaiadas bem como o esquema de ensaio adotado.

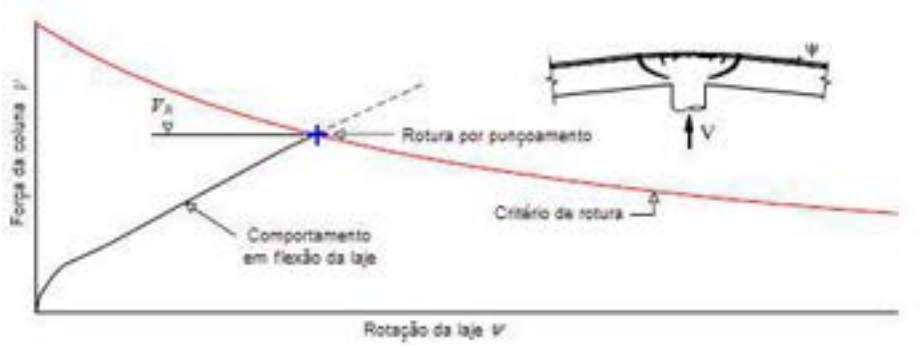


Figura 6. Carga de rotura por punçoamento pela teoria da fissura crítica (Muttoni).

3.1. Conceção e Construção das Lajes

No Quadro 1 é quantificada a informação referente à caracterização das duas lajes ensaiadas. As lajes, quadradas com *2,6 m* de lado, foram projetadas com uma altura pretendida de *15 cm*. Porém, os valores reais da espessura dos bordos das lajes são ligeiramente diferentes e estão registados no Quadro 1. Estas alturas foram determinadas pela média de 3 valores: um no centro do bordo, e outros 2 a *30cm*.

Quadro 1. Caracterização das lajes.

Laje	Bordo	Espessura (m)	Armadura	ρ (%)
I	**B1**	0,150	A500 NR ϕ8//0,10m	0,400
	B2	0,151		0,409
	B3	0,155		0,385
	B4	0,151		0,408
II	**B1**	0,146	A500 NR 2ϕ8//0,10m	0,827
	B2	0,148		0,839
	B3	0,146		0,827
	B4	0,152		0,810

As lajes foram dimensionadas no sentido de se poderem ensaiar os bordos, garantindo independência de resultados entre si, ou seja, cada laje permitiria obter 4 conjuntos de resultados, todos equivalentes, em princípio. Contudo, tal como se verá no ponto seguinte, tal não se veio a verificar.

Por outro lado, como o objetivo principal consistiu em analisar a resistência ao punçoamento dos bordos das lajes, optou-se por comparar o comportamento em duas lajes com taxas de armadura diferentes. Desta forma, uma das lajes era composta por duas malhas *ϕ8//0,10 m* e a outra com duas malhas *2ϕ8//0,10 m*, ambas com armadura de bordo livre proveniente de uma das malhas. O tipo de aço utilizado foi o *A500 NR*. O recobrimento foi garantido por espaçadores de PVC de *20 mm*. A taxa de armadura média longitudinal ρ_l de cada bordo, para a verificação da resistência ao punçoamento, é calculada a partir da percentagem real presente em cada uma das direções do bordo, ρ_x e ρ_y, respetivamente, sendo $\rho_x=A_{sx}/b_x d_x$ e $\rho_y=A_{sy}/b_y d_y$: onde A_{si} é a área de armadura na direção i, b_i a largura de elemento considerado e d_i a altura útil correspondente. O EC2 limita este valor a *2%* para a avaliação da resistência ao punçoamento de lajes. Neste caso, optou-se por dois valores aproximados; $\rho_l \approx 0,4$ e $\rho_l \approx 0,8$. De facto, as armaduras projetadas destinavam-se a obter um conjunto de roturas por flexão, quando $\rho_l \approx 0,4\%$, e um conjunto por corte, quando $\rho_l \approx 0,8\%$, se se considerassem as previsões de segundo Menétrey, indicadas no ponto anterior.

3.2. Caracterização dos materiais

3.2.1. *Betão*

Para conhecer as propriedades mecânicas do betão, ao longo dos dias de ensaio, foram efetuados ensaios à compressão nos provetes cúbicos, em grupos de três, e em diferentes dias. Os valores da resistência à

compressão do betão são exibidos na Fig. 7. Tendo em conta estes valores da resistência, foi ajustada uma curva logarítmica, proposta por Neville [16], expressa na Eq. (4), que permite estimar a tensão média de rotura à compressão do betão f_{cm} (*MPa*) ao longo do tempo *t* (*dias*). Os bordos da Laje *I* e os Bordos *B1* e *B2* da Laje *II* foram ensaiados no dia *28*, sendo espectável $f_{cm} \simeq 32{,}6MPa$. Os Bordos *B3* e *B4* foram ensaiados no dia *29*, quando $f_{cm} \simeq 32{,}8MPa$.

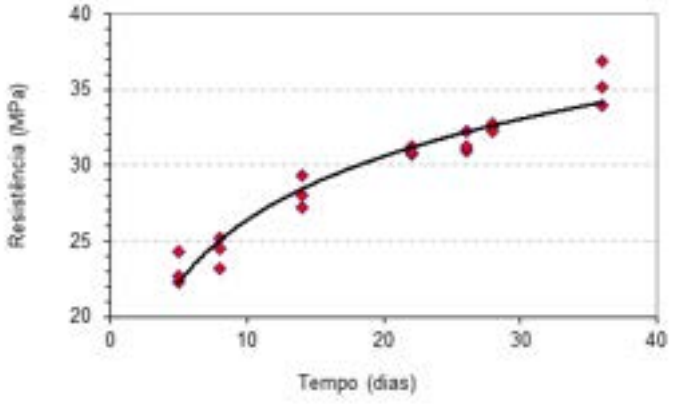


Figura 7. Curva de resistência média do betão.

$$f_{\mathrm{cm}}(t) = 6{,}06\ln(t) + 12{,}44 \qquad (4)$$

3.2.2. *Aço*

Foram utilizadas *5* amostras de varões $\phi 8$ com um comprimento de *35 cm* referentes às armaduras adotadas. Os valores médios foram os seguintes: para a tensão de cedência $f_{sy}=550MPa$, para a tensão última $f_{su}=635MPa$ e para a extensão correspondente à força máxima $\varepsilon_u=14{,}1\%$.

3.3. Esquema de Ensaio e Instrumentação

O esquema de ensaio adotado pode ser visualizado na Fig. 8. O bordo a ensaiar é centrado num molde quadrado ($l=1{,}75\ m$), que lhe serve de apoio. Este suporte, construído de betão, está por sua vez apoiado na laje de reação do Laboratório. O molde dispõe na face superior de um tubo de aço galvanizado ($\phi=3{,}5in$), preenchido no seu interior com argamassa resistente, o qual servirá de apoio ao bordo da laje a ensaiar. Os quatro lados do molde foram devidamente nivelados de modo à minimizar possíveis folgas. Foram colocadas placas de "neoprene" entre o tubo de aço e a laje, com o intuito de impedir o esmagamento do betão assim como para melhorar a distribuição de esforços. A ação no bordo é materializada por uma placa de aço, sujeita à ação do atuador eletromecânico de *60 ton* e com um curso máximo de *290 mm*. Esta ação tem sentido vertical descendente com controlo de deformação, e é rotulada na zona superior. Entre o atuador e a placa é colocada uma célula de carga para registar as cargas aplicadas. O lado oposto ao bordo ensaiado é atravessado por uma viga de retenção, paralela ao bordo a ensaiar, ancorada à laje de reação do Laboratório por dois varões "*dywidag*", para restringir possíveis deslocamentos verticais ascendentes.

Para se poder avaliar os deslocamentos em *6* posições estratégicas nos bordos das lajes, recorreu-se a *11* defletómetros, tal como se ilustra na Fig. 9. Os defletómetros foram colocados na face inferior da laje, dois para cada posição estratégica exceto na posição C, onde apenas um defletómetro mede os deslocamentos na vertical do ponto de aplicação da ação. Estes foram a uma distância de *2,5 cm* para cada lado da face do molde.

A carga *P* corresponde à carga registada na célula de carga, colocada entre a placa de aço e o atuador, no bordo em questão, tal como descrito nas Figs 8 e 9. A avaliação da evolução do deslocamento descendente *d* foi avaliada no ponto de aplicação da ação relativamente aos apoios.



Figura 8. Esquema de ensaio adotado.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste ponto são apresentados os valores determinados e é efetuada uma primeira análise dos resultados obtidos.

4.1. Descrição geral dos ensaios

Para a realização dos ensaios recorreu-se a um atuador eletromecânico que foi programado previamente para funcionar por controlo de deslocamentos, a uma velocidade de deformação imposta de *0,01 mm/s*, tendo-se obtido uma duração de ensaio de aproximadamente *40 min*. De referir que a deformação imposta pelo atuador não corresponde integralmente à deformação sofrida pelo bordo. De facto, além das placas de "neoprene" sofrerem ligeiras deformações, existem também folgas quase impercetíveis a olho nu, as quais resultam do ajuste da laje ao modelo de suporte. A ação corresponde a um deslocamento vertical no sentido descendente, aplicada no bordo em análise à uma distância de 15 cm da extremidade.

Um parâmetro importante para as análises a efetuar corresponde à altura útil efetiva d_{eff}. Em primeiro lugar, a altura média de betão h em cada bordo corresponde à média das alturas medidas em três pontos; um no centro do bordo e outros dois afastados 30 cm para cada um dos lados. Assim, a altura útil d_{eff} é a média entre as alturas úteis segundo cada direção, d_x e d_y, como se ilustra na Fig. 9. De facto, na direção paralela ao bordo interessa considerar a altura útil correspondente a momentos positivos. Na direção normal ao bordo, a altura útil corresponde a momentos negativos.

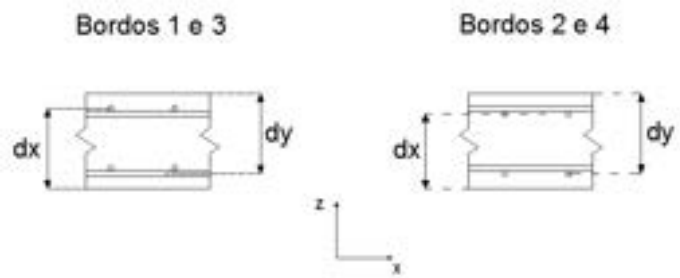


Figura 9. Altura útil dos eixos *X* e *Y* da Laje.

Para proceder à análise e comparação dos diferentes comportamentos de cada bordo, recorreu-se às curvas experimentais carga-deslocamento *P-d* obtidas, nas quais foi necessário definir vários pontos característicos (identificados na curva *P-d* tipo da Fig. 10). Para melhor visualização da curva, foi associada uma reta a cada um dos Estados do comportamento característico das estruturas de *BA*. Assim, a reta associada ao Estado *I kI*, começa na origem e tem uma inclinação correspondente à rigidez do Estado *I*, *KI*. A reta *kII* tem inclinação equivalente a rigidez no Estado *II*, *KII*, sendo tangente à curva num ponto da curva cuja forma mais se aproxime da linear. P_{cr} é o ponto da curva cuja rigidez secante vale *85%* da rigidez inicial. A reta representativa do Estado *III kIII*, assumida horizontal, é tangente à curva no ponto de carga máxima, P_{MAX}. O ponto representativo da cedência das armaduras P_y tem o mesmo deslocamento do ponto de intersecção das retas associadas aos Estados *II* e *III*. Por último, o ponto $85\%P_{MAX}$ tem uma carga correspondente.

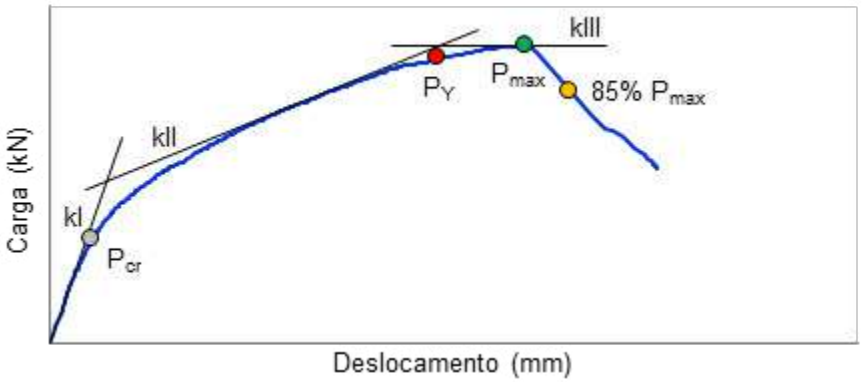


Figura 10. Curva carga-deslocamento *P-d* tipo.

4.2. Laje I

No Quadro 2 é apresentada informação sobre cada bordo da Laje I, nomeadamente a altura média *h*, a altura útil d_{eff} obtida pela média das alturas segundo as direções *X* e *Y* e a duração de cada ensaio Δt. Os diagramas experimentais *P-d* dos bordos desta laje são apresentados nas Figs 11 a 14, nas quais são identificados os pontos característicos, cujos valores são apresentados no Quadro 3.

Quadro 2. Informações relativas à Laje I.

	h (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)	d_{eff} (mm)	Δt (min)
Bordo 1	149,7	125,7	125,7	125,7	40
Bordo 2	151,0	119,0	127,0	123,0	41
Bordo 3	154,7	130,7	130,7	130,7	40
Bordo 4	151,3	119,3	127,3	123,3	45

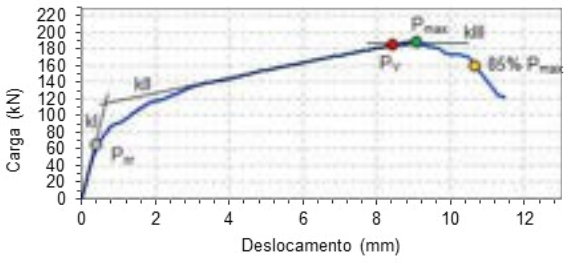


Figura 11. Diagrama *P-d* do Bordo 1 da Laje I.

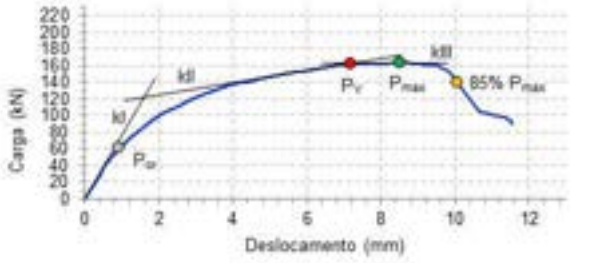


Figura 12. Diagrama *P-d* do Bordo 2 da Laje I.

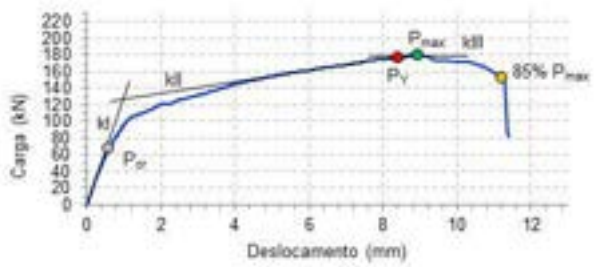


Figura 13. Diagrama *P-d* do Bordo 3 da Laje I.

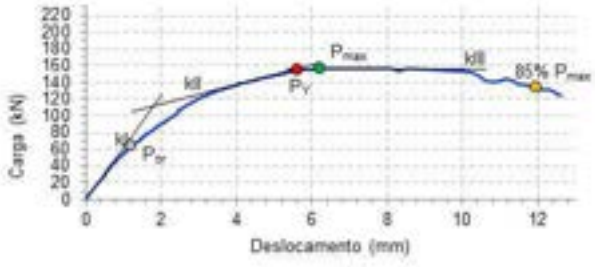


Figura 14. Diagrama *P-d* do Bordo 4 da Laje I.

Quadro 3. Pontos característicos dos bordos da Laje I.

	P_{cr} (kN)	P_y (kN)	P_{MAX} (kN)	85% P_{MAX} (kN)	P_y/ P_{cr}	$P_{MÁX}$ / P_y
Bordo 1	64,4	184	186	158	2,86	1,01
Bordo 2	60,7	162	164	139	2,67	1,01
Bordo 3	67,8	176	179	152	2,60	1,02
Bordo 4	63,1	154	156	133	2,44	1,02

Apesar das curvas terem uma forma muito semelhante para os quatro bordos, na medida em que apresentam deslocamentos máximos próximos de *12 mm* e uma carga máxima na ordem de *180 kN*, são no entanto visíveis algumas discrepâncias entre dois grupos de bordos, por exemplo na forma da curva imediatamente a seguir ao ponto P_{cr}. Assim, tendo em consideração os resultados apresentados, é possível verificar alguma concordância de resultados entre *2* grupos de bordos; num grupo, o Bordo 1 e o Bordo 3, e no outro, o Bordo 2 e o Bordo 4. Estes desvios poderão ser justificados tendo em consideração a altura útil d_{eff}, e também a ordem dos ensaios. Este último aspeto, não previsto inicialmente, pode ter tido grande influência nos resultados na medida em que as fissuras geradas na realização de um dado ensaio intersectavam a zona de influência das fissuras do ensaio relativo ao bordo oposto, para não referir as zonas dos outros 2 bordos laterais. Esta constatação interferiu certamente na fase elástica linear, suposta não fissurada.

No ponto P_{cr}, os valores das cargas são cerca de 6% superiores nos Bordos 1 e 3, relativamente aos outros dois bordos. O valor mais elevado ocorre no Bordo 3, que pode ser explicado pela sua superior altura média. Curiosa, a passagem da primeira para a segunda fase do comportamento estrutural, a qual não ocorre de forma idêntica à constatada quer em vigas [17], quer em lajes [18]. De facto, esta variação é progressiva, evidenciando algum afastamento da curva experimental relativamente ao ponto de intersecção das retas *KI* e *KII*. Este aspeto é constatado em todos os bordos.

Relativamente ao Estado II das curvas *P-d* apresentadas, verifica-se uma maior aproximação a uma reta no caso dos Bordos 1 e 3; no caso dos Bordos 2 e 4, deteta-se um arco mais pronunciado. No ponto de cedência P_y, os valores das cargas são cerca de *12%* superiores nos Bordos 1 e 3. Neste caso, a altura efetiva d_{eff} joga um papel relevante, certamente mais importante do que a ordem de realização dos ensaios. O quociente entre as cargas P_y e P_{cr} toma valores muito próximos nos 4 ensaios, obtendo-se um desvio de *15%* entre o valor máximo e o mínimo.

Após o ponto P_y, entra-se na terceira fase. Os valores de P_{max} são superiores em aproximadamente *12,5%* nos Bordos 1 e 3. Estas discrepâncias não podem ser explicadas pela resistência do betão, nem por diferenças na armadura existente, nem pela ordem de realização dos ensaios; neste caso apenas a variação da altura útil faz sentido. Relativamente ao quociente P_{max} / P_y o valor obtido é muito próximo da unidade em todos os ensaios, o que revela não existir reserva de segurança a assinalar.

O patamar de cedência, representativo do Estado III do comportamento estrutural, apresenta um desenvolvimento reduzido em todos os bordos, exceto no Bordo 4. Para os primeiros três bordos, logo após a carga máxima, a curva *P-d* sofre uma queda brusca com uma inclinação superior a cerca de *60*

kN/mm, típica de uma rotura por punçoamento. De notar que o Bordo 3 sofreu uma queda surpreendentemente acentuada, com uma inclinação significativa de *66 kN* em menos de 1 mm. No Bordo 4, pelo contrário, existe um longo patamar de plastificação sem que exista qualquer decréscimo significativo de carga. O declive apresenta uma modesta inclinação de *7 kN/mm*. Aparentemente, segundo Menétrey [8], esta rotura poder-se-á enquadrar numa rotura por flexão.

4.3. Laje II

A informação relativa a cada bordo da Laje II é apresentada no Quadro 4 e nas Figs 15 a 18 são apresentados os diagramas experimentais *P-d* dos Bordos da Laje II. No Quadro 5 são apresentados os valores característicos dos diagramas.

Quadro 4. Informações relativas à Laje II.

	h (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)	d_{eff} (mm)	Δt (min)
Bordo 1	145,7	121,7	121,7	121,7	38
Bordo 2	148,0	116,0	124,0	120,0	35
Bordo 3	145,7	121,7	121,7	121,7	37
Bordo 4	152,3	120,3	128,3	124,3	38

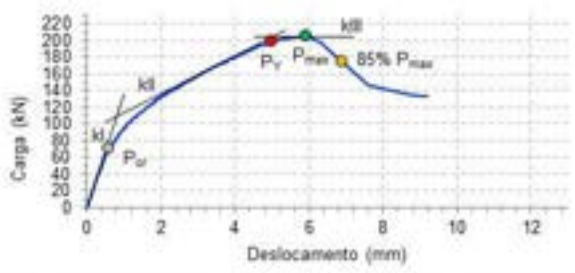


Figura 15. Diagrama *P-d* do Bordo 1 da Laje II.

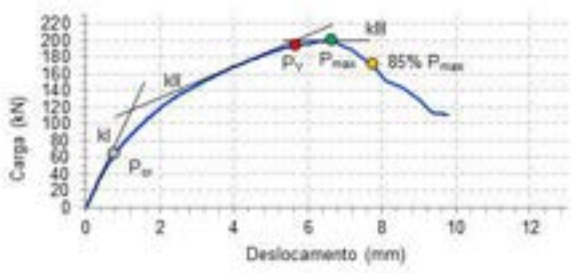


Figura 16. Diagrama *P-d* do Bordo 2 da Laje II.

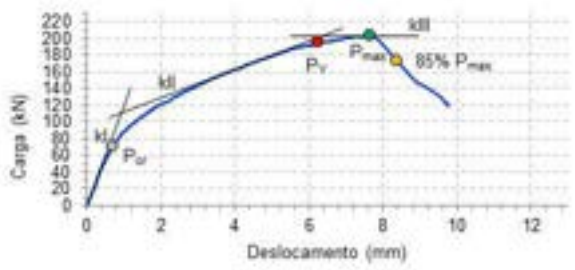


Figura 17. Diagrama *P-d* do Bordo 3 da Laje II.

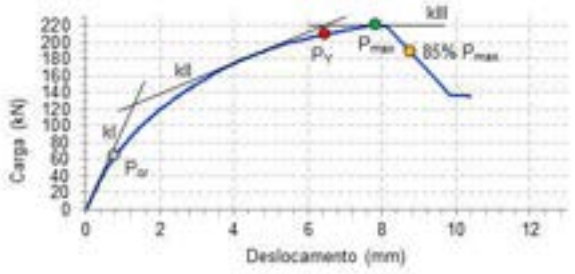


Figura 18. Diagrama *P-d* do Bordo 4 da Laje II.

Quadro 5. Pontos característicos dos bordos da Laje II.

	P_{cr} (kN)	P_y (kN)	P_{MAX} (kN)	85% P_{MAX} (kN)	P_y/ P_{cr}	$P_{MÁX}$ / P_y
Bordo 1	66,5	198	205	174	2,9	1,03
Bordo 2	66,1	194	200	170	2,9	1,03
Bordo 3	65,9	195	203	172	2,9	1,04
Bordo 4	69,3	209	221	188	3,0	1,06

É possível observar uma forma semelhante para as curvas dos quatro bordos, na medida em que apresentam deslocamentos finais de aproximadamente *10 mm* e uma carga máxima na ordem de *200*

kN. Tendo em consideração os resultados do Quadro 6, poder-se-ão justificar algumas divergências de valores devido à altura útil d_{eff}.

O ponto P_{cr} ocorre em média para uma carga de cerca de *67 kN* sendo desprezável o desvio máximo entre os ensaios, em apenas *5%*. Assim como na laje anterior, a transição da primeira para a segunda fase é progressiva, salientando-se um afastamento da curva experimental relativamente à intersecção das retas kI e kII.

Segue-se o Estado II do comportamento estrutural que se estende até ao ponto de cedência das armaduras. Nesta fase, as curvas *P-d* apresentam um troço ligeiramente mais alongado nos Bordos 1 e 3, enquanto que nos Bordos 2 e 4 deteta-se uma forma semelhante a um arco. A carga no ponto de cedência P_y é superior no Bordo 4 com um desvio máximo de *8%* relativamente aos outros bordos. De facto, este bordo tem uma altura útil superior, fundamentando assim este resultado. Aliás, a ordem dos valores coincide com a ordem das alturas úteis, i.e. é elevada a correlação entre estes *2* grupos de resultados. O quociente entre P_y e P_{cr} não diverge muito de bordo para bordo.

Na terceira fase, o valor de P_{max} é superior nos bordos com maior altura útil, sendo o valor mais elevado no Bordo 4. Regista-se um afastamento de aproximadamente *9%* entre este valor e o menor, que ocorre no Bordo 2. O coeficiente da relação da carga nos pontos P_{max} e P_y, por se situar próximo da unidade, indica não existir reserva de segurança assinalável.

Constata-se um reduzido desenvolvimento do patamar de cedência e um quociente de plastificação praticamente semelhante em todos os bordos. Após a carga máxima, surge uma queda brusca nas curvas dos diagramas *P-d*, com inclinação média de *42 kN/mm*. De realçar que estes valores são ligeiramente inferiores relativamente aos verificados na laje menos armada, a Laje I. Aparentemente estas roturas deram-se por punçoamento, como foi referido por Menétrey [8].

Os desvios entre os valores da carga no ponto $85\%P_{max}$ foram inferiores a *9%*. Os valores máximos foram atingidos no Bordo 4, o de maior altura útil.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Recorda-se que os oito ensaios experimentais tiveram como objetivo principal o estudo da resistência ao punçoamento em bordos de lajes de *BA*. Em segundo lugar, era importante confrontar os resultados obtidos com os determinados por outras metodologias alternativas. Inicialmente, os parâmetros a considerar neste trabalho seriam a taxa de armadura e a altura útil. Porém, verificou-se ao longo dos ensaios que foi necessário ter em conta outros fatores influenciadores, tais como: a espessura média do bordo, a ordem cronológica dos ensaios e a resistência espectável do betão.

Verificou-se uma capacidade resistente mais elevada na Laje II, nomeadamente ao nível da carga de cedência das armaduras e ao nível da carga máxima. Comprova-se assim a importância da percentagem da armadura para um melhor desempenho nas cargas resistentes. A altura média dos bordos, a altura útil ou ainda a ordem cronológica da realização dos ensaios são fatores que também influenciaram os valores destas cargas. A salientar o quociente entre a carga de cedência e de fissuração, assumindo valores médios de 2,6 e de 3,0 para os bordos das duas lajes ensaiadas. Neste caso, determinaram-se valores pouco superiores à unidade para o fator extra de segurança 1,03.

Relativamente à rigidez do Estado I, os primeiros bordos ensaiados apresentaram valores duplos relativamente aos últimos. Verificou-se que a formação de fissuras intersetava a zona de influência dos restantes ensaios. Este aspeto, não esperado inicialmente, demonstra que as lajes deveriam ter sido projetadas com maiores dimensões. Quanto à rigidez do Estado II, os valores são equiparáveis apesar de apresentarem valores ligeiramente superiores na Laje II, em virtude da maior taxa de armadura. De salientar os valores médios da relação K_I / K_{II}; *13,3* e *5,8* para os bordos das duas lajes consideradas.

AGRADECIMENTOS
Os autores agradecem à FCT o apoio concedido através do projeto UID/EMS/00285/2013.

REFERÊNCIAS

[1] Kinnunen S., Nylander H. (1960). "Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement". Transactions of the Royal Institute of Tecnology, Nº158, Stockholm, Suécia.

[2] Guandalini (2005). "Poinçonnement Symétrique des Dalles en Béton Armé". Thèse pour obtention du grade Docteur, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.

[3] Ramos, A. M. P. e Lúcio, V. J. G. (2006). "Estruturas de Betão II", Universidade de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Monte da Caparica.

[4] Inácio, M. M. (2010). "Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos – Efeito da Área e Posicionamento da Ancoragem", Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

[5] Pralong J., Brändli W., Thürlimann B. (1979). "Durchstanzersuche an Stahlbeton und Spannbetonplatten". Institut für Baustatik und Konstruktion ETH, Zürich.

[6] Bollinger K. (1985). "Zu Tragverhalten und Bewehrung von rotationssymmetrisch beanspruchten Stahlbetonplatten". Thèse de doctorat, Abteilung Bauwesen der Universität Dortmund, Dortmund.

[7] Menétrey P. (1995). "Flexural and punching failure experiments in reinforced concrete slabs". IBAP - DGC - EPFL, Rapport IBAP 92.03.6.

[8] Menétrey, P. (1998). "Relationship Between Flexural and Punching Failure". ACI Structural Journal, Vol. 95 (4), pp. 412-419., Detroit.

[9] Moe J. (1961). "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads", PCA, Vol.D47, Illinois.

[10] Regan P. E. (1986). "Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs". Magazine of Concrete Research, Vol.38, pp.115-128, Reino-Unido.

[11] Menétrey, P. (1997). "Punching shear strengthening of reinforced concrete: experimental and analytical investigations". Structural faults and repair, pp. 451-458., Edinburgh.

[12] Esfahani, M. R., et al. (2009), "Punching Shear Strength of Interior Slab-Column Connections Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Sheets". Engineering Structures, Vol. 31 (7), pp. 1535-1542.

[13] Muttoni A., Schwartz J. (1991). "Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement". IABSE Colloquium, Vol.62, pp. 703-708, Stuttgart.

[14] Elstner R. C., Hognestad E. (1956). "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs". ACI Materials Journal, Vol. 53-2, pp. 29-58, Detroit.

[15] Muttoni A. (2003). "Shear and Punching Strength of Slabs Without Shear Reinforcement". Beton und Stahlbetonbau, t. 98(2), Lausanne.

[16] Neville, A. M. (1973). "Properties of Concrete". USA: Halsted Press.

[17] Almeida, C. S. A. (2012). "Deformação de Vigas de Betão Armado Axialmente Restringidas". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

[18] Menoita, R. C. (2010). "Resistência de Lajes de Betão Armado – Efeito do tipo de armaduras". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Sessão 1D

Análise das vantagens do uso de concretos com maiores resistências no dimensionamento de edifícios





G. M. Fregonezi [1] **W. W. Wutzow** [2] **R. D. Vanderlei** [3]

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo analisar a influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos, utilizando a ferramenta computacional CAD/TQS. As resistências dos pilares foram variadas em uma razão de 5 MPa, de 35 MPa até 50 MPa, sendo que os demais elementos estruturais permaneceram com resistências de 35 MPa. Foram feitas análises de deformabilidade horizontal, parâmetros de estabilidade, seções otimizadas, além de quantitativos e custos dos principais materiais empregados (concreto, aço e fôrmas). Como resultados, foi possível reduzir em 14% a área total dos pilares, bem como reduzir quantitativos de materiais e, principalmente, os custos totais do edifício, conferindo maior durabilidade sem maiores custos e, principalmente, sem prejuízo à segurança estrutural.

Palavras-chave: Concreto armado. Otimização estrutural. Pilares.

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento tecnológico e a alta competitividade do mercado atual impõem que os processos estejam em constante evolução. No setor da construção civil, esse fato reflete sobre os materiais e métodos empregados, afetando diretamente um dos mais abrangentes dele: o concreto. O concreto é um dos materiais mais empregados neste setor por apresentar características como: facilidade na preparação e no uso, resistência às intempéries, ao fogo, aos esforços solicitantes, baixo custo-benefício, etc. No entanto, seu comportamento é muito complexo por se tratar de um material heterogêneo. Entre outros fatores que dificultam a compreensão deste material, têm-se as diferenças entre resistências à compressão e à tração, a não-linearidade física (considerada pelo diagrama tensão-deformação), a presença de microfissuras, retenção de água, retração, etc. [1].
A resposta do concreto às tensões aplicadas depende não somente do tipo de tensão, mas também de como a combinação de vários fatores afeta a porosidade dos diferentes componentes estruturais deste.

[1]Centro Universitário de Adamantina, Dep. de Engenharia Civil, Adamantina-SP, Brasil. gmfengenharia@hotmail.com
[2]Universidade Estadual de Maringá, Dep. de Engenharia Civil, Maringá-PR, Brasil. wwwutzow@uem.br
[3]Universidade Estadual de Maringá, Dep. de Engenharia Civil, Maringá-PR, Brasil. rdvanderlei@uem.br

Os fatores incluem propriedades e proporções dos materiais que formam o traço, o grau de compactação e as condições de cura [2].
Quanto mais alto e esbelto o edifício, maiores são as solicitações presentes neste, principalmente decorrentes das ações horizontais. Nestes casos, a análise da estabilidade global e a avaliação dos efeitos de segunda ordem passam a assumir fundamental importância no projeto estrutural. Em linhas gerais, todas as estruturas são deslocáveis. Em estruturas mais rígidas, os deslocamentos decorrentes das ações horizontais são ínfimos, no entanto, em estruturas menos rígidas, tais deslocamentos são tão relevantes que se não forem corretamente considerados podem levar a estrutura ao colapso.
Dentro deste contexto, o objetivo deste trabalho é analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e da redução das seções transversais dos pilares na deformabilidade horizontal, estabilidade global e consumo de materiais (concreto, aço e fôrmas de madeira) de um edifício de múltiplos pavimentos através de ferramenta computacional.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Com o propósito de analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão dos pilares na deformabilidade, nos parâmetros de estabilidade global e também no consumo de material e mão de obra adotou-se um edifício residencial de múltiplos pavimentos e a ferramenta computacional CAD/TQS.

2.1 Modelo estrutural

O edifício estudado é composto por um pavimento térreo, dezesseis pavimentos tipo, barrilete e caixa d'água, totalizando 61,75 metros de altura, acima do nível do solo. O pavimento tipo do referido edifício é mostrado em planta baixa na Fig. 1, totalizando uma área de 8.741,19 m². Para a implantação da estrutura, análise dos esforços e deslocamentos e determinação da armadura, foi utilizado o sistema computacional CAD/TQS 18.

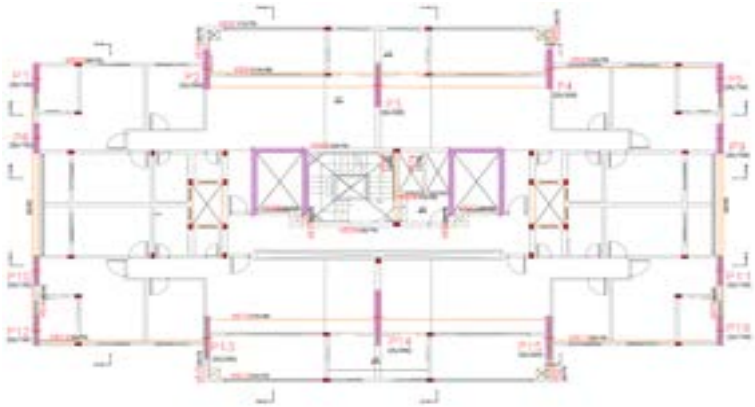


Figura 1. Planta baixa do edifício.

Optou-se por fazer a concepção estrutural sem contemplar as escadas e as fundações, visto que estes elementos estruturais não passariam por otimizações e nem influenciariam diretamente na estabilidade global da estrutura.

2.1.1 Características do modelo

Para a análise estrutural foi adotado o Modelo IV disponível no sistema CAD/TQS, que consiste em um modelo de vigas e pilares compondo o pórtico espacial, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Neste modelo, os efeitos das ações horizontais e verticais nas vigas e pilares são calculados como pórtico espacial. Por sua vez, as lajes interagem com o pórtico espacial através da transferência dos esforços nas barras que compõem a respectiva grelha de discretização da laje como cargas concentradas nas vigas, fazendo com que essa distribuição de esforços seja realizada de forma bastante realista. O modelo Estado Limite Último utilizado para obtenção dos esforços

necessários ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais considerou os coeficientes de não-linearidade física de maneira aproximada, conforme indicados no item 15.7.3 da norma brasileira que trata sobre o assunto [3].

2.1.2 Ações

Para o cálculo da ação do vento atuante na estrutura, foram considerados os dados a seguir.

- V_o = 45 m/s;
- S_1 = 1,00, pois o edifício foi projetado para um terreno plano ou fracamente acidentado;
- S_2 = 1,02, sendo que o edifício se enquadra na classe C de dimensões (edificação que exceda 50 metros) e categoria IV de rugosidade do terreno (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, em cota média de topo dos obstáculos de 10 metros);
- S_3 = 1,00, sendo que se trata de um edifício residencial.

O programa utilizado possui um banco de dados de cargas previamente cadastradas. Desta forma, para as lajes (tanto maciças quanto nervuradas), foi utilizada uma carga denominada "APART1", que representa 1,00 kN/m² (0,10 tf/m²) de carga principal ou permanente e 1,50 kN/m² (0,15 tf/m²) de carga acidental. Além do peso próprio definido pelas dimensões das lajes.

Para as vigas, lançaram-se as cargas distribuídas linearmente – representando a vedação de alvenaria, denominada "TJVAZ15" –, representando 1,80 kN/m² (0,18 tf/m²) de carga principal ou permanente, sendo variável conforme os pavimentos, pois possuem alturas distintas, conforme mostrado no Quadro 1, além do peso próprio definido pelas dimensões das vigas.

Quadro 1. Altura dos pavimentos.

Pavimento	*Altura (m)*
Caixa d'água	3,98
Barrilete	3,57
Tipos (16x)	3,15
Térreo	3,80

2.2 Dimensionamento prévio

Após o posicionamento dos pilares, vigas e lajes no edifício, conforme Fig. 2, foi feito o dimensionamento das vigas, lajes e do núcleo rígido para um concreto de resistência característica à compressão (f_{ck}) de 35 MPa. Sendo assim, estes elementos estruturais tiveram suas dimensões fixadas a fim de avançar para um estudo detalhado dos pilares.

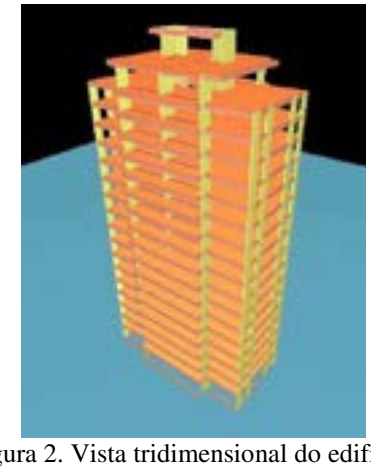


Figura 2. Vista tridimensional do edifício.

Os pavimentos do edifício são compostos por lajes maciças e nervuradas de seção trapezoidal, sendo que estas últimas abrangem a maior parte da estrutura como mostrado na Fig. 3.

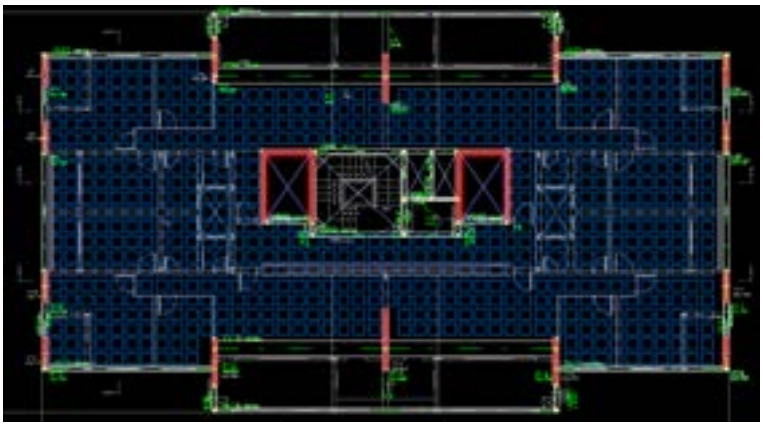


Figura 3. Planta baixa com posicionamento dos pilares, núcleos rígidos, vigas de borda, lajes maciças e nervuradas.

2.3 Otimização das seções dos pilares

Nesta etapa do estudo, após o pré-dimensionamento da estrutura e fixadas as dimensões de vigas, lajes e do núcleo rígido, foram analisados os esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo, pois estes são os que suportam as maiores cargas do edifício. Vale ressaltar que todos os pilares contidos na estrutura são submetidos à flexão oblíqua.

Deste modo, estes pilares foram estudados individualmente, através da ferramenta CAD/Pilar do sistema CAD/TQS, buscando otimizar as seções transversais dos pilares conforme variava-se a resistência à compressão do concreto. O intuito foi variar o f_{ck} dos pilares em uma razão de 5 MPa, iniciando em 35 MPa e indo até 50 MPa.

Para cada f_{ck} as seções transversais dos pilares foram otimizadas, fixando as larguras em 25 cm e reduzindo as alturas de forma iterativa, buscando manter os esforços resistentes da seção bem próximos dos esforços solicitantes, por meio da envoltória de momentos resistentes do pilar.

O método iterativo consistiu em reduzir as alturas na ordem de 5,00 cm, efetuando o processamento global da estrutura a cada redução, até o programa CAD/TQS exibir uma mensagem de erro alertando que não havia possibilidade de dimensionamento deste elemento. Deste modo, a altura final de cada pilar é a altura da última iteração antes do programa impossibilitar o dimensionamento.

A envoltória de momentos resistentes determina o limite de dimensionamento para um pilar, sendo que, as solicitações no mesmo – tanto na base (representado pela letra B) quanto no topo (representado pela letra T) – devem estar inseridas dentro da envoltória, caso contrário, cosidera-se que haverá ruptura no elemento estrutural.

Alguns pilares também podem ter seu dimensionamento limitado pela envoltória de momentos mínimos, conforme recomenda a norma brasileira [3]. No programa, essa envoltória é delimitada por uma elipse, conforme mostra a Fig. 4.

Desta forma, só será possível o dimensionamento do pilar caso a envoltória de momentos mínimos esteja inserida na envoltória de momentos resistentes do pilar.

Destaca-se que os pilares que foram modificados têm seção transversal constante ao longo de toda sua altura, para simplificar a interpretação e análise dos resultados.

As dimensões iniciais dos pilares, segundo o projeto estrutural utilizado, são mostradas no Quadro 2.

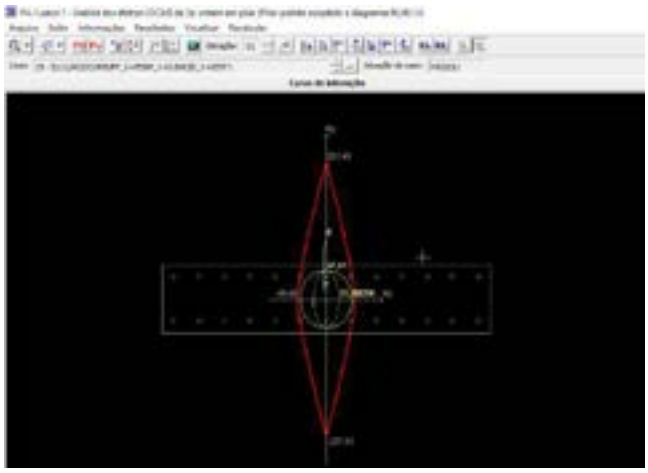


Figura 4. Envoltória de momentos resistentes e momentos mínimos.

Quadro 2. Dimensões dos pilares.

Pilar	Largura fixa (cm)	Altura (cm)
P1	25,00	150,00
P2	25,00	200,00
P3	25,00	220,00
P4	25,00	200,00
P5	25,00	150,00
P6	25,00	150,00
P9	25,00	150,00
P10	25,00	150,00
P11	25,00	150,00
P12	25,00	150,00
P13	25,00	220,00
P14	25,00	280,00
P15	25,00	220,00
P16	25,00	150,00

Os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e, como se mantiveram com seções transversais constantes, não estão contidos no Quadro 3. Escolheu-se por fixar as dimensões dos núcleos rígidos pois são elementos de contraventamento com função de delimitar as caixas dos elevadores e pouco poderia ser modificado nestes elementos com relação às seções transversais, pois influenciaria diretamente na arquitetura do edifício. Logo, mantendo-se estes elementos com dimensões fixas, os resultados obtidos e as análises ficam sendo puramente dos pilares.
Dos pilares do Quadro 3, apenas os pilares P2, P3, P4, P13, P14 e P15 nascem no térreo e morrem no barrilete, sendo que os demais morrem no último pavimento tipo.
Vale salientar que as dimensões dos pilares mostradas no Quadro 3 foram definidas pelo projetista que elaborou o projeto original, assim como a resistência inicial de todos os elementos estruturais que ficou definida em f_{ck} = 35 MPa. Sendo assim, primeiramente foi feita a otimização das seções dos pilares com f_{ck} = 35 MPa e, em seguida, nas demais resistências. Como o enfoque do estudo é a otimização de elementos estruturais, mais especificamente de pilares, definimos trabalhar com o f_{ck} = 35 MPa Otimizado sendo parâmetro de comparação de resultados com os demais, pois senão somente esta resistência não passaria por otimizações, comprometendo a interpretação dos resultados obtidos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme mencionado no item 2, todos os elementos estruturais do edifício foram primeiramente dimensionados com f_{ck} = 35 MPa, sendo que esta resistência característica à compressão foi fixada para as vigas, lajes e os núcleos rígidos, ao passo que, para os pilares, tal resistência variou na ordem de 5 MPa até atingir o máximo estabelecido de 50 MPa. Fixaram-se as larguras das seções transversais dos pilares em 25 cm, enquanto as alturas das seções transversais foram sendo reduzidas de forma iterativa. O objetivo foi encontrar a seção otimizada de cada pilar, ou seja, a menor altura possível para

o f_{ck} analisado. A estrutura passou por um processamento global a cada iteração e, posteriormente, foram feitas análises dos parâmetros de estabilidade global, deslocabilidade horizontal de topo e entre pisos do edifício e também análise individualizada dos efeitos locais de segunda ordem pelo método do pilar-padrão acoplado aos diagramas N, M, 1/r , utilizando a ferramenta CAD/Pilar.

3.1 Seções otimizadas

Considerando as solicitações e devidas combinações de esforços para cada pilar, assim como sua envoltória de momentos resistentes e, além disso, analisando o comportamento estrutural do edifício através dos parâmetros de estabilidade global e da deslocabilidade horizontal de topo e entre pisos, pode-se encontrar as alturas mínimas (da seção transversal) de cada pilar. Vale lembrar que a base dos pilares foi fixada em 25 cm, posto que, segundo a ABNT NBR 6118:2014, a dimensão mínima para pilares e pilares-parede é de 19 cm, admitindo ainda dimensões entre 19 cm e 14 cm somente em casos especiais, portanto, a redução seria irrisória.
O Quadro 3 retrata as alturas mínimas de cada pilar para cada f_{ck} analisado.

Quadro 3. Alturas mínimas das seções transversais dos pilares.

	Altura (m)													
fck (MPa)	*P1*	*P2*	*P3*	*P4*	*P5*	*P6*	*P9*	*P10*	*P11*	*P12*	*P13*	*P14*	*P15*	*P16*
35	1,50	2,00	2,20	2,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	2,20	2,80	2,20	1,50
35-Ot	1,35	1,65	1,40	1,65	1,50	0,85	0,85	0,60	0,60	1,30	1,75	1,65	1,95	1,50
40	1,20	1,60	1,35	1,65	1,40	0,60	0,80	0,60	0,60	1,30	1,65	1,50	1,75	1,50
45	1,05	1,55	1,35	1,60	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	1,30	1,65	1,40	1,70	1,45
50	0,90	1,55	1,30	1,55	1,05	0,60	0,60	0,60	0,60	1,30	1,65	1,40	1,65	1,25

Recordando o que foi dito anteriormente, os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e pertencem ao grupo de elementos estruturais que tiveram suas dimensões fixadas, juntamente com as vigas e as lajes (maciças e nervuradas).
O gráfico da Fig. 5 ilustra a variação das alturas das seções transversais dos pilares mostrados no quadro acima.

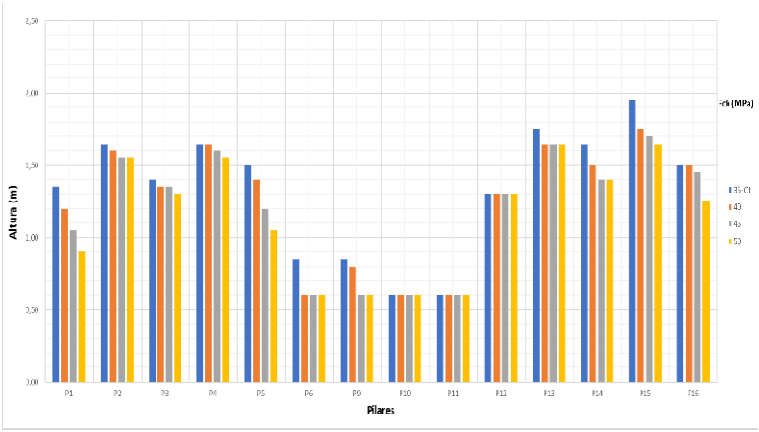


Figura 5. Variação das alturas das seções transversais dos pilares.

Para demonstrar o quanto a redução foi significativa, fez-se um estudo de área total dos pilares para cada f_{ck}, conforme a Fig. 6.

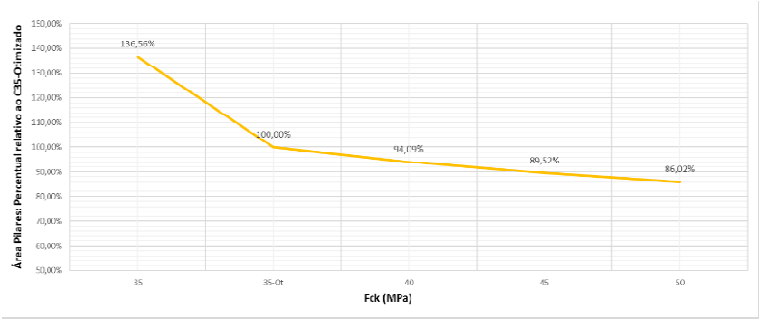


Figura 6. Variação da área total dos pilares.

Com o gráfico da Fig. 6, é possível notar a gradativa redução de área total dos pilares, chegando a atingir uma redução de 13,98% de área total de pilares na comparação entre o C50 e o C35-Otimizado.

3.2 Deformabilidade horizontal

À medida que os pilares tiveram redução de área, consequentemente o edifício altera seu comportamento estrutural, ficando mais suscetível aos deslocamentos horizontais. Logo, analisaram-se os deslocamentos horizontais no topo e entre pisos do edifício, considerando o item 13.3 – Deslocamentos limites da ABNT NBR 6118:2014, que fixa o limite de H/1700 para o topo do edifício e Hi/850 entre pavimentos (em que H é a altura total do edifício e Hi é a altura entre pavimentos). Portanto, para o edifício em questão, H = 61,75 m e Hi = 3,15 m (considerando a menor altura entre pavimentos, pois resultará no menor deslocamento), temos como limites:

$$H/1700 = 3{,}63 \text{ cm} \quad \text{e} \quad Hi/850 = 0{,}37 \text{ cm};$$

Estes limites de deslocamentos foram considerados como limitantes para a otimização estrutural efetuada, visando a segurança do edifício como um todo.
Sendo assim, a variação dos deslocamentos horizontais é mostrada no Quadro 4 e na Fig. 7.

Quadro 4. Deslocamento horizontal no topo e entre pisos do edifício.

	Deslocamento horizontal (cm)		Percentual relativo ao C35-Ot	
fck (MPa)	*Topo do edifício*	*Entre pavimentos*	*Topo do edifício*	*Entre pavimentos*
35	2,10	0,13	67,31%	68,42%
35-Ot	3,12	0,19	100,00%	100,00%
40	3,34	0,21	107,05%	110,53%
45	3,39	0,21	108,65%	110,53%
50	3,38	0,21	108,33%	110,53%

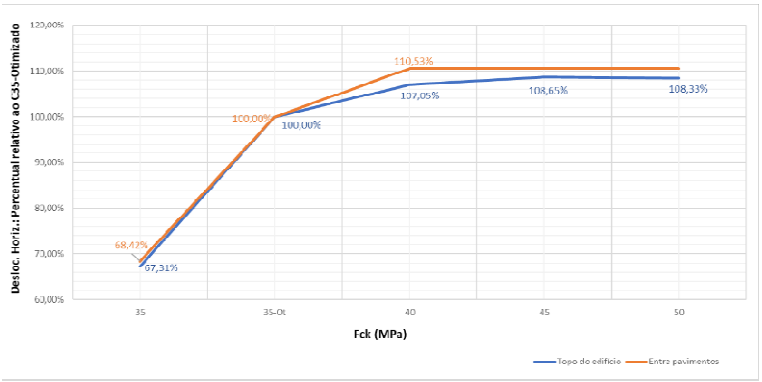


Figura 7. Variação dos deslocamentos horizontais.

Pode-se observar que os deslocamentos horizontais, tanto de topo quanto entre pavimentos, tendem a aumentar conforme aumenta-se a resistência à compressão e, consequentemente, reduz-se a área dos pilares. Comparando os valores obtidos para o C35-Otimizado e o C50, tem-se acréscimos de deslocamentos horizontais superiores na ordem de 10%.

3.3 Parâmetros de estabilidade global

O programa CAD/TQS verifica a estabilidade global da estrutura através dos parâmetros convencionais, α e γ_z.
Desta forma, foi feita uma análise dos parâmetros de estabilidade global para analisar os efeitos de segunda ordem globais.

$$\gamma = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{tot,d}}} \tag{1}$$

De acordo com a Eq. (1), que descreve o cálculo do γ_z, pode-se notar que o fator $M_{1,tot,d}$ é constante, visto que este representa a soma dos momentos de todas as forças horizontais (no caso deste estudo, há somente as forças oriundas dos ventos) em relação à base da estrutura. Portanto, o único fator variável da referida equação é o $\Delta M_{tot,d}$, que é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem. Logo, com a otimização dos pilares, os pesos próprios destes diminuíram, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, consequentemente, os momentos de segunda ordem, fazendo com que os parâmetros γ_z tornem-se menores, conforme mostrado na Fig. 8. O mesmo ocorre com o coeficiente α, pois é influenciado pelo peso próprio.

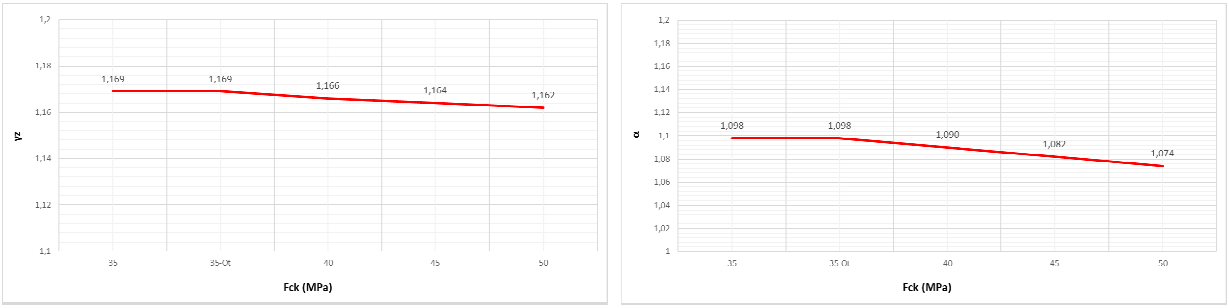


Figura 8. Variação do parâmetro γ_z e do coeficiente α em relação ao f_{ck}

Portanto, a variação do parâmetro γ_z foi de menos de 1% entre a máxima e a mínima resistência considerada neste estudo, assim como a variação do coeficiente α foi de menos de 3%.

3.4 Quantitativos e custos

Nesta análise, foram calculados os valores totais dos quantitativos e custos para concreto, aço e fôrmas, para se determinar a variação dos custos de materiais da estrutura, visto que o intuito do estudo é variar a resistência característica à compressão (f_{ck}) somente dos pilares, de forma concomitante às otimizações das seções transversais destes elementos.
Para esta análise, foram utilizadas planilhas referenciais de custos, como por exemplo a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (Composições – janeiro/2017) e o boletim do referencial de custos da Companhia Paulista de Obras e Serviços (CPOS), além de cotações de mercado.

Os custos unitários de volumes de concreto, Quadro 5, foram obtidos através da SINAPI, boletim CPOS e cotações de mercado. Por sua vez, os custos unitários de aço, em seus respectivos diâmetros, Quadro 6, foram obtidos somente na tabela SINAPI.

Quadro 5. Custos unitários de concreto

Custos unitários		
fck (MPa)	***R$/m³***	***Referência***
35	302,44	CPOS
40	352,40	CPOS
45	375,00	Orçamentos
50	387,70	SINAPI

Quadro 6 – Custos unitários de aço

Custos Unitários	
Φ (mm)	***R$/kg***
4.2	5,70
5.0	5,15
6.3	7,21
8.0	7,14
10.0	5,82
12.5	4,73
16.0	3,45
20.0	3,18
25.0	3,58

O custo unitário de fôrmas de madeira, também extraído da tabela SINAPI, foi de R$ 72,19/m².
Considerando os custos de cada um dos materiais citados, fez-se uma análise dos custos da estrutura referentes aos materiais, com o propósito de avaliar o impacto financeiro causado pelas otimizações efetuadas nos pilares. O Quadro 7 e a Fig. 9 expõem tais resultados.

Quadro 7 – Custos totais

fck (MPa)	***Concreto***	***Aço***	***Fôrmas***	***Total***	***Redução Relativa ao C35-Ot***
35	R$ 751.563,40	R$ 1.176.605,33	R$ 713.619,81	R$ 2.641.788,54	100,28%
35-Ot	R$ 726.339,90	R$ 1.241.050,71	R$ 666.934,53	R$ 2.634.325,15	100,00%
40	R$ 734.649,12	R$ 1.203.952,42	R$ 659.628,91	R$ 2.598.230,44	98,63%
45	R$ 736.289,28	R$ 1.199.036,95	R$ 654.077,50	R$ 2.589.403,72	98,29%
50	R$ 736.261,92	R$ 1.173.733,18	R$ 649.883,26	R$ 2.559.878,36	97,17%

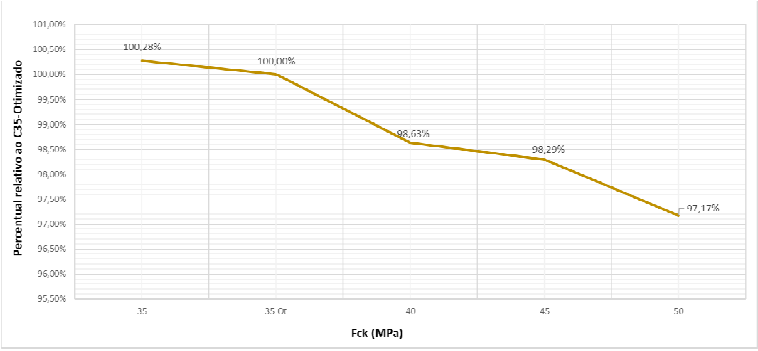


Figura 9. Variação dos custos da estrutura referente aos materiais

Nota-se que houve reduções nos custos totais com relação ao f_{ck} = 35 MPa otimizado para as resistências superiores a esta, atingindo pouco menos de 3% para o f_{ck} = 50 MPa e uma média de aproximadamente 1,50 % para as resistências de 40 e 45 MPa.
Tais resultados comprovam que, apesar dos custos unitários dos concretos de alta resistência serem consideravelmente superiores (Quadro 5), quando analisados de forma global juntamente com os custos de aço e fôrmas (madeira), esse aumento é absorvido pela economia com o volume de concreto e dos demais materiais.

4. CONCLUSÕES

Com a aplicação de concretos mais resistentes em pilares e tirando proveito desta propriedade do concreto no dimensionamento da estrutura, foi possível obter reduções consideráveis nas áreas totais dos pilares conforme aumentou-se a resistência característica à compressão do concreto, atingindo uma redução de 13,98% na comparação entre o C50 e o C35-Otimizado. Tal feito é de grande relevância, pois esse ganho em área reflete em um melhor aproveitamento do espaço construtivo, como aumento de vagas de garagens e áreas úteis.

A análise dos custos da estrutura referente aos materiais mostrou que é possível reduzir custos da ordem de 3% para o concreto com f_{ck} = 50 MPa e uma média total de aproximadamente 1,50% para as demais resistências, ou seja, as economias com o volume de concreto e dos demais materiais absorvem os custos mais elevados com concretos de resistências maiores.

Os dimensionamentos do edifício para todas as classes de resistência mantiveram-se a favor da segurança, segundo a ABNT NBR 6118:2014.

Com relação aos parâmetros de estabilidade global, houve redução da ordem de 3% para o coeficiente α e de 1% para o parâmetro γ_z. Pode-se justificar essa redução dos parâmetros de estabilidade global, pois com a otimização das seções dos pilares, houve redução no peso próprio destes elementos, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, consequentemente, os momentos de segunda ordem.

Vale destacar ainda que todas as vantagens obtidas nesse estudo e supracitadas são amparadas pelo uso de um material com maior durabilidade e vida útil, além de outras condicionantes que um concreto com resistência superior proporciona com relação aos concretos de resistência inferior.

REFERÊNCIAS

[1] TORRICO, F. A. Analise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade. 345f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2010.

[2] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 3ª edição, IBRACON, São Paulo, SP, 2008.

[3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

Proteção de edifícios contra explosões através do reforço dos elementos estruturais com novas camadas de betões especiais

David Nabais[1] **Luís Cardoso**[2] **Gabriel Gomes**[3] **Eduardo Júlio**[4]

RESUMO

A segurança e integridade estrutural de edifícios sujeitos à ação das explosões apresentam atualmente extrema relevância, dada a permanente ameaça à paz e à segurança internacional materializada pelo terrorismo. Por esta razão, a proteção de infraestruturas críticas, potenciais alvos de atentados terroristas, torna-se prioritária neste domínio.

No estudo aqui descrito desenvolveram-se e analisaram-se soluções estruturais com o objetivo de mitigar os danos provocados por uma explosão num elemento estrutural de betão armado, tendo-se adotado para o efeito um elemento laminar de betão armado, com 2,00 m de largura, 2,60 m de comprimento e 0,12 m de espessura.

Foram estudadas duas soluções distintas: (1) reforço com sucessivas camadas de betão de diferentes características, constituídas por betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (BUEDRF), betão com agregados de argila expandida (BAAE) e betão com agregados de borracha (BAB), variando a espessura final entre 0,14 m e 0,21 m e (2) reforço com um núcleo de espessura variável (40 e 60 mm), composto por uma argamassa cavernosa de perlite expandida e uma camada de revestimento de 0,04 m de espessura.

Foi produzido um total de sete elementos, os quais foram sujeitos à ação explosão. Os resultados obtidos permitem concluir que: (i) o reforço com BUEDRF não melhora a resposta, face a uma solução idêntica de betão corrente, (ii) o reforço com BAAE e BAB melhora a resposta da estrutura em cerca de 37%, sendo eficaz na proteção de estruturas face a explosões interiores, e (iii) o reforço com núcleo dissipador de energia de perlite expandida melhora a resposta em cerca de 20%, face a uma solução idêntica de betão corrente.

Palavras-chave: Proteção de edifícios, estruturas de betão, ação explosão.

1. INTRODUÇÃO

O terrorismo, segundo a Organização do Tratado do Atlântico Norte (OTAN) [1], pode ser definido como o uso ou ameaça de uso ilegal de força ou violência, instigando o medo e o terror, contra indivíduos ou estruturas, numa tentativa de forçar ou intimidar governos e sociedades, ou para ganhar controlo sobre uma população, a fim de atingir objetivos políticos ou religiosos.

No âmbito do presente estudo, foi considerada a materialização desta ameaça através do uso de engenhos explosivos. A proteção de infraestruturas contra esta ameaça, em particular as críticas, torna-se prioritária neste domínio. O presente trabalho teve como principal objetivo o estudo e desenvolvimento de sistemas de proteção de estruturas de betão contra explosões. Os sistemas analisados assentam no princípio de

[1]Centro de Competências para a Proteção de Infraestruturas, Academia Militar, Lisboa, Portugal. nabais.dm@gmail.com
[2]Centro de Competências para a Proteção de Infraestruturas, Academia Militar, Lisboa, Portugal. lmraposocardoso@gmail.com
[3]Centro de Competências para a Proteção de Infraestruturas, Academia Militar, Lisboa, Portugal. ggomes@ciedcoe.org
[4]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. Eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

introduzir diferentes camadas de material para proteger o elemento vulnerável, designadamente: 1) uma solução de reforço por camadas com recurso a betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (BUEDRF), betão com agregados de argila expandida (BAAE) e betão com agregados de borracha (BAB); 2) uma solução de reforço com um núcleo composto por uma argamassa cavernosa de perlite expandida (EPA). Foram ensaiados sete elementos laminares de betão armado à escala real, com 2,00 m de largura, 2,60 m de comprimento e espessura variável.

2. CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO EXPLOSÃO

Uma explosão pode ser definida como "uma transformação realizada num curtíssimo intervalo de tempo e no decorrer do qual são produzidos um grande volume de gases e uma grande quantidade de energia, geralmente sob a forma de calor" [2]. Dependendo da posição relativa da explosão face à estrutura-alvo, as explosões não confinadas podem ser decompostas em: explosões aéreas perfeitas, explosões próximas da superfície, e explosões à superfície. No que diz respeito às explosões confinadas, estas podem ser subdivididas em: explosões totalmente ventiladas, explosões parcialmente confinadas, e explosões totalmente confinadas [3].

No presente trabalho apenas são analisadas em mais detalhe as explosões aéreas perfeitas, por ser o tipo adotado no modelo de ensaio do caso de estudo. Neste, a onda de choque propaga-se a partir do centro da explosão, atingindo a estrutura sem sofrer qualquer tipo de amplificação ou perturbação devida a reflexões.

2.1 Distância reduzida (scaling method)

Para caracterizar explosões provenientes de diferentes massas de explosivo e diferentes distâncias é corrente utilizar grandezas escalares. Estas permitem estudar, analisar e comparar numericamente os resultados de ondas de choques tendo em conta a variação da quantidade de explosivo e da sua distância à estrutura. Os parâmetros da onda de choque são adimensionalizados através da raiz cúbica da quantidade de explosivo, de acordo com a Eq. (1) proposta por Hopkinson-Cranz [4].

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \tag{1}$$

em que R é a distância entre ao centro da explosão (expressa em metros), W é a massa da carga explosiva (expressa em kg), e Z é a distância reduzida.

2.2 TNT equivalente

A utilização da distância reduzida tem por base a energia de explosão e a massa de um explosivo de referência que, neste caso, é o Trinitrotolueno (TNT). Nem todos os explosivos libertam a mesma quantidade de energia por unidade de massa e, nestes casos, é necessário recorrer a uma massa equivalente de TNT. Este método consiste no cálculo de uma carga de TNT capaz de produzir a mesma energia de explosão, onda de choque e impulso que o explosivo em estudo [4]. A equivalência de TNT, em função do calor de explosão do explosivo, pode ser obtida através da Eq. (2).

$$W_E = \frac{H_{EXP}^d}{H_{TNT}^d} \cdot W_{EXP} \tag{2}$$

sendo W_E a massa de explosivo equivalente, W_{EXP} a massa do explosivo utilizado, H_{EXP}^d o calor de explosão do explosivo utilizado, e H_{TNT}^d o calor de explosão do TNT.

2.3 Onda de choque

Para descrever e caracterizar completamente o comportamento de uma onda de choque são necessários, pelo menos, três parâmetros. O primeiro corresponde à pressão incidente de pico (P_{so}) que traduz a intensidade do choque inicial. O segundo corresponde à duração da fase positiva (t_o), ou seja, o período de tempo em que a pressão é superior à pressão atmosférica (P_a). O terceiro corresponde ao impulso provocado nas fases positiva (i_s^+) e negativa (i_s^-) [5].

Como resultado de uma detonação, forma-se uma onda de choque que se propaga radialmente ao longo da atmosfera. Medido a partir do centro da explosão, o tempo de chegada da onda de choque a um determinado ponto é definido por t_a. Nesse instante, a pressão sobe bruscamente para um valor designado por pressão incidente de pico (P_{so}), ao qual se segue um decaimento praticamente exponencial até se atingir novamente a pressão atmosférica (P_a), num intervalo de tempo infinitesimal designado por t_o. Após a fase positiva de uma onda de choque, segue-se uma fase negativa, com uma duração t_o^-, geralmente bastante superior a t_o, caracterizada por uma pressão negativa (inferior à pressão ambiente) com um valor máximo de P_{so}^- [3]. Para explosões não confinadas, a fase negativa normalmente é desprezada, uma vez que tem uma intensidade, em valor absoluto, muito inferior à fase positiva. Além disso, tem um efeito contrário ao provocado pelo choque na fase positiva, sendo conservador desprezar este efeito quando se pretende quantificar a ação de explosões em edifícios [6]. O fenómeno descrito está ilustrado na Fig. 1.

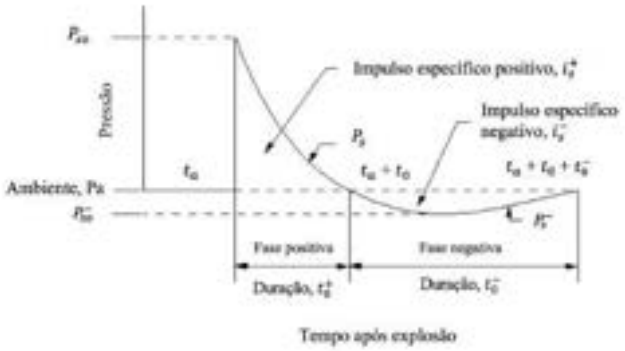


Figura 1. Gráfico Pressão-Tempo, adaptado de [3].

2.3.1 Pressão incidente de pico

A pressão incidente de pico (P_{so}) pode ser estimada através da Eq. (3) [5].

$$P_{so} = \frac{808 \cdot \left[1 + \left(\frac{Z}{4{,}5}\right)^2\right] \cdot P_a}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0{,}048}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0{,}32}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1{,}35}\right)^2}} \; [MPa] \tag{3}$$

O Departamento de Defesa dos EUA [3], estabeleceu uma relação empírica para estimar a pressão incidente de pico, válida de 39,670 m/kg$^{1/3}$ (100 ft/lb$^{1/3}$) > Z > 0,0524 m/kg$^{1/3}$ (0,132 ft/lb$^{1/3}$). Na Fig. 2 (a) apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos através das duas expressões. Pode-se observar que as duas expressões conduzem a valores similares, razão pela qual, no presente trabalho, foi adotada a Eq. (3) por ser de utilização mais precisa em relação à consulta de valores num ábaco.

2.3.2 Duração da fase positiva

A magnitude dos danos provocados numa estrutura depende, entre outros fatores, do intervalo de tempo de atuação de forças a que está sujeita. A duração da fase positiva (t_o) da onda de choque é, assim, um dos parâmetros que caracteriza a sua capacidade de causar danos. Esta duração é uma função da pressão incidente de pico e da energia total produzida pela explosão, podendo ser obtida através da Eq. (4) [5].

$$t_o = W^{1/3} \frac{980 \cdot \left[1 + \left(\frac{Z}{0{,}54}\right)^{10}\right]}{\left[1 + \left(\frac{Z}{0{,}02}\right)^3\right] \cdot \left[1 + \left(\frac{Z}{0{,}74}\right)^6\right] \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{6{,}9}\right)^2}} \; [ms] \tag{4}$$

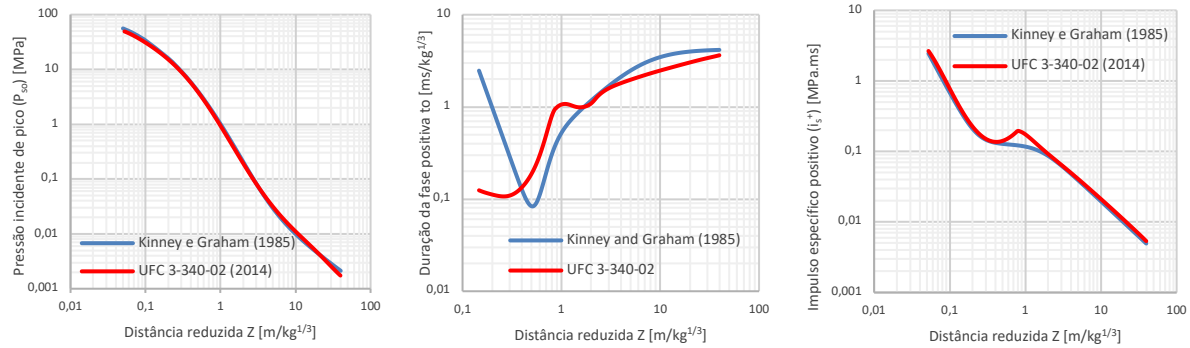
O Departamento de Defesa dos EUA também propôs uma relação empírica para estimar a duração da fase positiva, baseada nos resultados de Kingery & Bulmash [7]. Na Fig. 2 (b) observa-se uma comparação entre os resultados obtidos através das duas expressões. Existe uma diferença considerável entre as duas formulações (em particular para distâncias reduzidas menores que 1), a qual se deve à dificuldade em medir esta grandeza com precisão.

2.3.3 Impulso específico

O impulso específico é um dado importante para a caracterização da capacidade da explosão causar danos. Este parâmetro é uma função da pressão incidente de pico (P_{so}) e da duração da fase positiva (t_o), podendo ser obtido pela área abaixo ou acima da curva da Fig. 1, para o impulso específico positivo (i_s^+) ou negativo (i_s^-) respetivamente. O impulso específico positivo pode ser estimado através da Eq. (5) [5].

$$i_s^+ = \frac{0{,}0067 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0{,}23}\right)^4}}{Z^2 \cdot \sqrt[3]{1 + \left(\frac{Z}{1{,}55}\right)^3}} \; [MPa \cdot ms] \tag{5}$$

À semelhança da Pressão incidente de pico, o Departamento de Defesa dos EUA também estabelece uma relação empírica para o impulso específico positivo em função da distância reduzida [3]. Na Fig. 2 (c), apresentam-se os valores obtidos através das Eqs (3), (4) e (5) . Constata-se que os resultados são bastante semelhantes.



(a) (b) (c)

Figura 2. (a) Pressão incidente de pico, (b) Duração da fase positiva, (c) Impulso específico positivo.

2.4 Reflexão

A interação da onda de choque com a superfície de uma estrutura é complexa, uma vez que depende da forma como a onda de choque incide e da geometria da superfície. A reflexão normal ocorre quando o vetor que define o sentido de deslocamento da onda de choque incide perpendicularmente na superfície. Após este instante, esta é refletida em sentido contrário, criando um aumento da pressão à superfície, atingindo um valor de pressão refletida de pico (P_r). Na Fig. 3, pode observar-se o aumento da pressão refletida em relação à pressão incidente. Note-se, também, que a duração das fases positiva e negativa não se alteram.

A pressão refletida de pico pode ser estimada através da Eq. (6) proposta por Rankine-Hugoniot [8].

$$P_r = 2 \cdot P_{so} \cdot \left(\frac{7 \cdot P_a + 4 \cdot P_{so}}{7 \cdot P_a + P_{so}}\right) \; [MPa] \tag{6}$$

A Eq. (6) apenas fornece os valores para a pressão refletida de pico, não sendo explicitado o impulso específico refletido (i_r). Contudo, este pode ser estimado, de forma aproximada, conhecendo o impulso específico positivo, através da relação entre os impulsos e as pressões de pico, recorrendo à Eq. (7) [9].

$$\frac{i_r}{i_s} \approx \frac{P_r}{P_{so}} \tag{7}$$

3. ANÁLISE DINÂMICA

Uma estrutura, ao sofrer a ação de uma explosão, é submetida à aplicação de uma carga de carácter quase instantâneo, sendo a resposta dinâmica, dada a rápida variação da ação ao longo do tempo [4].

Simplificadamente, para calcular a resposta de uma estrutura sujeita a carregamentos de alta intensidade e muito curta duração pode-se recorrer a [7]: Sistemas de um grau de liberdade (SDOF), Sistemas de múltiplos graus de liberdade (MDOF) e Métodos aproximados.

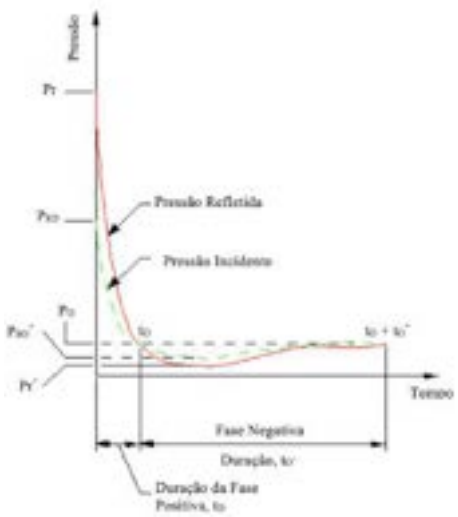


Figura 3. Gráfico Pressão-Tempo para uma explosão aérea perfeita, adaptado de [3].

3.1 Sistema equivalente de um grau de liberdade

O modelo mais simples utilizado no dimensionamento de estruturas para carregamentos explosivos é o sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF). Para transformar o sistema real num SDOF é necessário afetar o carregamento, a massa e a resistência do elemento estrutural com fatores de transformação dinâmica, K_L, K_M e K_R. Por forma a simplificar os cálculos, muitas vezes recorre-se a um fator de transformação para o carregamento e massa designado de K_{LM} que corresponde à razão entre K_L e K_M[3].

Além destes fatores de transformação dinâmica, as propriedades dos materiais também têm se ser alteradas, uma vez que face a carregamentos dinâmicos os materiais não apresentam o mesmo comportamento que quando sujeitos a ações estáticas ou quase-estáticas. Os fatores de incremento dinâmico (DIFs), simplificadamente, são dados pelo rácio entre as propriedades dinâmicas e estáticas do material, e dependem do tipo de material assim como do tipo de comportamento em análise (flexão, tração, esforço axial, etc.) [3]. No Quadro 1 podem observar-se alguns dos valores dos DIFs para o betão armado

Quadro 1. Fatores de incremento dinâmico para o betão armado, adaptado de [3].

Tipo de ação	***Aço***	***Betão***
Flexão	1,17	1,19
Tração	1,00	1,00
Esforço Transverso	1,10	1,10
Compressão	1,10	1,12

Além dos DIFs aplicados às propriedades dos materiais, é necessário ter em conta a capacidade do aço para atingir grandes deformações mantendo o mesmo nível de tensão. Para isso é utilizado um fator de incremento de força (SIF) ao aço, que de acordo com [3] toma o valor de 1,10.

3.2 Métodos energéticos

Através de métodos energéticos é possível estimar a capacidade de uma estrutura se deformar devido à absorção de energia cinética resultante de um carregamento dinâmico. Igualando o trabalho provocado por uma força exterior (T_e) ao trabalho interior (T_i) produzido pela deformação do elemento, é possível analisar, de forma aproximada, a deformação resultante. O trabalho exterior pode ser estimado através da Eq. (8) [3].

$$T_e = \frac{i_r^2}{2 \cdot m} \tag{8}$$

É importante ter em conta que a massa contabilizada (m) não é a da espessura total do elemento. Como o elemento em estudo (laje) tem apenas armadura inferior, contabiliza-se a massa localizada entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior (d).
Considerando que a estrutura se comporta num regime elasto-plástico, a relação entre a carga e o deslocamento pode ser representada pela Fig. 4, onde y_e e y_m representam a deformação elástica e plástica, respetivamente, e p_u a carga máxima suportada pela estrutura.

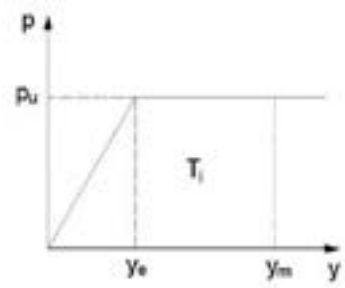


Figura 4. Relação carga-deslocamento para um regime elasto-plástico

O trabalho interno (T_i) pode ser estimado através da área sob a curva da resistência, resultando na Eq. (9):

$$T_i = \frac{p_u \cdot y_e}{2} + p_u \cdot (y_m - y_e) = p_u \cdot \left(y_m - \frac{1}{2} y_e\right) \tag{9}$$

Equilibrando o trabalho exterior com o trabalho interior obtém-se a Eq. (10), que é a mais utilizada para o cálculo da resposta impulsiva de um sistema:

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot \left(y_m - \frac{1}{2} y_e\right) \tag{10}$$

No cálculo da rigidez de uma estrutura, quando sujeita a uma ação impulsiva, o momento de inércia considerado no cálculo tem de ter em conta a fendilhação da secção. Neste caso, o momento de inércia pode ser estimado pela Eq. (11).

$$I = \frac{I_g + I_c}{2} \tag{11}$$

onde I_g *e* I_c são o momento de inércia da secção de betão e o momento de inércia da secção de betão fendilhada, respetivamente. Estes valores, para o caso de lajes, podem ser estimados pelas Eqs (12) e (13).

$$I_g = \frac{h^3}{12} \tag{12}$$

$$I_c = F \cdot d^3 \tag{13}$$

sendo h a altura da secção (espessura da laje), d a distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior, e F o coeficiente de percentagem geométrica de armadura em função do coeficiente de homogeneização da secção. O momento resistente da secção para um carregamento impulsivo pode ser estimado através da Eq. (14).

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) \tag{14}$$

onde d é a distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior, ρ é a percentagem geométrica de armadura, $f_{y,din}$ é o valor de cálculo dinâmico da tensão de cedência do aço, e $f_{c,din}$ é o valor de cálculo dinâmico da resistência à compressão do betão.

4. SISTEMA DE PROTEÇÃO

O desenvolvimento científico, no âmbito da Engenharia Civil, tem procurado responder à necessidade de desenvolver novas soluções para otimizar o desempenho do betão armado face a situações extremas, como é o caso de uma explosão [10]. Deste modo, têm sido exploradas soluções de materiais compósitos que combinem as propriedades de, pelo menos, dois materiais diferentes com uma interface entre os mesmos.

4.1 Caracterização dos materiais

Após um estudo preliminar, foram selecionados para a solução de reforço dos elementos laminares três betões especiais e uma argamassa cavernosa de agregados leves de perlite expandida (EPA - expanded perlite aggregate).

Para a primeira solução, foram escolhidos três tipos de betões para formar três camadas de reforço. O betão mais próximo da laje, correspondente à primeira camada de reforço, foi o betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (BUEDRF), com o pressuposto de criar uma camada mais resistente e minimizar os danos infligidos à estrutura. Este betão apresenta propriedades mecânicas, como a resistência à compressão ($f_{cm} = 128\ MPa$) e a resistência à tração ($f_{ctm} = 34\ MPa$), muito superiores às de um betão corrente e, devido à sua densa matriz e porosidade muito reduzida, uma durabilidade muito superior [11]. Na camada intermédia, foi colocado betão com agregados de argila expandida (BAAE), um material mais leve e poroso [12], com o objetivo de absorver parte da energia proveniente da onda de choque. A última camada, que toma contacto direto com a onda de choque, foi executada em betão com agregados de borracha (BAB), assumindo-se que estes agregados pudessem dissipar parte da energia da onda de choque. A resistência à compressão e à tração deste material é influenciada pela percentagem de borracha na sua composição. Quanto maior for esta percentagem, menores serão as suas propriedades mecânicas. No entanto, como o objetivo desta camada é dissipar energia, é interessante utilizar um betão com uma elevada percentagem destes agregados [13].

Para a segunda solução, foi estudado um material a incorporar no núcleo do painel sanduíche. Os materiais analisados podem dividir-se em dois grupos: argamassas cavernosas com agregados leves e soluções compósitas de gesso e cortiça. No primeiro grupo incluem-se duas argamassas compostas de agregados de argila expandida, de granulometria reduzida (Argex 2-4) e de alta granulometria (Argex 3-8), uma argamassa de isolamento térmico de cimento e poliestireno (ST44), e EPA. No segundo grupo analisaram-se placas de gesso laminado de elevada densidade (Gyptec Protect), gesso laminado com isolamento em poliestireno expandido (Gyptec EPS), agregados de cortiça usados na área da construção, na indústria ferroviária e aeroespacial, nomeadamente placa compósita de cortiça e borracha (RailCork), placa compósita de cortiça de média densidade (ExpandaCork), e placa compósita de cortiça de elevada densidade (P50).

Após a análise dos materiais enumerados, destacou-se o contributo da EPA. A introdução da EPA no fabrico de elementos leves de alvenaria conduz a resultados favoráveis quanto à condutividade, porosidade, isolamento acústico e eficácia de amortecimento de vibrações [14].

4.2 Conceção da solução

Para a primeira campanha de ensaios foram construídos quatro elementos laminares, com 2,00 m de largura, 2,60 m de comprimento e uma espessura inicial de 0,12 m. Foram betonados com betão C25/30, e uma armadura inferior em aço A500NR constituída por #∅6//0,125 m e um recobrimento de 25 mm. Na primeira solução foi utilizado um elemento de referência, ou seja, sem qualquer tipo de reforço, e nos três restantes foram introduzidas sucessivas camadas: 0,02 m de BUEDRF, a anterior mais 0,04 m de BAAE e, por fim, a anterior mais 0,03 m de BAB.

Para a segunda solução ensaiada, foram fabricados três elementos, com 2,00 m de largura e 2,60 m de comprimento. No fabrico destes elementos pré-fabricados foi também utilizado betão C25/30. Quanto às armaduras, foi utilizada uma malha inferior em aço A500NR constituída por #∅10//0,20 m e um recobrimento de 25 mm. Foi utilizado um painel de referência, e nos dois painéis seguintes foi concebido um núcleo de EPA com 40 e 60 mm.

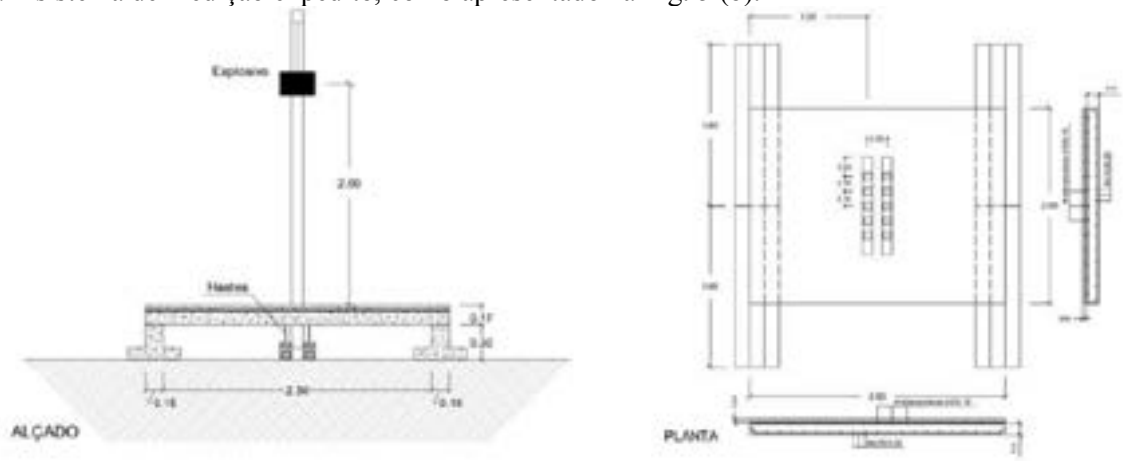
5. CAMPANHA EXPERIMENTAL

Os ensaios executados tiveram como propósito a avaliação da eficácia das soluções concebidas, assim como a melhoria do incremento de diferentes camadas ou de diferentes espessuras. Para estes ensaios

pretendeu-se que, cada elemento de betão armado, fosse simplesmente apoiado na sua largura e submetido a uma carga vertical, alinhada com o ponto médio do elemento, como ilustrado na Fig. 5 (a).

5.1 Monitorização dos ensaios

A correta monitorização dos ensaios é de extrema importância dado que converge para a correta avaliação do comportamento estrutural, nomeadamente para a avaliação dos danos infligidos à estrutura. Dada a necessidade de medir as flechas impostas pela flexão cilíndrica do elemento estrutural, adotou-se um sistema de medição expedito, como apresentado na Fig. 5 (b).



(a) (b)

Figura 5. (a) Alçado do dispositivo de ensaio, (b) Planta do dispositivo de ensaio com localização do sistema de medição

5.2 Análise dos resultados

O explosivo PE4A, utilizado na primeira campanha de ensaios, tem uma potência 10% superior ao TNT [2]. Na segunda campanha de ensaios foi utilizada dinamite Eurodyn2000, que apresenta uma potência 25% inferior ao TNT. Recorrendo às expressões apresentadas no Capítulo 2, para a primeira campanha de ensaios, obtêm-se os valores apresentados no Quadro 2.

Quadro 2. Parâmetros resultantes da explosão na primeira campanha de ensaios

Campanha Experimental	***Explosivo***	***TNT equivalente***	Z $[m/kg^{1/3}]$	i_s^+ $[MPa \cdot ms]$	P_{so} $[MPa]$	P_r $[MPa]$	i_r $[MPa \cdot ms]$
Primeira	4,60 kg	5,06 kg	1,1358	0,113	0,763	3,898	0,580
Segunda	6,00 kg	4,50 kg	1,2114	0,111	0,661	3,234	0,545

Antes de proceder ao cálculo dos efeitos da explosão nos diferentes elementos é necessário selecionar o modelo de cálculo mais adequado. Para o caso em estudo, considera-se uma 'viga simplesmente apoiada' (Fig. 6 (a)), com um vão de 2,45 m (medido entre eixos dos apoios). Como se considera a atuação de uma carga distribuída, o mecanismo de rotura corresponderá à formação de uma rótula plástica a meio vão (Fig. 6 (b)).



(a) (b)

Figura 6. (a) Modelo de cálculo, (b) Mecanismo de rotura

A abordagem analítica foi realizada com base nas expressões apresentadas na secção 2. Os principais resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.

Os elementos de referência permitiram obter uma base de comparação, por forma a perceber o contributo das diferentes camadas de reforço e das diferentes espessuras do núcleo, na resposta global. Na primeira campanha de ensaios o elemento de referência sofreu um deslocamento máximo de 67,5 mm. Quando foi retirado do sistema de apoio, observou-se que as fissuras provocadas pela explosão percorriam-no em todo o seu comprimento e espessura, o que é uma indicação da iminência de colapso.

O primeiro elemento reforçado com BUEDRF apresentou um melhor desempenho. A deformação máxima registada foi de 51,3 mm, i.e., cerca de 15 mm inferior ao de referência. Apesar desta camada de reforço ter permitido reduzir a deformação máxima, o elemento base (com 12 cm de betão C25/30) ficou bastante danificado. O segundo foi reforçado com uma camada de 4 cm de BAAE. Neste caso a flecha máxima registada a meio vão foi de 42,6 mm, i.e., cerca de 25 mm inferior à do elemento de referência. A camada de BAAE ficou bastante danificada, o que demonstra que dissipou energia.

Quadro 3. Síntese dos resultados obtidos através da abordagem analítica

	$M_{r,din}$ $[kNm/m]$	p_u $[kN/m^2]$	I $[m^4/m]$	K_e $[kN/m^2/m]$	y_e $[mm]$	y_m $[mm]$
Laje	**Primeira fase de ensaios**					
Referência	13,67	18,22	76,1x10^{-6}	5031	3,6	66,8
BUEDRF	17,18	22,90	121x10^{-6}	8299	2,8	43,6
BUEDRF + BAAE	17,18	22,90	258x10^{-6}	13998	1,6	37,4
BUEDRF + BAAE + BAB	17,18	22,90	410x10^{-6}	20079	1,1	33,7
Painel	**Segunda fase de ensaios**					
Referência	32,98	43,96	181x10^{-6}	11952	3,7	21,9
Núcleo de 40 mm	44,30	59,04	356x10^{-6}	22388	2,6	11,5
Núcleo de 60 mm	49,96	66,59	470x10^{-6}	28998	2,3	9,6

Por último, no terceiro elemento reforçado foi adicionada uma camada de 3 cm de BAB. A deformação máxima registada foi de 42,0 mm, i.e., cerca de 25 mm inferior à da laje de referência. Esta camada ficou destacada em relação às restantes e, na zona central, ocorreu perda de secção. Estes fatores confirmam que o BAB permitiu absorver parte da energia da ação de explosão.

Na segunda campanha de ensaios, o elemento de referência sofreu uma deformação máxima de 22 mm. Quanto ao contributo dos núcleos de argamassa de agregados leves de perlite expandida, verificou-se que, perante o carregamento impulsivo, ocorreu a destruição localizada do núcleo, através da fendilhação e desagregação da argamassa em toda a sua dimensão. Contudo, a deformação máxima registada foi de 10,9 mm, para o elemento com o núcleo de 40 mm de espessura, e de 9,1 mm, para o painel com o núcleo de 60 mm de espessura.

Da análise dos resultados, pode afirmar-se que o comportamento dos elementos sanduíche é interessante, na medida em que, com o aumento da espessura, verifica-se concentração de danos no núcleo (projetado como camada de sacrifício) e redução da flecha e da fendilhação do elemento subjacente.

Relativamente aos resultados medidos, quando comparados com a abordagem analítica realizada (Quadro 3), pode concluir-se que a diferença entre os valores foi inferior a 20%, o que, dada a dimensão dos valores assumidos e do grau de aproximação dos métodos analíticos disponíveis, é um valor perfeitamente aceitável.

6. CONCLUSÕES

A análise experimental de um elemento estrutural sujeito a uma ação explosão necessita de um

dispositivo de monitorização bastante robusto e preciso, que os autores não tinham disponível. Ainda assim, procurou-se estabelecer uma correspondência válida com um método simplificado de análise dinâmica adequado.

De acordo com a abordagem analítica e o princípio do equilíbrio energético, conclui-se que as camadas constituídas por BAAE e BAB são uma escolha pertinente na proteção de estruturas contra explosões confinadas. Ao melhorarem a resposta da estrutura em cerca de 37%, conclui-se que existiu dissipação de energia reduzindo a intensidade da onda de choque refletida, o que leva a uma menor amplificação dos seus efeitos.

No comportamento dos elementos sanduíche constituídos por EPA, verificou-se que com o aumento da espessura os danos concentraram-se no núcleo (projetado como camada de sacrifício), levando a uma redução da flecha em cerca de 20%.

As principais características, a ter em conta no estudo de soluções de proteção de estruturas face a explosões exteriores, são a massa e a ductilidade do elemento. Aumentando a massa, é possível diminuir o trabalho exterior. Por outro lado, o aumento da ductilidade permite aumentar a deformação plástica suportada pela estrutura e, desta forma, aumentar a sua capacidade resistente a estas ações.

REFERÊNCIAS

[1] NATO – North Atlantic Treaty Organization (2016). MC 0472/1 Military Committee Concept for Counter-Terrorism. Distribution: SDL Z, IS/OPS, IS/DPP, IS/ESC, Defense Against Terrorism CoE.

[2] Gomes, G. J. (2013). Demolições por Métodos Explosivos. Centro de Investigação da Academia Militar (CINAMIL), Academia Militar, Lisboa.

[3] UFC 3-340-02 (2014). Unified Facilities of Criteria: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Department of Defense, United States of America.

[4] Mlakar, P. F.; Barker, D. (2010). Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings. Chapter Blast Phenomena. John Wiley & Sons.

[5] Kinney, G. F.; Graham, K. J. (1985). Explosive Shocks in Air. 2nd ed., Springer Berlin Heidelberg.

[6] Remennikov, A. (2007). The state of the art of explosive loads characterization. Australian Earthquake Engineering Conference, pp. 1-25, University of Wollongong, Australian Earthquake Engineering Society.

[7] Gomes, G. J. (2016). Reutilização de Edifícios Correntes para Fins Operacionais – Blast Assessement. Dissertação de Mestrada em Ciências Militares, Segurança e Defesa. Instituto Universitário Militar.

[8] Needham, C. E. (2010). Blast Waves, Shock Wave and High Pressure Phenomena. Springer Heidelberg.

[9] Barker, W. E.; Cox, P. A.; Kulesx, J. J.; Strehlow, R. A.; Westine, P. S. (1983). Explosion Hazards and Evaluation. Fundamental Studies in Engineering, N. 5, Elsevier Science.

[10] Uddin, N. (2010). Blast protection of civil infrastructures and vehicles using composites. Boca Raton Boston New York Washington, DC: Woodhead Publishing Limited.

[11] AYUB, T.; Shafiq, N.; Nuruddin, M. F. (2014). Mechanical Properties of High-Performance Concrete Reinforced with Basalt Fibers. Procedia Engineering, Vol. 77, pp. 131-139.

[12] Chen, B.; Liu, J. (2008). Experimental applications of mineral admixtures in lightweight concrete with high strength and workability. Construction and Building Materials, Vol. 22, N. 4, pp. 655-659.

[13] Duarte, A. P. C.; Silva, B. A.; Silvestre, N.; Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J. M. (2016). Tests and Design of Short Steel Tubes Filled with Rubberized Concrete. Engineering Structures, Vol. 112, pp. 274-286.

[14] Celik, A. G., Depci, T., & Kılıc, A. M. (2014). New lightweight colemanite-added perlite brick and comparison of its physicomechanical properties with other commercial lightweight materials. Construction and Building Materials, Vol. 62, pp. 59–66.

Durabilidade de betões reforçados com nanotubos de carbono de parede múltipla

Ana Carriço[1] **José A. Bogas[2]** **Hawreen Ahmed[3]** **Mafalda Guedes[4]**

RESUMO

Neste estudo, a durabilidade de betões reforçados com diferentes tipos de nanotubos de carbono de parede múltipla (CNTs) foi analisada. Um tipo de CNTs tratados com ácido e dois tipos de CNTs não tratados com esbeltezas distintas foram analisados. Betões estruturais comuns com várias relações a/c foram produzidos e caracterizados quanto à absorção de água por imersão e capilar e à resistência à carbonatação e penetração de cloretos. Os resultados mostram o potencial da contribuição dos CNTs na melhoria do desempenho mecânico e na durabilidade do betão, independentemente do tipo de CNTs e da relação a/c. A incorporação de 0,05-0,1% CNTs, em peso de cimento, melhorou a resistência mecânica e a durabilidade em 21% e 25%, respetivamente. A incorporação de CNTs foi mais efetiva quando o betão foi submetido a condições fendilhadas. Em geral, o melhor desempenho foi encontrado no betão com maiores quantidades de CNTs de menor esbelteza. Os CNTs funcionalizados apresentaram contribuições inferiores a semelhantes aos CNTs não tratados de esbelteza idêntica. O efeito de ponte e nucleação promovido pelos CNTs foi confirmado por MEV (microscopia eletrónica de varrimento) e análise termogravimétrica.

Palavras-chave: Nanotubos de carbono de parede múltipla, betão, durabilidade, absorção de água, carbonatação acelerada, resistência à penetração de cloretos

1. INTRODUÇÃO

Na última década, os nanotubos de carbono (CNTs) foram extensivamente estudados como material de reforço para compósitos à base de cimento. O crescente interesse nesta área vem do desejo de modificar a matriz de cimento na escala de seus principais compostos, aproveitando as excelentes propriedades

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. ana.carrico@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. abogas@tecnico.ulisboa.pt
[3]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. hawreen.a@gmail.com
[4]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. mafaldaguedes@estsetubal.ulisboa.pt

dos CNTs. Por um lado, os CNTs têm resistência e rigidez ultra-elevadas, com módulo de Young até 1 TPa e uma excepcional resistência à tração na ordem de 20 a 100 GPa [1]. Por outro lado, possuem esbeltezas extremamente altas (1: 1000) e área de superfície (200-300 m^2/g), bem como uma densidade muito baixa (1500 kg/m^3) [2]. Portanto, os CNTs são candidatos ideais para o nano-reforço do cimento, sendo potencialmente capazes de reter a propagação de pequenas nano-fissuras e melhorar algumas características negativas dos materiais cimentícios, como a baixa resistência à tração e baixa capacidade de deformação. De facto, os CNTs comprovaram melhorar as propriedades de fratura e a capacidade de deformação nas primeiras idades das pastas e argamassas de cimento, reduzindo ou impedindo o início de fissuração [3,4].

A eficiência do reforço com CNTs depende de vários fatores, como o tipo de CNT, a qualidade da sua dispersão na matriz e a interação e resistência da ligação com a matriz de cimento [5]. Os CNTs tendem a aglomerar devido às suas propriedades hidrofóbicas, elevada área superficial e fortes forças de Van der Waals entre tubos adjacentes. Essas características tornam a separação e dispersão um desafio. Vários autores propuseram diferentes métodos para dispersar CNTs na matriz de cimento [6,7]. A preparação de suspensões aquosas estáveis que são posteriormente combinadas com a pasta de cimento é geralmente a via mais comum. Neste caso, a dispersão é frequentemente obtida através de uma combinação de energia ultrassónica e um surfactante compatível [8-10]. A funcionalização dos CNT com grupos hidroxilo (-OH) e carboxilo (-COOH) também é comum, pois acredita-se que reduz a hidrofobicidade dos nanotubos e aumente a ligação nas interfaces com a matriz de cimento [11,12].

Diferentes tipos e quantidades de CNTs, técnicas de dispersão e compósitos reforçados conduzem a resultados contraditórios reportados na literatura. A resistência à compressão aumenta mais de 50% quando comparada a misturas não reforçadas [6,7], mas também há casos onde não foi reportada uma melhoria significativa [13,14]. Melhorias da resistência à flexão de até 57,5% [15], juntamente com nenhuma influência significativa [16] foram encontrados. Os incrementos de resistência são essencialmente atribuídos a efeitos de preenchimento, nucleação e ponte proporcionados pelos CNTs.

Embora muitos estudos se tenham focado na caracterização mecânica de pastas ou argamassas de cimento reforçadas com CNTs, uma menor ênfase tem sido colocada na sua durabilidade. Han et al. [17] realizaram um estudo abrangente sobre as propriedades de transporte de argamassas reforçadas com CNTs. A absorção de água, a permeabilidade à água e a permeabilidade ao gás foram melhoradas com a incorporação de 0,2% em peso de cimento de CNTs. Com base em ensaios de migração rápida de cloretos, Wang et al. [18] reportaram que pastas com diferentes quantidades de CNTs exibiam coeficientes de migração mais baixos do que pastas não reforçadas, confirmando que os CNTs são capazes de melhorar a microestrutura dos materiais cimentícios.

Este estudo tem como objetivo investigar o comportamento da durabilidade de betões reforçados com CNTs produzidos com diferentes tipos de CNTs tratados e não tratados. Para esse fim, betões com diferentes relações a/c foram caracterizados quanto às principais propriedades de transporte (absorção capilar e absorção por imersão) e resistência à carbonatação e à penetração de cloretos. A influência de um tipo de CNTs funcionalizados e dois CNTs sem tratamento de superfície com esbeltezas diferentes foi estudada.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Três tipos de nanotubos de carbono de parede múltipla (CNTs) adquiridos da empresa Timesnano foram testados: nanotubos sem tratamento (CNTPL) e nanotubos funcionalizados com grupos carboxílicos (CNTCOOH), ambos com esbelteza de 667, em forma de pó; CNTs de menor esbelteza (~ 300) (CNTSS) em suspensão aquosa. Um surfactante aniónico (ácido policarboxílico) com nome comercial Dolapix PC67 (–COONa) foi adotado para auxiliar a dispersão de CNTs em pó. Para a produção de betão,

cimento tipo I 42.5 R de acordo com a EN 197-1, dois agregados grossos calcários com Dmáx de 10 mm e dois tipos de areia siliciosa natural foram selecionados. Para baixas razões água/cimento (a/c), um superplastificante de base policarboxílica (SP) também foi usado.

2.2 Dispersão dos CNTs

CNTs fornecidos na forma de pó foram dispersos através de um procedimento físico e químico que envolveu sonicação para desaglomerar feixes de CNT, bem como a incorporação do surfactante aniónico Dolapix PC67 para assegurar a estabilidade a longo prazo da dispersão. O processo de estabilização diferiu para cada tipo de CNT; a quantidade de dispersante e a duração da sonicação foram selecionados de acordo com um estudo anterior [9]. A proporção ótima de CNTs para dispersante foi 1:1 para CNTPL e 1:0,5 para CNTCOOH. O tempo de sonicação foi de 30 min para os dois tipos de suspensões. O CNTSS foi fornecido em suspensão aquosa, previamente estabilizada pelo fabricante utilizando um dispersante à base de polietileno. Neste caso, o procedimento de dispersão envolveu apenas 45 min de sonicação. O procedimento de dispersão em cimento foi o seguinte: os CNTs e o agente tensioativo foram primeiro misturados por agitação magnética com 40% da água de mistura durante 1 h; a suspensão de CNTs foi posteriormente submetida a dois ou três períodos de sonicação de 15 min, no caso de CNTs em pó ou CNTSS, respetivamente.

2.3 Composições, produção do betão e ensaios

Para analisar a eficiência de diferentes tipos de CNTs no reforço do betão, quatro betões com a/c de 0,55 foram produzidos com composição semelhante, diferindo apenas no tipo e quantidade de CNTs. Betão de referência sem CNTs foi produzido para fins de comparação. Adicionalmente foram produzidas misturas com a/c de 0.45 e 0.35 para composições de referência e de um tipo de CNTs para analisar a influência da composição no betão. A quantidade ideal de CNTs por peso de cimento (%wtc) foi determinada considerando os resultados da caracterização mecânica de pastas de cimento com 0,015-0,1%wtc do mesmo tipo de CNTs utilizados neste estudo: 0,05%wtc no caso de misturas de CNTPL e CNTCOOH, e 0,1%wtc para misturas de CNTSS. De acordo com a literatura [19,20], maiores concentrações de CNTs de menor esbelteza (CNTSS) são necessárias para atingir o mesmo nível de reforço de CNTs mais longos. Por um lado, os CNTs curtos com menores esbeltezas são mais fáceis de dispersar, sendo possível incorporar efetivamente maiores quantidades sem aglomeração excessiva. Por outro lado, a menor esbelteza resulta num maior espaçamento teórico entre CNTs vizinhos e em menos fibras disponíveis nas superfícies de microfissuras, juntamente com menor força de ligação à matriz de CNT.

Os betões foram produzidos numa misturadora de eixo vertical com descarga de fundo. Os agregados foram colocados primeiro em ordem decrescente de tamanho e misturados durante 3 min com 60% da água total da mistura. O cimento e a água restante, incluindo a suspensão aquosa de CNT, foram então adicionados. Quando usado, o SP foi adicionado lentamente após 1 minuto. O tempo total de mistura foi de aproximadamente 8 min. Os betões foram produzidos com a classe de consistência alvo S3 de acordo com a EN 206-1. Após a mistura, o abaixamento e o teor de ar foram medidos de acordo com a EN 12350-2 e a EN 12350-7, respetivamente.

Após desmoldagem às 24 h, os espécimes foram curados em água até à altura dos ensaios, exceto aqueles destinados à absorção de água e carbonatação. Os espécimes para testes de absorção capilar foram precondicionados de acordo com o prescrito na LNEC E464: curados em água durante 7 dias; depois secos em estufa durante 3 dias a 50 ° C, seguido de 17 dias a 50°C e 1 dia a 20 °C sem trocas de humidade. Os ensaios de absorção por imersão foram realizados nos mesmos espécimes utilizados para absorção capilar, os quais foram secos a 100 ± 5°C até peso constante após o final dos ensaios de capilaridade. As amostras para carbonatação foram precondicionadas de acordo com o LNEC E391, sendo curadas em água 7 dias e então colocadas na câmara seca até à altura do ensaio.

Três amostras cúbicas de 150 mm foram utilizadas nos ensaios de resistência à compressão que foi determinada aos 28 dias, de acordo com a EN 12390-3. A absorção capilar foi determinada aos 28 dias

em conformidade com a especificação LNEC E393. A absorção de água por imersão foi testada de acordo com o LNEC E394. No entanto, ao contrário do que é recomendado nesta especificação, os espécimes foram previamente secos em estufa a 105°C e só então imersos em água até peso constante. Para os testes de absorção capilar e de imersão, três amostras cilíndricas de ϕ150 x100 mm foram ensaiadas para cada composição de betão. Os coeficientes de absorção foram obtidos através do declive das curvas de absorção em função da raiz do tempo seguindo a primeira lei de Fick. O ensaio de carbonatação acelerada foi realizado de acordo com a LNEC E391 em amostras de ϕ 100x40 mm. Os espécimes foram colocados na câmara de carbonatação a 23 ± 3°C, 60 ± 5% HR e 5 ± 0,1% CO_2 e retirados aos 7, 28, 56, 90, 180 e 270 dias. Dois espécimes foram testados em cada idade. A resistência à penetração de cloretos foi determinada através do ensaio de migração rápida de cloretos (RCM), de acordo com a NTbuild492, que fornece um coeficiente de difusão de migração de iões de cloretos (D_{CL}) sob condições não estacionárias. Três amostras cilíndricas de ϕ 100x50 mm foram testadas para cada composição de betão.

A análise termogravimétrica (TG) foi realizada utilizando uma PC LUXX Thermobalance, com taxa de aquecimento de 10°C/min da temperatura ambiente (25°C) até 1000°C. A microscopia eletrónica de varrimento, MEV, foi realizada com o equipamento EOL JSM-7001F em amostras de betão de cerca de 10x10x10 mm para caracterizar a distribuição e interação de CNTs dentro da na matriz cimentícia.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os principais resultados obtidos para cada composição são apresentados no Quadro 1: densidade seca (ρ_d), resistência à compressão ($f_{cm,28d}$), absorção capilar às 72 h ($Abs72h$), coeficientes de capilaridade ($C_{abs,\ 0\text{-}3h}$ e $C_{abs,\ 6\text{-}72h}$), absorção de água por imersão (Abs_{im}), coeficiente de carbonatação (K_c) e coeficiente de difusão de cloretos (D_{CL}).

Quadro 1. Resultados para todas as composições estudadas.

Misturas	ρ kg/m^3	$f_{cm,28d}$ *Mpa*	$C_{abs,0\text{-}3h}$ $mm/min^{0.5}$	$C_{abs,6\text{-}72h}$ $mm/min^{0.5}$	Abs_{72h} kg/m^2	Abs_{im} %	Kc $mm/\sqrt{ano}$	D_{CL} $10^{-12}\ m^2/s$
REF55	2353	47.5	0.171	0.081	6.7	14.7	19.9	16.2
CNTPL55	2361	52.1	0.139	0.077	6.2	13.4	17.6	15.3
CNTCOOH55	2355	51.6	0.171	0.078	6.7	14.8	16.8	15.7
CNTSS55	2359	57.5	0.129	0.066	5.7	13	17.1	15.1
REF45	2377	64.7	0.092	0.042	3.7	12.5	7.3	9.1
CNTPL45	2383	64.0	0.081	0.037	3.3	11.1	6.2	8.3
REF35	2426	78.3	0.06	0.022	2.1	9.6	-	7.5
CNTPL35	2432	84.9	0.051	0.020	1.9	8.5	-	6.6

3.1 Propriedades no estado fresco e densidade

Em geral, a incorporação de CNTs não causou variações significativas nas propriedades frescas do betão. Todas as misturas apresentaram valores de abaixamento dentro da classe S3, com pequenas variações de até ± 1,5 cm entre betões com e sem diferentes tipos de CNTs. Tem sido reportado que a incorporação de CNTs tende a diminuir a trabalhabilidade das pastas de cimento [21,22], porque a grande área de superfície dos CNTs promove interações significativas na matriz [23]. O incremento de trabalhabilidade do betão reforçado com CNT encontrado neste estudo foi provavelmente causado pelo efeito do dispersante incorporado nos demais componentes finos da mistura, bem como o conteúdo extra de ar na mistura (Fig. 1), que também contribui para a redução da consistência. A partir da Fig. 1, é possível confirmar que o teor de ar e a densidade do betão endurecido foram pouco afetados pela incorporação de CNTs, independentemente a/c e do tipo de CNTs. Por um lado, a quantidade de CNTs incorporados no betão foi baixa. Por outro lado, parece que o dispersante usado para dispersar os CNTs não afetou significativamente a densidade ou o volume de ar aprisionado do betão.

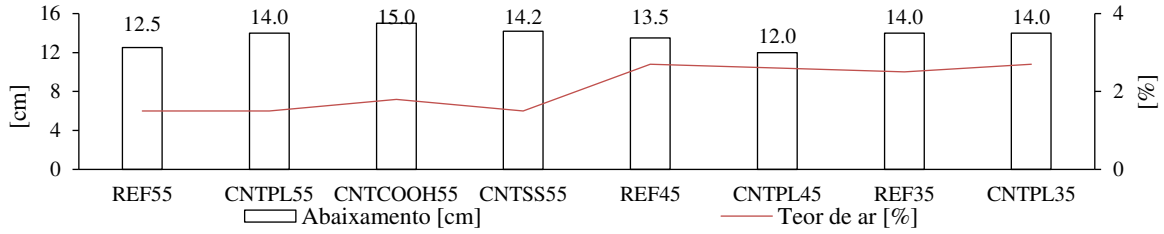


Figura 1. Abaixamento e teor de ar de todas as composições estudadas

3.2 Resistência à compressão

Em geral, a incorporação de CNTs foi efetiva no aumento da resistência à compressão do betão, independentemente da relação a/c e do tipo de CNT. No entanto, o incremento da resistência à compressão foi modesto, inferior a cerca de 20%. Quando comparado com o betão de referência, a maior melhoria na resistência à compressão foi obtida para o betão com 0,1% de CNTSS (21% de melhoria), seguido pelo betão com 0,05% de CNTPL (10%) e 0,05% de CNTCOOH (9%). Estas diferenças entre betões com tipos distintos de CNTs foram atribuídas às diferentes proporções, técnica de dispersão e espaçamento entre CNTs. Embora se espere que os CNTs de maior esbelteza proporcionem maior resistência ao arrancamento e melhor reforço devido a uma maior eficácia do seu efeito de ponte [19,20], são também mais propensos a aglomerar. Consequentemente, uma dispersão apropriada só pode ser alcançada em conteúdos mais baixos de CNTs, resultando em pastas com menor incremento de resistência em comparação com o CNTSS de menor esbelteza. Como também reportado por outros autores [20], grandes concentrações de CNTs curtos obtêm uma melhor dispersão, proporcionando uma redução do volume livre de CNTs na pasta de cimento que ajudou a impedir microfissuras e proporcionou um melhor preenchimento de vazios de dimensões nanométricas.

A incorporação de CNTs funcionalizados (CNTCOOH) no betão levou a uma resistência à compressão ligeiramente menor do que a do CNTPL puro com a mesma esbelteza. É reportado que CNTs tratados formam ligações covalentes entre os grupos –COOH e as fases de C-S-H, melhorando a transferência de carga [11]. No entanto, o Dolapix PC 67 também foi utilizado para melhorar a dispersão aquosa, e outros autores [7] relataram que o tamanho das moléculas dispersantes pode comprometer o contato entre os grupos funcionais na superfície dos CNTs e a matriz. Além disso, a combinação de tratamentos oxidantes e sonicação pode aumentar os defeitos estruturais nos CNTs, o que poderá não compensar uma adesão fibra/matriz mais forte devido ao tratamento de superfície covalente.

3.3 Absorção de água por imersão e capilaridade

A absorção de água por imersão é uma medida da porosidade acessível à água, isto é, do volume total de poros penetráveis no sistema. Portanto, de acordo com Nochaiya e Chaipanich [24], apesar da melhoria no refinamento do tamanho dos poros, não se espera que a incorporação de CNTs reduza significativamente o volume total de poros do compósito, já que o número de macroporos permanece praticamente inalterado. Isso pode justificar as reduções modestas da absorção de água por imersão, até cerca de 12%, dependendo do tipo de CNT e relação a/c (Quadro 1). Betões produzidos com 0,1% de CNTSS apresentaram o melhor desempenho (12%), seguido de betão com 0,05% de CNTPL (9%). Inesperadamente, o CNTCOOH a 0,05% foi ineficaz na redução da absorção de água, o que é difícil de explicar, mesmo tendo em conta a variabilidade do ensaio.

Mesmo assim, a incorporação de CNTs levou a uma redução geral da absorção, possivelmente contribuindo para o refinamento da porosidade. O efeito de preenchimento de nano-poros, a nucleação e a formação de pontes diminuem a porosidade total e a continuidade dos poros dos betões reforçados com CNTs. Os efeitos de enchimento e nucleação atuam diretamente na redução da porosidade. O efeito de ponto deve ser mais significativo apenas quando o betão é previamente submetido a ações que provoquem fendilhação. No presente estudo, como as amostras foram previamente secas a 105°C, algumas fissuras por retração foram induzidas e os CNTs deveriam ter sido capazes de atuar como

retentores passivos de fissuras. No entanto, embora este mecanismo possa afetar a taxa de absorção, não deve alterar significativamente o volume total de fissuras e o consequente volume de porosidade aberta.

Relativamente à absorção capilar, a incorporação de CNTs pode atuar essencialmente de duas maneiras: por efeitos de enchimento e nucleação, refinando a microestrutura do betão, nomeadamente na pasta e na ITZ; por efeito de ponte, contribuindo para a redução da formação e propagação de macrofissuras, o que pode reduzir a conectividade dos poros. Em geral, todas as composições apresentaram curvas de absorção com forma semelhante, independentemente do tipo CNT (Fig. 2).

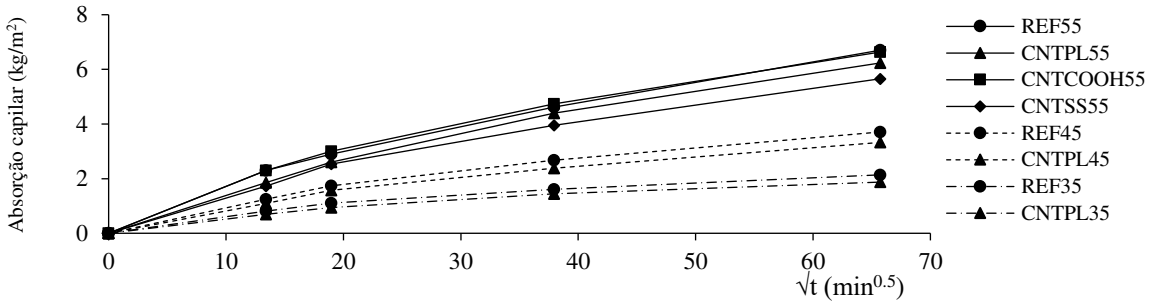


Figura 2. Absorção capilar em função da raiz do tempo para todas as composições.

A maior redução da taxa de absorção verificou-se nas primeiras horas de absorção ($C_{abs,\ 0\text{-}3h}$). O betão próximo da superfície secou de forma mais efetiva, apresentando maior disponibilidade da porosidade e microfissuras maiores devido a efeitos de retração. Nesta região, os CNTs podem contribuir melhor para o refinamento à nanoescala de mesoporos (efeito de enchimento e nucleação) [23], que participam apenas na absorção por capilaridade quando as amostras estão suficientemente secas. Além disso, nas regiões secas, os CNTs podem contribuir melhor com o efeito de ponte, retendo parcialmente a propagação de fissuras e reduzir a porosidade superficial das amostras. No segundo estágio de absorção, a redução de $C_{abs,\ 6\text{-}72h}$ em amostras reforçadas é menos percetível porque o betão encontra-se menos fissurado e a maioria dos pequenos mesoporos encontra-se preenchida com água devido a uma maior humidade nas partes mais internas das amostras. Desse modo, a absorção capilar só ocorreu em grandes macroporos onde os CNTs não podem participar significativamente.

Em geral, a incorporação de CNTs levou a uma redução de $C_{abs,\ 0\text{-}3h}$ e $C_{abs,\ 6\text{-}72h}$, independentemente da relação a/c. Isto sugere uma melhoria da microestrutura da pasta de cimento, isto é, o refinamento da porosidade. Nos betões com a/c de 0,55, a redução chegou a 25% e 19% com a incorporação de 0,1% de CNTSS e 0,05% de CNTPL, respetivamente. Os CNTs com esbeltezas mais elevadas (CNTPL) tendem a aglomerar mais do que os CNTs mais curtos (CNTSS), resultando numa pior dispersão e menor contribuição do efeito de preenchimento e ponte. Uma quantidade maior de CNTs curtos e bem dispersos pode ser incorporada, o que auxilia na produção de um compósito mais denso com menor nível de absorção. Os CNTs com menor esbelteza podem não fornecer os mesmos benefícios de reforço. No entanto, os resultados obtidos mostram que a qualidade da dispersão parece ser mais importante para a eficiência global do reforço.

3.4 Resistência à carbonatação

O coeficiente de carbonatação foi calculado apenas para as composições com a/c de 0,55 e 0,45, uma vez que as profundidades de carbonatação do betão com a/c de 0,35 não foram significativas durante o período do ensaio. Em geral, foram obtidas diferenças efetivas entre as composições com e sem CNTs, indicando que os CNTs podem melhorar a resistência à carbonatação do betão, independentemente do tipo de CNT. A redução do coeficiente de carbonatação foi de 12 a 16%, dependendo do tipo de CNT e relação a /c (Quadro 1). Devido ao período de secagem no pré-condicionamento dos espécimes, é provável que todos os mecanismos associados ao reforço de CNTs na matriz de cimentícia (enchimento, nucleação e formação de pontes) pudessem estar envolvidos. O preenchimento da porosidade e a formação de pontes entre produtos de hidratação atuam de forma semelhante à referida nos ensaios

anteriores. O efeito de nucleação, demonstrado pela análise termogravimétrica (3.6), deve melhorar a resistência à carbonatação, melhorando a microestrutura do betão, mas também aumentando o número de substâncias carbonatáveis na matriz.

Considerando os resultados anteriores em relação a outras propriedades, seria esperado um menor desempenho dos betões com CNTCOOH. No entanto, para a carbonatação, este tipo de CNT foi o mais eficaz entre os testados neste estudo. Isso pode estar relacionado com um efeito benéfico proporcionado pelos CNTs funcionalizados na resistência à carbonatação, como reportado por Yan et al. [25] que sugerem que o uso de grupos funcionais –COOH nas superfícies dos CNTs pode atuar como um agente de controlo cristalino do $CaCO_3$. Os autores afirmam que este facto promoveu a formação de polimorfos de calcite que melhoram a microestrutura da pasta de cimento. No entanto, mais estudos são necessários para entender as possíveis interações entre grupos funcionais e os produtos de carbonatação em pastas de cimento.

3.5 Resistência à penetração de cloretos

A incorporação de CNTs levou a reduções modestas na resistência à penetração de cloretos, independentemente do tipo de CNT e composição do betão. Uma redução máxima de 12% do coeficiente de difusão, D_{CL}, foi encontrada nos betões reforçados com CNTs quando comparados com os betões de referência. Isso está de acordo com os testes de imersão e absorção capilar às 72 h (Quadro 1), onde a contribuição do efeito de ponte em microfissuras proporcionado pelos CNTs não foi significativa. O pré-condicionamento das amostras no ensaio de penetração de cloretos foi realizado em condições saturadas até ao ensaio (2.3), o que impediu o desenvolvimento de fissuração por retração. Além disso, ao contrário dos ensaios de absorção capilar e de carbonatação, a difusão de iões ocorreu através de toda a espessura da amostra, eliminando a hipótese de eventuais efeitos de fendilhação superficial, o que contribuiu para uma menor diferença de comportamento entre as misturas reforçadas e as de referência. Portanto, não se espera que a resistência à penetração de cloretos de amostras não fendilhadas tire vantagem significativa do efeito de ponte fornecido pelos CNTs. A eventual contribuição dos CNTs deve, neste caso, limitar-se aos efeitos de preenchimento e nucleação.

3.6 Análise da microestrutura

A análise termogravimétrica foi realizada para analisar a influência dos CNTs nas reações de hidratação da pasta de cimento, de forma a confirmar a possibilidade de os CNTs atuarem como locais adicionais de nucleação. A perda de água na faixa de 140-400 ° C é geralmente associada à decomposição de gesso, etringite e perda de água ligada ao C-S-H [26]. O teor de hidróxido de cálcio (CH) da pasta de cimento hidratada pode ser estimado quantitativamente medindo as mudanças de peso devido à perda de água na faixa de temperatura de cerca de 440-520 ° C [26,27]. Embora esta faixa também inclua a perda de água quimicamente ligada de C-S-H, as diferenças são insignificantes para a análise geral [27]. Na Fig. 3, estas duas faixas de temperatura são referidas como *Ldh* (desidratação) e *Ldx* (desidroxilação) [26]. A Fig. 3 mostra que valores mais elevados de *Ldh* e *Ldx* foram obtidos em pastas reforçadas com CNTs quando comparadas com pastas de cimento de referência. Isso confirma que uma maior hidratação é alcançada em pastas reforçadas com CNTs, conduzindo a maiores quantidades de produtos hidratados. Deste modo, a incorporação de CNTs deve auxiliar na nucleação de produtos de hidratação, acelerando e promovendo uma hidratação mais uniforme.

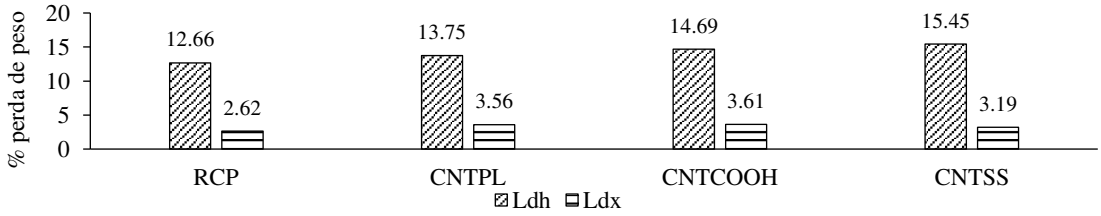


Figura 3. Valores de *Ldh* e *Ldx* para pastas de referência (RCP) e pastas com CNTPL, CNTCOOH e CNTSS.

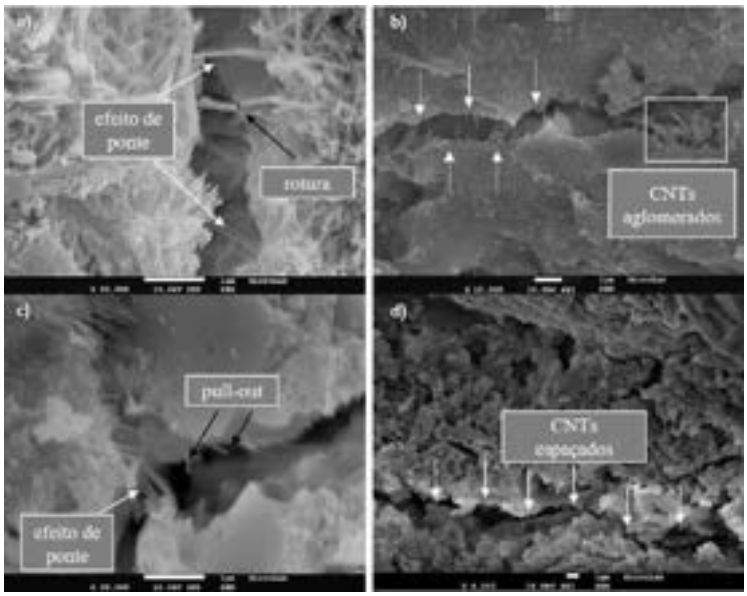


Figura 4. Análise SEM de betões com a/c de 0,55 reforçado com (a) 0,05% CNTPL, (b) 0,05% CNTCOOH, (c) 0,1% CNTSS e (d) 0,1% CNTSS, espaçados regularmente.

A análise de MEV foi realizada em superfícies fraturadas de betões reforçados para avaliar a qualidade da dispersão de CNTs e sua interação com a matriz de cimento. Para todos os tipos de CNTs testados, foi possível encontrar regiões de dispersão adequada de CNTs, sem aglomeração significativa (Fig. 4a-d). De facto, os CNTs encontram-se regularmente dispersos em algumas zonas, comportando-se como reforços efetivos entre fissuras (Fig. 4d). No entanto, aglomerações de CNTs também foram observados em algumas zonas (Fig. 4b), estando ausentes noutras regiões. Como seria de esperar, uma solução de reforço ideal com CNTs perfeitamente bem distribuídos na matriz de cimento não foi atingida. No entanto, foram encontrados CNTs a proporcionar o efeito de ponte entre fissuras em várias regiões, independentemente do tipo de CNT (Fig. 4a, c). Em geral, os CNTs foram eficazes na ligação de fendas com 1 µm de largura (Fig. 4a-d). Para fissuras maiores, foram identificados dois modos de rotura, a quebra dos CNTs e pull-out da matriz (Fig. 4a, c).

4. CONCLUSÕES

Neste estudo, a durabilidade do betão reforçado com diferentes tipos de CNTs foi analisada em termos de absorção de água, carbonatação e resistência à penetração de cloretos. As seguintes conclusões foram retiradas:

- A trabalhabilidade e a densidade do betão foram pouco afetadas com a incorporação de até 0,1% de CNTs %wtc, independentemente da relação a/c e do tipo de CNTs.

- A contribuição dos CNTs, nomeadamente através do efeito de ponte de fissuras, foi menos notória sob condições de reduzida fendilhação.

- O incremento máximo de resistência foi observado no betão com 0,1%wtc CNTSS, seguido do betão com 0,05%wtc CNTPL. Em geral, a mesma tendência foi encontrada para a durabilidade. Uma quantidade maior de CNTSS de menor esbelteza pode ser melhor dispersa em comparação com os CNTs de maior esbelteza, proporcionando menor volume de pasta livre de CNT e maior eficiência de reforço. O CNTCOOH funcionalizado apresentou um comportamento inferior a semelhante comparado com o CNTPL não funcionalizado de igual esbelteza.

- A redução da absorção por imersão em betões reforçados com CNTs foi de apenas 12%. Reduções maiores, até 25%, foram encontradas na absorção capilar na região mais superficial da amostra, que foi

submetida a uma secagem mais efetiva. Nestas regiões mais secas, os CNTs poderão participar melhor no refinamento de mesoporos e na retenção da propagação de microfissuras.
- A resistência à carbonatação do betão reforçado com CNTs pode ser melhorada até 16% quando comparada ao betão não-reforçado, sendo pouco afetada pelo tipo de CNTs.

- A incorporação de CNTs teve pouca influência na resistência à penetração de cloretos do betão, independentemente do tipo de CNTs. A redução do coeficiente de difusão foi de apenas 12% quando comparado ao betão de referência.

- A análise termogravimétrica mostrou o papel dos CNTs na nucleação de produtos de hidratação, acelerando e promovendo uma hidratação mais uniforme. Foram alcançados graus de hidratação mais elevados em pastas reforçadas com CNTs do que em pastas de cimento não reforçadas. A análise SEM mostrou que ambos os dispersantes utilizados neste estudo foram eficazes para garantir regiões de dispersão regular de CNTs sem aglomeração significativa.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer à CEris – ICIST / IST pelo financiamento da pesquisa, bem como às empresas SECIL e BASF pelo fornecimento dos materiais utilizados nos experimentos. O terceiro autor também deseja agradecer o apoio financeiro da bolsa de estudos da Fundação Calouste Gulbenkian.

REFERÊNCIAS

[1] Salvetat, J.; Bonard, J.; Thomson, N. (1999). Mechanical properties of carbon nanotubes. Appl. Phys. A., Vol. 69, pp. 255–260.

[2] Peigney, A.; Laurent, C.; Flahaut, E.; Bacsa, R.; Rousset, A. (2011). Specific surface area of carbon nanotubes and bundles of carbon nanotubes. Carbon. Vol. 39, p.p. 507–514.

[3] Konsta-Gdoutos, M.; Metaxa, Z.; Shah, S. (2010). Multi-scale mechanical and fracture characteristics and early-age strain capacity of high performance carbon nanotube/cement nanocomposites. Cem. Concr. Compos., Vol. 32, p.p.110–115.

[4] Hu, Y.; Luo, D.; Li, P. Li,; Q. Sun, G. Fracture toughness enhancement of cement paste with multi-walled carbon nanotubes, Constr. Build. Mater. 70 (2014) 332–338.

[5] Yazdanbakhsh, A., Grasley, Z. C., Tyson, B., Al-Rub, R. A. (2009). Carbon nano filaments in cementitious materials: some issues on dispersion and interfacial bond. Special Publication, 267, 21-34.

[6] Cwirzen, A.; Habermehl-Cwirzen, K.; Penttala, V. (2008). Surface decoration of carbon nanotubes and mechanical properties of cement/carbon nanotube composites. Advances in cement research, 20(2), 65-73.

[7] Nasibulina, L. I.; Anoshkin, I. V., Nasibulin, A. G.; Cwirzen, A.; Penttala, V.; Kauppinen, E. I. (2012). Effect of carbon nanotube aqueous dispersion quality on mechanical properties of cement composite. Journal of Nanomaterials, 2012, 35.

[8] Rastogi, R.; Kaushal, R.; Tripathi, S. K.; Sharma, A. L.; Kaur, I.; Bharadwaj, L. M. (2008). Comparative study of carbon nanotube dispersion using surfactants. Journal of colloid and interface science, 328(2), 421-428.

[9] Guedes, M.; Hawreen, A.; Bogas, J.; Olhero, S. (2016). Experimental procedure for evaluation of CNT dispersion in high pH media characteristic of cementitious matrixes. In Proceedings of 1º Congress of Tests and Experimentation in Civil Engineering.

[10] Hassan, N. M.; Fattah, K. P.; Tamimi, A. K. (2017). Modelling mechanical behavior of cementitious material incorporating CNTs using design of experiments. Construction and Building Materials, 154, 763-770.

[11] Li, G. Y.; Wang, P. M.; Zhao, X. (2005). Mechanical behavior and microstructure of cement composites incorporating surface-treated multi-walled carbon nanotubes. Carbon, 43(6), 1239-1245.

[12] Tamimi, A.; Hassan, N. M.; Fattah, K.; Talachi, A. (2016). Performance of cementitious materials produced by incorporating surface treated multiwall carbon nanotubes and silica fume. Construction and Building Materials, 114, 934-945.

[13] Musso, S.; Tulliani, J. M.; Ferro, G.; Tagliaferro, A. (2009). Influence of carbon nanotubes structure on the mechanical behavior of cement composites. Composites Science and Technology, 69(11-12), 1985-1990.

[14] Sobolkina, A.; Mechtcherine, V.; Khavrus, V.; Maier, D.; Mende, M.; Ritschel, M.; Leonhardt, A. (2012). Dispersion of carbon nanotubes and its influence on the mechanical properties of the cement matrix. Cement and Concrete Composites, 34(10), 1104-1113.

[15] Wang, B.; Han, Y.; Liu, S. (2013). Effect of highly dispersed carbon nanotubes on the flexural toughness of cement-based composites. Construction and Building Materials, 46, 8-12.

[16] Isfahani, F. T.; Li, W.; Redaelli, E. (2016). Dispersion of multi-walled carbon nanotubes and its effects on the properties of cement composites. Cement and Concrete Composites, 74, 154-163.

[17] Han, B.; Yang, Z.; Shi, X.; Yu, X. (2013). Transport properties of carbon-nanotube/cement composites. Journal of Materials Engineering and Performance, 22(1), 184-189.

[18] Wang, B. M.; Liu, S.; Han, Y.; Leng, P. (2015). Preparation and durability of cement-based composites doped with multi-walled carbon nanotubes. Nanoscience and Nanotechnology Letters, 7(5), 411-416. 411–416.

[19] Al-Rub, R. K. A.; Ashour, A. I.; Tyson, B. M. (2012). On the aspect ratio effect of multi-walled carbon nanotube reinforcements on the mechanical properties of cementitious nanocomposites. Construction and building materials, 35, 647-655.

[20] Konsta-Gdoutos, M. S.; Metaxa, Z. S.; Shah, S. P. (2010). Highly dispersed carbon nanotube reinforced cement-based materials. Cement and Concrete Research, 40(7), 1052-1059.

[21] Makar, J.; Margeson, J.; Luh, J. (2005) Carbon Nanotube/Cement Composites – Early Results and Potential Applications. Proc. of 3rd Int. Conf. Constr. Mater. Performance, pp. 1–10.

[22] Abu Al-Rub, R. K.; Tyson, B. M.; Yazdanbakhsh, A.; Grasley, Z. (2011). Mechanical properties of nanocomposite cement incorporating surface-treated and untreated carbon nanotubes and carbon nanofibers. Journal of Nanomechanics and Micromechanics, 2(1), 1-6.

[23] Chen, S. J.; Collins, F. G.; Macleod, A. J. N.; Pan, Z., Duan, W. H.; Wang, C. M. (2011). Carbon nanotube–cement composites: A retrospect. The IES journal part a: Civil & structural engineering, 4(4), 254-265.

[24] Nochaiya, T.; Chaipanich, A. (2011). Behavior of multi-walled carbon nanotubes on the porosity and microstructure of cement-based materials. Applied Surface Science, 257(6), 1941-1945.

[25] Yan, X.; Cui, H.; Qin, Q.; Tang, W.; Zhou, X. (2016). Study on utilization of carboxyl group decorated carbon nanotubes and carbonation reaction for improving strengths and microstructures of cement paste. Nanomaterials, 6(8), 153.

[26] Alarcon-Ruiz, L.; Platret, G.; Massieu, E.; Ehrlacher, A. (2005). The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste. Cement and Concrete Research, 35(3), 609-613.

[27] Pane, I.; Hansen, W. (2005). Investigation of blended cement hydration by isothermal calorimetry and thermal analysis. Cement and concrete research, 35(6), 1155-1164.

Durabilidade de um material cimentício de ultraelevado desempenho reforçado com fibras metálicas

Ana Mafalda Matos[1] Sandra Nunes[2] José L. Barroso-Aguiar[3] Carla Costa[4]

RESUMO

Este estudo apresenta a avaliação de indicadores de durabilidade de uma mistura de UHPC cuja composição foi previamente otimizada em termos de ecoeficiência e custo bem como, especialmente concebida para aplicações de reabilitação e/ou reforço com betonagem "in-situ". Recorrendo a técnicas de ensaio comummente implementadas, nomeadamente porosidade, resistividade elétrica, absorção de água por capilaridade, penetração de cloretos e reações expansivas, caracteriza-se a durabilidade deste novo material. Adicionalmente apresentam-se as propriedades mecânicas mais relevantes.

Palavras-chave: compósito cimentício de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC), durabilidade, catalisador exausto de *cracking* catalítico, eco-eficiência, reabilitação.

1. INTRODUÇÃO

O compósito cimentício de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) é um material de construção avançado constituído por um elevado teor de micro-fibras metálicas de elevada resistência (geralmente mais de 2% em volume), incorporadas numa matriz cimentícia ultracompacta. Esta combinação proporciona um desempenho mecânico notável, nomeadamente, resistência à compressão superior a 150 MPa, resistência à tração (uniaxial) acima de 7 MPa, passível de apresentar endurecimento em tração. Além disso, apresenta permeabilidade extremamente reduzida, e como premissa, o alcance de maior durabilidade.

De facto, estudos anteriores confirmam que, contrariamente ao betão convencional, a densa microestrutura do UHPFRC possui poucos poros capilares e cujo diâmetro varia entre 0,1-0,001 μm, tipicamente localizados dentro do C-S-H [1]. A porosidade total é principalmente dependente do tratamento térmico e da relação w/c, e a literatura indica valores de porosidade total entre 2.9-15.2% [2], [3], [4], [5], [6]. A permeabilidade do UHPFRC à água, à pressão atmosférica, é também extremamente baixa, uma vez que estudos apontam para coeficientes de absorção de água por capilaridade entre 0.005-0.06 ($mg/(mm^2.min^{1/2})$) [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13], dependendo, nomeadamente, do regime de cura, da w/c e da incorporação de adições. A profundidade de penetração máxima de CO_2 observada em provetes de UHPC foi de 2 mm [14]. Os estudos encontrados na literatura, seguindo metodologias de ensaio, composições e procedimentos de cura distintos, são unânimes quanto à extraordinariamente baixa permeabilidade do UHPC face a este gás agressivo [5], [10], [15], [16], [17], [18]. No que se refere a reações expansivas, poucos estudos ainda abordam o tema, contudo não existem indícios das misturas de UHPC serem suscetíveis ao ataque por sulfatos ou álcalis [19].

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. ana.matos@fe.up.pt
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. snunes@fe.up.pt
[3]Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Centro de Território, Ambiente e Construção, Guimarães, Portugal. aguiar@civil.minho.pt
[4]Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. carlacosta@dec.isel.pt

Todavia, o elevado custo do UHPFRC, cujo teor em cimento varia entre 750-1000 kg/m^3 e o teor em sílica de fumo pode atingir 20% da massa de cimento, gerando um consumo elevado de adjuvante 15 vezes superior ao betão convencional, dificulta uma utilização generalizada em estruturas correntes. Porém este material pode ser competitivo em situações particulares, tais como, reabilitação e/ou reforço de zonas especificas de infraestruturas de betão armado ou pré-esforçado (pontes, viadutos, estruturas marítimas). Aplicado em camadas finas (20-65mm), com ou sem armadura, substituindo camadas carbonatadas e/ou fissuradas, o UHPFRC permite uma franca melhoria das propriedades mecânicas e a impermeabilização dos elementos estruturais expostos a ambientes agressivos e/ou sujeitos a esforços elevados. Prevê-se assim, um aumento da vida útil da estrutura bem como a redução de operações e custos de manutenção.
Neste contexto, os autores desenvolveram uma mistura de UHPFRC utilizando materiais locais (disponíveis em Portugal) e tendo em vista aplicações de reparação/reforço com betonagem "in situ" (matriz auto compactável). Para além disso, foram tidos em consideração os fatores custo e ecoeficiência, tentando minimizar a dosagem de cimento e sílica de fumo e incorporando na matriz um resíduo proveniente da indústria petrolífera, o catalisador exausto de *cracking* catalítico (ECat). No seguimento desse estudo, desenvolveu-se um trabalho experimental com o objetivo de analisar diversos indicadores da durabilidade da matriz sem fibras, nomeadamente: porosidade, absorção de água por capilaridade, resistividade elétrica, difusão por migração de cloretos em regime não estacionário, carbonatação e suscetibilidade a reações expansivas. Os resultados obtidos para um período de cura até aos 28 dias de idade, são apresentados e analisados. Adicionalmente foi caracterizado o comportamento mecânico do UHPFRC (com 3% em volume de fibras metálicas), nomeadamente, evolução da resistência à compressão e comportamento à tração uniaxial.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

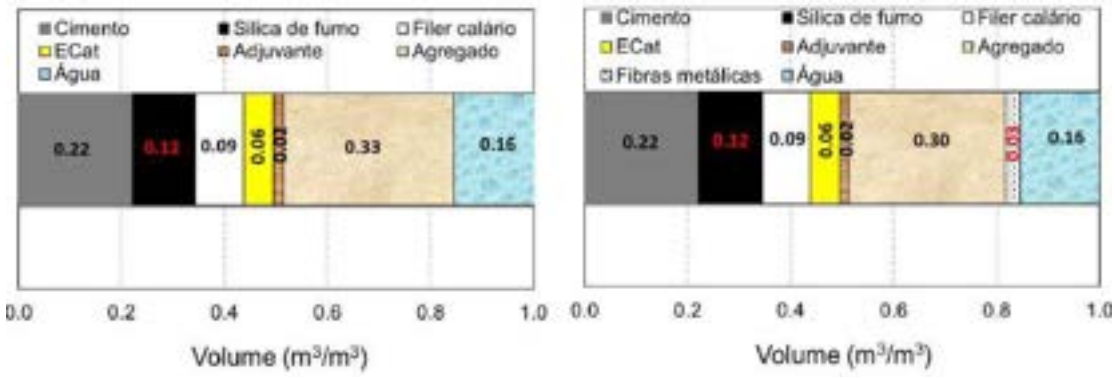
2.1 Materiais, proporções, procedimentos e caracterização do estado fresco

O cimento Portland do tipo CEM I 42.5 R foi utilizado como ligante principal. Como adições utilizaram-se micro sílica de fumo e fíler calcário. O adjuvante utilizado foi um superplastificante à base de carboxilatos modificados. Como agregado utilizou-se uma areia fina com um diâmetro máximo de 1 mm, massa volúmica de 2580 kg/m^3 e absorção de água de 0.02%, e ECat com massa volúmica 2660 kg/m^3 e absorção de 30%. Por último, utilizaram-se micro-fibras metálicas (ϕ=0.21mm, l_f=13mm), apresentando resistência à tração de 2750 MPa e módulo de elasticidade 200 GPa. Os ensaios de durabilidade foram realizados numa matriz cimentícia de ultraelevado desempenho sem fibras (denominado doravante UHPC). A caracterização do comportamento mecânico foi aferida numa composição incluindo 3% em volume de microfibras metálicas, designado por UHPFRC. As proporções das misturas de UHPC e UHPFRC apresentam-se na Figura 1. Os provetes foram produzidos numa misturadora de acordo com os requisitos previstos na NP EN 196-1 [20]. Após a amassadura, a auto compactabilidade das misturas foi avaliada recorrendo ao mini cone recomendado por Okamura et al [21], originando um espalhamento de 312mm e 283mm para o UHPC e UHPFRC, respetivamente. Finalmente, foram moldados os provetes e após 24 horas procedeu-se à desmoldagem, iniciando a cura em ambiente controlado (temperatura=20±2ºC e HR>95%) até à idade de ensaio.

2.2 Caracterização mecânica do UHPFRC

2.2.1 Evolução da resistência à compressão

A resistência à compressão foi avaliada em cubos (50 mm) de acordo com a ASTM C109/C109M [22]. A evolução desta propriedade no UHPFRC representa-se na Figura 2-a.

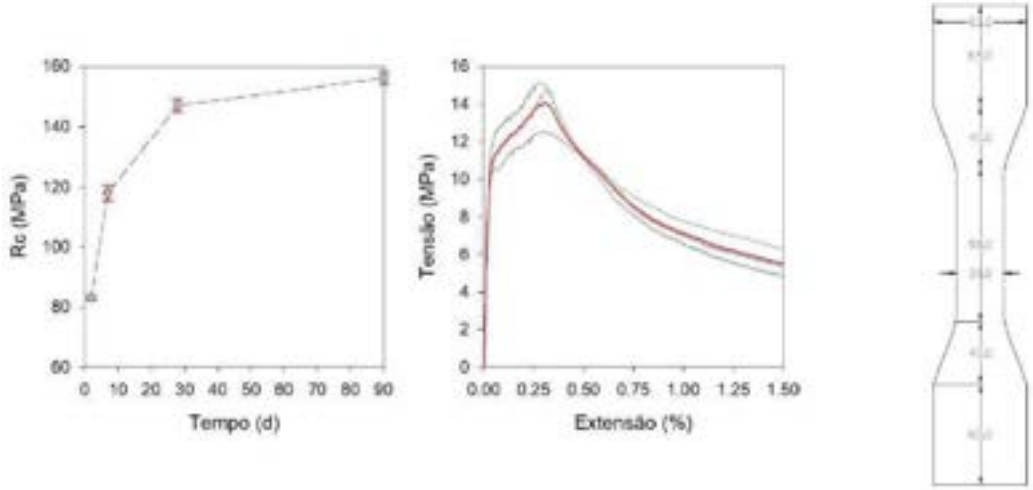


a) b)

Figura 1 – Composições de: a) UHPC e b) UHPFRC.

2.2.2 Comportamento à tração uniaxial

A resistência à tração foi avaliada em provetes com geometria "dog-bone" (ver esquema Figure 2-c), sendo testada uma secção com comprimento 92 mm e secção transversal 30x40 mm. Após 28 dias de cura húmida os provetes foram ensaiados em controlo de deslocamento, a uma taxa de 0,003 mm/s, usando uma prensa Instron com uma capacidade de 300 kN. O alongamento dos provetes foi medido por meio de um sistema de quatro LVDTs (sensibilidade 150mV/V/mm) acoplados ao longo do comprimento da seção testada e em cada uma das faces dos provetes. Os resultados individuais (curvas cinzentas) e a respetiva média (curva vermelha) representam-se na Figura 2-b.



a) b) c)

Figura 2. a) Evolução da resistência à compressão; b) Resistência à tração aos 28 dias; c) Geometria do provete "dog-bone" utilizado no ensaio de tração.

2.3 Estudo da Durabilidade

O programa experimental de durabilidade realizado apresenta-se no Quadro 1. Em geral, foram seguidas as normas ou recomendações em vigor, exceto no que se refere à porosimetria de mercúrio, sendo neste caso utilizado um procedimento interno.

A porosimetria de mercúrio foi realizada num porosímetro Poremaster – 60. Este porosímetro permite medir poros entre 200 a 0,0035 µm. O porosímetro possui duas câmaras de baixa pressão que são utilizadas na etapa de determinação da massa volúmica aparente, determinação da distribuição de tamanhos de poros superiores a 7 µm e como etapa preparativa do ensaio a alta pressão. A câmara de alta pressão permite determinar a distribuição de tamanhos de poros até 0,0035 µm. O diâmetro de

poro, D_p , cujo mercúrio foi introduzido a uma determinada pressão, P_{In} , calcula-se segundo a Eq. 1, onde γ = 0,480 N/m é a tensão superficial do mercúrio e θ = 140º é o ângulo de contacto entre o mercúrio e as paredes dos poros.

$$D_p = \frac{-4\gamma \times \cos\theta}{P_{In}} \qquad (1)$$

No que concerne às reações expansivas, (ASR e sulfatos), o objetivo foi verificar a suscetibilidade da mistura de UHPC desenvolvida relativamente às reações expansivas, pelo que a composição testada foi a apresentada na Figura 1-a. Por último, no que se refere ao ensaio de reatividade aos álcalis, além da cura preconizada, 80ºC durante 24horas, o ensaio foi também realizado em provetes curados a 20ºC e HR>95% durante 28 dias e posteriormente colocados na solução de hidróxido de cálcio a 80ºC.

Quadro 1. Programa experimental para avaliação da durabilidade do UHPC.

Denominação do Ensaio	*Referência normativa*	*Idade à data de ensaio (dias)*	*Número de provetes*	*Dimensão e geometria dos provetes (mm)*
Porosimetria de mercúrio	-	28 (+7 dias a 40ºC até atingir massa constante)	1	Cilindros h=9, Ø=20
Absorção de água por capilaridade	RILEM TC 116-PCD [23]	28 (+14 dias a 40ºC até atingir massa constante)	5	Prismas 40x40x45
Resistividade elétrica	RILEM TC-154 [24]	7, 14, 21 e 28 dias	3	Cubos 50
Resistência à penetração de cloretos	E-463 [25]	28 dias	6	Cilindros h=50, Ø=100
Resistência à carbonatação	E-391 [26]	28 dias	3	Prismas 40x40x160
Ataque por sulfatos de origem externa	E-462 [27]	-	6	Prismas 20x20x160
Reação álcalis sílica	ASTM C 1567 [28]	-	3	Prismas 25x25x285
	ASTM C 1567 [28] cura húmida 28 dias	28	3	

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

Os resultados experimentais obtidos apresentam-se no Quadro 2. Adicionalmente apresenta-se uma classificação indicativa (com base na literatura) relativa aos parâmetros de durabilidade face aos resultados obtidos.

3.1 Porosidade

A distribuição de tamanho dos poros do UHPC apresenta-se na Figura 5-a. A partir de 3,5 nm (limite inferior do porosímetro), a distribuição do tamanho dos poros do UHPC é bimodal, com um pico dominante no diâmetro de poros de aproximadamente 8 nm, seguido por uma diminuição acentuada nos diâmetros de poros maiores que este valor. Após um pico bastante menor no diâmetro de 70 nm, não subsistem mais poros cujo diâmetro seja superior a 100 nm. Além disso, a mediana do tamanho

dos poros corresponde a 8,8 nm. A porosidade total de medida no MIP foi de 4,83%. Dada a proporção água ligante muito baixa e o empacotamento denso dos materiais sólidos na matriz, o UHPC é caracterizado por uma baixa porosidade. Esta é a principal razão pela qual o UHPC devidamente produzido apresenta uma resistência particularmente alta à carbonatação e penetração dos iões cloreto. Além disso, é geralmente aceite que os materiais pozolânicas, neste caso, sílica de fumo e ECat, melhoram a estrutura dos poros de duas formas: pelo efeito de enchimento, no qual as partículas pozolânicas preenchem os espaços entre os grãos de cimento e os espaços entre grãos de cimento e agregados; e o efeito pozolânico no qual ocorre a reação com o hidróxido de cálcio para produzir quantidade adicional de silicatos de cálcio hidratados, levando a uma redução suplementar no tamanho dos poros e na porosidade capilar durante a hidratação. Cwirzen [4] obteve uma porosidade de 5.8% para um UHPC (w/b=0.17) sujeito a cura húmida a 20ºC durante 28 dias. No UHPC desenvolvido por Pyoa and Kim [11], foi medida uma porosidade total de 3.0% em circunstâncias similares de cura. Contrariamente ao betão convencional, a densa microestrutura do UHPC, além de apresentar um volume de poros francamente menor, quase não possui poros capilares. De facto, a porosidade UHPFRC localiza-se fundamentalmente no gel C-S-H [29], [2], [3].

Quadro 2. Indicadores de durabilidade obtidos.

Indicador de durabilidade		*Resultados*	*Classificação da durabilidade (indicativa)*
Porosidade	por intrusão de mercúrio (%)	4.83%	Muito alta [30]
Resistividade eletrica - ρ (Ω.m)	28 dias	221.42±16.09	Média [30] Elevada [31]
Resistência à penetração de cloretos	D_{nssm} ($\times 10^{-12}$m^2/s)	1.986 ± 0.131	Alta [30] Extremamente alta [32]
	Teor de cloretos (% massa de cimento+adições) [0-5] mm [5-10] mm [10-15] mm	 0,157% 0,080% 0,019%	<0.20% [33] para classes XS/XD
	Profundidade de penetração de cloretos (mm)	6.596 ± 0.395	
Coeficiente de absorção de água por capilaridade - S (mg/(mm^2.min$^{1/2}$))		0.014 ± 0.001	
Profundidade de carbonatação (mm)	3 meses	0.00	
Reações expansivas	Expansão ASR (%) Cura ASTM C 1567 Cura húmida 28 dias	 0.0180±0.002 0.0721±0.002	
	Expansão sulfatos (%)	0.00	

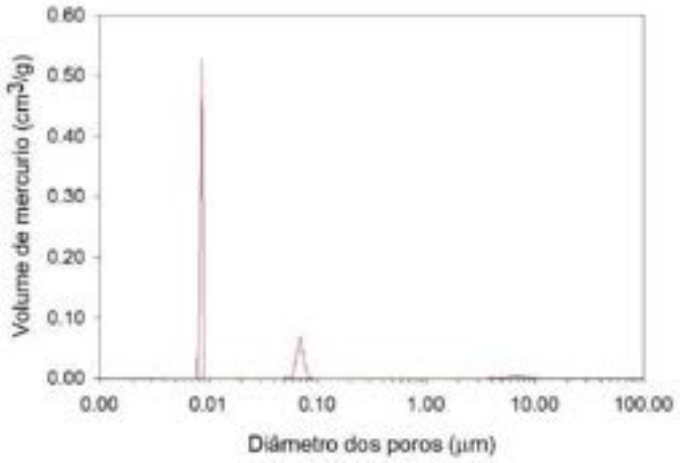


Figura 3 – a) Distribuição do tamanho dos poros do UHPC.

3.2 Absorção de água por capilaridade

A absorção de água por ação capilar é dependente da raiz quadrada do tempo e pode ser modelada pela seguinte equação [34]:

$$A = A_0 + S \times t^{0.5} \quad (2)$$

onde A (mg/mm^2) é a absorção de água por unidade de área da superfície do provete desde o momento em que mesmo foi colocado em contacto com a água, S é o coeficiente de absorção de água, t é o tempo decorrido desde o momento em que mesmo foi colocado em contacto com a água até ao fim do ensaio e A_0 (mg/mm^2) é a água inicialmente absorvida por poros em contato com a água. A equação acima forneceu um bom ajuste dos resultados experimentais, apresentando coeficientes de correlação lineares superiores a 0,98 (ver Figura 4).

Quando comparado com um betão convencional de boa qualidade (w/c=0,40), que tipicamente apresenta um coeficiente de absorção de 0.09 mg/(mm^2.min$^{1/2}$) [35], o UHPFRC apresenta uma absorção de água muito baixa, 0.014 mg/(mm^2.min$^{1/2}$). Isso pode ser atribuído ao baixíssimo teor de água, à ausência de agregados grossos e à densa matriz cimentícia que proporciona uma porosidade capilar significativamente menor.

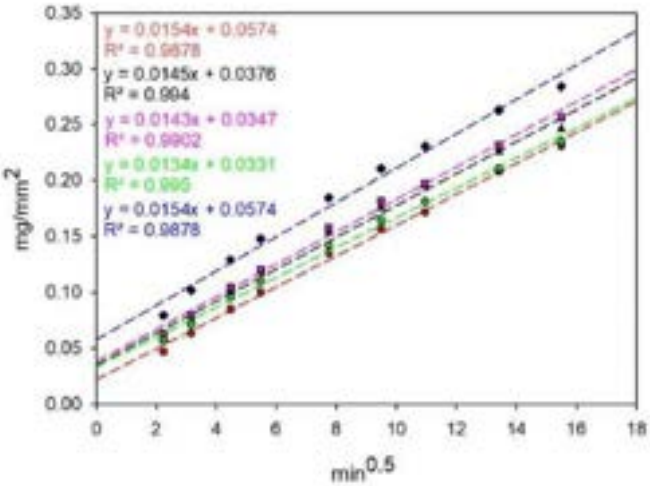


Figura 4 - Regressão linear para a absorção de água por capilaridade nas primeiras 4h de ensaio.

3.3 Resistividade elétrica

O desenvolvimento da resistividade elétrica, de provetes saturados, até aos 42 dias de idade é apresentado na Figura 5, bem como uma classificação indicativa da durabilidade de acordo com [30]. Como esperado, a resistividade elétrica evolui com a idade devido à contínua hidratação dos materiais cimentícios, levando a uma rede de poros mais fina com menos conectividade. O resultado de resistividade aos 28 dias de idade foi 221 Ω.m, o que indica uma matriz muito compacta. Também é de esperar que compósitos cimenticios com maior resistência mecânica apresentem maior resistividade elétrica. Como referência, após 10 anos espera-se que um betão de agregado denso incorporando >5% de sílica de fumo e submerso a 20ºC, apresente uma resistividade de 300 a 1000 Ω.m [36]. A Figura 5 também sugere que a resistividade elétrica continuará a aumentar além dos 42 dias. A avaliação desta grandeza não teve continuidade devido a limitação do equipamento de medição.

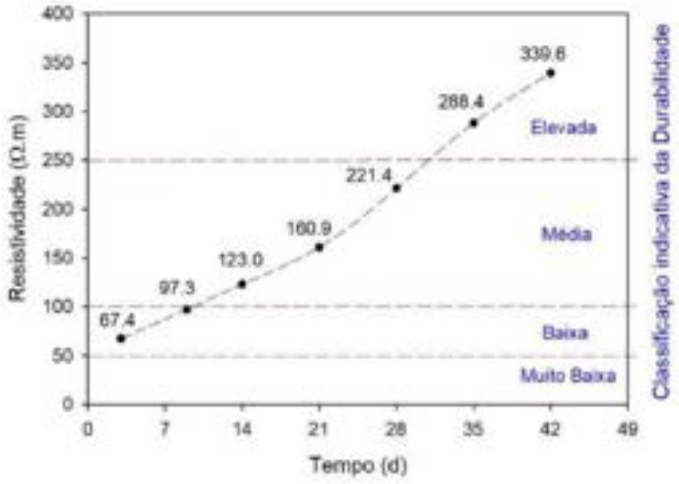


Figura 5 - Evolução da resistividade elétrica do UHPC.

3.4 Resistência à penetração de cloretos

O ensaio preconizado pela especificação do LNEC E-463 [25] é um método acelerado que permite o cálculo do coeficiente de difusão de cloretos (D_{nssm}). O ensaio foi realizado aplicando uma voltagem de 40 Volts durante 24 horas. Em seguida, cada provete foi dividido axialmente e uma solução de nitrato de prata 0,1 M foi pulverizada numa das seções recém-divididas. A profundidade de penetração de iões cloretos pode então ser medida a partir da precipitação visível de cloreto de prata branca como se ilustra na Figura 6. Com base nestes resultados determinou-se o coeficiente de difusão aparente de cloretos, $1.99\times10^{-12}m^2/s$. Este resultado indica que o UHPC apresenta uma elevada resistência à penetração de cloretos. Aparentemente a densa e compacta estrutura do UHPC dificultou a entrada deste agente agressivo, o que corrobora com os resultados obtidos nos ensaios de porosidade e absorção de água por capilaridade. A outra metade do provete foi utilizada para determinar o teor cloretos. As amostras em pó para análise química foram retiradas a partir da face que foi exposta à solução de cloretos e na direção da penetração dos mesmos. O método de amostragem adotado foi "dry drilling method", de acordo com a RILEM TC 178-TMC [37], sendo retiradas amostras correspondentes a profundidades de aproximadamente 0-5mm, 5-10mm e 10-15mm. A determinação do teor dos iões cloreto seguiu o procedimento descrito na NP EN 196-2. De acordo com a NP EN 206-1 [33] o teor de cloretos de um betão, expresso em percentagem de iões cloreto por massa de cimento+adições do tipo II, não deve exceder 0.4% no caso de betão armado e classe exposição ambiental XC, XF ou XA, e 0.2% no caso de classe de exposição XD ou XS. Após o ensaio acelerado, onde uma solução de 10% NaCl (bastante superior ao expectável numa exposição em ambiente marítimo, cuja concentração em sais é de cerca de 3.5%) foi forçada a entrar no provete através da voltagem aplicada, o teor de cloretos ficou abaixo dos limites mininos para as classes de exposição aos cloretos mais severas.



Figura 6 – Profundidade de penetração de cloretos (parte mais clara) de um provete de UHPC após o ensaio de migração em regime não estacionário.



Figura 7 – Provete UHPC não carbonatado após 3 meses de exposição a CO_2 (5±0.1%).

3.5 Carbonatação

A resistência do UHPC ao dióxido de carbono foi medida pelo ensaio de carbonatação acelerada no qual os provetes foram sujeitos a um ambiente enriquecido em CO_2 (5% CO_2), humidade (65%) e temperatura (23ºC) favoráveis à carbonatação. Após 3 meses nesse ambiente foi cortada 1 fatia de aproximadamente 1 cm de cada um dos provetes e pulverizada com uma solução de 0.1% fenolftaleína. Toda a superfície dos provetes apresentou cor rosada, ver Figura 7. Considera-se a amostra não carbonatado quando a fenolftaleína se transforma em cor-de-rosa e carbonatada se permanece incolor.
Os resultados obtidos indicaram que o UHPC não se apresenta carbonatado. Outros estudos já sugeriam a elevada resistência do UHPC a este gás carbónico, nomeadamente, Tafraoui et al. [10] e Pierard and Cauberg [17], nos quais as condições de teste e tempo de exposição foram similares. Não obstante, para tempos de exposição superiores, Scheydt and Muller [5] obtiveram uma profundidade carbonatada de 0.18mm após 3 anos a 20ºC e HR=65%, Ferdosian [18] obteve 0.04mm após 190 dias, num ambiente com 4% de concentração de CO_2 a 20°C e RH=55%, e Andrade e Torres [15] 1 mm de UHPFRC carbonatado após 16 anos no ambiente interno e externo, exposto à chuva ou a qualquer evento climático.

3.6 Reações expansivas

De acordo com a escassa literatura existente sobre o tema da expansibilidade resultante da reação com os álcalis [38], [14], o UHPC apresentou uma expansão bastante reduzida. A sua estrutura densa e compacta terá retardado a entrada dos alcalis na matriz, o que originou uma expansão extremamente baixa (0.01%) comparada com o limite normativo [28] (0.1%) após 14 dias de imersão em solução alcalina. No que se refere ao ataque por sulfatos de origem externa, a expansão permaneceu aproximadamente nula durante 26 semanas de imersão em sulfato de sódio, corroborando com estudos anteriores [39], [40]. Os resultados indicam que o UHPC não é susceptível às reações expansivas.

4. CONCLUSÕES

Os parâmetros de durabilidade de um UHPC desenvolvido para aplicações de reparação/reabilitação/reforço aplicado “in situ” usando materiais locais (Portugal) foram investigados, cobrindo uma ampla gama de ensaios. Apesar da mistura concebida apresentar dosagens inferiores de cimento e sílica de fumo, quando comparada com misturas comerciais, os resultados dos ensaios de durabilidade indicaram que o UHPC apresenta excelentes propriedades no que se refere resistência à penetração de vários agentes agressivos. Assim, a baixa penetração de cloretos, associada a um coeficiente de absorção de água muito baixo de 0.01 mg/(mm^2.$min^{1/2}$) e a uma carbonatação nula, bem como mitigação de reações expansivas, apontam para uma excelente durabilidade. A estrutura densa do UHPC, devido a uma relação água/ligante muito baixa e considerável teor de finos, bem como a introdução de ECat, são as principais razões para este comportamento melhorado. As propriedades mecânicas também se encontram na gama de valor esperados para um UHPFRC ($R_{c,90d}$>150 MPa e $R_{t,28d}$>7 MPa).

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. através da bolsa de doutoramento PD/BD/113636/2015, atribuída no âmbito do Programa de Doutoramento em Construção Eco-Eficiente e Reabilitação (EcoCoRe). Agradecimentos também são devidos à Secil, Euromodal, GALP ENERGIA (refinaria de Sines), Sika e Dramix pelo fornecimento de cimento, sílica de fumo e agregado fino, ECat, adjuvantes e fibras metálicas, respetivamente.

REFERÊNCIAS

[1] W. Wang, J. Liu, F. Agostini, C. A. Davy, F. Skoczylas, and D. Corvez, "Durability of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under progressive aging," *Cem. Concr. Res.*, vol. 55, pp. 1–13, 2014.

[2] D. Heinz, F. Dehn, and L. Urbonas, "Fire Resistance of Ultra High Perfoemance Concrete (UHPC) – Testing of Laboratory Samples and Column under Load," in *International symposium on Ultra High Performance Concrete*, 2004.

[3] G. Herold and H. S. Müller, "Measurement of porosity of ultra high strength fiber reinforced concrete," *Int. Symp. Ultra High Perform. Concr.*, pp. 685–694, 2004.

[4] A. Cwirzen, "The effect of the heat-treatment regime on the properties of reactive powder concrete," *Adv. Cem. Res.*, vol. 19, no. 1, pp. 25–33, Jan. 2007.

[5] J. Scheydt and H. Müller, "Microstructure of ultra high performance concrete (UHPC) and its impact on durability," in *3rd International Symposium on on Ultra High Performance Concrete*, 2012.

[6] M. Alkaysi, S. El-Tawil, Z. Liu, and W. Hansen, "Effects of silica powder and cement type on durability of ultra high performance concrete (UHPC)," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 66, pp. 47–56, 2016.

[7] N. Roux, C. Andrade, and M. A. Sanjuan, "Experimental study of durability of reactive powder concretes," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 8, no. 1, pp. 1–6, 1996.

[8] L. Franke, G. Deckelmann, and H. Schmidt, "Behaviour of ultra-high-performance concrete with respect to chemical attack," in *Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, 2008.

[9] E. Ghafari, H. Costa, E. Júlio, A. Portugal, and L. Durães, "Optimization of UHPC by adding nanomaterials," *3rd Int. Symp. UHPC Nanotechnol. High Perform. Constr. Mater.*, no. March 2016, pp. 71–78, 2012.

[10] A. Tafraoui, G. Escadeillas, and T. Vidal, "Durability of the Ultra High Performances Concrete containing metakaolin," *Constr. Build. Mater.*, vol. 112, pp. 980–987, Jun. 2016.

[11] S. Pyo and H.-K. Kim, "Fresh and hardened properties of ultra-high performance concrete incorporating coal bottom ash and slag powder," *Constr. Build. Mater.*, vol. 131, pp. 459–466, Jan. 2017.

[12] Y. Chen, R. Yu, X. Wang, J. Chen, and Z. Shui, "Evaluation and optimization of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) subjected to harsh ocean environment: Towards an application of Layered Double Hydroxides (LDHs)," *Constr. Build. Mater.*, vol. 177, pp. 51–62, Jul. 2018.

[13] A. Rajasekar, K. Arunachalam, M. Kottaisamy, and V. Saraswathy, "Durability characteristics of Ultra High Strength Concrete with treated sugarcane bagasse ash," *Constr. Build. Mater.*, vol. 171, pp. 350–356, May 2018.

[14] J. Piérard, B. Dooms, and N. Cauberg, "Durability evaluation of different types of UHPC," in *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2013 –*, 2013.

[15] C. Andrade and J. Torres, "LONG TERM CARBONATION OF UHPC," in *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2013*, 2013.

[16] L. Juanhong, S. Shaomin, and W. Lin, "Durability and Micro-structure of Reactive Powder Concrete," *J. Wuhan Univ. Technol. - Mater. Sci.*, vol. 24, no. 3, pp. 506–509, 2009.

[17] Pi, N. Cauberg, and O. Remy, "Evaluation of durability and cracking tendency of ultra high performance concrete," *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures - Proceedings of the 8th Int. Conference on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, vol. 1. pp. 695–700, 2009.

[18] I. Ferdosian, "Material Development and Self-healing Capacity of Eco-Efficient Ultra-High Performance Concrete (EEUHPC)," Universidade do Minho, 2016.
[19] Ben Graybeal, "Ultra-High Performance Concrete. FHWA Publication No: FHWA-HRT-11-038," Georgetown Pike, McLean, VA, 2011.
[20] IPQ, "NP EN 196-1. Métodos de ensaio de cimentos. Parte 3: Determinação das resistencias mecânicas." Instituto Portugues da Qualidade, Lisboa, Portugal, p. 37, 2006.
[21] H. Okamura, K. Ozawa, and M. Ouchi, "Self-compacting concrete," *Struct. Concr.*, vol. 1, no. 1, pp. 3–17, Mar. 2000.
[22] ASTM International, "ASTM C109/C109M - 16: Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)." ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.
[23] RILEM, "RILEM TC 116-PCD: Permeability of concrete as a criteria of its durability," *Mater. Struct.*, vol. 32, no. April, pp. 174–179, 1999.
[24] R. Polder, "Test methods on site measurement of resistivity of concrete – A RILEM TC-154 technical recommendation," *Mater. Struct.*, vol. 33, pp. 603–611, 2000.
[25] LNEC, "E 463-2004. Betões. Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime nao estacionário." LNEC, Lisboa, Portugal, pp. 1–8, 2004.
[26] LNEC, "LNEC E 391-1993. Determinação da resistência à carbonatação." LNEC, Lisboa, Portugal, pp. 1–2, 1993.
[27] LNEC, "E 462-2004. Cimentos. Resistência dos cimentos ao ataque por sulfatos." LNEC, Lisboa, 2004.
[28] ASTM International, "ASTM C 1567 - 04: Standard Standard Test Method for Determining the Potential Alkali-Silica Reactivity of Combinations of Cementitious Materials and Aggregate (Accelerated Mortar-Bar Method)." ASTM International, West Conshohocken, PA, United States, p. 5, 2004.
[29] W. Wang, J. Liu, F. Agostini, C. A. Davy, F. Skoczylas, and D. Corvez, "Durability of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under progressive aging," *Cem. Concr. Res.*, vol. 55, pp. 1–13, Jan. 2014.
[30] V. Baroghel-Bouny, "Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages - Association Francaise de Genie Civil | AFGC | Paris." Scientific and Technical Report of the French Civil Engineering Association, AFGC, Bagneux, p. 252, 2004.
[31] O. Sengul, "Use of electrical resistivity as an indicator for durability," *Constr. Build. Mater.*, vol. 73, pp. 434–441, Dec. 2014.
[32] "RILEM TC 230-PSC. Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability State-of-the-Art Report," 2015.
[33] IPQ, "NP EN 206. Concrete Specification, performance, production and conformity." Instituto Portugues da Qualidade, Lisbon, Portugal, pp. 1–103, 2017.
[34] C. Hall, B. Marchese, and F. D 'amore, "Water sorptivity of mortars and concretes: a review," *Mag. Concr. Res.*, vol. 42, no. 147, pp. 105–109, 1990.
[35] A. M. Neville, *Properties of concrete*, 5th ed. Longman Group Limited, 1995.
[36] R. B. Polder, "Test methods for on site measurement of resistivity of concrete — a RILEM TC-154 technical recommendation," *Constr. Build. Mater.*, vol. 15, no. 2–3, pp. 125–131, Mar. 2001.
[37] Vennesland, M. A. Climent, and C. Andrade, "Recommendation of RILEM TC 178-TM.Testing and modelling chloride penetration in concret.Methods for obtaining dust samples by means of grinding concrete in order to determine the chloride concentration profile," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 46, no. 3, pp. 337–344, 2013.
[38] G. Benjamin A., "Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete," no. FHWA-HRT-06-103, p. 186, 2006.
[39] J. Piérard, B. Dooms, and N. Cauberg, "Evaluation of Durability Parameters of UHPC Using Accelerated Lab Tests," in *Hipermat 2012. 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials*, 2012.
[40] M. L. Chuang and W. H. Huang, "Durability Analysis Testing on Reactive Powder Concrete," *Adv. Mater. Res.*, vol. 811, pp. 244–248, Sep. 2013.

Modelação da anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC

Mário Pimentel[1] **Aurélio Sine[2]** **Amin Abrishambaf[3]** **Sandra Nunes[4]**

RESUMO

O comportamento à tração dos compósitos cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras de aço (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced cement Composites – UHPFRC na sigla em Inglês) é determinante em muitas aplicações e depende em grande medida da orientação das fibras, evidenciando um comportamento anisotrópico que importa caracterizar. Por outro lado, a orientação das fibras pode variar ao longo da estrutura, sendo influenciada pelos procedimentos de colocação e pela forma do elemento, pelo que o comportamento à tração do UHPFRC na estrutura pode diferir acentuadamente daquele caracterizado em provetes laboratoriais.

Neste trabalho é apresentado um modelo meso-mecânico do UHPFRC que permite a determinação da curva tensão-deformação em tração uniaxial com base num número mínimo de parâmetros com significado físico claro. Apresenta-se ainda a formulação matemática que permite descrever orientação das fibras no UHPFRC e a variação direcional dos fatores de orientação das fibras dos quais depende o desempenho mecânico. O modelo é validado com uma série de resultados experimentais

Palavras-chave: Compósitos cimentícios de ultra-elevado desempenho com fibras de aço (UHPFRC), comportamento à tração, orientação das fibras.

1. INTRODUÇÃO

A sigla UHPFRC designa uma família de materiais constituídos por uma matriz extremamente compacta, contendo elevadas dosagens de finos (cimento, sílica de fumo, entre outros), areia fina e uma relação água/ligante em geral inferior a 0.2, e uma grande dosagem de fibras. O comportamento à tração do UHPFRC é decisivo em muitas aplicações estruturais destes materiais. Dependendo da dosagem e da orientação das fibras, o UHPFRC pode exibir um comportamento à tração uniaxial com endurecimento caracterizado pela formação de um conjunto estável de micro-fissuras. Na Figura 1 apresentam-se resultados típicos de ensaios de tração direta de UHPFRCs com diferentes dosagens e perfis de orientação das fibras, assim como as representações simplificadas (multilineares) das curvas tensão-extensão usadas na análise estrutural. Neste trabalho apresenta-se um modelo que permite a determinação da resposta à tração do UHPFRC e a obtenção dos parâmetros mais relevantes para a definição das leis constitutivas simplificadas, nomeadamente a tensão limite de elasticidade convencional, f_{Ute}, a resistência à tração pós-fendilhação proporcionada pelas fibras, f_{Utu} e a extensão de pico ε_{Utu}.

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. mjsp@fe.up.pt
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. aurelio.sine@fe.up.pt
[3]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. aminab@fe.up.pt
[4]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. snunes@fe.up.pt

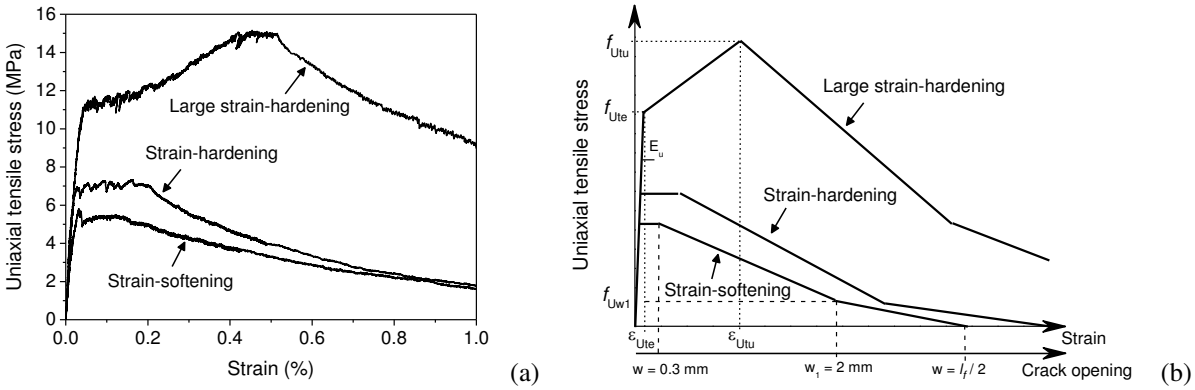


Figura 1. Comportamento à tração uniaxial do UHPFRC: (a) curvas tensão-extensão experimentais [1]; (b) representações simplificadas para análise estrutural.

2. DESCRIÇÃO DA ANISOMETRIA DA DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS

2.1 Função densidade de probabilidade da orientação

A posição de uma fibra no espaço é definida pelas 3 coordenadas do seu ponto médio e pelos ângulos θ e φ, conforme indicado na Figura 2. A posição e orientação de uma fibra em relação ao plano de referência são definidas por uma lei de probabilidade conjunta, $h(x,\theta,\varphi)=p(x).\psi(\theta,\varphi)$, decomposta na lei de probabilidade de posição da fibra em relação ao plano, $p(x)$, e na função de densidade de probabilidade da orientação da fibra no espaço, $\psi(\theta,\varphi)$ [2]. Conforme ilustrado pela Figura 2, o conjunto de todas as orientações possíveis descrevem uma esfera.

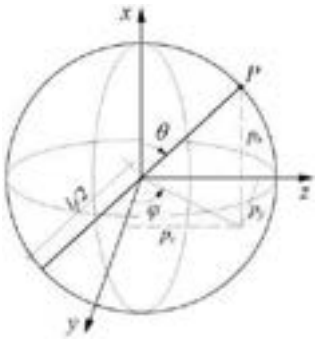


Figura 2. Definição da orientação de uma fibra no espaço (3D).

Dado que uma fibra orientada de quaisquer ângulos, θ e φ, é indistinguível de outra orientada de $\pi-\theta$ e $\varphi+\pi$, constata-se que ψ tem período π [2]. Neste trabalho é considerada a lei de distribuição da orientação das fibras no espaço com base na Eq.(1), proposta por Guenet [3]:

$$\psi(\theta,\varphi)=cosh\left(k_g.cos\theta\right) \tag{1}$$

onde k_g é um coeficiente que define a amplitude e a forma da distribuição. Quando k_g é nulo a distribuição é uniforme, quando tende para infinito a distribuição tende para uma função delta de Dirac. Considerando que o sistema de eixos poderá rodar θ_0 em torno do eixo z, e que o integral sobre o domínio tem de ser unitário, a forma geral a distribuição vem dada por:

$$\psi(\theta,\varphi)=\frac{k_g}{2\pi.senh\left(k_g\right)}.cosh\left[k_g.(cos\theta.cos\theta_0+sen\theta.cos\varphi.sen\theta_0)\right] \tag{2}$$

2.2 Fator de orientação das fibras

O fator de orientação das fibras, α_0, pode ser definido como a probabilidade de uma fibra intersetar uma superfície plana, perpendicular a um dado eixo i. Considerando a projeção p_i ao longo do eixo i

de um vetor unitário colinear com uma fibra, o fator de orientação respetivo pode ser determinado por integração, tendo em conta os ângulos de fronteira θ_a, θ_b, φ_a e φ_b, através da equação:

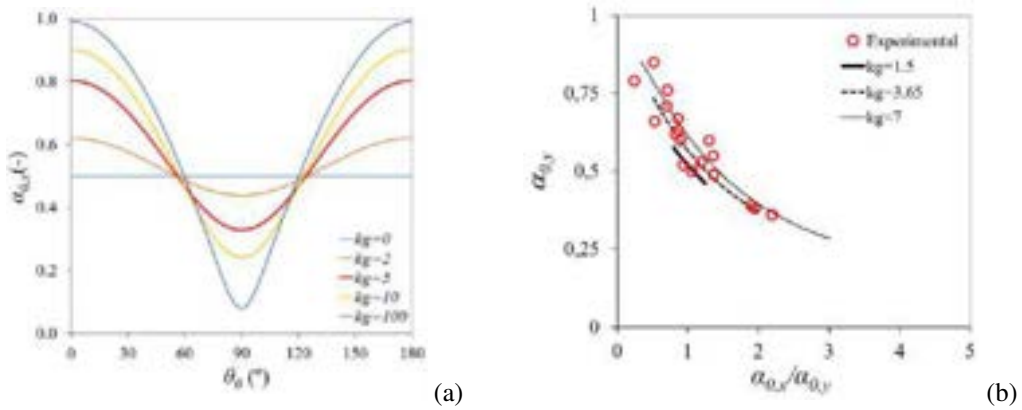
$$\alpha_{0,i}=\int_{\varphi_a}^{\varphi_b}\int_{\theta_a}^{\theta_b}\psi(\theta,\varphi).sen\theta.p_i(\theta,\varphi).d\theta.d\varphi \tag{3}$$

O fator de orientação toma valor unitário quando todas fibras são perpendiculares ao plano que contém a seção transversal considerada e é nulo quando todas as fibras são paralelas a esse plano. No caso perfeitamente tridimensional assume-se que todas as fibras se encontram aleatoriamente e uniformemente distribuídas no volume, correspondendo a uma função $\psi(\theta,\varphi)$ com um $k_g \approx 0$. Por conseguinte, se se considerar que na Eq. (3) os ângulos θ_a e θ_b são respetivamente iguais a 0 e $\pi/2$ e por sua vez os ângulos φ_a e φ_b iguais a 0 e $\pi/2$, o coeficiente de orientação é igual a 0.5 em todas as direções (x, y e z). Nestas condições o material é considerado isotrópico. Para o caso perfeitamente bidimensional, o coeficiente de orientação é igual a $2/\pi$ (≈ 0.64) nas direções x e y, sendo considerado um material transversalmente isotrópico. Finalmente, para o caso perfeitamente unidimensional, o coeficiente de orientação é igual a 1 na direção x e nulo nas restantes. Tal como se ilustra na Figura 3(a), os coeficientes de orientação em duas direções ortogonais são inversamente proporcionais, isto é, quando um cresce, o outro decresce, explicando a anisometria do material.

O fator de orientação pode ser determinado experimentalmente, por via da análise de imagens de uma seção transversal, através da equação seguinte:

$$\alpha_{0,i}=n_{f,i}\frac{A_f}{V_f} \Longrightarrow 0\leq\alpha_{0,i}\leq 1 \tag{4}$$

onde $n_{f,i}$ é o número de fibras atravessando uma área unitária normal ao eixo i e A_f é a secção transversal de uma fibra. Os resultados da quantificação experimental dos fatores de orientação em duas direções ortogonais são comparados com os valores teóricos previstos através da Eq. (3) na Figura 3(b).



(a) (b)

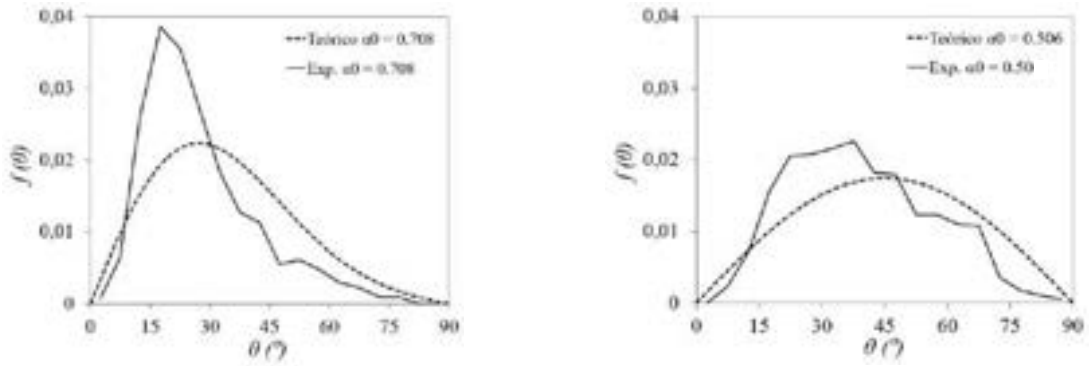
Figura 3. Fator de orientação α_0 como medida escalar da anisometria: (a) variação de α_0 com a direção; (b) valores de α_0 em duas direções ortogonais.

2.3 Função densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas por uma fenda

A função de densidade de probabilidade do ângulo de orientação das fibras atravessando a superfície de fissuração, normal à direção x, $f_x(\theta,\varphi)$ é determinada pela Eq. (5):

$$f_x(\theta,\varphi)=\frac{1}{\alpha_{0,x}}\int_0^{2\pi}\psi(\theta,\varphi).sen\theta.\cos\theta.d\varphi \tag{5}$$

A Figura 4 apresenta a comparação entre curvas de funções de densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas por uma fenda obtidas experimentalmente (análise de imagens) e analiticamente pela Eq. (5).



(a) k_g = 3.15, θ_0=0º (b) k_g = 0, θ_0=0º

Figura 4. Funções de densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas por uma fenda.

2.4 Fator de eficiência das fibras

O fator de eficiência das fibras, $\alpha_{1,i}$ é definido como sendo o valor esperado da função de eficiência das fibras, $g(\theta)$ na direção *i:*

$$\alpha_{1,i} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} g(\theta) \, . \, f_i(\theta) . \, d\theta \tag{6}$$

onde $g(\theta)$ é definida como a relação entre a força de arrancamento de uma fibra orientada por um ângulo θ e a força de arrancamento de uma fibra alinhada ($\theta \approx$ 15º a 20º) [1]. Com base no trabalho descrito em [1] e [4] e tendo em conta propostas similares feitas anteriormente por outros autores [5][6], assume-se para $g(\theta)$ um valor unitário quando $\theta \leq 60^o$ e nulo para orientações superiores a 60º. Deste modo, a Eq. (6) pode ser reescrita como $\alpha_{1,i} = F_i(60º)$, com $F_i(\theta)$ a função de distribuição cumulativa do ângulo de orientação numa secção normal à direção i. O fator de eficiência pode ser determinado experimentalmente através da análise de imagem de superfícies polidas contabilizando as fibras com ângulos inferiores a 60º. A Figura 5 apresenta a relação entre os fatores de eficiência e de orientação, tendo em conta resultados obtidos experimentalmente e analiticamente pela Eq. (6) para diversos valores de k_g.

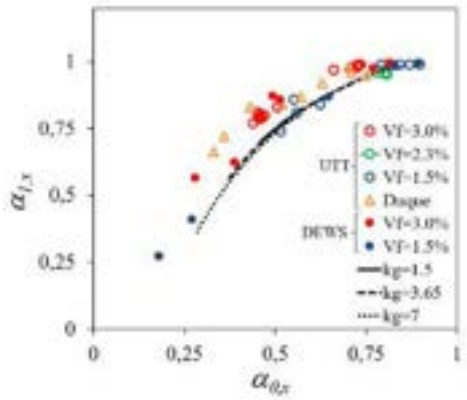


Figura 5. Relação entre fatores de eficiência e de orientação.

3. MODELO MESO-MECÂNICO

3.1 Geral

O modelo aqui apresentado foi desenvolvido com base nos trabalhos de Pfyl [7], Wuest [8] e Oesterlee [9], e é aplicável a compósitos constituídos por fibras curtas de aço embebidas numa matriz quási-frágil. O volume elementar representativo (*representative volume element*, RVE) sobre o qual o

modelo é aplicável é constituído por múltiplas fissuras potenciais, das quais apenas um subconjunto será ativado durante o processo de carga dependendo da variabilidade espacial da resistência à tração da matriz, da distância entre a fenda potencial e uma fenda previamente ativada, e da resistência pós-fendilhação do compósito proporcionada pelas fibras, f_{Utu}, que dita o início da localização das deformações. A fração volumétrica de fibras, V_f, e a distribuição da orientação das fibras são assumidas invariantes dentro do RVE.

A resposta à tração do compósito é obtida realizando uma análise em controlo de força até se atingir a tensão de pico, mudando para controlo de deslocamento durante a fase de amolecimento. Nesta fase as deformações localizam-se numa fenda crítica enquanto as restantes descarregam de forma plástica. É assumido um comportamento linear elástico até à ativação da primeira fenda. O módulo de elasticidade do compósito é determinado de acordo com a proposta semi-empírica de Cox [10]:

$$E_U = E_m(1+\gamma) \qquad \gamma = \left(\alpha \frac{E_f}{E_m} - 1\right) V_f \tag{7}$$

em que E_m e E_f são os módulos de elasticidade da matriz e das fibras, respetivamente, e α é um coeficiente que tem em conta os efeitos da orientação e comprimento das fibras. O limite superior para γ pode ser facilmente determinado pela regra das misturas e considerando que todas as fibras estão alinhadas com a direção da carga. Pode concluir-se que para UHPFRCs com conteúdos correntes de fibras (V_f entre 0.02 e 0.04) e para a gama usual de módulos de elasticidade da matriz ($E_m \approx$ 40 a 55GPa) e das fibras ($E_f \approx$ 200 a 210GPa), o limite superior de γ anda entre 0.05 e 0.17. Desta forma se conclui que a influência deste parâmetro é modesta e, no intuito de simplificar o modelo, α é aqui considerado igual ao fator de orientação das fibras α_0. A tensão que leva à ativação de cada uma das fendas potenciais vem então dada por:

$$f_{Ut,i} = f_{mt,i}(1+\gamma) \tag{8}$$

em que $f_{mt,i}$ é a resistência à tração da matriz na coordenada da fenda i.

3.2 Comportamento de uma fissura

De acordo com a proposta de Li *et al* [11], a relação da tensão de tração versus a aberturas de cada uma das fendas ativas, $\sigma_U(w)$, é obtida através da soma das contribuições da matriz, σ_{bri}, das tensões elásticas instaladas nas fibras previamente à fendilhação, σ_{pre}, e das tensões necessárias ao arrancamento das fibras, σ_f, tal como se ilustra na Figura 6.

$$\sigma_U(w) = \sigma_{bri} + \sigma_{pre} + \sigma_f \tag{9}$$

3.2.1 Arrancamento das fibras

A força transferida por cada fibra que interseta uma fenda é denotada por $F(l_e, \theta, w)$ e depende do comprimento de embebimento da fibra, l_e, da orientação da fibra em relação ao plano de fratura, θ, e da abertura da fenda, w. Notando que a orientação de uma fibra no espaço é definida pelo ângulo da fibra com a normal ao plano de referência, θ, e pelo azimute φ, a probabilidade conjunta de uma fibra estar orientada a (θ, φ) e intersetar o plano de fratura vem dada por:

$$P(\theta,\varphi) = \psi(\theta,\varphi)\cos\theta\sin\theta \, d\theta d\varphi \tag{10}$$

onde $\psi(\theta,\varphi)$ é a função de densidade de probabilidade conjunta dos dois ângulos que definem a orientação do eixo das fibras, o $\cos\theta$ reflete a probabilidade de uma fibra orientada a θ intersetar o plano de fratura e o $\sin\theta$ advém do uso de coordenadas esféricas. Integrando a contribuição de todas as fibras é possível chegar à equação geral de $\sigma_f(w)$:

$$\sigma_f(w) = \frac{V_f}{A_f} \int_0^{l_f/2} \int_0^{\pi/2} \int_0^{2\pi} F(l_e,\theta,w) p(l_e) \psi(\theta,\varphi) \cos\theta\sin\theta \, d\varphi d\theta dl_e \tag{11}$$

onde A_f é a área da secção transversal de uma fibra e p(l_e) é a função densidade de probabilidade do comprimento de embebimento das fibras. Usualmente considera-se uma distribuição uniforme no domínio [0;l_f/2], o que faz com que p(l_e)=2/l_f, e o valor médio de l_e seja l_f/4.

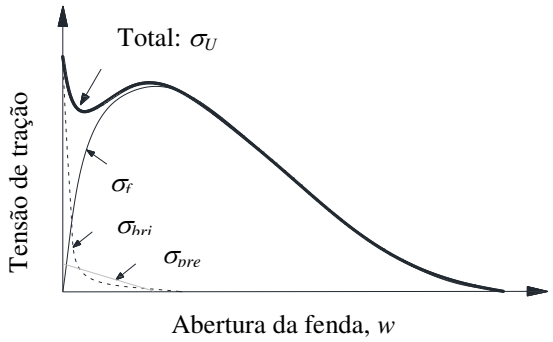


Figura 6. Resposta em tração de uma fenda.

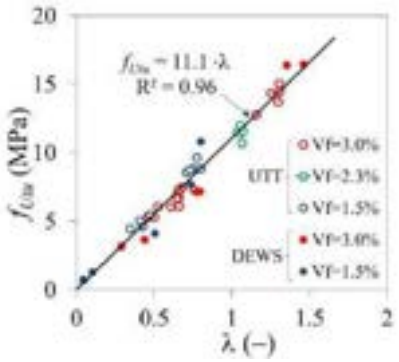


Figura 7. Determinação de τ_f através do ajuste de uma reta aos resultados experimentais (Eq. (17)).

A relação força de arrancamento versus abertura de fenda de uma fibra inclinada embebida numa matriz quási-frágil é complexa. No modelo aqui proposto adotou-se uma formulação multiplicativa do tipo:

$$F(l_e, \theta, w) = F(l_e, w) g(\theta) \tag{12}$$

onde $F(l_e, w)$ é a força transferida por uma fibra alinhada e $g(\theta)$ é a função de eficiência das fibras introduzida atrás. Tendo em atenção a definição do fator de orientação das fibras, α_0, da função densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas pelo plano de fraturas, $f(\theta)$, e do fator de eficiência das fibras α_1, é possível reescrever a Eq. (11) da seguinte forma:

$$\sigma_f(w) = \alpha_0 \, \alpha_1 \frac{V_f}{A_f} \int_0^{l_f/2} \frac{2}{l_f} F(l_e, w) dl_e \tag{13}$$

Pfyl [7] demonstrou que o integral na equação acima tem solução analítica se forem assumidas as seguintes simplificações: (1) a aderência das fibras à matriz pode ser descrita por uma lei tensão-escorregamento rígido-plástica; (2) todas as fibras passam em simultâneo por um processo de plastificação da tensão de aderência (*debonding*) e posterior arrancamento (*pullout*); (3) são desprezáveis a deformabilidade da matriz e a deformação elástica das fibras entre as faces da fenda. Nestas circunstâncias, a contribuição das fibras pode ser obtida de forma explícita em função da abertura da fenda:

$$\sigma_f / f_{Ut,u} = 2. \sqrt{\frac{w}{w_{deb}}} - \frac{w}{w_{deb}} \qquad w \le w_{deb} \tag{14}$$

$$\sigma_f / f_{Ut,u} = \left[1 - 2. \frac{w}{l_f} \right]^n \qquad w > w_{deb} \tag{15}$$

Nas equações acima, w_{deb} é a abertura de fenda que marca o início da fase de arrancamento:

$$w_{deb} = \left(\tau_f . l_f^2 \right) / \left(E_f . d_f \right) \tag{16}$$

A tensão de aderência rígido-plástica τ_f representa um valor médio da tensão de aderência ao longo de uma gama de escorregamentos representativa e d_f é o diâmetro das fibras, aqui assumidas de secção circular. A resistência à tração pós-fendilhação do compósito ditada pelas fibras vem dada por:

$$f_{Ut,u} = \alpha_0 \alpha_1 \frac{l_f}{d_f} V_f \tau_f = \lambda \tau_f \tag{17}$$

em que $\lambda = \alpha_0 \alpha_1 V_f \, l_f / d_f$ pode ser encarado com um descritor escalar da estrutura das fibras abarcando os efeitos da orientação (α_0), eficiência(α_1), dosagem (V_f) e geometria (l_f/d_f). Uma equação semelhante foi proposta por Naaman [12]. Apesar da Eq. (17) expressar uma relação linear entre $f_{Ut,u}$ e λ, é expectável que acima de uma determinada dosagem de fibras, os efeitos de grupo comecem a ser preponderantes levando a que $f_{Ut,u}$ aumente mais lentamente com λ. Este efeito não é explicitamente tido em consideração no presente modelo.

Na Eq. (15) o valor teórico do expoente *n* tal como deduzido por Pfyl [7] é de 2. No entanto, a adoção de valores mais elevados é em geral necessária para se obter um melhor ajuste aos resultados experimentais. Isto deve-se ao facto de a adoção de um valor constante para τ_f para a gama de escorregamentos que ocorrem desde a fase de plastificação progressiva da aderência até ao arrancamento constituir uma aproximação demasiado grosseira. Neste estudo foi adotado um valor de n=4, o que permitiu um ajuste razoável a uma larga gama de resultados experimentais.

3.2.2 Contribuição da matriz e das tensões elásticas nas fibras previamente à fissuração.

A contribuição da matriz para a transmissão de tensões de tração após a fissuração (amolecimento) é modelada através de uma relação exponencial:

$$\sigma_{bri,i} / f_{mt,i} = \exp\left(-f_{mt,i}.w / G_{Fm}\right) \tag{18}$$

em que G_{Fm} é a energia da fratura da matriz. No que diz respeito às tensões instaladas nas fibras previamente à fissuração assume-se que são linearmente relaxadas até se anularem para uma abertura de fenda correspondente ao início do arrancamento:

$$\sigma_{pre,i} / f_{mt,i} = \gamma.\left(w_{deb} - w\right) / w_{deb} \geq 0 \tag{19}$$

Nas equações acima, o índice $(\cdot)_i$ refere-se a cada uma das fendas ativas.

3.3 Simulação da fendilhação múltipla

Seguindo a proposta de Wuest [8], a resistência à tração da matriz é aleatoriamente distribuída ao longo do RVE segundo uma lei Normal, sendo definida pelo valor médio, f_{mt}, e pelo seu coeficiente de variação, *CoV*. A ativação de uma nova fissura pressupõe a satisfação simultânea das duas seguintes condições: (1) as tensões atuantes na fissura potencial *i* excedem a tensão $f_{Ut,i}$ dada pela Eq. (8); (2) o espaçamento mínimo entre fendas deve ser superior ao comprimento de transferência:

$$s_{r,\min} = \frac{0.25}{\alpha_0.\alpha_2} \frac{f_{mt}}{\tau_f} \frac{d_f}{V_f} \tag{20}$$

Na equação acima o parâmetro $\alpha_2 \leq 1.0$ permite tomar em consideração o facto de as fibras serem filamentos descontínuos e, portanto, não permitem uma transferência de tensões de tração tão eficiente a partir da secção da fenda quanto a que seria expectável se o compósito fosse reforçado com filamentos contínuos, caso a que corresponde α_2=1.0.

3.4 Determinação dos parâmetros do modelo

Tal como se resume no Quadro 1, os dados de entrada podem ser divididos em propriedades dos materiais, descritores da estrutura fibrosa do compósito (orientação, eficiência, conteúdo e geometria das fibras) e parâmetros do modelo. As propriedades dos materiais estão bem definidas e podem ser avaliadas com recurso a técnicas experimentais bem estabelecidas. A exceção será a tensão de aderência rígido-plástica. Tal como se discute detalhadamente em [13], τ_f pode ser estimado a partir de ensaios de arrancamento de fibras individuais como sendo o valor da tensão média ao longo do

comprimento de embebimento correspondente à força máxima obtida no ensaio. Para o valor ser representativo, o comprimento de embebimento deve ser $l_e=l_f/4$ e as fibras devem estar ligeiramente inclinadas, entre 15º e 30º. Uma determinação mais robusta pode ser efetuada tal como se descreve em [1][4], ver Figura 7, sendo τ_f obtido a partir da inclinação da reta de acordo com a Eq. (17). Isto pressupõe a realização de ensaios sobre provetes com várias dosagens e/ou perfis de orientação de fibras para determinar f_{Utu} (ensaios de tração direta ou ensaios indiretos como o de flexão em 4 pontos, por exemplo), e a realização de análises de imagem sobre superfícies polidas perpendiculares às tensões de tração para determinar os parâmetros α_0 e α_1 necessários à quantificação de λ.

O modelo requer a definição de 3 parâmetros, f_{mt}, CoV e α_2. Em [13] apresenta-se um estudo paramétrico em que se demonstra a influência de cada um destes parâmetros na resposta obtida.

Quadro 1. Dados de entrada do modelo.

Tipo	*Nome*		*Gama de valores*
Propriedades dos materiais	E_f	Módulo de elasticidade das fibras	210 (GPa)
	E_m	Módulo de elasticidade da matriz	40-65 (GPa)
	G_{fm}	Energia de fratura da matriz	0.01-0.035 (N/mm)
	τ_f	Tensão de aderência (rígido-plástica)	6-15 (MPa) – Fibras lisas
Parâmetros do modelo	f_{mt}	Valor médio da resistência à tração da matriz ao longo do RVE	f_{mt}/τ_f entre 0.8 e 1.2
	CoV	Coeficiente de variação da resistência à tração da matriz ao longo do RVE	0.08-0.15
	α_2	Parâmetro que regula o espaçamento mínimo das fissuras	0.35-0.45
Propriedades da estrutura fibrosa	α_0	Fator de orientação das fibras	0.3-0.8(*)
	α_1	Fator de eficiência das fibras	0.50-1.0(*)
	V_f	Fração volumétrica das fibras	1.5-4.0 (%)
	l_f	Comprimentos das fibras	6-30 (mm)
	d_f	Diâmetro das fibras	0.15-0.3 (mm)

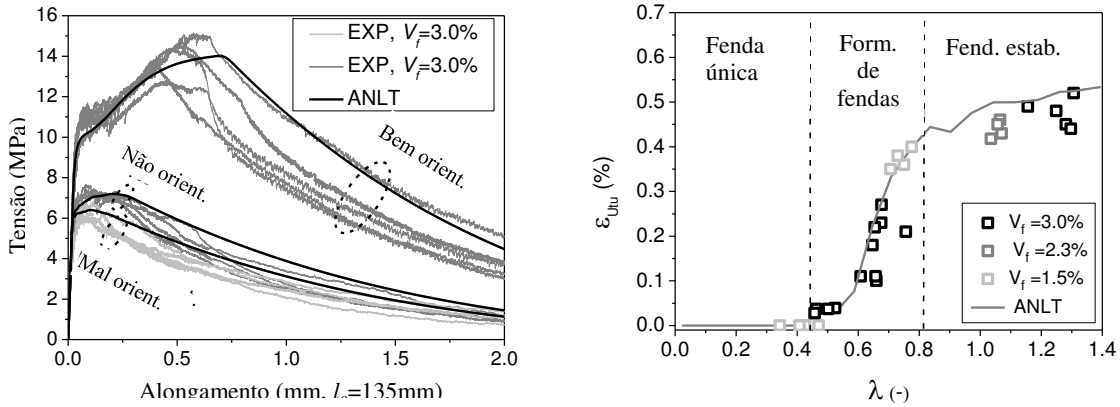
(*) A gama teórica de valores situa-se entre 0 e 1.

3.5 Validação

O modelo foi validado com resultados experimentais obtidos através de ensaios de tração direta [13]. Na Figura 8 ilustra-se a precisão que é possível obter com o modelo. Os dados de entrada foram mantidos constantes em todas as simulações em virtude de os resultados experimentais dizerem respeito ao mesmo compósito, mas com dosagens e perfis de orientação de fibras distintos. Com base no ajuste da reta da Figura 7, τ_f=11.1MPa. As restantes propriedades dos materiais são: G_{Fm}=0.02N/mm, E_m=45GPa, E_f=210GPa. Os parâmetros adotados são: τ_f/f_{tm}=1.0, CoV=0.14 e α_2=0.35. As fibras utilizadas são uma mistura de fibras com l_f=12 e 9mm (50% de cada), d_f=0.175mm. O fator de orientação e de eficiência foram determinados com base em análise de imagem de superfícies polidas dos provetes.

É interessante constatar a forma em "S" da curva que relaciona extensão de pico com o parâmetro descritor da estrutura fibrosa do compósito (Figura 8 (b)). Para valores de $\lambda \leq 0.45$ o compósito apresenta apenas uma fissura e não exibe endurecimento em tração. Para valores $0.45<\lambda \leq 0.82$ a localização das deformações inicia-se durante a fase de formação de fendas. Neste regime, uma pequena alteração do perfil de orientação ou da dosagem das fibras traduz-se numa grande variação no

valor da extensão de pico. Para valores de λ >0.82 o compósito atinge a fase de fendilhação estabilizada e a extensão de pico atinge um valor de saturação. Este comportamento é razoavelmente descrito pelo modelo.

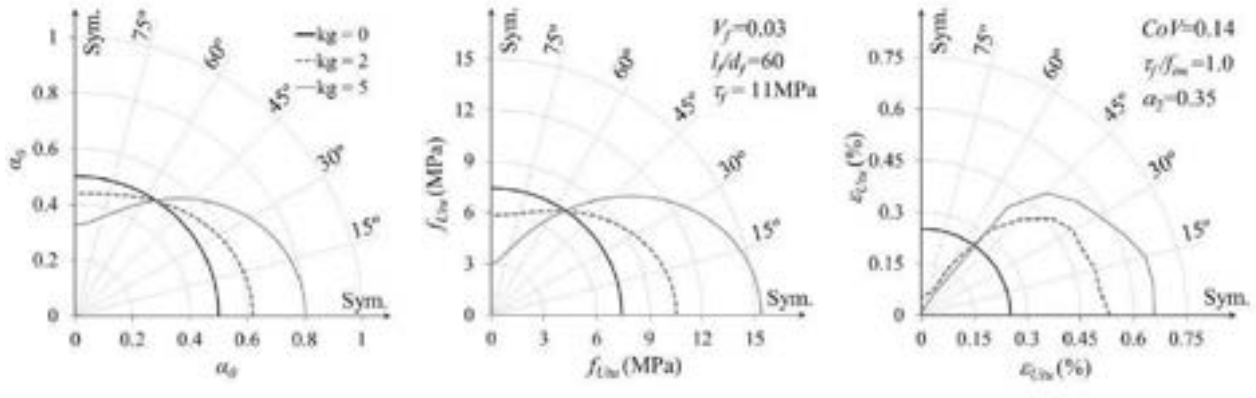


(a) (b)

Figura 8. Validação do modelo: (a) curvas tensão-alongamento em provetes com 3% de fibras e diversos perfis de orientação; (b) variação da extensão de pico com o descritor da estrutura das fibras, λ.

4. ANISOTROPIA DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DO UHPFRC

Com base na descrição da anisometria na distribuição das fibras e no modelo meso-mecânico descrito na secção anterior é possível descrever a anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC. Na Figura 9(a) apresenta-se a previsão da variação do coeficiente de orientação das fibras para 3 distribuições de orientação distintas correspondentes a valores de k_g=0 (distribuição isométrica), 2 e 5. As duas últimas distribuições apresentam orientação preferencial das fibras, sendo que para k_g=5 a orientação é muito forte numa direção. A título de exemplo, perfis de orientação equivalentes a k_g=2 podem ser obtidos através do fluxo do material no estado fresco, enquanto para k_g=5 só foram obtidos sujeitando o compósito no estado fresco a um forte campo magnético capaz de orientar as fibras de aço [4]. Na Figura 9(b) apresenta-se a variação direcional da resistência à tração do compósito proporcionada pelas fibras, tal como obtida a partir da Eq. (17). Na Figura 9(c) ilustra-se a variação da extensão de pico imediatamente antes da localização das deformações obtida pelo modelo-meso-mecânico. Os parâmetros utlizados são os mesmos descritos atrás. Verifica-se que a anisotropia é muito mais marcada no valor da extensão de pico do que no da resistência à tração.



(a) (b) (c)

Figura 9. Anisotropia (no plano) do comportamento à tração para várias distribuições espaciais da orientação das fibras: (a) fator de orientação; (b) resistência à tração pós-fendilhação; (c) extensão de pico (média de seis simulações por direção).

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se uma formulação matemática que permite descrever a orientação das fibras no UHPFRC e a variação direcional dos fatores de orientação das fibras dos quais depende o desempenho mecânico. Esta informação foi posteriormente incluída num modelo meso-mecânico do UHPFRC que permite a determinação da curva tensão-deformação em tração uniaxial. O modelo foi validado com uma série de resultados experimentais e demonstrou ser capaz de reproduzir os principais aspetos do comportamento observado. A formulação desenvolvida permite descrever o comportamento anisotrópico do UHPFRC em tração e quantificar as diversas leis constitutivas que é expectável obter em função da inerente variabilidade na distribuição das fibras ao longo de uma estrutura.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por fundos FEDER pelo COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia através dos seguintes projetos: POCI-01-0145-FEDER-00745 – CONSTRUCT: Instituto de Investigação e Desenvolvimento de Estruturas e Construções; POCI-01-0145-FEDER-031777 – "UHPGRADE - Next generation of ultra-high performance fibre-reinforced cement based composites for rehabilitation and strengthening of the existing infrastructure" São igualmente reconhecidos o apoio da Fundação Calouste Gulbenkian por meio da bolsa de doutoramento nº 144945 atribuída ao segundo autor e do Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM).

REFERÊNCIAS

[1] Abrishambaf, A., Pimentel, M., Nunes, S. (2017). Influence of fibre orientation on the tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites. Cement and Concrete Research. Vol. 97, pp. 28-40.
[2] S. G. Advani e C. L. Tucker (1987). The Use of Tensors to Describe and Predict Fiber Orientation in Short Fiber Composites. J. Rheol. Vol. 31, N. 8, pp. 751–784.
[3] T. Guenet (2016), Modélisation du comportement des bétons fibrés à ultra-hautes performances par la micromécanique : effet de l'orientation des fibres à l'échelle de la structure. Tese de Doutoramento, Université Paris-Est.
[4] S. Nunes, M. Pimentel, F. Ribeiro, P. Milheiro-Oliveira, e A. Carvalho (2017). Estimation of the tensile strength of UHPFRC layers based on non-destructive assessment of the fibre content and orientation. Cement and Concrete Composites, Nol. 83, pp. 222–238.
[5] Jungwirth, J. (2006). Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. Tese de Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
[6] Foster, S.J. (2001). On Behavior of High-Strength Concrete Columns : Cover Spallling, Steel Fibers, and Ductility. ACI Structural Journal. Vol. 98, pp. 583-589.
[7] Pfyl, T. (2003). Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Tese de Doutoramento, ETH Zurich.
[8] Wuest, J. (2007). Comportement structural des bétons de fibres ultra perfomants en traction dans les éléments composés. Tese de Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne..
[9] Oesterlee, C. (2010). Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members. Tese de Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
[10] Cox, H.L. (1952). The elasticity and strength of paper and other fibrous materials. British Journal of Applied Physics, Vol. 3, pp. 72-79.
[11] Li, V.C., Stang, H., Krenchel, H. (1993). Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete. Materials and Structures, Vol. 26, pp. 486-494.
[12] Naaman A.E. (2008). High performance fiber reinforced cement composites. High-performance construction materials: science and applications.
[13] Abrishambaf, A., Pimentel, M., Nunes, S. (previsto 2018). A meso-mechanical model to simulate the tensile behaviour of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Cementitious Composites. *Submetido para publicação em Composites Part B: Engineering.*

Comportamento à flexão de elementos híbridos BA-*UHPFRC* no contexto da reabilitação e reforço de estruturas

Aurélio Sine[1] **Mário Pimentel[2]** **Sandra Nunes[3]** **Amin Abrishambaf[4]**

RESUMO

A reabilitação e reforço de estruturas com camadas finas de compósitos cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced cementitious Composites – *UHPFRC* na sigla em Inglês) tem vindo a afirmar-se como uma técnica com enorme aplicabilidade prática, sendo já inúmeros os casos de estudo em que esta técnica foi usada com sucesso e vantagem económica. Este trabalho incide sobre o comportamento à flexão de elementos de betão armado (BA) reforçados com uma camada de *UHPFRC* sobre a face tracionda. Com base na análise seccional não-linear de secções híbridas BA-*UHPFRC* é proposto um modelo analítico simplificado que permite a obtenção dos pontos mais relevantes da curva momento-curvatura. A influência dos parâmetros mais importantes para a definição da camada de reforço na resposta da secção híbrida fletida é ilustrada num estudo paramétrico, em que também se comprova que na gama de interesse para as aplicações práticas o modelo analítico permite uma aproximação excelente às curvas momento-curvatura obtidas através da análise numérica. Finalmente, as previsões do modelo são comparadas com resultados experimentais obtidos pelos autores.

Palavras-chave: *UHPFRC*, secção híbrida, reforço.

1. INTRODUÇÃO

Os compósitos cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras (*UHPFRC*) pertencem a uma família de materiais constituídos por uma matriz cimentícia extremamente compacta reforçada com fibras curtas de aço de elevada resistência. Esta combinação garante elevadas resistências à compressão e à tração, assim como permeabilidade extremamente reduzida devido à ausência de poros capilares. No presente trabalho é explorada a potencialidade destes materiais no contexto da reabilitação e reforço de lajes e vigas existentes de betão armado (BA), seguindo o conceito proposto por Brühwiler e seu grupo de trabalho [1], [2]. Foi comprovado que a aplicação de uma camada fina de *UHPFRC* na face superior do elemento de laje ou viga incrementa significativamente tanto a capacidade de resistência à flexão, quanto ao corte, ao mesmo tempo que providencia uma camada protetora com permeabilidade extremamente reduzida assegurando uma solução de reforço duradoura.

O comportamento à tração do *UHPFRC* é crucial para a eficiência do reforço e para a durabilidade dos elementos estruturais híbridos (BA-*UHPFRC*). Além de contribuir para a capacidade estrutural, o desempenho do *UHPFRC* é essencial para lidar com as deformações autogéneas e para assegurar a estanqueidade mesmo quando sujeita a deformações significativas devidas à tração [3]. Apesar dos fatores intrínsecos que podem ser otimizados à custa de um dimensionamento apropriado da mistura, tais como a ligação fibra-matriz, o tipo e dosagem de fibras, o comportamento à tração é também

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. aurelio.sine@fe.up.pt
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. mjsp@fe.up.pt
[3]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. snunes@fe.up.pt
[4]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal. aminab@fe.up.pt

dependente de fatores extrínsecos, tais como variações localizadas da dosagem e orientação das fibras [4] ditadas pelo processo de betonagem.

Neste estudo é discutido o comportamento estrutural de elementos híbridos sujeitos à flexão e avaliada a influência das propriedades de tração da camada de reforço de *UHPFRC* no comportamento da secção híbrida. Com base na análise seccional e nas leis constitutivas (curvas tensão-extensão) dos materiais, foi derivado um modelo analítico simplificado para a obtenção dos pontos mais relevantes da curva momento-curvatura, adequado para o dimensionamento. Os modelos foram validados com resultados experimentais obtidos pelos autores.

2. COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DO *UHPFRC*

Uma composição de *UHPFRC* foi previamente desenvolvida e conduzida uma extensiva campanha experimental para caraterizar o seu comportamento à tração [4]. No geral, quando uma quantidade suficiente de fibras é ativada durante o processo de fratura, a resposta à tração é caraterizada inicialmente por uma fase elástica, seguida pelo endurecimento acompanhado por formação de um padrão estável de microfissuras (ver Figura 1). Após a tensão de pico, o comportamento é governado pela localização das deformações numa única fissura, e as fibras são progressivamente arrancadas da matriz até a tensão se anular.

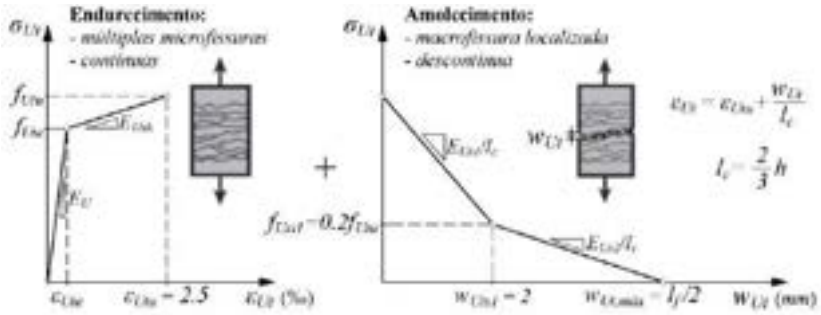


Figura 1. Modelo quadrilinear do comportamento à tração do *UHPFRC*, adaptado de Bastien-Masse e Brühwiler [5].

Foi comprovado que a tensão de resistência à tração, f_{Utu}, e a correspondente extensão no instante do surgimento da fenda localizada, ε_{Utu}, dependem do parâmetro de estrutura das fibras, λ, definido como [4]:

$$\lambda = \alpha_0 . \alpha_1 . V_f . \frac{l_f}{d_f} \tag{1}$$

onde V_f é a fração volumétrica das fibras, l_f e d_f são o comprimento e o diâmetro das fibras, respetivamente. O coeficiente de orientação das fibras, α_0, é definido como a probabilidade de uma fibra intersectar a superfície plana de rotura:

$$\alpha_0 = n_f . \frac{A_f}{V_f} \tag{2}$$

com A_f sendo a área da secção transversal de uma única fibra e n_f o número de fibras atravessando a superfície unitária de fratura. O coeficiente de eficiência das fibras, α_1, é definido como sendo o valor esperado da função de eficiência das fibras $g(\theta)$:

$$\alpha_1 = \int_0^{\frac{\pi}{2}} g(\theta) . f(\theta) . d\theta \tag{3}$$

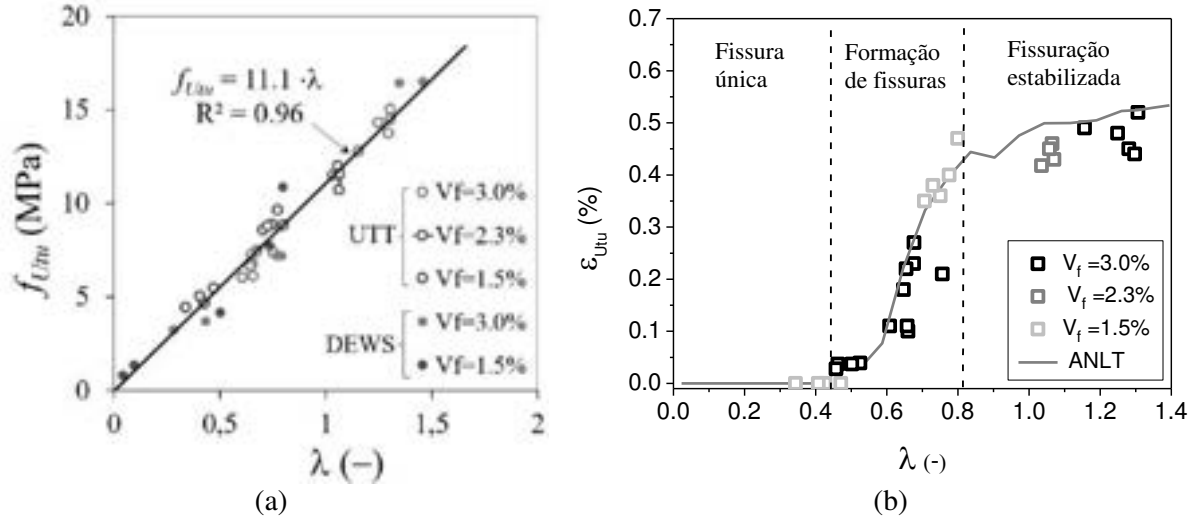
Na Eq. (3), $f(\theta)$ é a função de densidade de probabilidade do ângulo de orientação das fibras atravessando o plano de fratura, θ ($0º \leq \theta \leq 90º$), e $g(\theta)$ é definido como a relação entre a força de arrancamento de uma fibra orientada por um ângulo θ e a força de arrancamento de uma fibra alinhada ($\theta \approx 15º$-$20º$).

A função de eficiência das fibras, $g(\theta)$, pode ser determinada através de ensaios de *pull-out* de fibras com orientação variável. Contudo, as evidências experimentais disponíveis relativas a fibras curtas geralmente adotadas na conceção do *UHPFRC* são escassas, particularmente para fibras inclinadas. Lee *et al.* [6] concluíram que tanto a força máxima de *pull-out*, quanto o trabalho de *pull-out* têm tendência crescente para ângulos de orientação até 45º, e a partir daí decrescem. Os resultados sugerem que a força máxima de *pull-out* e o trabalho de *pull-out* são marginalmente afetados para o intervalo do ângulo de orientação de 15º a 60º. Acima de 60º, a carga máxima de *pull-out* ocorre para valores de escorregamento elevados, para os quais a macrofissura se encontra localizada. Por conseguinte, a contribuição destas fibras para a resistência à tração do compósito é negligenciada. Por uma questão de simplicidade, a função de eficiência das fibras é definida como sendo $g(\theta) = 1$ para $0º \leq \theta \leq 60º$, e zero no caso contrário. Assim sendo, a Eq. (3) torna-se $\alpha_1 = F(60º)$, onde $F(\theta)$ é a função de distribuição cumulativa de $f(\theta)$.

Considerando que f_{Utu} é governada pelo arrancamento, assumindo uma lei rígido-plástica da aderência fibra-matriz e um comprimento de embebimento médio $l_f/4$, é possível demonstrar através de considerações de equilíbrio que a resistência à tração é dada por:

$$f_{Utu} = \tau_f \cdot \lambda \tag{4}$$

onde τ_f é a tensão equivalente da ligação fibra-matriz considerando a lei rígido-plástica e λ é dado pela Eq. (1). A validação da Eq. (4) é ilustrada na Figura 2(a), de acordo com ensaios descritos em trabalhos anteriores [4], [7]. O parâmetro de estrutura das fibras, λ, para cada provete, foi determinado tendo em conta a geometria (l_f/d_f) e a fração volumétrica de fibras, V_f, de cada provete. Os coeficientes de orientação e eficiência das fibras, α_0 e α_1, foram determinados de acordo com as Eqs. (2) e (3), respetivamente, através da análise de imagens das superfícies polidas dos provetes previamente ensaiados por tração uniaxial (*UTT*) e pelo ensaio *Double Edge-Wedge Slplitting* (*DEWS*) [4], [7].



(a) (b)

Figura 2. Resposta de *UHPFRC* à tração como sendo função do parâmetro de estrutura das fibras, λ: (a) resistência à tração e (b) extensão no instante da localização da macrofissura, [4], [7].

Embora a tensão de resistência à tração do compósito pode ser obtida diretamente da Eq. (4), a simulação da resposta à tração completa não pode ser determinada por via analítica quando há formação de múltipla fissuração, isto é, comportamento de endurecimento. Neste caso, deve-se definir apropriadamente um elemento de volume representativo, onde é tida em conta a aleatoriedade das

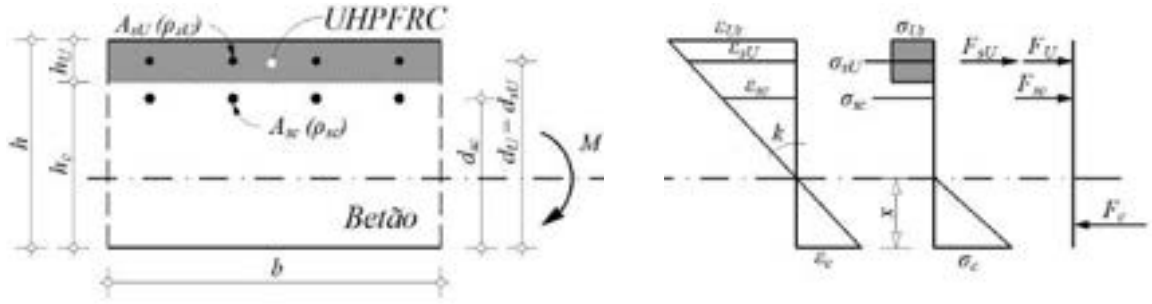
propriedades do material, especialmente a resistência de fissuração da matriz. As previsões da extensão no instante da localização da macrofissura, ε_{Utu}, são comparadas com resultados experimentais na Figura 2(b). Cada ponto da curva correspondente ao resultado do modelo (ANLT) diz respeito à média de 4 valores.

O fator $\chi_f = l_f/d_f.V_f$ é um bom indicador da trabalhabilidade do compósito em estado fresco. Para a maioria das composições, é usualmente desejável que $\chi_f < 2.0$ [8] ou 2.5 [9] para evitar a aglomeração de fibras e garantir trabalhabilidade adequada. Valores na ordem de $\chi_f = 1.3$ a 1.8 são os mais típicos. Em elementos finos sem orientação preferencial das fibras são espetáveis valores de $\alpha_0 \approx 0.53$ e $\alpha_1 \approx 0.82$, conduzindo a uma gama de valores de $\lambda \approx 0.57$ a 0.75. Nestas circunstâncias, de acordo com a Figura 2, em função das composições de *UHPFRC* estudadas pelos autores [4], são de se esperar valores médios de $f_{Utu} = 6.5$ a 8.5 MPa e $\varepsilon_{Utu} = 0.1$ a 0.35%.

Foi desenvolvido um método não destrutivo [7], [10] para estimar os parâmetros V_f e α_0 em placas finas de *UHPFRC*. Adicionalmente, foi derivada uma equação relacionando os coeficientes α_0 e α_1, permitindo estimar o parâmetro de estruturas das fibras, λ, sem necessidade de recorrer a realização de ensaios destrutivos. Juntamente com a Eq. (4), este método permite estimar a resistência à tração *in-situ* de camadas de reforço de *UHPFRC*.

3. COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE SECÇÕES HÍBRIDAS

Nesta seção é estudado o comportamento à flexão de secções híbridas, com a camada de *UHPFRC* armada (BA-UA). Assume-se que a camada fina de reforço de *UHPFRC* se encontra na zona tracionada, simulando a região de momentos fletores negativos de uma laje ou viga existente, segundo a qual é betonada a camada de *UHPFRC* no topo, conforme a Figura 3, sendo negligenciados os efeitos de cargas anteriores.



(a) (b)

Figura 3. (a) Secção transversal híbrida BA-UA e (b) diagramas de extensões e tensões e equilíbrio de forças na seção (ponto B).

3.1 Modelo numérico

A relação momento-curvatura de secções híbridas pode ser obtida pela discretização em camadas ao longo da altura da secção transversal. Assume-se que cada camada é governada pelo comportamento não-linear de acordo com as leis constitutivas tensão-extensão dos materiais correspondentes. Além do equilíbrio de forças ao longo da secção transversal, são igualmente cumpridas as condições de compatibilidade, que correspondem às assunções usualmente feitas, de que as secções se mantêm planas após deformação e que a secção transversal híbrida é monolítica. Assume-se que o comportamento do betão em compressão segue a lei parabólica de tensão-extensão e que a tensão resistente à tração é negligenciada após a fissuração. Para o *UHPFRC* em tração, adota-se a lei quadrilinear conforme ilustrada na Figura 1. O comprimento característico que permite a transformação da abertura de fendas em extensões foi assumido $l_{ch} = 2/3.h$, com h sendo a altura total da secção transversal. Para as armaduras foi adotada uma lei elasto-plástica. As relações momento-curvatura típicas de secções transversais de BA (de referência) e BA-UA são apresentadas na Figura 4.

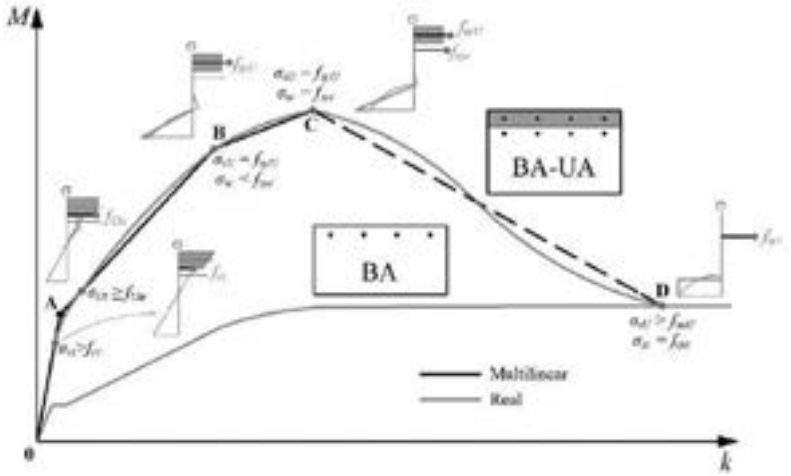


Figura 4. Relações momento-curvatura de secções de BA de referência e BA-UA.

3.2 Modelo analítico simplificado

Tal como em secções de BA, e baseando-se no trabalho de Bastien-Masse e Brühwiler [5], foi desenvolvido um modelo analítico simplificado que permite determinar os pontos notáveis da curva multilinear momento-curvatura de elementos híbridos, BA-UA, com vantagens evidentes nas aplicações de dimensionamento. As fases caraterísticas do comportamento são delimitadas pelos pontos notáveis de A a D, esquematicamente identificados na Figura 4 e podem ser descritas da seguinte forma:

i. Fase elástica (0 → A): para razões de f_{Ute}/f_{ct} acima de 2.5 e h_U/h_c entre 0.15 a 0.25, que se podem considerar típicas em situações de reforço de lajes e vigas, o betão atinge a fissuração antes que o limite de elasticidade do compósito seja alcançado no topo da camada de reforço. Depois da fissuração do betão, a rigidez da seção híbrida decresce gradualmente até que a tensão de tração em toda camada seja superior a f_{Ute}. O limite de elasticidade convencionado em flexão, denotado pelo ponto A da Figura 4, pode ser analiticamente determinado simplesmente pela consideração de que todos materiais estão em regime elástico até que o betão fissure na interface e/ou o compósito fissure na fibra superior;

ii. Fase de endurecimento (A → B): em geral esta é a fase em que as secções híbridas funcionam sob cargas de serviço. Para maioria das composições de *UHPFRC*, a extensão ε_{Utu} correspondente a f_{Utu}, é ligeiramente inferior à extensão das armaduras ordinárias em cedência, ε_{syU}. No entanto, as armaduras na camada de *UHPFRC* atuam como fibras contínuas adicionais e incrementam a ductilidade do *UHPFRC* em tração, pelo que muitas vezes se poderá assumir que $\varepsilon_{Utu} = \varepsilon_{syU}$. Em todo o caso, no presente modelo considera-se que o ponto B é definido pelo instante em que estas armaduras atingem a cedência ($\varepsilon_{sU} = \varepsilon_{syU}$ e $\sigma_{sU} = f_{syU}$) e que o compósito já terá atingido a sua tensão de resistência à tração, com $\varepsilon_{Ut} > \varepsilon_{Utu}$. Adicionalmente, assume-se que a tensão na camada de *UHPFRC* se distribui uniformemente pela espessura, o que é aceitável no caso de camadas finas de reforço, e que o betão em compressão permanece elástico. Nos casos em que a composição de *UHPFRC* não apresente endurecimento sob tração uniaxial, então a tensão de tração na camada do compósito σ_{Ut} encontrar-se-á em fase de amolecimento. A possibilidade de ε_{Utu} ser superior que ε_{syU} não é aqui considerada por razões de simplificação do modelo analítico;

iii. Fase de cedência (B → C): nesta fase, as armaduras na camada de *UHPFRC* já se encontram em cedência. O ponto C é definido pela cedência das armaduras da camada do betão ($\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{syc}$ e $\sigma_{sc} = f_{syc}$). Nas situações correntes, a camada de *UHPFRC* encontrar-se-á em amolecimento, sendo este o único cenário considerado. Novamente, como

simplificação, é considerada que a distribuição de tensões na camada do compósito é uniforme. É também razoável assumir comportamento elástico do betão em compressão.

iv. Fase de amolecimento (C → D): esta fase é marcada pelo surgimento de pelo menos uma macrofissura localizada na superfície da camada do compósito. O número de fendas depende da percentagem de armaduras na camada de reforço, ρ_{sU}, módulo de endurecimento das armaduras e a heterogeneidade da distribuição das fibras ao longo da camada. Estes fatores influenciam fortemente a rigidez, até que a rotura ocorra no ponto D. Para percentagens de reforço típicas de vigas ou lajes, e sempre que se usem armaduras nervuradas, é geralmente observada a rotura das armaduras embebidas na camada de *UHPFRC*. Esta fase não foi ainda considerada no modelo analítico. O momento fletor registado na rotura do elemento no ponto D é calculado de modo semelhante que o momento fletor resistente em secções de BA, pois, nesse nível o reforço deixa de contribuir na resistência. Contudo a curvatura será menor do que aquela registada pelo elemento de BA de referência. Geralmente, o momento fletor resistente máximo é alcançado com a cedência das armaduras na camada de BA (ponto C). Só em caso de composições de *UHPFRC* muito dúcteis, o momento fletor continuará crescendo após o ponto C, situação que não é aqui explorada.

Os valores para definição dos pontos notáveis A, B e C são indicados no Quadro 1, cujos coeficientes auxiliares se encontram no Quadro 2. Os cálculos são feitos obedecendo o equilíbrio de forças descritos pela Figura 3(b), em conformidade com as leis constitutivas dos materiais. É adicionalmente denotado que a resistência à tração do betão é negligenciada depois do ponto A e com isso o efeito de *tension sttifening*. Considera-se que as armaduras de reforço embebidas na camada de *UHPFRC* se encontram no meio desta.

Quadro 1. Equações para o cálculo do modelo analítico, unidades SI.

Ponto	*Forças*	*x*	*k*	*M*
A	$F_{RU}=F_U+F_{sU}$ $F_U=f_{Ute}h_U b$ $F_{sU}=\varepsilon_{sU}E_{sU}\rho_{sU}h_{sU}b$ $F_{sc}=\varepsilon_{sc}E_{sc}\rho_{sc}d_{sc}b$ $F_{ct}=0.5f_{ct}(h_c-x)b$ $F_c=0.5\varepsilon_c E_c x b$	$\frac{\sum E_i A_i d_i}{\sum E_i A_i}$	$máx:\left\{\frac{f_{ct}}{E_c(h_c-x)};\frac{f_{Ute}}{E_U(h-x)}\right\}$	$\sum E_i I_i k$
B	$F_U=\left[E_{Us1}\left(\varepsilon_{Utu}-\varepsilon_{syU}\right)+f_{Utu}\right]h_U b$ $F_{sU}=f_{syU}\rho_{sU}h_U b$ $F_{sc}=\varepsilon_{sc}E_{sc}\rho_{sc}d_{sc}b$ $F_c=0.5\varepsilon_c E_c x b$	$\frac{-C_1+\sqrt{C_1^2-C_2C_3}}{2C_3}$	$\frac{\varepsilon_{syU}}{d_{sU}-x}$	$(F_U+F_{sU})\left(d_{sU}-\frac{x}{3}\right)+F_{sc}\left(d_{sc}-\frac{x}{3}\right)$
C	$F_U=\left\{E_{Us1}[\varepsilon_{Utu}-k(d_{sU}-x)]+f_{Utu}\right\}h_U b$ $F_{sU}=f_{syU}\rho_{sU}h_U b$ $F_{sc}=f_{syc}\rho_{sc}d_{sc}b$ $F_c=0.5\varepsilon_c E_c x b$		$\frac{\varepsilon_{syc}}{d_{sc}-x}$	

Quadro 2. Equações para o cálculo de variáveis auxiliares, unidades SI.

Ponto	*Coeficientes*		
A	$C_{U2}=-\varepsilon_{syU}E_{Us1}h_U b$ $C_{sc1}=\varepsilon_{syU}E_{sc}\rho_{sc}d_{sc}b$ $C_{c1}=0.5\varepsilon_{syU}E_c b$	$C_{U1}=\varepsilon_{Utu}E_{Us1}h_U b$ $C_{U3}=f_{Utu}h_U b$ $C_{sU1}=f_{syU}\rho_{sU}h_U b$	$C_1=C_{U1}+C_{U2}+C_{U3}+C_{sU1}+C_{sc1}$ $C_2=(C_{U1}+C_{U2}+C_{U3}+C_{sU1})d_{sU}+C_{sc1}d_{sc}$ $C_3=C_{c1}$
B	$C_{U2}=-\varepsilon_{syc}E_{Us1}h_U b$ $C_{sc1}=f_{syc}\rho_{sc}d_{sc}b$ $C_{c1}=0.5\varepsilon_{syc}E_c b$		

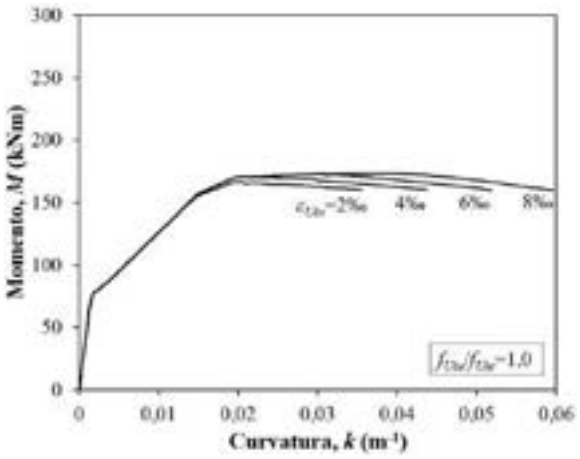
3.3 Estudo paramétrico

Foi desenvolvido um estudo paramétrico para avaliar a validade do modelo analítico, conforme mostrado na Figura 5. Os valores de referência são apresentados na Figura 5(a). A composição da mistura de *UHPFRC* corresponde àquela mencionada na seção 2, com distribuição aleatória de fibras (sem orientação preferencial) e dosagem de 3% de fibras com fator de forma $l_f/d_f = 60$. Os resultados da Figura 5(c)-(f) demonstram que ambos modelos apresentam relações momento-curvatura muito similares até ao ponto C. O acréscimo de ε_{Utu} garante o aumento da ductilidade na resposta da secção, enquanto o acréscimo das demais propriedades da camada de reforço garantem o acréscimo da rigidez (exceto f_{Ute}) e resistência.

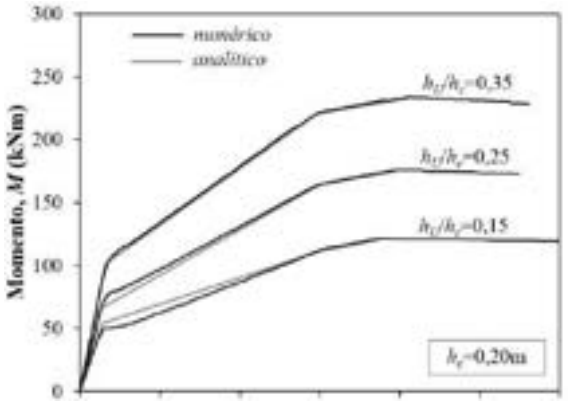
Geometria:
b = 1.0 m; h_c = 0.20 m; d_{sc} = 0.18 m
h_U = 0.05 m; d_{sU} = 0.225 m; h_U/h_c = 0.25
$\rho_{sc} = A_{sc}/(b.d_{sc})$ = 0.3 %
$\rho_{sU} = A_{sU}/(b.h_U)$ = 1.0 %

Materiais:
E_c = 33 GPa; f_{ct} = 2.9 MPa; f_c = 38 MPa
E_s = 200 GPa; f_{sy} = 500 MPa; ε_{su} = 100 ‰
E_U = 45 GPa; f_{Ute} = 7.0 MPa; f_{Utu} = 7.9 MPa
ε_{Utu} = 2.5 ‰; ε_{Uus1} = 22.5 ‰; $\varepsilon_{Ut,máx}$ = 47.5 ‰

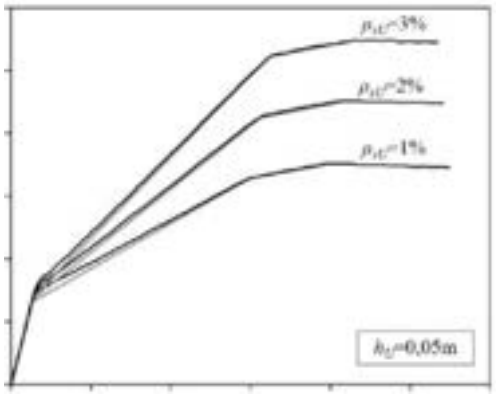
(a) Dados de referência.



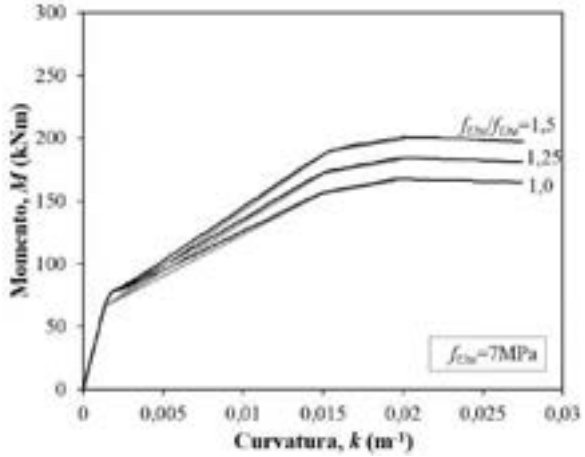
(b) Variação de ε_{Utu}.



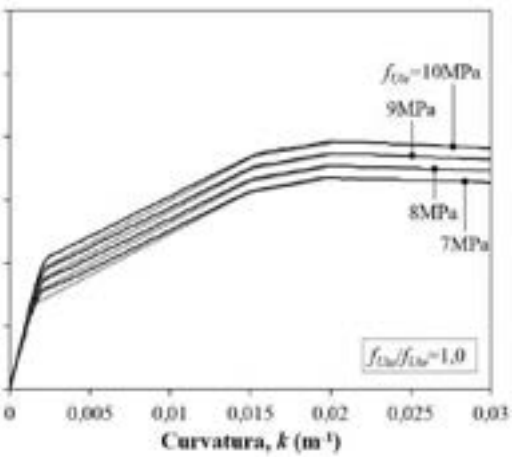
(c) Variação de h_U/h_c.



(d) Variação de ρ_{sU}.



(e) Variação de f_{Utu}/f_{Ute}.



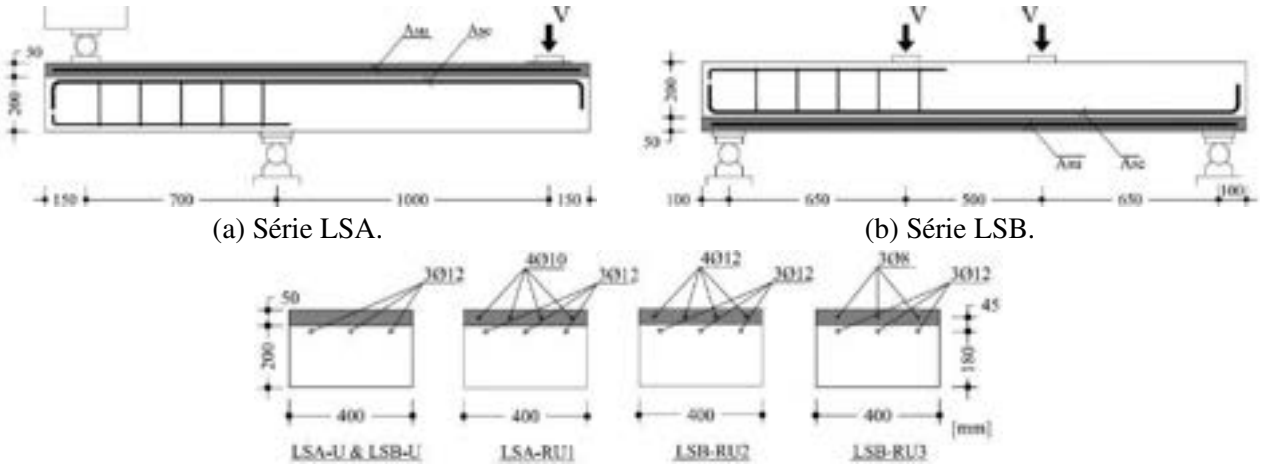
(f) Variação de f_{Ute}.

Figura 5. Estudo paramétrico e comparação entre resultados numéricos (preto) e analíticos (cinzento).

4. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

4.1 Campanha experimental

Foram levadas a cabo duas séries de ensaios, LSA e LSB, com os sistemas estáticos apresentados na Figura 6(a) e (b), respetivamente. Em ambas séries foram usadas lajes com largura da secção transversal b = 400 mm e alturas das camadas de betão e *UHPFRC*, h_c = 200 mm e h_U = 50 mm, respetivamente. A tensão média de resistência à compressão do betão é f_{cm} = 35 MPa. As tensões de cedência das armaduras variam de 537 MPa a 600 MPa, dependendo do diâmetro. As secções transversais híbridas são apresentadas na Figura 6(c). A taxa de armaduras na camada de betão, ρ_{sc} = 0.47%, é igual em todas lajes, enquanto ρ_{sU} = 0.0, 0.75%, 1.57% e 2.26% nas lajes U, RU3, RU1 e RU2, respetivamente. A produção, instrumentação e condução dos ensaios das lajes encontram-se detalhadas na referência [11].



(a) Série LSA. (b) Série LSB.

(c) Secções transversais híbridas.

Figura 6. Geometria das lajes ensaiadas.

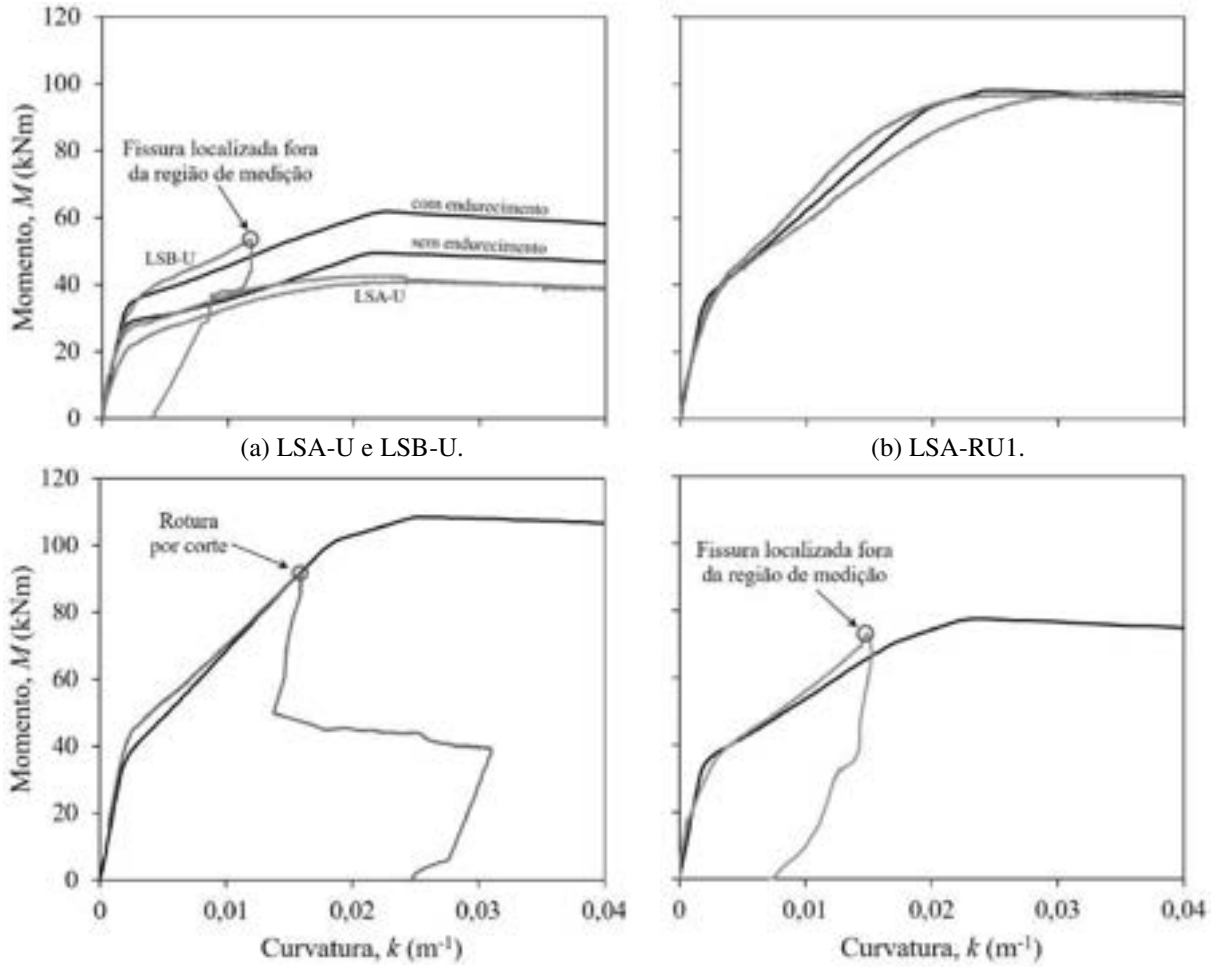
4.2 Resultados

Na Figura 7 são feitas comparações entre as relações momento-curvatura obtidas numericamente (cálculo seccional) com aquelas obtidas experimentalmente. Nos cálculos, salvo indicação contrária, são adotas as propriedades de *UHPFRC*, conforme [11] consideradas no modelo de referência do estudo paramétrico da seção 3.3, Figura 5(a) correspondente àquilo que se pode esperar de uma composição de *UHPFRC* com distribuição aleatória de fibras com dosagem de 3% e fator de forma l_f/d_f = 60. Para uma melhor aproximação, foi adotada a curva exponencial de amolecimento do betão em tração, considerando energia de fratura de 138 N/m.

Feitas as comparações na Figura 7, pode-se, no geral, observar uma boa aproximação entre as curvas obtidas experimentalmente e numericamente. Quanto à laje LSB-U, como as deformações localizaram-se fora da região de medição, as curvaturas registadas no ensaio não são representativas a partir da máxima carga atingida. A lei constitutiva do compósito definida para a laje LSB-U, sem endurecimento, resulta numa fraca estimativa do modelo numérico correspondente, conforme apresenta a Figura 7(a), contudo, ao se considerar a lei constitutiva com endurecimento, a mesma que foi usada nos modelos numéricos das restantes conFig.ções, são obtidos melhores resultados, só que desta feita sobrestima-se a capacidade resistente (momento máximo). A conFig.ção LSA-U, poderia ser facilmente modelada considerando uma lei sem endurecimento, mas com tensão de resistência à tração inferior, pois a sua rotura foi precipitada por uma zona onde terão convergido duas frentes de betonagem de *UHPFRC*.

De todas as lajes, a LSA-RU1 apresenta melhor aproximação, conforme ilustrado em Figura 7(b). A laje LSB-RU2 rompeu por corte antes que a cedência das armaduras embebidas no compósito fosse

atingida (ver Figura 7(c)). Relativamente a laje LSB-RU3, a fissura que desencadeou a rotura ocorreu fora da região de medição, por essa razão a curvatura deixa de ser representativa a partir do instante da sua formação. O modelo numérico correspondente sugere, no entanto, conforme ilustrado na Figura 7(d), que o momento máximo atingido se aproxima ao momento relativo à cedência das armaduras embebidas no compósito.



(a) LSA-U e LSB-U. (b) LSA-RU1.

(c) LSB-RU2. (d) LSB-RU3.

Figura 7. Comparação entre resultados numéricos (preto) e experimentais (cinzento).

5. CONCLUSÕES

O comportamento à flexão de secções híbridas foi estudado usando métodos numéricos e analíticos, e validados com resultados experimentais. Foi estudada a influência das propriedades da camada de reforço de *UHPFRC*, com especial destaque nos parâmetros que definem o seu comportamento à tração. Há ainda estudos por realizar para analiticamente avaliar a ductilidade de secções híbridas.

Os modelos analíticos desenvolvidos permitiram na sua maioria, estimar com grande rigor o comportamento das secções híbridas para cargas de serviço, podendo estes servir como importantes ferramentas de dimensionamento e avaliação da capacidade de carga destes elementos quando sujeitos à flexão. As simplificações consideradas introduzem erros mínimos quando comparados com os modelos numéricos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por fundos FEDER pelo COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia através dos seguintes projetos: POCI-01-0145-FEDER-00745 – CONSTRUCT: Instituto de Investigação e Desenvolvimento de Estruturas e Construções: POCI-01-0145-FEDER-031777 – "UHPGRADE - *Next generation of ultra-high performance fibre-reinforced cement based composites for rehabilitation and strengthening of the existing infrastructure*" São igualmente reconhecidos o apoio da Fundação Calouste Gulbenkian por meio da bolsa de doutoramento nº 144945 atribuída ao primeiro autor e do Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM).

REFERÊNCIAS

[1] K. Habel, E. Denarié, e E. Brühwiler, «Structural Response of Elements Combining and Reinforced Concrete», *J. Struct. Eng.*, vol. 132, n. November, pp. 1793–1800, 2006.

[2] E. Brühwiler e E. Denarié, «Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete», *Struct. Eng. Int.*, vol. 23, n. 4, pp. 450–457, 2013.

[3] K. Habel, J.-P. Charron, E. Denarié, e E. Brühwiler, «Autogenous deformations and viscoelasticity of UHPFRC in structures. Part II: numerical modelling», *Mag. Concr. Res.*, vol. 58, n. 3, pp. 147–156, Abr. 2006.

[4] A. Abrishambaf, M. Pimentel, e S. Nunes, «Influence of fibre orientation on the tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites», *Cem. Concr. Res.*, pp. 28–40, 2017.

[5] M. Bastien-Masse e E. Brühwiler, «Composite model for predicting the punching resistance of R-UHPFRC–RC composite slabs», *Eng. Struct.*, vol. 117, pp. 603–616, 2016.

[6] Y. Lee, S. T. Kang, e J. K. Kim, «Pullout behavior of inclined steel fiber in an ultra-high strength cementitious matrix», *Constr. Build. Mater.*, vol. 24, n. 10, pp. 2030–2041, 2010.

[7] S. Nunes, M. Pimentel, F. Ribeiro, P. Milheiro-Oliveira, e A. Carvalho, «Estimation of the tensile strength of UHPFRC layers based on non-destructive assessment of the fibre content and orientation», *Cem. Concr. Compos.*, vol. 83, pp. 222–238, 2017.

[8] S. Nunes *et al.*, «PTDC/ECM/122446/2010 Betofibra-Betões de elevado desempenho reforçado com fibras em soluções inovadoras: concepção, caracterização e controlo de qualidade-Parte 2 - Formulação, otimização da composição e ensaios de caracterização à tração», Porto, 2012.

[9] I. Markovic, «High-Performance Hybrid-Fibre Concrete - Development and Utilisation», Technische Universiteit Delft, 2006.

[10] S. Nunes, M. Pimentel, e A. Carvalho, «Non-destructive assessment of fibre content and orientation in UHPFRC layers based on a magnetic method», *Cem. Concr. Compos.*, vol. 72, pp. 66–79, 2016.

[11] M. Pimentel e S. Nunes, «Experimental Tests on RC Beams Reinforced with a UHPFRC Layer Failing in Bending and Shear», em *Proceedings of 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials (HiPerMat)*, 2016.

Sessão 2A

Seismic hazard for dams in southern Spain – Application to dams with height larger than 60 m and capacity of reservoir larger than 13.5 hm^3



Enrico Zacchei[1]

ABSTRACT

Dams are very useful constructions which are used for rationing water to the nearby population, however they can be extremely dangerous in case of cracks and failures. Water release can damage the environment and cause water pollution. Natural hazards that may damage dams are strong winds, floods, high temperature, volcanic eruptions, landslide and earthquakes. This paper focuses on seismic hazard through the definition of the probabilistic spectral accelerations in the provinces of the Andalusian region (southern Spain): Almeria, Cadiz, Cordoba, Granada, Huelva, Jaen, Malaga and Seville. In the Andalusian region, where there are several old dams, the seismic intensity is high, with a magnitude of up to 6.8. In this study, 48 existing dams of a height greater than 61 m and a capacity of reservoir greater than 13.5 hm^3 have been chosen. Seismic data have been selected from the new Spanish seismogenic zones. The analysis is calculated for 10% and 18% probability of exceedance in 100 years. Finally, the disaggregation analysis has been carried out to provide the contribution of the magnitude-distance pair useful to find the real accelerograms and carry out the time-history analysis. This paper encourages companies and researchers to develop these themes based on its results and stimulates regional administrations and competent authorities to reanalyse dams in Spain aiming to a carefully maintenance.

Keywords: Probabilistic seismic hazard analysis, spectral accelerations, disaggregation analysis, concrete dams, dams in Spain.

1. INTRODUCTION

The Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) is the most convenient method for identifying and providing a comprehensive solution of the peak acceleration and spectral response at site, probably due to its practicality and reliability.

PSHA is of interest for research and is successfully applied in literature [1,2]. The probabilistic analysis can combine alternative models of seismic sources, return periods of earthquakes, ground motion prediction equations, as well as a number of uncertainties arising from both a vague knowledge of certain phenomena and random nature of the earthquake occurrence.

[1]Higher Polytechnic School of Ávila, University of Salamanca (USAL), Spain. enricozacchei@usal.es

The hazard concept accounts the coupled system "man-nature" and "disaster-response" in a spatiotemporal framework. The reason of a disaster is not only the strength of a possible earthquake, but also the underestimation of seismic hazards and the choice of sites for construction.

The approach to seismic hazard assessment and the development of seismic zoning maps is not uniform in all countries. It is possible to distinguish two approaches: engineering and seismological. In the former, the hazard maps are made in terms of ground motion and spectral acceleration, whereas in the latter they are made in terms of the macro-seismic intensity [3].

In Spain the seismic context is featured by a frequent seismicity which is moderated enough in terms of magnitude. There are several active faults of the Betic Cordillera in southern Spain, within the Eurasian-African convergence zone with a disperse seismicity. In the literature there are specific studies carried out in this area that define the tectonic and geological background [1,2,4,5,6].

The region under investigation are recognized as the area exposed to the greatest occurrence of earthquakes. The Granada and Malaga provinces are seismically the most active area in Spain, therefore in this sense it is essential to estimate ground motions of potential future events.

The focus of this paper is to define the seismic spectra acceleration for dams in the Andalusian region (southern Spain) by using the traditional Cornell method [7]. The seismic data used to develop the PSHA is obtained from a recent database ZESIS [8].

Although PSHA is used until today, it has some following criticisms and uncertainties: (1) spectral accelerations do not account for the wave path and site effects. Both effects are related to the earth crust heterogeneity, soil and topography and can be different for repeating earthquakes at the same location. They can amplify the accelerations considerably; (2) users have access to very little information to carry out the PSHA, which causes many errors. Moreover, seismic catalogues are difficult to manipulate as only in the last century earthquakes have received more attention from scholars. Many earthquake catalogue is obtained from complex heterogeneous network of seismometers processed by humans using a variety of software; (3) there is no way to know what location along the fault is the source of a peak value. The idea of plotting an acceleration as a function of distance from the fault possibly only makes sense when the stations are far enough from the fault. Events do not have a uniform distribution in terms of the magnitude and source-to-site distance: it is possible to have a large distribution of earthquakes near or far, of which only one parameter does not account; (4) in each seismogenic area there are several faults with different focal mechanisms but only the predominant style of faulting is considered; (5) PSHA does not account for the rupture initial point, rupture velocity, fault geometry, source dimension, roughens, asperities, slip vector and stress drop. All these parameters contribute to the argument that earthquakes are not random events in time and space.

2. DATA AND METHODOLOGY

The standard formulation of PSHA is based on the Cornell method [7], which incorporates the influence of all potential sources of future earthquakes, assigns the average activity rate to them and then evaluate the seismic risk at the site of interest. The seismic characteristics were modelled as a Poisson distribution assuming the events as independent of each other.

The Gutenberg-Richter (G&R) law [9] is used to estimate the annual rate of occurrence υ_i in function of the magnitude. The parameters obtained of the G&R trend line (the slope b-value and vertical-intercept) remain fixed to the occurrence of the earthquakes and can be attributed to the tectonic characteristics of the relative seismotectonic zone.

To apply the PSHA the main four steps are described below and are shown in Figure 1.

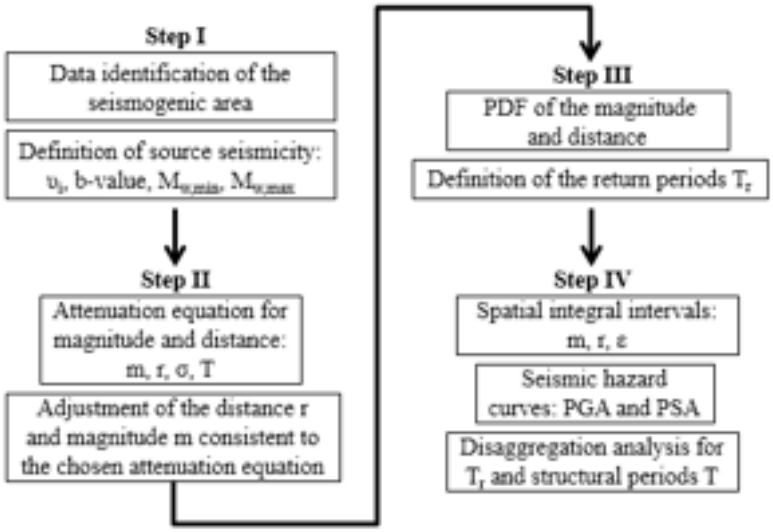


Figure 1. Steps for developing the analysis.

Step 1: identification of the longitude and latitude of the Seismogenic Zone (ZS) vertices and of the site where the dam is placed. Definition of the data for each ZS such as υ_i, b-value and magnitude m. In this analysis the moment magnitude M_w has been used, where $M_{w,min}$ and $M_{w,max}$ is the lower and upper limit, respectively. The data of the ZS and dams have been provided from database [8,10,11].

Step 2: definition of the data by the adopted attenuation equation [12] such as epicentral-dam distance r, m, standard deviation σ and structure period T. Adjustment of the magnitude and distance in the attenuation equation.

Step 3: definition of the exponential Probability Density Function (PDF) of the magnitude $f_{mi}(m)$ and distance $f_{ri}(r)$. The used software [13], which is currently used in research in different parts of the world, discretizes the ZS as polygons into small elements enough to be assimilated to point source. Fixation of return periods T_r.

Step 4: obtainment of the seismic hazard curves. The integral intervals of the Eq. (1) used in this analysis are: $M_{w,min}$ and $M_{w,max}$ for each ZS; $r_{min} = 0$, $r_{max} = 150$ km; $\varepsilon_{min} = -1$ and $\varepsilon_{max} = 1$. Integration of the Eq. (2) to obtain the Peak Ground Accelerations (PGA), Pseudo-Spectra Accelerations (PSA) and the disaggregation analysis values. Equations (1)-(2) are represented by the expressions:

$$\lambda_i = \nu_i \iiint P[S > S_0|m,r,\varepsilon] f_{m_i}(m) f_{r_i}(r) f_{\varepsilon_i}(\varepsilon) dm dr d\varepsilon \quad (1)$$

$$\lambda_{S_0} = \sum_{i=1}^{N} \lambda_i \quad (2)$$

where $P[S > S_0|m, r, \varepsilon]$ is the probability that an earthquake of magnitude m and distance r will exceed the ground motion level S_o. $f_{\varepsilon i}(\varepsilon)$ represents the standardization Gaussian distribution, where ε is the ground motion randomness. N is the number of ZS used in the analysis (N = 25).

The selection of the appropriate attenuation model depends mostly on the ground motions of a geographical region. It is often preferable to use well-constrained models developed using data from other regions of similar tectonics. The used equation [12] is calibrated from events generated by tectonic phenomena similar to the area of study.

Figure 2 (right) and 3 show the data used to develop the PSHA. Figure 2 (left) shows the type of faulting that has generated the analysed events. The considered $M_{w,min}$ is equal to 4.0.

The mean interval of the moment magnitude is assumed to be $M_w \pm 0.30$ to account for the fact that the observed magnitude from the catalogue could be underestimated.

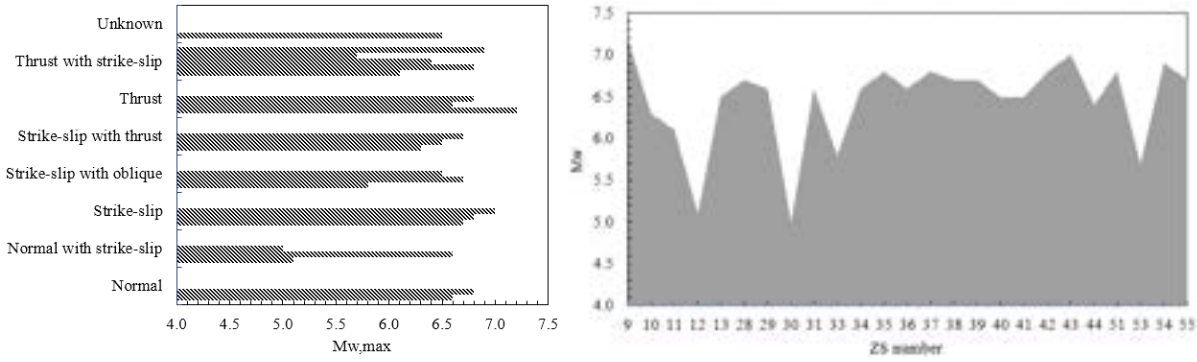


Figure 2. Type of faulting (left) and ZS (right) in function of M_w.

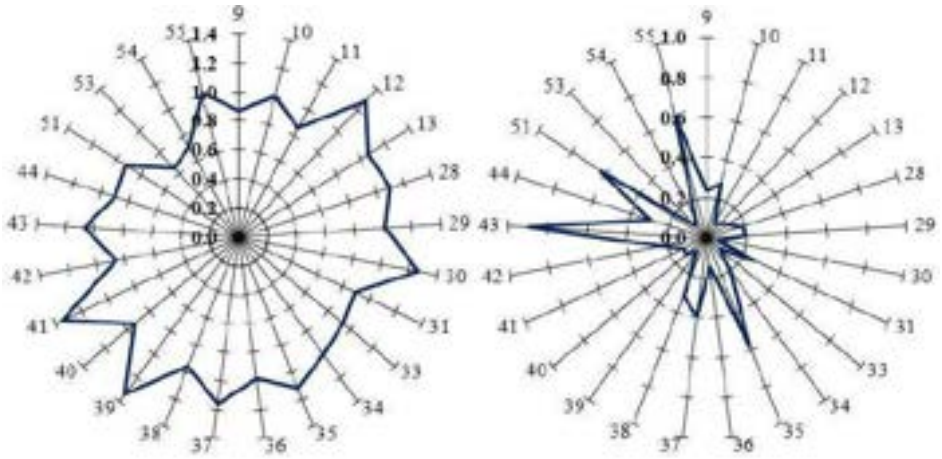


Figure 3. b-value (left) and υ_i (right) for each ZS.

The b-value represents the relation between large and small earthquakes and is expected to be regionally stable whit low variations [15]. It is related to the physical characteristics of each region, and a high value of b implies that small magnitude earthquakes predominate [16]. It is also related to the Coulomb shear stress, resistance and material heterogeneity [17].

In Spain, for 474 years (from 1530 to 2004), 1225 dams were built, 274 of them placed in Andalusia [11]. The period of major construction was from the year 1950 to 1999 with an average of 18 dams/year. The Andalusian area is about 87500 km^2 [11] with the maximum longitudinal and latitudinal length of about 540 km and 325 km, respectively. The distribution of dams in Andalusia is as follows: in Almeria province there are 8 dams, in Granada 18, in Jaen 26, in Malaga 29, in Cadiz 35, in Seville 39, in Cordoba 54 and in Huelva 65.

In this analysis 48 dams with a height greater than 61.0 m and a capacity of reservoir greater than 13.6 hm^3 are analysed. Of these dams, most are over 30 years-old (27 dams) and a part of these are over 50 years-old (12 dams).

3. RESULTS

3.1 Probabilistic spectral accelerations

The PSAs of the dams in function of the structural period T for T_r = 1000 years are shown in Figs. 4-6. These curves are called Uniform Hazard Spectra (UHS) and illustrate the variation of the accelerations

at a constant return period at which the contribution to hazard at shorter and longer periods come from different sources.

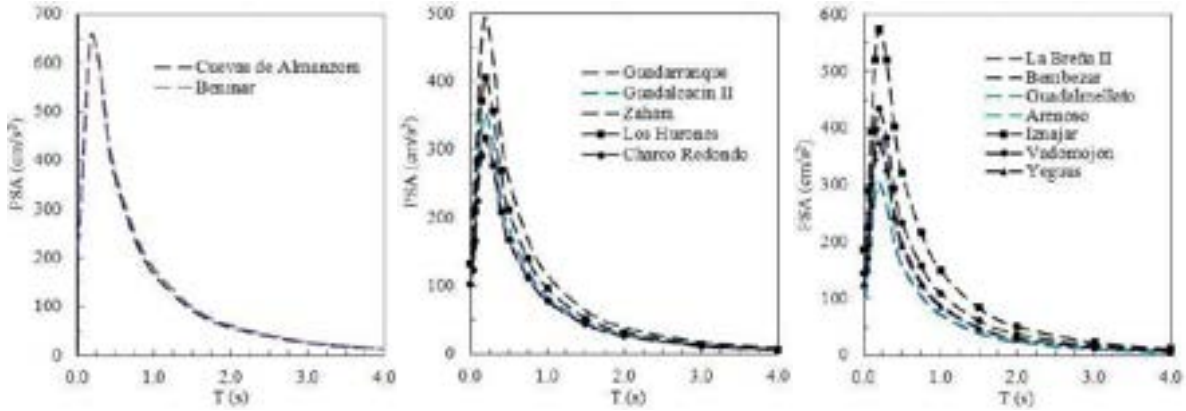


Figure 4. Acceleration response spectrum of the province Almeria (left), Cadiz (middle) and Cordoba (right).

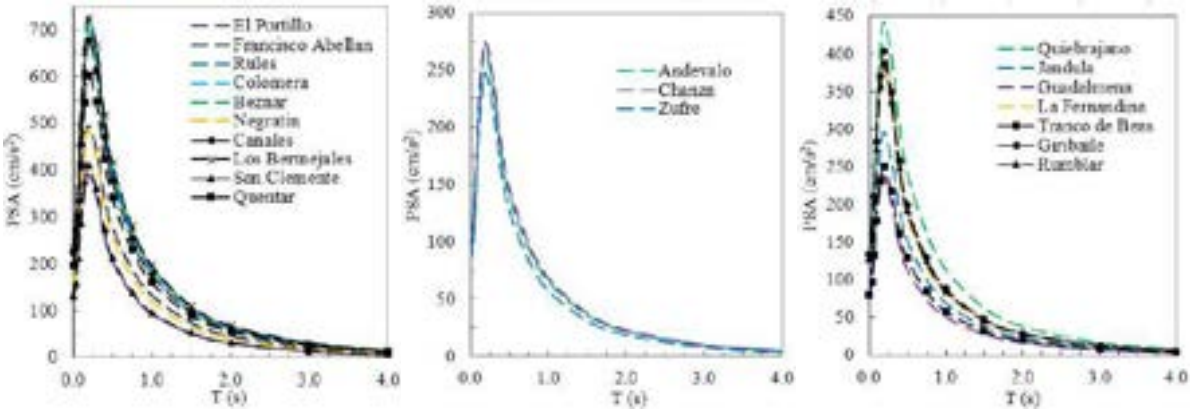


Figure 5. Acceleration response spectrum of the province Granada (left), Huelva (middle) and Jaen (right).

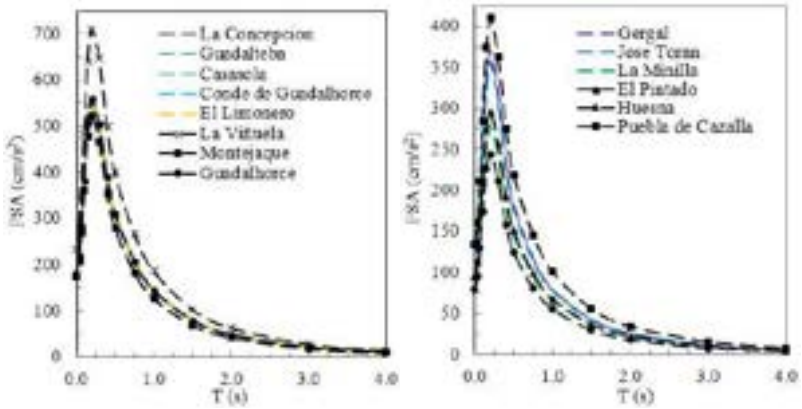


Figure 6. Acceleration response spectrum of the province Malaga (left) and Seville (right).

The structural period range for dams is usually 0.20 – 0.40 s, which strictly depends on the interaction between the dam and water-foundation-sediment. Considering all interactions, the structural period increases.

To choose the "scenario earthquake" two return periods have been considered, 500 and 1000 years, with the probability of exceedance in 100 years of 18 and 10%, respectively [18]. The accelerations obtained

by probabilistic analyses for a large return period, for example 5000 years, are overestimated, therefore they have no significance in a probabilistic analysis.

The maximum ground acceleration is expected for the Los Bermejales Dam ($PGA_{|500\ years}$ = 0.20 g), whereas the smallest ground acceleration is expected for the Guadalmena Dam ($PGA_{|500\ years}$ = 0.06 g). In accordance to the Spanish code [19], the ground acceleration for T_r = 475 years is 0.24 g for the first dam that is placed in Arenas del Rey city, Granada province, and 0.04 g for the second dam, which is placed in the Chiclana de Segura city, Jaen province.

The accelerations are performed at bedrock level; therefore they do not account for local site effects. This is important to keep in mind when interpreting the simulation results because the response can be higher than predicted in this paper.

3.2 3-D disaggregation results

The disaggregation analysis individualizes whether an earthquake is worse with high magnitude and far distance or with low magnitude and close distance. This analysis consists of showing the disaggregated contribution of the magnitude and source-to-site distance [14]. The disaggregated results help to indicate what combinations of magnitude and distance contribute more to the seismic hazard at a site for a given intensity level.

Knowing the contribution of the magnitude and distance it is possible to select real accelerations from database as input to carry out a dynamic analysis. Using real time-histories, it is possible to quantify the frequencies, hydrodynamic pressures, dynamic stresses and dam-fluid-foundation-sediment interaction. Moreover, it is possible to reduce the uncertainties given that real accelerograms include the geological and geotechnical information of the soil during the wave propagation path from the fault to the structure.

Figure 7 shows the 2-D disaggregation results. The percentages represent the contribution of hazard of the M_w±0.3 and distance r = 7.5 km. For example, for Beninar Dam, 10.61% of the events have a magnitude of 4.5±0.3, and 48.38% of the events are originated at a distance of 7.5 km.

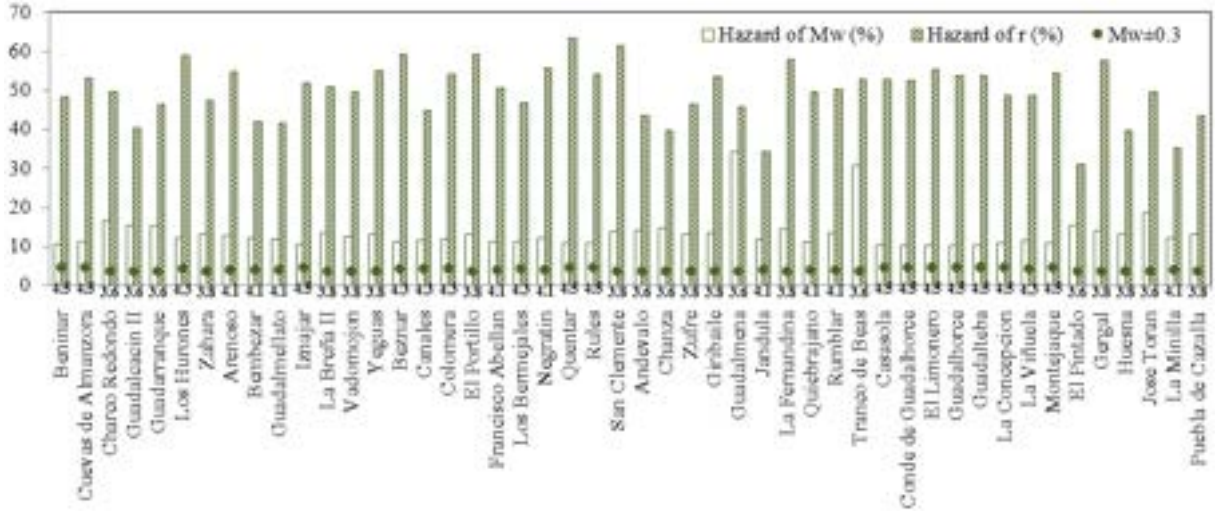


Figure 7. Total hazard contribution of the dams for PGA, T_r = 1000 years and r = 7.5 km.

The hazard contribution of the distance has a mean of 49.76% whereas the mean of the magnitude hazard contribution is 13.80%. Given that the latter value is low, it is possible to consider a magnitude higher than the magnitude shown in Figure 7 (solid green point).

The interval 0 – 7.5 km is strongly influenced to the used attenuation equation and its way of being calibrated. This interval can be a limitation because in many cases it is difficult to select real earthquakes that are very close to the structure.

Figure 8 shows the 3-D hazard contribution of two dams where it is possible to interpret better some results.

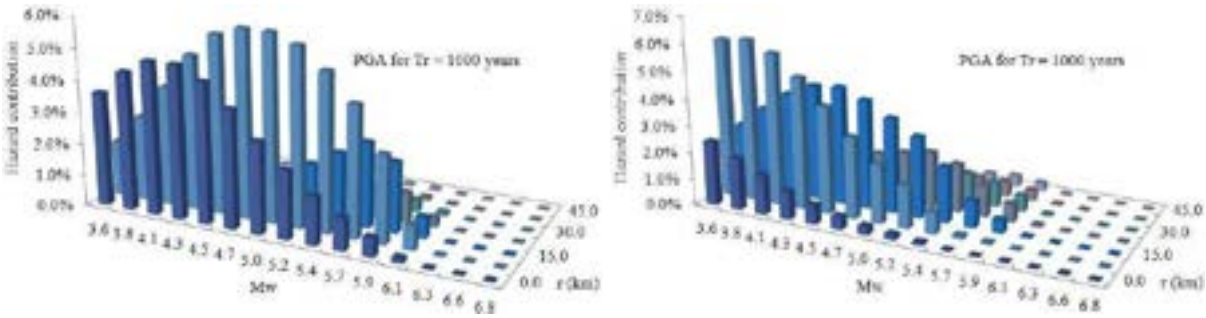


Figure 8. Hazard contribution of the Beninar Dam (left) and Jandula Dam (right).

4. CONCLUSIONS

In this paper the PSHA for dams in Andalusian region is carried out. The results are presented by PGA and PSA given that for engineers and designers the main parameters of interest are the accelerations.

The intention of the author in giving these accelerations is by no means to perform a full probabilistic analysis or to derive conclusions about the total probability of earthquake occurrences given that many effects have not been considered. The lack of some effects lead to doubts about the reliability of earthquake hazard results. However, the lack of seismic information depends not only on the existing information of ancient seismicity but also on the socioeconomic evolution of the area.

The obtained values and results can be used in the design, reconstruction and construction of the dams, considering the state's city-planning policy and the long-term strategic interests of the country's development.

Dams in Andalusian region need a coordinated plan to conduct periodic inspections by expert engineers focused on the verification of its safety and functionality. A lack of seismic risk plans leads to large costs related to reinforcement, repair and demolition of structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author acknowledges the University of Salamanca to pay the rights (when applicable) to completely download all papers in the references.

REFERENCES

[1] Gaspar-Escribano, J.M.; Navarro, M.; Benito, B.; García-Jerez, A.; Vidal, F. (2010). From regional- to local-scale seismic hazard assessment: examples from southern Spain. Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, pp. 1547-1567.

[2] Benito, M.B.; Navarro, M.; Vidal, F.; Gaspar-Escribano, J.; García-Rodríguez, M.J.; Martínez-Solares, J.M. (2010). A new seismic hazard assessment in the region of Andalusia (southern Spain). Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, pp. 739-766.

[3] Silacheva, N.V.; Kulbayeva, U.K.; Kravchenko, N.A. (2018). Probabilistic seismic hazard assessment of Kazakhstan and Almaty city in peak ground accelerations. Geodesy and Geodynamics, Vol. 9, pp. 131-141.

[4] Benito, B.; Capote, R.; Murphy, P.; Gaspar-Escribano, J.M.; Martínez-Díaz, J.J.; Tsige, M.; Stich, D.; García-Mayordomo, J.; García Rodríguez, M.J.; Jiménez, M.E.; Insua-Arévalo, J.M.; Álvarez-Gómez, J.A.; Canora, C. (2007). An overview of the damaging and low magnitude M_w 4.8 La Paca earthquake on 29 January 2005: Context, seismotectonics, and seismic risk implications for southeast Spain. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, N. 3, pp. 671-690.

[5] Sanz de Galdeano, C.; Peláez Montilla, J.A.; López Casado, C. (2003). Seismic potential of the main active faults in the Granada Basin (southern Spain). Pure and Applied Geophysics, Vol. 160, pp. 1537-1556.

[6] Reicherter, K.R.; Jabaloy, A.; Galindo-Zaldívar, J.; Ruano, P.; Becker-Heidmann, P.; Morales, J.; Reiss, S.; González-Lodeiro, F. (2003). Repeated palaeoseismic activity of the Ventas de Zafarraya fault (S Spain) and its relation with the 1884 Andalusian earthquake. International Journal of Earth Sciences, Vol. 92, pp. 912-922.

[7] Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, N. 5, pp. 1583-1606.

[8] IGME (2015). ZESIS: Base de datos de zonas sismogénicas de la Península Ibérica y territorios de influencia para el cálculo de la peligrosidad sísmica en España. http://info.igme.es/zesis

[9] Zhan, Z. (2017). Gutenberg-Richter law for deep earthquakes revisited: A dual-mechanism hypothesis. Earth and Planetary Science Letters, Vol. 461, pp. 1-7.

[10] Spanish Association of Dams and Reservoirs (SEPREM). http://www.seprem.es/index.php.

[11] Inventario de Presas y Embalses (SNCZI). http://sig.mapama.es/snczi/visor.html.

[12] Sabetta, F.; Pugliese, A. (1996). Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 86, N. 2, pp. 337-352.

[13] Ordaz, M.; Aguilar, A.; Arboleda, J. (2007). Crisis, Version 5.4. UNAM, Coyoacán, Mexico.

[14] Bazzurro, P.; Cornell, C.A. (1999). Disaggregation of Seismic Hazard. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 89, N. 2, pp. 501-520.

[15] Ahulu, S.T.; Danuor, S.K.; Asiedu, D.K. (2018). Probabilistic seismic hazard assessment of southern part of Ghana. Journal of Seismology, Vol. 22, pp. 539-557.

[16] Gregori, S.D.; Christiansen, R. (2018). Seismic hazard analysis for central-western Argentina. Geodesy and Geodynamics, Vol. 9, pp. 25-33.

[17] Dogru, A.; Gorgun, E.; Aktug, B.; Ozener, H. (2018). Seismic hazard assessment of the central North Anatolian Fault (Turkey) from GPS-derived strain rates and b-values. Geomatics, Natural Hazards and Risk, Vol. 9, N. 1, pp. 356-367.

[18] BS EN 1998-1:2004, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium. 231 p.

[19] NCSE-02, Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación. Madrid, Spain. 70 p.

Alteamento e reabilitação estrutural da barragem de Bou Heurtma

Paulo Soares[1] Rui Rodrigues[2] Cristina Costa[3] José Cruz Morais[4]

RESUMO

A barragem de Bou Heurtma é uma barragem de terra de núcleo argiloso, localizada na ribeira (*oued*) Bou Heurtma, na Tunísia, a cerca de 20 km a norte da cidade de Bou Salem, tendo sido construída nos anos 70 com a principal finalidade de assegurar o abastecimento de água para irrigação. As principais estruturas de betão integradas no aproveitamento são a estrutura do descarregador de cheias não controlado e o respetivo canal com cerca de 250 m de comprimento e a galeria de descarga de fundo com cerca de 340 m de comprimento.

Face à necessidade de aumentar a capacidade de armazenamento da albufeira para dar resposta ao acréscimo da procura de água e dada a grande folga disponível na barragem, o âmbito do projeto desenvolvido consistiu no estudo da instalação de comportas no descarregador de cheias, permitindo aumentar em 3,5 m a cota do nível de pleno armazenamento da albufeira e assegurar a regularização dos caudais afluentes. O projeto integrou ainda a reabilitação das estruturas existentes e o estudo da instalação de uma torre de tomada de água, dadas as limitações ao fecho da tomada de água para manutenção, devido à atual inoperacionalidade da comporta submersa do tipo "clapet", que assegurava o corte de caudal no circuito de irrigação. A nova torre de tomada de água será composta por uma estrutura metálica, dispondo de dois níveis de entrada de água posicionadas junto ao topo e junto à base da torre.

Os estudos desenvolvidos envolveram numa primeira fase, a avaliação da segurança da barragem, incluindo a realização de campanhas de ensaios geotécnicos, estruturais e de equipamentos, e numa segunda fase o desenvolvimento do projeto de alteamento do descarregador de cheias e de reabilitação da generalidade das obras integradas no aproveitamento.

No presente artigo apresenta-se o projeto de alteamento da estrutura do descarregador de cheias, o detalhamento dos procedimentos adotados para a reabilitação das diversas patologias do betão das estruturas existentes, nomeadamente da descarga de fundo, do canal do descarregador de cheias e da galeria de drenagem da margem esquerda e ainda alguns aspetos associados à instalação da nova torre de tomada de água e respetiva ligação à estrutura existente.

Palavras-chave: Alteamento, Reabilitação, Reparação, Descarregador de Cheias, Ensaios

1. INTRODUÇÃO

As intervenções de natureza estrutural a realizar no âmbito do alteamento e reabilitação da barragem de Bou Heurtma decorrem das conclusões de estudos realizados no âmbito do programa de assistência técnica, *Assistance technique pour la mise en oeuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou*

[1 2 3 4] COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A; Avenida 5 de Outubro, 323 1649-011 Lisboa;
e-mail: p.soares / r.rodrigues / c.costa / c.morais@cobagroup.com; www.coba.pt

Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon », que incluem a instalação de seis novas comportas do tipo "*clapet"* no descarregador de cheias, reabilitação de equipamentos, reabilitação e reforço de diversos elementos estruturais e ainda trabalhos de natureza geotécnica na barragem e respetivos encontros.

Os estudos foram desenvolvidos numa primeira fase ao nível *Avant Projet Sommaire* [1] e posteriormente ao nível *Avant Projet Détaillé* [2]. Indicam-se de seguida os principais intervenientes e alguns dados relativos à barragem.

DONO DE OBRA :.....	République Tunisienne. Ministère de l'Agriculture, des Ressources Hydrauliques et de la Pêche Direction Générale des Barrages et Grands Travaux Hydrauliques (DGBGTH)
ENTIDADE FINANCIADORA:	Kreditanstalt für Wiederaufbau (KfW)
CONSULTORES PROJETISTAS:	Agrupamento SCP/ COBA/ AHT/ SCET-TUNISIE
FUNÇÃO PRINCIPAL DA BARRAGEM	Fornecimento de água para irrigação do vale da Medjerda.

A barragem localiza-se na ribeira (*oued*) de Bou Heurtma, imediatamente após a confluência das ribeiras (*oueds*) El Lil e Ghezala, na proximidade da localidade de Bou Salem, município de Jendouba.

Dada a folga existente na barragem de aterro e a necessidade de aumentar o volume de armazenamento da albufeira da barragem através da subida do nível de pleno armazenamento, a principal intervenção estrutural consistiu no alteamento da estrutura do descarregador de cheias em 3,50 m, incluindo a instalação de seis novas comportas do tipo "*clapet"* com 11,40 m de largura e 3,00 m de altura útil. Do ponto de vista hidráulico, o alteamento traduz-se num aumento da capacidade de armazenamento da albufeira de cerca de 33,2 hm^3 e ainda num aumento da capacidade de regularização da albufeira de cerca de 5 hm^3/ano.

Atualmente encontra-se em curso o concurso internacional para seleção da empresa ou agrupamento de empresas que realizarão os trabalhos de alteamento e reabilitação, na sequência do qual serão iniciados os trabalhos.

2. CARACTERIZAÇÃO GERAL

Apresentam-se de seguida algumas características e aspetos relevantes da obra, quer em relação à sua conceção original quer no que respeita às suas condições de funcionamento atual.

O descarregador de cheias existente é não controlado constituído por uma soleira de betão armado composta por parede e respetiva fundação, com uma extensão de cerca de 120 m (Fig. 1). A jusante da soleira desenvolve-se o canal de descarga, com cerca de 250 m de extensão e largura variável entre 30 m e 110 m, constituído por muros laterais e soleira de betão armado (Fig. 2) que termina na estrutura de restituição em salto de esqui com uma largura de cerca de 45 m, também de betão armado, cuja função principal é afastar o jato de água descarregado de modo a evitar a erosão regressiva junto à fundação. A fundação do descarregador e do canal está dotada de um sistema de drenagem constituído por galerias e drenos.

Adjacente ao descarregador de cheias, sob o aterro da barragem, desenvolve-se uma galeria de betão armado com secção oval, com um desenvolvimento total com cerca de 340 m, que acomoda na parte inferior a descarga de fundo, com capacidade máxima de 160 m^3/s e na parte superior uma conduta de irrigação de aço com diâmetro 1600 mm. A secção interna da descarga de fundo é poligonal com largura de 4,0 m e altura de 5,7 m. No troço corrente, a estrutura da galeria encontra-se separada em blocos com juntas de contração a cada 10 m.



Figura 1. Barragem de Bou Heurtma – Soleira do descarregador de cheias não controlado do tipo parede delgada (esq.); Canal de descarga com largura variável (dir.)



Figura 2. Barragem de Bou Heurtma – Estrutura existente da soleira do descarregador de cheias e do canal, vista do lado jusante

3. INSPEÇÕES E CAMPANHAS DE ENSAIOS

No âmbito dos estudos desenvolvidos, realizaram-se inspeções visuais aprofundadas e campanhas de ensaios de âmbito estrutural, incluindo extração de carotes (Fig. 3) para caracterização e análise petrográfica do betão, análise ao microscópio eletrónico, determinação do teor de cloretos, determinação da profundidade de carbonatação, ensaios mecânicos à compressão (∅150 x 300) para determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do betão.



Figura 3. Extração de carotes *in-situ* para caracterização do betão

No que respeita aos ensaios de compressão, obteve-se um valor médio de 34 MPa. A dispersão dos valores das resistências à compressão foi reduzida, sendo o valor mínimo obtido, relativos a elementos estruturais do tipo paredes ou lajes, de 30,0 MPa e o valor máximo de 44,0 MPa [3]. No âmbito dos ensaios de caracterização do betão concluiu-se ainda o seguinte:

- Os indícios de desenvolvimento de Reações Expansivas Internas (REI) são muito reduzidos, tendo em consideração a idade da estrutura. Nas análises químicas realizadas [3] não foram detetadas substâncias expansivas associadas à reação álcalis-sílica (RAS);

- Relativamente ao teor total de cloretos no betão, obtiveram-se valores muito reduzidos (inferiores a 0,03% da massa de betão), o que permitiu concluir que o risco de corrosão de armaduras por ação dos cloretos é muito reduzido;
- Os ensaios realizados "*in situ*" com fenolftaleína indicaram profundidades de carbonatação máximas da ordem dos 25 mm, tendo sido medidos também *in situ* recobrimentos médios efetivos da ordem dos 50 mm, o que justifica o bom estado geral de conservação dos betões da obra observado no decorrer das campanhas de inspeção.

Foi também efetuada uma campanha de prospeção geotécnica que incluiu sondagens mecânicas verticais com a realização de ensaios SPT (Ø76 mm) e recolha de amostras para caracterização geológica, bem como uma campanha de inspeção detalhada dos equipamentos hidromecânicos.

4. ALTEAMENTO DA ESTRUTURA DO DESCARREGADOR DE CHEIAS

4.1 Características principais

A solução estrutural preconizada para o alteamento da estrutura do descarregador de cheias contempla duas zonas, com e sem comportas (Figs. 4, 5 e 6). Em ambas as zonas, a estrutura existente é apenas parcialmente demolida, sendo integrada com a nova estrutura num conjunto monolítico, conforme se ilustra na Fig. 6 para as duas secções transversais. Nas secções com comportas, o alteamento reflete-se no incremento do nível da soleira atual do descarregador de cheias, que será alteada em 0,50 m, e ainda pela altura das comportas com 3,00 m de altura (Figs. 5 e 6). O acesso ao topo dos novos pilares é efetuado por intermédio de um novo passadiço em estrutura metálica com seis vãos simplesmente apoiados, no qual se incluem os novos caminhos de cabos. Na secção sem comportas (descarregador em superfície livre) o incremento do nível da soleira será de 3,50 m, em betão armado.

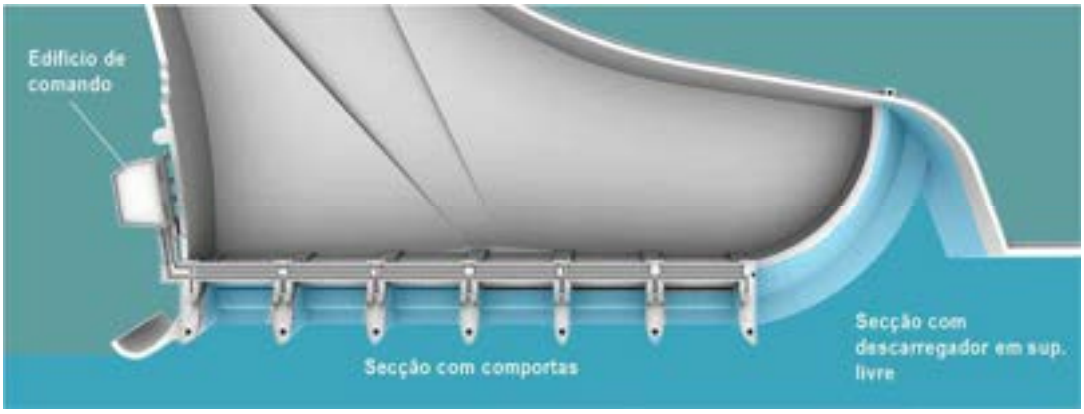


Figura 4. Alteamento da estrutura do descarregador de cheias. Planta.

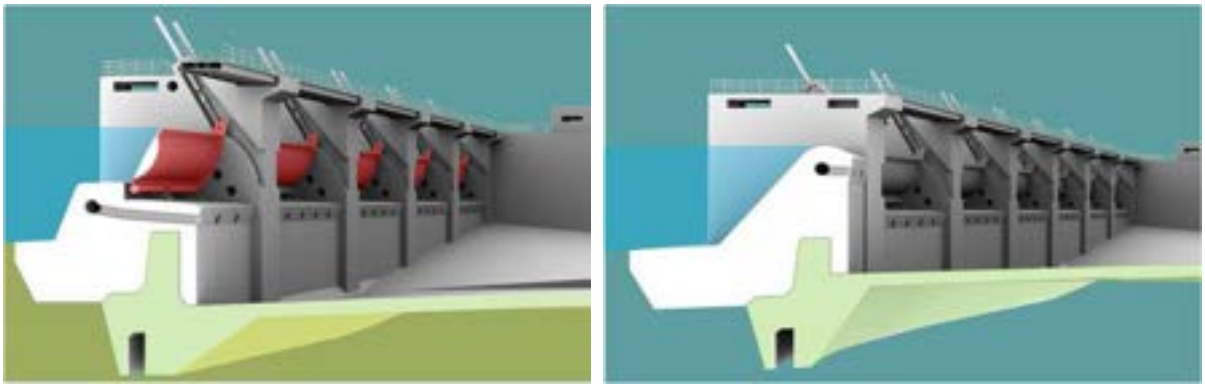


Figura 5. Alteamento da estrutura do descarregador de cheias (imagem à esquerda: Secção com comportas; imagem à direita: secção com soleira descarregadora em superfície livre)

Com o objetivo de minimizar as demolições a realizar, o alargamento das secções do descarregador necessário para assegurar a respetiva estabilidade global para as novas condições de carregamento foi realizado para montante (Fig. 6).

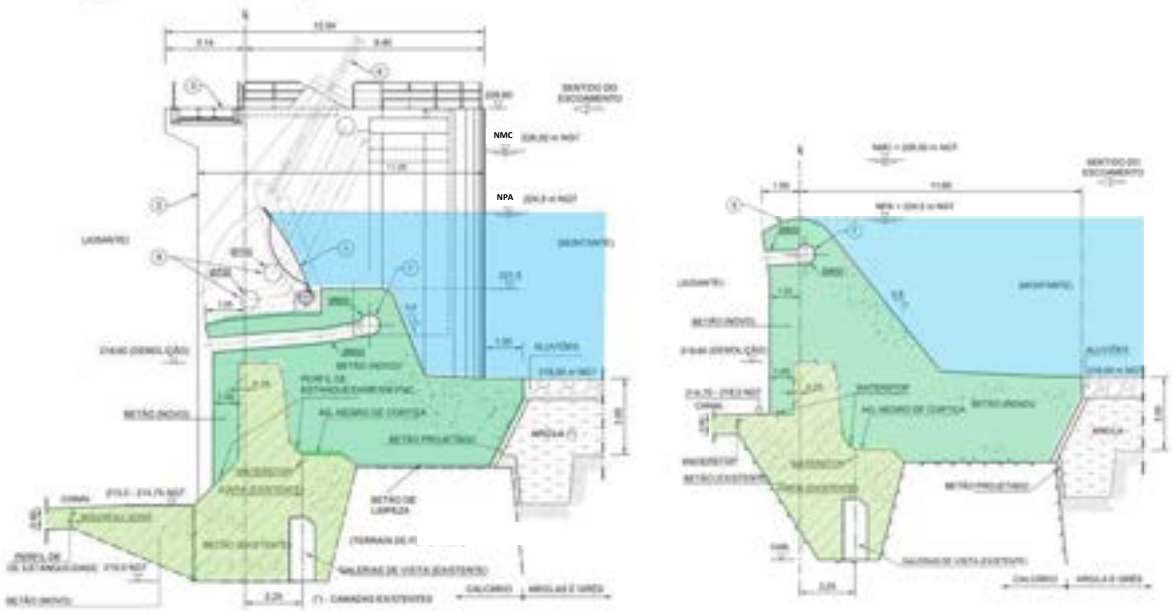


Figura 6. Secção transversal da nova solução do descarregador de cheias na zona das comportas (esq.) e na zona sem comportas (dir.).

Tendo por base as sondagens e os estudos realizados [2] concluiu-se que a maior parte das estruturas do descarregador de cheias encontra-se fundada sobre calcários (Fig. 7), à exceção do trecho junto ao muro do lado esquerdo, onde já no projeto original se identificava a presença de argilas e grés.

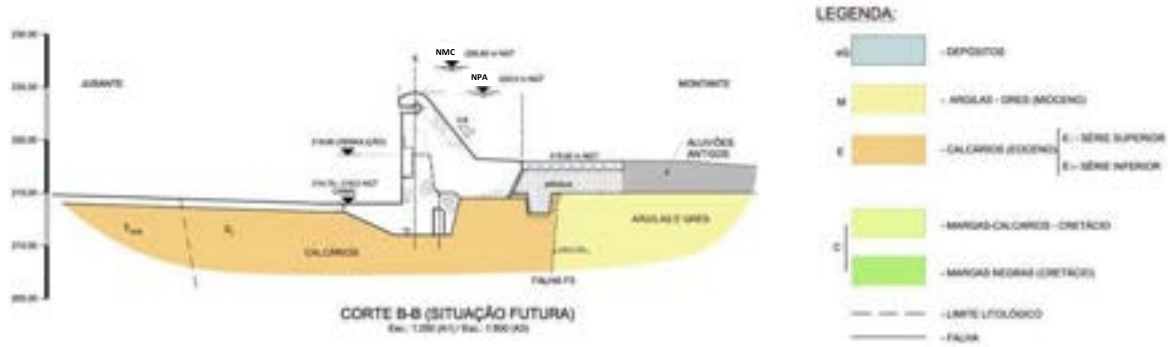


Figura 7. Perfil geológico e geotécnico pelo eixo da barragem (estrutura existente e estrutura nova – secção em superfície livre)

4.2 Avaliação da segurança estrutural

A avaliação da estabilidade global da obra foi efetuada considerando a geometria da obra (Fig. 6) e as ações do peso próprio (PP), dos níveis de água a montante e a jusante, os efeitos das subpressões e ações sísmicas. Os cenários de cálculo avaliados (Quadro 1) foram definidos tendo em conta as diferentes situações de funcionamento da barragem, nomeadamente cenários correntes (CC), pouco frequentes (CPF) e excecionais (CE), conforme metodologia estabelecida em [4]. Tendo por base os ensaios SPT realizados, estimaram-se valores para o ângulo de atrito interno (Ø') valores de 35º e coesão nula.

Quadro 1. Níveis de água a montante e a jusante e cenários de calculo considerados

Níveis de água / ações (cf. Fig. 7)
Cenários correntes **CC1**: PP + NPA (224,50) a montante e nível (213,00) a jusante
Cenários pouco frequentes **CPF1:** PP + NPA (224,50) a montante e nível (213,00) a jusante + SBP (Sismo base de projeto, com a=0,08g)
Cenários excecionais **CE1:** PP + NMC (226,91) a montante e (215,00) a jusante **CE2:** PP + NPA (224,50) a montante e (213,00) a jusante + SMP (Sismo máximo de projeto– com a=0,15g)

Calcularam-se de acordo com expressão indicada na Eq. 1, os coeficientes de segurança ao deslizamento (λ_1).

$$\lambda_1 = \frac{cL + (N - U)tan\phi'}{T} \tag{1}$$

Sendo *c* a coesão (considerada nula), *L* o comprimento da fundação, *N* o peso próprio da estrutura, *U* a resultante das subpressões e *T* a resultante dos impulsos hidrostáticos horizontais.

Quadro 2. Coeficientes de segurança ao deslizamento (λ_1)

Cenários		*Secção com comportas*	*Secção em superfície livre*
Cenários correntes	**CC1**: PP + NPA	2,63	3,20
Cenários pouco frequentes	**CPF1**: PP + NPA + SBP	1,97	4,28
Cenários excecionais	**CE1**: PP + NMC	1,74	5,27
	CE2: PP + NPA + SMP	1,62	5,08

Os coeficientes de segurança obtidos respeitam os valores recomendados e usualmente utilizados na engenharia de barragens, em particular os valores propostos por l'USACE, EM 1110-2-2100 [4]:

2,0 – Cenários correntes;
1,7 – Cenários pouco frequentes;
1,3 – Cenários excecionais.

No respeitante à segurança ao derrubamento e tensões admissíveis na fundação, controlou-se a posição da excentricidade relativa da resultante na base da estrutura do descarregador, obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$e_r = \frac{M_{res}/N_{res}}{L/2} \tag{2}$$

As excentricidades relativas (e_r) apresentam os valores indicados no Quadro 3, obtidos para todos os cenários indicados, e encontram-se dentro dos limites impostos por USACE EM 1110-2-2100 [4]:

(-0,333 < e_r < 0,333) – Cenários correntes;
(-0,50 < e_r < 0,50) – Cenários pouco frequentes;
(-1,00 < e_r < 1,00) – Cenários excecionais;

Quadro 3. Excentricidades relativas (e_r) no contacto estrutura-fundação

Cenários		*Secção com comportas*	*Secção em superfície livre*
Cenários correntes	**CC1**: PP + RN	0,01	0,21
Cenários pouco frequentes	**CPF1**: PP + RN + SBP	0,12	0,32
Cenários excecionais	**CE1**: PP + PHE	0,08	0,25
	CE2: PP + RN + SMP	0,33	0,50

Quadro 4. Tensões verticais máximas [kPa] no contacto estrutura-fundação

Cenários		*Secção com comportas*		*Secção em sup. livre*	
		Jusante	*Montante*	*Jusante*	*Montante*
Peso próprio	PP	67	243	171	175
Cenários correntes	**CC1**: PP + RN	142	138	287	105
Cenários pouco frequentes	**CPF1**: PP + RN + SBP	177	94	327	64
Cenários excecionais	**CE1**: PP + PHE	89	57	263	78
	CE2: PP + RN + SMP	235	32	387	28

Relativamente à verificação da segurança à rotura da fundação, as tensões verticais mais elevadas (387 kPa) ocorrem para os cenários excecionais (Quadro 4), e são relativas à ação do sismo máximo de projeto (SMP). Os valores máximos obtidos são inferiores às tensões máximas admissíveis no contacto estrutura-fundação, (na zona dos calcários) de 1 000 kPa a jusante, avaliada com base nos resultados da prospeção geológica-geotécnica realizada, sendo compatíveis com a respetiva capacidade portante da fundação.

Nos troços em que a fundação da nova estrutura atinja as zonas das argilas e grés, está prevista a remoção destes materiais e a sua substituição por betão.

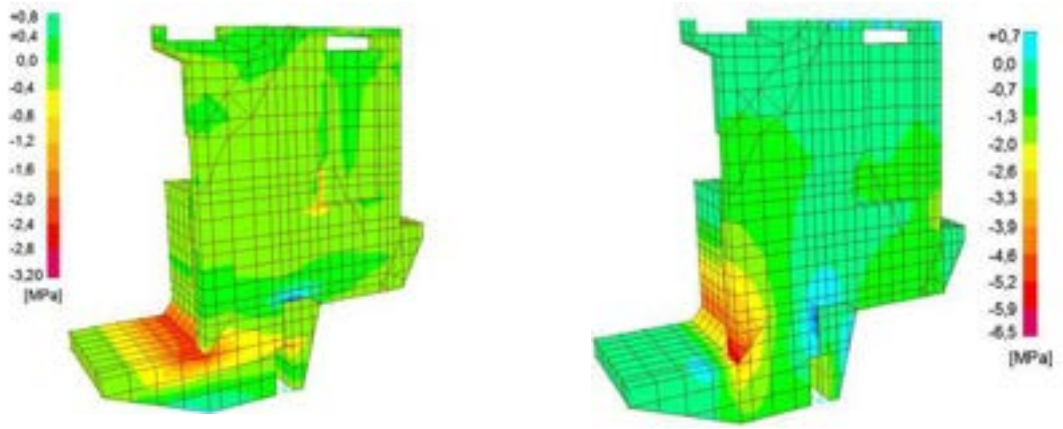


Figura 8. Modelo tridimensional de cálculo (vista parcial) com recurso a elementos finitos hexaédricos. Tensões horizontais (esq.) e verticais (dir.), para o cenário excecional CE1 [MPa].

As verificações de segurança efetuadas permitiram assim concluir que a estrutura definida assegura condições adequadas de segurança para todas as condições de exploração. Para efeitos de avaliação de tensões internas, implementou-se um modelo tridimensional de elementos finitos hexaédricos, com molas apenas à compressão no contacto com a fundação (Fig. 8).

Os valores obtidos para as tensões de compressão do betão na estrutura nova são de -5,0 MPa e de -6,50 MPa, respetivamente para cenários correntes e excecionais; e de -2,50 MPa e de -3,25 MPa na estrutura de betão existente. No respeitante às tensões de tração, obtiveram-se valores máximos na estrutura nova de 1,50 MPa e de 2,00 MPa, respetivamente para cenários correntes e excecionais, e de 1,2 MPa e de 1,7 MPa na estrutura de betão existente. Os esforços de tração resultantes das tensões de tração são absorvidos por armaduras dimensionadas para o efeito, de acordo com a metodologia de verificação de segurança do EC2, incluindo as armaduras de ligação entre a estrutura existente e a nova estrutura.

5. NOVA TORRE DE TOMADA DE ÁGUA

A comporta submersa existente do tipo "clapet" a montante do circuito de tomada de água de irrigação encontra-se atualmente fora de serviço, não sendo possível na situação atual, proceder ao corte do caudal no circuito para a realização das operações de manutenção da válvula borboleta, localizada junto à extremidade de montante. No âmbito dos estudos desenvolvidos [2], na tomada de água do circuito de irrigação, para substituir a comporta submersa existente atualmente fora de serviço, preconizou-se a instalação de uma nova torre de tomada de água metálica, dispondo de dois níveis alternativos de entrada de água, com aberturas de 1 m por 2 m, munidas de comportas e grelhas, posicionadas uma junto ao topo e outra junto à base da torre com o objetivo de possibilitar a captação de água de melhor qualidade, função do nível da albufeira (Fig. 9). A secção corrente da torre é constituída por um tubo em aço da classe de resistência S355 J2 com 1600 mm de diâmetro, sendo rematada na parte superior por uma estrutura em treliça, o que permitiu uma redução dos esforços de dimensionamento das ligações da torre às estruturas de betão armado existentes, devido à redução da massa da estrutura da torre e das massas hidrodinâmicas aderentes. A nova torre considerou-se encastrada na base à estrutura da galeria do circuito de irrigação e descarga de fundo, dispondo ainda de uma ligação intermédia à estrutura da cobertura da câmara de válvulas (Fig. 9). As ligações à estrutura de betão armado existente são efetuadas por intermédio de varões roscados M27 em aço inox (EN 1.4529) de alta resistência (R_m = 800 MPa, R_{p02} = 400 MPa), em furos selados com resina epóxi, com características homologadas para instalação subaquática. A instalação da nova torre implica a demolição subaquática da estrutura existente de betão armado da tomada de água atual.

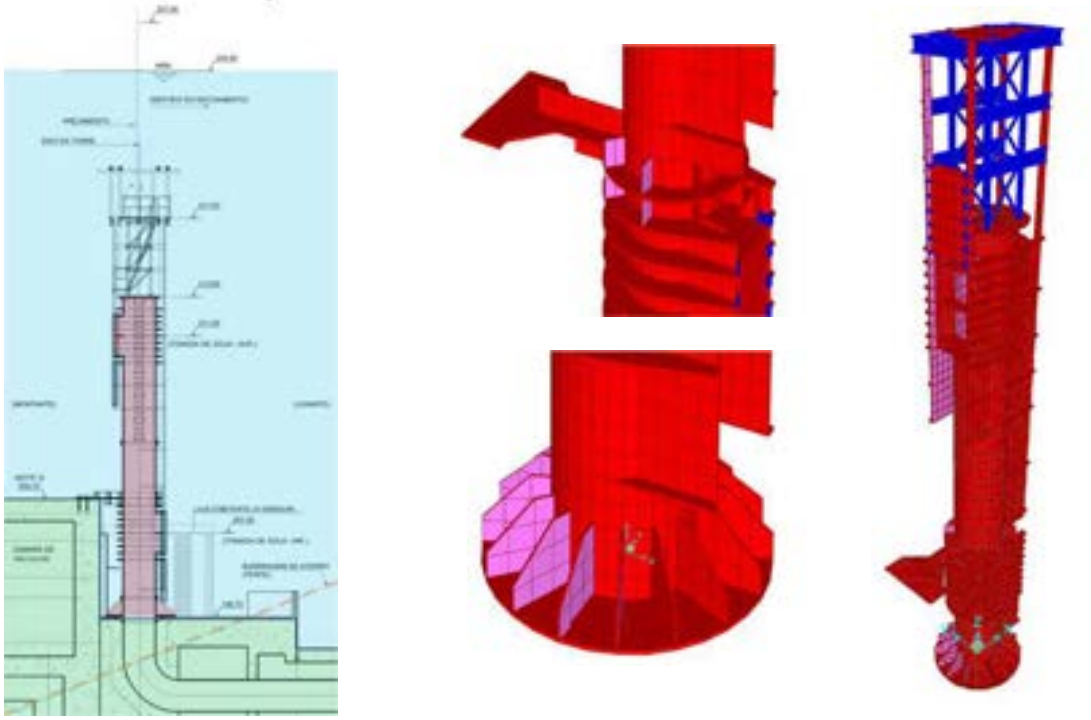


Figura 9. Torre de Tomada de água em estrutura metálica. Corte pelo eixo vertical (esq.) e modelo tridimensional de cálculo.

No respeitante ao dimensionamento estrutural, foram considerados dois cenários principais, correspondendo um à ação do vento com albufeira vazia, e o segundo à ação do sismo com albufeira no nível de pleno armazenamento, incluindo-se neste último a influência das massas hidrodinâmicas aderentes. O segundo cenário constitui a situação condicionante para o dimensionamento quer da estrutura da torre, quer das ligações da mesma às estruturas de betão armado existentes.

6. REPARAÇÃO DAS PATOLOGIAS DOS BETÕES

As intervenções de reparação de patologias dos betões abrangem a reabilitação dos paramentos das lajes e muros existentes da soleira e canal do descarregador, bem como das restantes estruturas de betão da barragem, sendo realizada de acordo com os sistemas de proteção e reparação indicados no Quadro 5, que ilustra a aplicação do esquema de tratamento no caso das superfícies expostas de betão armado das lajes e paredes do canal do descarregador de cheias e da galeria sob a barragem. Na Fig. 10 apresenta-se imagem das patologias no canal do descarregador e esquema de reabilitação preconizado.

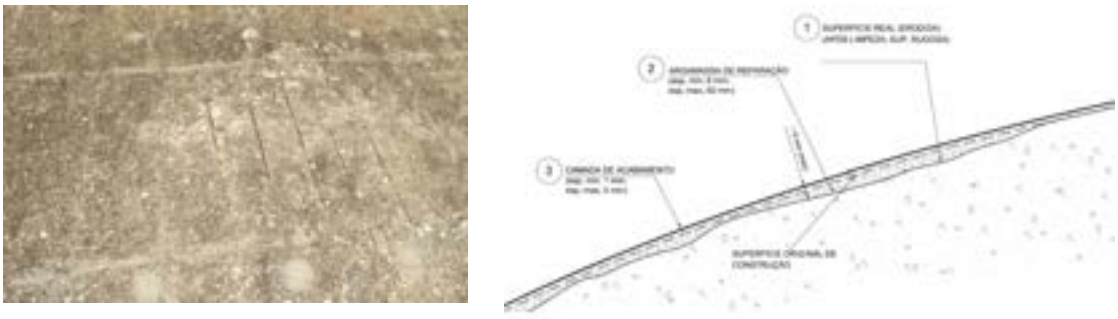


Figura 10. Estado das superfícies de betão armado do canal, e esquema tipo de reparação preconizado.

Para a verificação da conformidade dos tratamentos de reparação está prevista a realização de ensaios de arrancamento, de acordo com a norma NP EN 1504-10, antes e após a aplicação dos referidos tratamentos.

Quadro 5. Sistemas de proteção e reparação das estruturas de betão

Objetivo	*Aplicação prevista*	*Sistema de proteção / reparação*
Reparação da erosão superficial do betão das estruturas hidráulicas	Superfícies do canal e muros.	Sistema de reparação estrutural com argamassas de reparação estrutural do tipo R4 ou R3, com inibidores de corrosão, aplicada por projeção (esp. 5 a 50 mm).
Acabamento e uniformização das intervenções das estruturas hidráulicas	Superfícies do canal e muros.	Sistema de reparação estrutural com argamassas de regularização do tipo R3, aplicada por projeção (esp. ~5 mm).
Reconstituição do monolitismo estrutural	Fendas e fissuras com aberturas (w_k) superiores a 1 mm, aprox.	Injeção de resinas epoxídicas.
Tratamento das regiões com armaduras corroídas	Regiões localizadas com patologias.	Sistema de proteção por aplicação de resina epoxídica sobre as armaduras e argamassas de alta resistência (classe R4), com eventual substituição de armaduras.
Impermeabilização do betão, tratamento de fissuras	Fissuras e juntas nas superfícies das galerias sob o descarregador, estruturas da descarga de fundo e galeria de irrigação, bem como respetivas câmaras.	Sistema de impermeabilização do betão, de base cimentícia / cristalina.

7. CONCLUSÕES

As intervenções descritas no âmbito do alteamento do descarregador de cheias e da reabilitação da tomada de água do circuito de irrigação apresentaram alguma complexidade devido às ligações necessárias à estrutura existente e à interação com os equipamentos hidromecânicos.

A solução do alteamento do descarregador de cheias foi definida no sentido de minimizar as demolições a realizar, integrando parte das estruturas existentes, e de modo que as zonas com interação com os equipamentos hidromecânicos fiquem localizadas nas partes a construir, tendo em conta às cargas por eles impostas.

Quanto à reabilitação da tomada de água do circuito de irrigação, a opção por uma solução de torre metálica resultou fundamentalmente da necessidade de minimizar e reduzir os trabalhos subaquáticos a realizar.

AGRADECIMENTOS

À DGBGTH – *Direction Générale des Barrages et Grands Travaux Hydrauliques* e à KfW *Kreditanstalt für Wiederaufbau* pela autorização concedida na publicação deste artigo. Aos vários técnicos envolvidos por todo o trabalho desenvolvido em conjunto, pelo espírito de cooperação, pela capacidade de diálogo e bom relacionamento.

REFERÊNCIAS

[1] COBA SA.(2016). Surélévation du barrage Bou Heurtma. Avant Projet Sommaire (APS). Assistance technique pour la mise en oeuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon ».

[2] COBA SA. (2017). Surélévation du barrage Bou Heurtma. Avant Projet Détaillé (APD). Assistance technique pour la mise en oeuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon ».

[3] COBA SA.(2017). Résultats du programme de reconnaissance plus approfondie sur le béton du mur de seuil de l'évacuateur de crues du Barrage de Bou Heurtma. Assistance technique pour la mise en oeuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon ».

[4] EM 1110-2-2200/1995, Stability Gravity Dam Design. US Army Corps of Engineers.

Reabilitação estrutural da barragem de Laroussia

Paulo Soares[1] Rui Rodrigues[2] Cristina Costa[3] José Cruz Morais[4]

RESUMO

A barragem de Laroussia é uma barragem de derivação de betão, localizada no *Oued* Medjerda, na Tunísia, 10 km a montante da vila de Tebourba, construída nos anos 50. A barragem está integrada no complexo de irrigação de Medjerda, tendo como finalidade principal reter as águas provenientes barragem de Sidi Salem localizada a montante, que são derivadas para o canal de Medjerda-Cap Bon, a partir do qual se procede ao abastecimento de água para irrigação e de distribuição de água potável.

A barragem é constituída por uma soleira descarregadora com largura total de 70 m sobre a qual apoiam os muros laterais e os dois pilares centrais (com 4 m de largura), formando assim 3 vãos descarregadores de 12 m de largura cada, equipados com comportas segmento de 12,70 m de altura. A capacidade de vazão da barragem é de 2 500 m^3/s.

Atendendo à idade da obra e à sua importância estratégica, o principal objetivo da intervenção é a reabilitação da barragem e dos respetivos equipamentos, em particular das comportas segmento, de modo a prolongar o tempo de vida útil da obra.

Os estudos desenvolvidos envolveram a avaliação da segurança da barragem incluindo a realização de campanhas de análise e ensaios (geotécnicos, estruturais e de equipamentos) e o desenvolvimento do projeto de reabilitação.

No presente artigo apresentam-se as principais intervenções ao nível estrutural integradas no âmbito do projeto de reabilitação, que consistem na reparação das patologias dos betões, reforço da fundação da estrutura de armazenamento das comportas ensecadeiras, substituição das vigas de jusante de apoio do caminho de rolamento do pórtico para colocação de comportas ensecadeiras, demolição e construção dos novos postos de manobra das comportas segmento do descarregador de cheias, demolição e reconstrução de muro de suporte da encosta da margem direita a jusante da barragem.

Palavras-chave: Reabilitação, Reparação, Reforço, Descarregador de Cheias, Ensaios

1. INTRODUÇÃO

As intervenções de natureza estrutural a realizar no âmbito da reabilitação da barragem de Laroussia decorrem das conclusões de estudos realizados no âmbito do programa de assistência técnica, *Assistance technique pour la mise en oeuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon »,* que incluem a reabilitação dos equipamentos, de diversos elementos estruturais e ainda trabalhos de natureza geotécnica.

[1 2 3 4] COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A; Avenida 5 de Outubro, 323 1649-011 Lisboa;
e-mail: p.soares / r.rodrigues / c.costa / c.morais@cobagroup.com; www.coba.pt

Os estudos anteriores foram desenvolvidos ao nível do *Avant Projet Sommaire* [1] e ao nível *Avant Projet Détaillé* [2]. Indicam-se de seguida os principais intervenientes e alguns dados relativos à barragem.

DONO DE OBRA :	République Tunisienne. Ministère de l'Agriculture, des Ressources Hydrauliques et de la Pêche Direction Générale des Barrages et Grands Travaux Hydrauliques (DGBGTH)
ENTIDADE FINANCIADORA:	Kreditanstalt für Wiederaufbau (KfW)
CONSULTORES PROJETISTAS:	Agrupamento SCP/ COBA/ AHT/ SCET-TUNISIE
OUED (RIBEIRA):	Medjerda (troço inferior)
MUNICÍPIO:	La Manouba
LOCALIDADE:	Tebourba
FUNÇÃO PRINCIPAL DA BARRAGEM	Fornecimento de água potável e irrigação

Refere-se ainda que as principais intervenções ao nível estrutural decorrem das intervenções ao nível dos equipamentos, em particular a substituição das comportas segmento, reabilitação de caminhos de rolamento de apoio do pórtico e reabilitação de betões de segunda-fase de ranhuras das comportas segmento e das ensecadeiras.

Atualmente encontra-se em curso o concurso internacional para seleção da empresa ou agrupamento de empresas que realizarão os trabalhos de reabilitação, na sequência do qual os mesmos serão iniciados.

2. CARACTERIZAÇÃO GERAL

Apresentam-se de seguida algumas características e aspetos relevantes da obra, quer em relação à sua conceção original quer no que respeita às suas condições de funcionamento atual.

A barragem de Laroussia é uma barragem de derivação de betão, constituída por uma soleira descarregadora com largura total de 70 m sobre a qual apoiam os muros laterais e os dois pilares centrais (com 4 m de largura), formando assim 3 vãos descarregadores de 12 m de largura cada, equipados com comportas segmento de 12,70 m de altura (Fig. 1).

Do ponto de vista estrutural, a barragem é composta por uma soleira de betão armado monolítica entre as margens esquerda e direita, sobre a qual descarregam os pilares e que absorve os esforços horizontais resultantes dos impulsos de terras sobre os muros laterais da obra.

A montante e a jusante da soleira existem cortinas de estacas-pranchas, que terão sido utilizadas para a construção da barragem. Dado que se desconhece o estado de conservação destas cortinas, a avaliação da estabilidade global da barragem realizada no âmbito do presente projeto de reabilitação foi efetuada tendo em conta os diferentes cenários de funcionamento possíveis, nomeadamente considerando as cortinas de estacas-pranchas operacionais e não operacionais e cortina de estacas-pranchas não operacional a montante e operacional a jusante.



Figura 1. Barragem de Laroussia – Vista de Montante (Foto à esquerda: albufeira no Nível de Pleno Armazenamento (NPA); Foto à direita: albufeira vazia).

Do ponto de vista geológico, os terrenos são do tipo aluvionar de formação recente, limitados ao norte por formações do pliocénico antigo, formações entre as quais a ribeira se encontra localizada (Fig. 2).

As formações do pliocénico são constituídas por terrenos consolidados de areias siltosas ou argilas arenosas. Porém, os terrenos de formação mais recente, do tipo areias argilosas ou lodosas, possuem grande heterogeneidade e considerou-se no projeto original da barragem que não constituíam apoios estáveis para fundações superficiais.

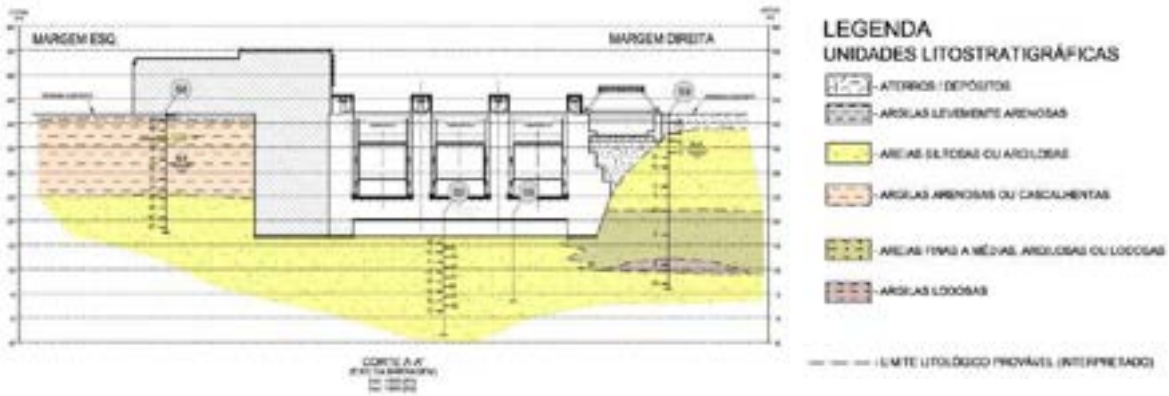


Figura 2. Perfil geológico e geotécnico pelo eixo da barragem.

Em consequência das diferentes condições de fundação, na margem esquerda a barragem está fundada diretamente sobre as areias siltosas, enquanto que na margem direita as fundações são indiretas, com recurso a estacas de pequeno diâmetro.

Um aspeto relevante das condições de funcionamento da albufeira, com importância para o planeamento dos trabalhos de reabilitação, é a garantia fornecimento de água aos canais (Canal Medjerda Cap-Bon-CMCB e o Grand-Canal) que se desenvolvem a partir da albufeira, dado que este fornecimento não pode ser interrompido, exceto durante um período de um mês, entre dezembro e fevereiro (Fig. 1).

3. INSPEÇÕES E CAMPANHAS DE ENSAIOS

No âmbito dos estudos desenvolvidos, realizaram-se inspeções visuais aprofundadas (Fig. 3) e campanhas de ensaios de âmbito estrutural, incluindo extração de carotes para caracterização e análise petrográfica do betão, análise ao microscópio eletrónico, determinação do teor de cloretos, determinação da profundidade de carbonatação, ensaios mecânicos à compressão (∅150 x 300) para determinação da resistência e ensaios mecânicos à compressão para determinação do módulo de elasticidade (∅100 x 200).

Foi também efetuada uma campanha de prospeção geotécnica que compreendeu a realização de poços e sondagens, incluindo a execução de ensaios SPT, que permitiram caracterizar e concluir de forma global sobre a capacidade portante das fundações. Inclusivamente foram realizadas sondagens sobre plataforma flutuante que permitiram recolher amostras para avaliar a classe de resistência do betão da laje de fundação assim como validar que a geometria da laje está acordo com o projeto original.

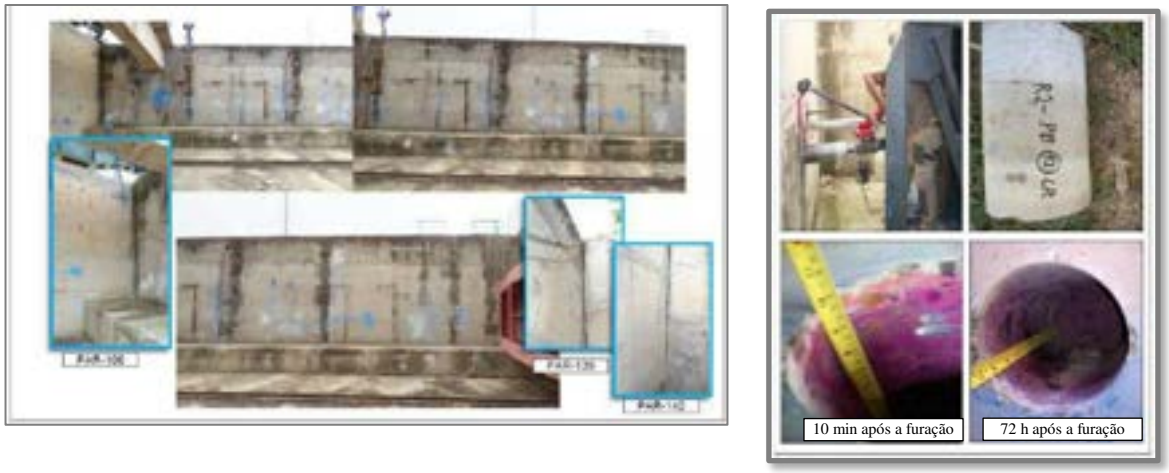


Figura 3. Inspeção visual da estrutura de armazenamento das ensecadeiras; extração de carotes e determinação *in-situ* da profundidade de carbonatação.

Quadro 1. Valores médios das tensões de rotura do betão à compressão e do módulo de elasticidade do betão dos principais elementos estruturais da barragem (valores obtidos por via de ensaios) – *N*: número de carotes ensaiadas por zona

Elemento estrutural	*N*	f_{cm} *[MPa]*	E_{cm} *[GPa]*
Muros da margem esquerda	2	33.6	32.3
Muros da margem direita	2	37.6	31.8
Pilar (lado direito)	2	30.7	30.6
Pilar (lado esquerdo)	2	31.6	29.5
Pilar (central)	2	33.6	33.1
Vigas	2	43.2	31.4
Est. de Armazenamento de ensecadeiras	1	56.2	36.4
Ponte	1	34.0	26.1
Laje de Fundação (Soleira)	1	34.2	---

Nos ensaios à compressão do betão obtiveram-se um valor médio da resistência à compressão de 37 MPa e um valor médio do módulo de elasticidade de 31 GPa. Conservativamente, para as verificações de segurança estrutural efetuadas no âmbito das intervenções previstas, foi considerado um betão da classe de resistência C25/30.

No respeitante à profundidade de carbonatação, não se identificaram comportamentos atípicos, tendo em consideração a idade da estrutura, tendo-se verificado profundidades médias *in-situ* da ordem de 3 cm. Os recobrimentos efetivos médios medidos são da ordem dos 4 cm.

Foi ainda realizada uma campanha de levantamento exaustivo geométrico e topográfico, incluindo meios de sonar batimétricos da fundação e leito do rio, que permitiram concluir sobre o seu alinhamento e zonas erodidas e com assentamentos estruturais.

Importa ainda destacar que foram realizadas inspeções detalhadas do estado de conservação dos equipamentos hidromecânicos e elétricos, tendo-se constatado ser necessária a substituição integral das comportas segmento e de todos os equipamentos elétricos e respetiva cablagem de alimentação, havendo assim que definir uma nova estrutura de apoio dos servomotores e novos postos de manobra.

4. AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA BARRAGEM

A avaliação da estabilidade global da obra foi efetuada considerando a geometria da obra (Fig. 4) e as ações do peso próprio (PP), da água a montante e a jusante e sísmicas. Os cenários de cálculo avaliados (Quadro 2) foram definidos tendo em conta as diferentes situações de funcionamento da barragem, nomeadamente cenários correntes (CC), pouco frequentes (CPF) e excecionais (CE), conforme metodologia estabelecida em [4] e considerando três condições de operacionalidade das cortinas de estacas-pranchas, dado que as mesmas têm influência nos níveis de subpressões instaladas sob a soleira da fundação.

Tendo por base os ensaios SPT realizados, estimaram-se valores para o ângulo de atrito interno (Ø') no intervalo entre 38-40°, tendo-se considerado de forma conservativa na avaliação estrutural valores de 38º e coesão nula.

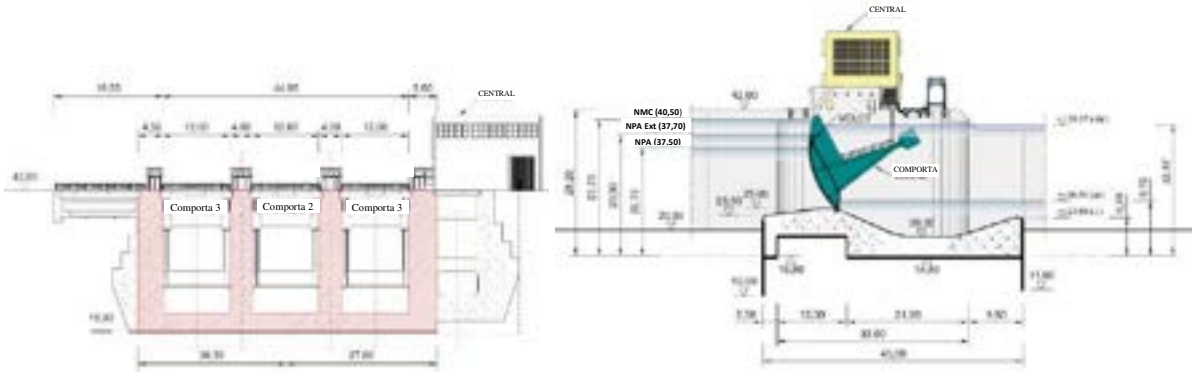


Figura 4. Principais dimensões da barragem e níveis de água considerados, a montante e a jusante.

Quadro 2. Níveis de água a montante e a jusante e cenários de cálculo considerados (relativamente à operacionalidade das cortinas de estacas-pranchas).

Níveis de água / ações (cf. Fig. 4)	*Casos considerados Operacionalidade das cortinas de estacas-pranchas*
Cenários correntes **CC1**: PP + NPA (37,50) montante e (23,50) jusante **CC2:** PP + NPA (37,50) montante e (26,50) jusante *Cenários pouco frequentes* **CFP1**: PP + NPA Ext (37,70) montante e (26,50) jusante **CPF2:** PP + NPA (37,50) montante e (26,50) jusante +SBP (Sismo base de projeto– a=0,06g) *Cenários excecionais* **CE1:** PP + NMC (40,50) montante e (39,37) jusante **CE2:** PP + NPA (37,50) montante e (26,50) jusante + SMP (Sismo máximo de projeto– a=0,12g)	*Casos relativos à eficiência da cortina de estacas-pranchas* Caso (A) - Estacas-pranchas operacionais, a montante e a jusante. Caso (B) - Estacas-pranchas não operacionais, quer a montante quer a jusante. Caso (C) - Estacas-pranchas não operacionais a montante, e operacionais a jusante.

Calcularam-se de acordo com expressão indicada na Eq. 1, os coeficientes de segurança ao deslizamento (λ_1).

$$\lambda_1 = \frac{cL + (N - U)tan\phi'}{T} \quad (1)$$

Sendo *c* a coesão (considerada nula), *L* o comprimento da fundação, *N* o peso próprio da estrutura, *U* a resultante das subpressões e *T* a resultante dos impulsos hidrostáticos horizontais.

Quadro 3. Coeficientes de segurança ao deslizamento (λ_1) para diferentes cenários e situações de operacionalidade da cortina de estacas-pranchas.

		Situações de operacionalidade da cortina de estacas pranchas		
	Cenário	*Operacionais*	*Não operacionais*	*Não operacionais (M) Operacionais (J)*
Cenários correntes	**CC1**	2,80	2,80	2,37
	CC2	3,27	3,27	2,88
Cenários pouco frequentes	**CFP1**	3,18	3,18	2,79
	CFP2	2,07	2,07	1,82
Cenários excecionais	**CE1**	37,89	37,89	37,43
	CE2	1,51	1,51	1,33

Os coeficientes de segurança obtidos respeitam os valores recomendados e usualmente utilizados na engenharia de barragens, em particular os valores propostos por l'USACE, EM 1110-2-2100 [4].

2,0 – Cenários correntes;
1,7 – Cenários pouco frequentes;
1,3 – Cenários excecionais.

No respeitante à segurança ao derrubamento, controlou-se a posição da excentricidade relativa da resultante na base da barragem, obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$e_r = \frac{M_{res}/N_{res}}{L/2} \quad (2)$$

As excentricidades relativas (e_r) apresentam valores, obtidos para todos os cenários indicados, que se encontram dentro dos limites impostos por USACE EM 1110-2-2100 [4].

(-0,333 < e_r < 0,333) – Cenários correntes;
(-0,50 < e_r < 0,50) – Cenários pouco frequentes;
(-1,00 < e_r < 1,00) – Cenários excecionais.

Em particular obteve-se para todos os cenários de cálculo que a resultante das forças se situa no interior do núcleo central da superfície da fundação (-0,333 < e_r < 0,333).

Relativamente à verificação da segurança à rotura da fundação, os valores das tensões verticais de compressão na fundação são reduzidos (entre 96 kPa e197 kPa) e compatíveis com a respetiva capacidade portante, sendo da mesma ordem de grandeza para todos os cenários considerados e em qualquer caso de funcionamento da cortina de estacas pranchas.

As tensões mais elevadas (326 kPa) ocorrem quando a albufeira está vazia, sob a ação isolada do peso próprio da barragem.

As verificações de segurança efetuadas permitiram concluir que a barragem possui as condições adequadas de segurança para todas as condições de exploração, independentemente das condições de operacionalidade das cortinas de estacas-pranchas.

Procedeu-se ainda à verificação da segurança à erosão interna regressiva da fundação da barragem tendo-se efetuado uma análise da percolação para com o nível de água a montante no NPA e a jusante à cota (23,50), situação a que corresponde a maior diferença de nível de água entre montante e jusante com carácter permanente, e consequentemente, com potencial erosivo mais significativo. Os resultados obtidos conduziram à necessidade de instalar um tapete drenante a jusante da barragem, numa extensão de cerca de 15 m, constituído por enrocamento com dimensão máxima de 1,30 m e espessura total de 1,70 m, de modo a aumentar de cerca de 5,00 o fator de segurança à erosão interna face ao fator de segurança da ordem de 3,00 correspondente à situação atual.

5. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DA BARRAGEM

5.1 Reparação das patologias dos betões

Os trabalhos de reparação estrutural previstos para os paramentos dos pilares e muros existentes do descarregador, bem como das restantes estruturas de betão da barragem compreendem a aplicação dos sistemas de reparação e proteção indicados no Quadro 4, ilustrando-se a sua aplicação no caso dos paramentos de betão dos pilares na Fig. 5.

Quadro 4. Sistemas de proteção e reparação das estruturas de betão.

Objetivo	*Aplicação prevista*	*Sistema de proteção / reparação*
Reparação da erosão superficial do betão das estruturas hidráulicas	Superfícies dos pilares, muros e soleiras	Sistema de reparação estrutural com argamassas de reparação estrutural do tipo R4 ou R3, com inibidores de corrosão, aplicada por projeção (esp. 5 a 50 mm).
Acabamento e uniformização das intervenções das estruturas hidráulicas	Superfícies dos pilares e muros	Sistema de reparação estrutural com argamassas de regularização do tipo R3, aplicada por projeção (esp. ~5 mm).
Reconstituição do monolitismo estrutural	Fendas e fissuras com aberturas superiores a (w_k>1 mm, aprox.)	Injeção de resinas epoxídicas.
Tratamento das regiões com armaduras em corrosão	Regiões localizadas com patologias	Sistema de proteção por aplicação de resina epoxídica sobre as armaduras e argamassas de alta resistência (classe R4), com eventual substituição de armaduras.

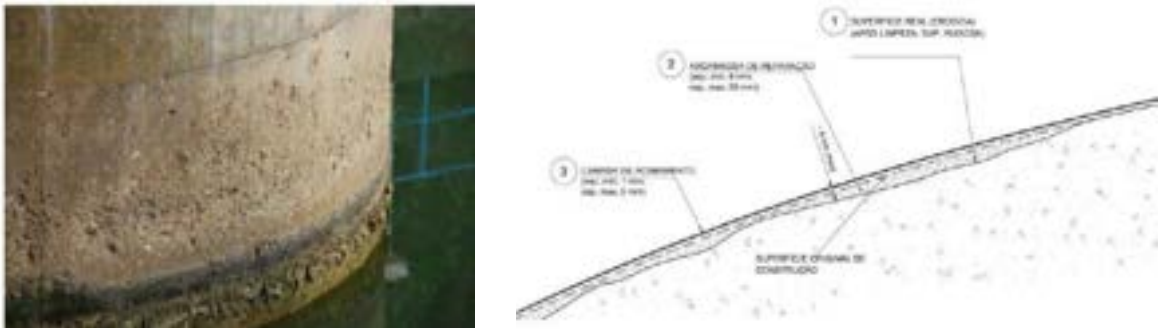


Figura 5. Estado dos paramentos dos pilares e esquema de reparação preconizado (corte do pilar em plano horizontal).

Encontram ainda prevista a realização de ensaios de arrancamento acordo com a norma NP EN 1504-10, para efeitos de verificação da conformidade antes e após a aplicação dos referidos sistemas.

5.2 Reforço da fundação da estrutura de armazenamento das comportas ensecadeiras

Os principais problemas estruturais existentes na estrutura de armazenamento das comportas ensecadeiras são a ocorrência de assentamentos verticais diferenciais da ordem de 7 cm (max.), localizados na zona da estrutura apoiada diretamente no terreno, tendo resultado numa perda de funcionalidade dos carris de apoio do caminho de rolamento.

A solução preconizada para a resolução do problema passa por reforçar a fundação com micro estacas injetadas do tipo injeção repetida seletiva (IRS), solidarizadas à estrutura através de um maciço de ancoragem monolítico com a estrutura (Fig. 6), procedendo-se posteriormente à montagem e ao nivelamento dos carris de apoio ao nível superior.

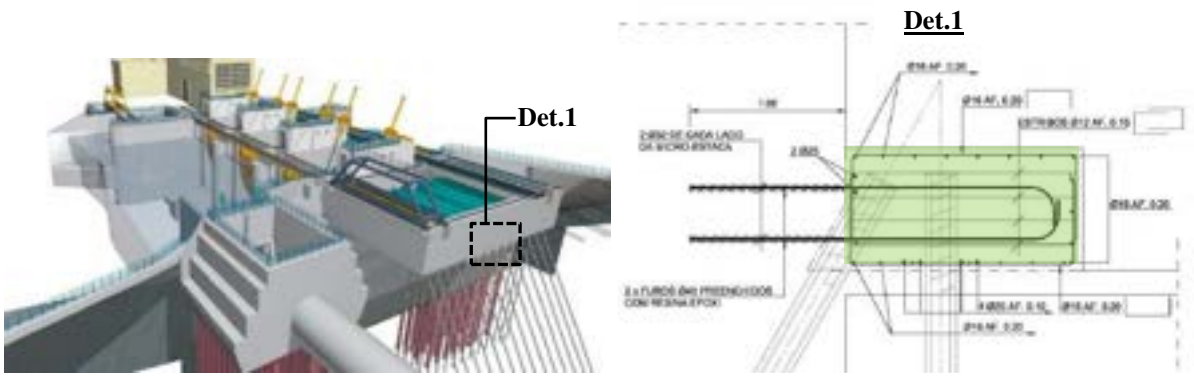
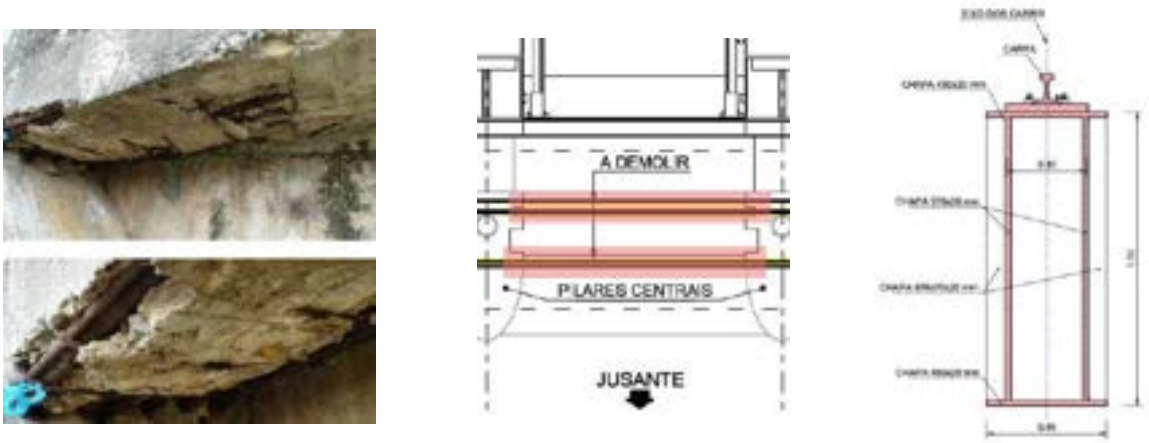


Figura 6. Reforço da fundação da estrutura de armazenamento de ensecadeiras com recurso a micro estacas.

5.3 Substituição das vigas de jusante de apoio do pórtico

Dadas as importantes patologias evidenciadas pelas vigas de betão armado de apoio do caminho de rolamento do pórtico a jusante da barragem, nomeadamente fendilhação generalizada, destacamentos de betão e corrosão de armaduras, optou-se por proceder à respetiva substituição. Uma solução com vigas metálicas foi selecionada em detrimento de uma solução com vigas pré-fabricadas de betão armado pré-esforçado, no sentido de minimizar o seu peso e facilitar a respetiva instalação. (Fig. 7).



(a) (b) (c)

Figura 7. Substituição de vigas em betão armado por vigas metálicas. (a) Corrosão e degradação; (b) Vão corrente (planta); (c) Secção transversal.

5.4 Novos postos de manobra

Para a instalação das novas comportas segmento do descarregador de cheias prevê-se a demolição dos postos de manobra existentes e a construção de novas estruturas de betão armado (Fig. 8), monolíticas com os pilares, que acomodam nas paredes laterais os maciços necessários para o apoio das estruturas de fixação dos servomotores das novas comportas. Está ainda prevista a reformulação das caleiras para instalação da cablagem associada aos novos equipamentos elétricos.

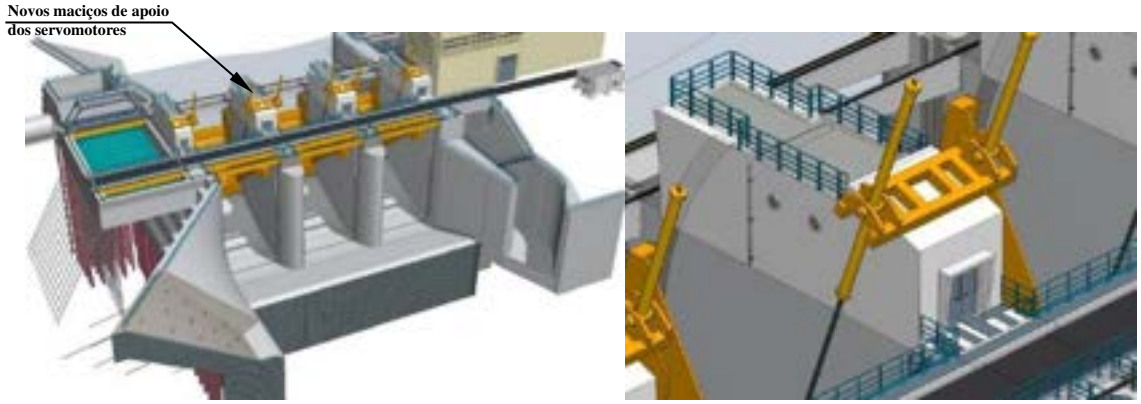


Figura 8. Barragem de Laroussia, após realização dos trabalhos, com quatro novos postos de manobra e respetivos maciços de apoio dos servomotores, estrutura de armazenamento das comportas e reabilitação do muro de suporte da encosta.

Os munhões de apoio das comportas existentes são constituídos por elementos metálicos embebidos no pilar e solidarizados com uma estrutura metálica em forma de leque, embebida no pilar, e que permite encaminhar as forças resultantes para montante e simultaneamente, para a base do pilar. Estes munhões existentes serão mantidos e serão objeto de uma reabilitação das superfícies expostas, e constituirão os apoios dos braços das novas comportas.

5.5 Muro de suporte da encosta da margem direita a jusante da barragem

Tendo em consideração o nível de degradação estrutural do atual muro de suporte da encosta da margem direita a jusante da barragem de betão armado, o projeto de reabilitação preconiza a sua demolição e a construção de uma estrutura de contenção de betão projetado com 20 cm de espessura com pregagens em aço de alta resistência, com diâmetro Ø=35mm e limites elástico e de rotura de 645 kN/varão e 770 kN/varão, respetivamente. A área de influência de cada pregagem é de 3,125 m^2 (Fig. 9).

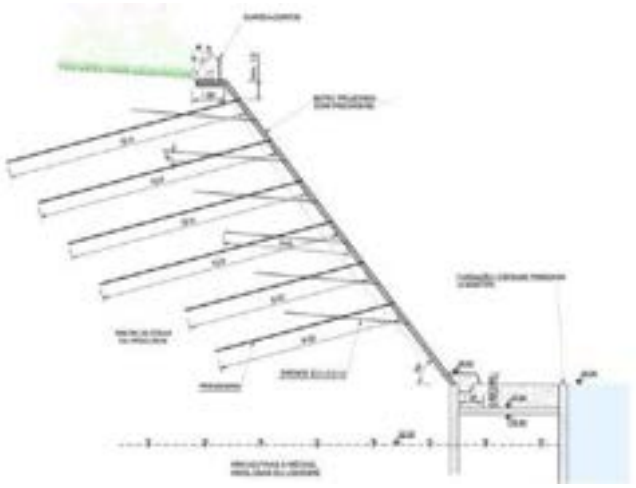


Figura 9. Corte tipo da estrutura do novo muro de suporte da encosta da margem direita, a jusante (betão projetado com pregagens).

5.6 Reabilitação estrutural da ponte sobre o descarregador de cheias

Além dos trabalhos de reabilitação do betão armado da ponte sobre o descarregador de cheias, em conformidade com os procedimentos apresentados no ponto 4., as restantes intervenções consistem na substituição de juntas, reabilitação do sistema de drenagem, reconstrução dos lancis e caleiras de cabos, substituição de guarda corpos e reabilitação da camada de revestimento de betão betuminoso.

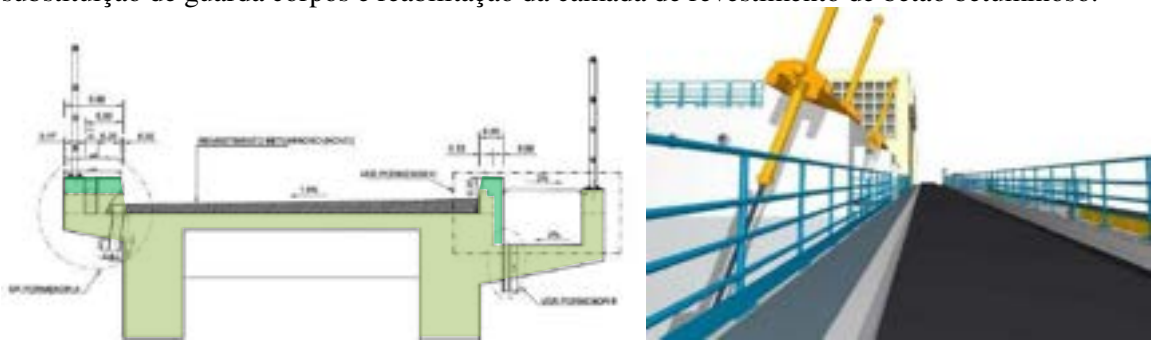


Figura 10. Secção transversal da ponte e antevisão após a realização dos trabalhos.

6. CONCLUSÕES

As intervenções de reabilitação da barragem, em particular a substituição das comportas segmento do descarregador de cheias, revelaram-se de alguma complexidade devido à importante interferência com a estrutura da barragem, em particular para conseguir acomodar os maciços de apoio dos servomotores das comportas.

Dado que a barragem terá de manter-se em operação durante a realização dos trabalhos de reabilitação para assegurar o fornecimento de água aos canais, as soluções e o faseamento dos trabalhos foram definidos, conjuntamente com o Dono de Obra, tendo em conta esse importante condicionamento e também o prazo máximo estabelecido para a empreitada.

AGRADECIMENTOS

À DGBGTH – *Direction Générale des Barrages et Grands Travaux Hydrauliques* e à KfW *Kreditanstalt für Wiederaufbau* pela autorização concedida na publicação deste artigo. Aos vários técnicos envolvidos por todo o trabalho desenvolvido em conjunto, pelo espirito de cooperação, pela capacidade de diálogo e bom relacionamento.

REFERÊNCIAS

[1] COBA SA. (2016). Réhabilitation du barrage Laroussia. Avant Projet Sommaire (APS). Assistance technique pour la mise en œuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon ».

[2] COBA SA. (2017). Réhabilitation du barrage Laroussia. Avant Projet Détaillé (APD). Assistance technique pour la mise en œuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon ».

[3] COBA SA. (2016). Résultats du programme de reconnaissance et essais sur le béton du barrage Laroussia. Assistance technique pour la mise en œuvre des composantes « Surélévation du barrage Bou Heurtma » et « Modernisation des infrastructures du Canal Medjerda - Cap Bon ».

[4] EM 1110-2-2200/1995, Stability Gravity Dam Design. US Army Corps of Engineers.

Projeto e Construção da Barragem de Laúca

Sérgio Kraemer[1] **Nuno Nunes[2]** **Cristina Costa[3]**
Acácio Santo[4] **Elias Estêvão[5]** **Marcus Azeredo[6]**

RESUMO

Neste artigo são apresentadas as principais soluções desenvolvidas no projeto de execução e na assistência técnica da Barragem de Laúca, com realce para a componente estrutural, nomeadamente nos aspetos associados à estabilidade global da barragem e ao dimensionamento dos diversos elementos de betão armado e betão armado pré-esforçado.

A barragem de Laúca está inserida no Aproveitamento Hidroelétrico de Laúca, localizado no troço intermédio do rio Kwanza em Angola, a cerca de 300 km de Luanda. O A.H. Laúca integra uma barragem de betão compactado com cilindro (BCC) com 156 m de altura máxima e um volume de betão da ordem de 2 940 000 m^3, um circuito hidráulico principal com seis galerias de adução de 2 000 m de extensão cada, uma central em caverna com seis grupos geradores, perfazendo uma potência total de 2 004 MW e um circuito hidráulico que turbina o caudal ecológico com uma central com 66 MW de potência.

A barragem, com perfil do tipo gravidade e construída em BCC, tem o paramento de jusante inclinado a 0,85H/1V e o paramento de montante vertical. O comprimento total do coroamento é de aproximadamente 1 200 m, estando dividida em 63 blocos independentes com largura média de 19 m. A barragem possui um descarregador de cheias, localizado sobre os quatro blocos junto ao leito do rio, com uma capacidade de descarga de 10 020 m^3/s, constituído por três vãos delimitados por muros laterais e por dois pilares intermédios de betão armado pré-esforçado, equipados com comportas segmento. A barragem dispõe também de uma descarga de fundo instalada no bloco à esquerda do descarregador de cheias, com uma secção de 5,6x6,7 m^2 (lxh) e uma capacidade máxima de vazão de 1 310 m^3/s. A barragem incorpora ainda a tomada de água do circuito hidráulico da central do caudal ecológico.

Palavras-chave: Barragem de gravidade, Descarregadores, Estabilidade, Dimensionamento

1. INTRODUÇÃO

O Aproveitamento Hidroelétrico de Laúca (A.H. Laúca) está localizado aproximadamente no km 308 do rio Kwanza, a cerca de 47 km a jusante do A.H. Capanda, próximo da localidade de N'Hnague Ya Pepe. No local de implantação do A.H. Laúca, o rio Kwanza desenvolve-se num vale encaixado com encostas sub-verticais com mais de 100 m de altura, tendo no seu troço inicial uma configuração em planta na forma de "S", com uma queda natural de aproximadamente 100 m distribuída numa extensão de 2 km.

[1]INTERTECHNE, Curitiba, Brasil. smkr@intertechne.com.br
[2]COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A., Lisboa, Portugal. n.nunes@cobagroup.com
[3]COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A., Lisboa, Portugal. c.costa@cobagroup.com
[4]COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A., Lisboa, Portugal. a.santo@cobagroup.com
[5]GAMEK – Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza, Luanda, Angola. daniloestevo@gmail.com
[6]CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT, Salvador, Brasil. mazeredo@odebrecht.com

Os primeiros estudos na bacia hidrográfica do rio Kwanza, tendo como o objetivo a produção de energia hidroelétrica no seu troço intermédio, remontam à década de 50 do século passado. Foram realizados estudos a partir do ano de 1955, iniciados pela empresa Hydrotechnic Corporation (USA), com recursos do "Plano Marshal", os quais foram complementados pela Brigada de Estudos do Cuanza, Bengo e Lucala e Sonefe nos anos 50 e 60. Em 2007, as empresas Intertechne Consultores S.A. e Odebrecht Angola – Construções e Projetos de Energia celebraram contrato com o GAMEK - Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza - para os estudos de viabilidade do troço médio do rio Kwanza.

O projeto base do A.H. Laúca, apresentado em 2013, contempla uma evolução dos conceitos adotados nos estudos de viabilidade realizados em 2008 pela Intertechne e Odebrecht. Essa evolução conduziu a mudanças significativas no arranjo geral do empreendimento, de que se destaca o aumento de quatro para seis grupos geradores. Em julho de 2013 foi celebrado o contrato entre o Ministério da Energia e Águas da República de Angola e a Odebrecht para a execução das obras do A.H. Laúca, incluindo o desenvolvimento do projeto de execução.

A construção do empreendimento envolveu diversas entidades, nomeadamente, o Dono da Obra, Ministério da Energia e Águas da República de Angola / GAMEK, a construtora Odebrecht como empreiteiro geral da obra, o projetista Intertechne, e a Coba-Lahmeyer como consórcio de empresas para a coordenação geral do empreendimento, supervisão técnica do projeto, assistência técnica à obra e fiscalização.

O processo de supervisão técnica do projeto obrigou a uma intensa interação entre a Intertechne e a Coba-Lahmeyer no desenvolvimento e na análise de todos os documentos de projeto (nas diversas frentes e especialidades do empreendimento), que decorreu ao longo de todo o período de construção da obra. Cada documento ou conjunto de documentos de projeto (peças desenhadas, cálculos justificativos, etc) foi elaborado num processo iterativo de produção/revisão, dentro de prazos previamente estabelecidos, procurando sempre encontrar o melhor equilíbrio entre a qualidade técnica, custo e tempo necessário para a execução de forma a não colocar em causa as datas chave previstas no cronograma aprovado.

2. CARACTERIZAÇÃO GERAL

O A.H. Laúca (Fig. 1) integra uma barragem de betão compactado com cilindro (BCC) com 156 m de altura máxima e um volume de betão da ordem de 2 940 000 m^3, um circuito hidráulico principal com seis galerias de adução de 2 000 m de extensão cada, uma central em caverna com 6 turbinas, perfazendo uma potência total de 2 004 MW e um circuito hidráulico que turbina o caudal ecológico com uma central com 66 MW de potência.

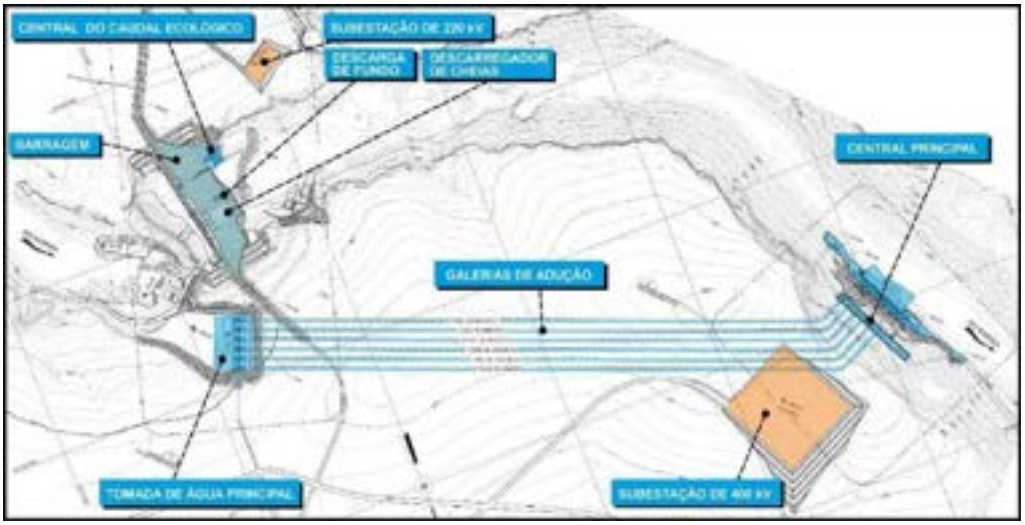


Figura 1. A.H. Laúca. Arranjo geral do empreendimento

A barragem (Figs 2 e 3), com um perfil do tipo gravidade e construída em BCC por camadas de 30 cm de espessura, tem o paramento de jusante inclinado a 0,85H/1V. O paramento de montante é vertical acima da cota 785 e inclinado a 0,1H/1V abaixo desta cota.

O coroamento tem um desenvolvimento total de 1 200 m e uma largura de 9,0 m. A barragem encontra-se dividida em 63 blocos independentes com largura média de 19 m. Entre os encontros a barragem tem cerca de 500 m de comprimento distribuídos em 30 blocos com altura média de 130 m.

A estanqueidade da barragem é assegurada por uma camada de betão convencional no paramento de montante, com espessura variável entre 1,00 m na base e 0,50 m no topo ("*traditional concrete against formwork*", [1]).

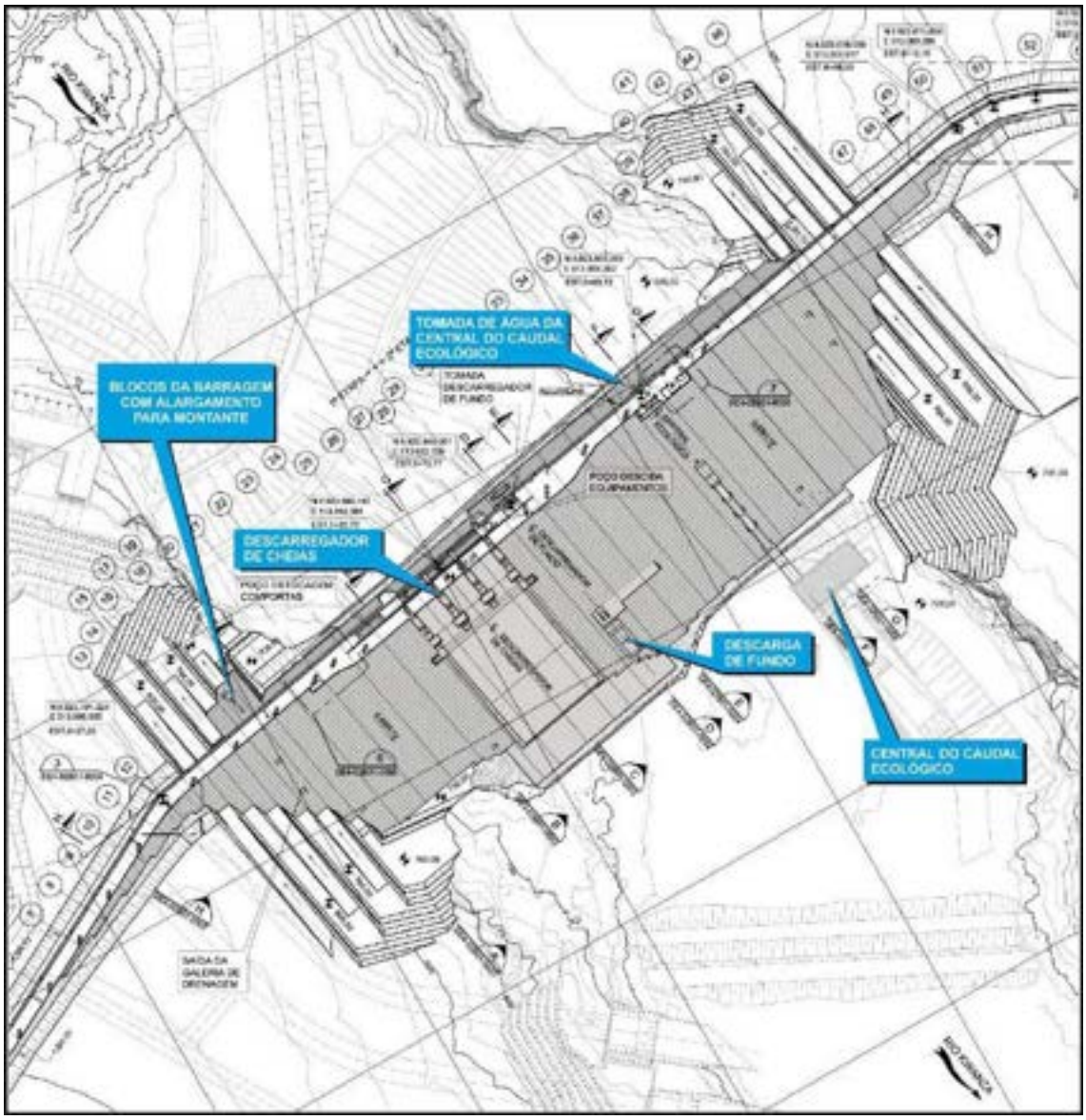


Figura 2. Barragem. Planta.

Em quatro blocos na zona dos encontros (blocos 16, 17, 18 e 42), onde a fundação é constituída por estratos metassedimentares, nomeadamente de arenitos e siltitos com piores características de resistência e deformabilidade, o perfil transversal da barragem foi alargado para montante, adotando-se uma inclinação deste paramento de 0,3H/1V, de forma a garantir a segurança ao deslizamento e a reduzir as tensões de contacto na fundação.

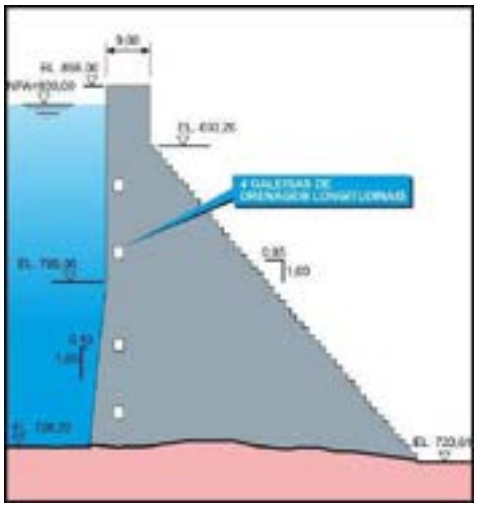


Figura 3. Barragem. Perfil transversal tipo.

A execução da barragem foi realizada em duas fases, a primeira desde a margem direita até ao bloco 28 e a segunda desde o bloco 29 até à margem esquerda (Fig. 4). A barragem inclui quatro galerias de drenagem longitudinais, às cotas (736), (760), (793) e (817), com secção interior de 2,9x4,0 m^2 (lxh).

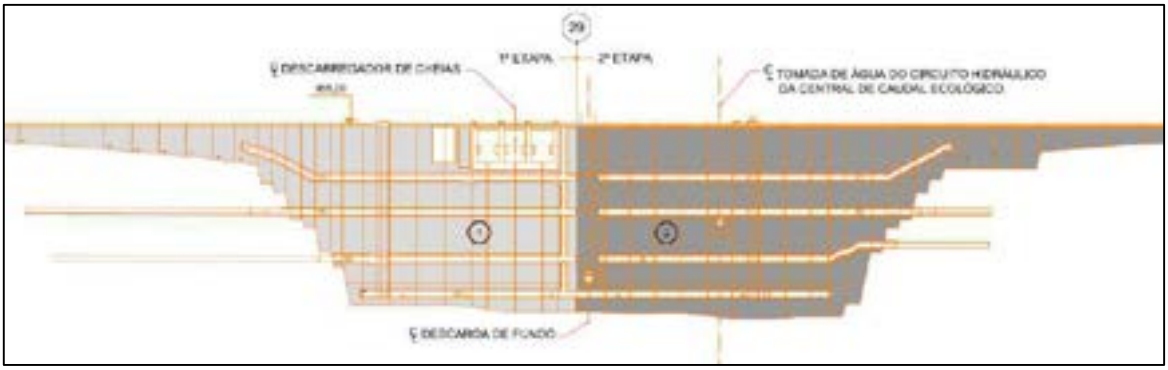


Figura 4. Barragem. Fases de construção.

A barragem possui um descarregador de cheias, localizado sobre os 4 blocos junto ao leito do rio (blocos 24 a 27), com uma capacidade de descarga de 10020 m^3/s, constituído por três vãos de 15 m equipados com comportas segmento, delimitados pelos muros laterais e por dois pilares intermédios de betão armado pré-esforçado, com 4 m de espessura (Fig. 5).

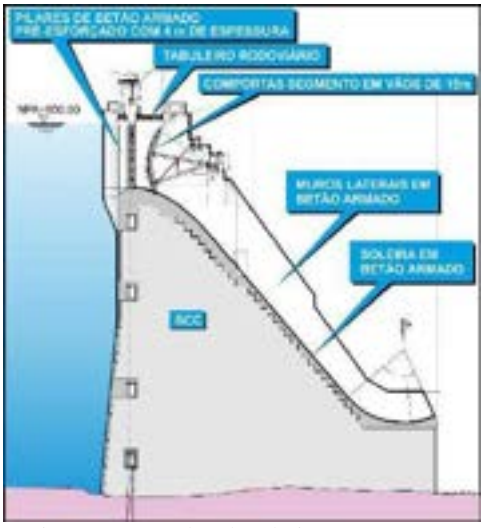


Figura 5. Descarregador de Cheias. Corte transversal.

Os vãos entre pilares são transpostos através de um tabuleiro rodoviário vigado em estrutura mista aço/betão, ao nível do coroamento, assente em aparelhos de apoio sobre os muros e pilares do descarregador.

A barragem dispõe também de uma descarga de fundo instalada no bloco à esquerda do descarregador de cheias (bloco 29), com uma secção corrente de 5,6x6,7 m^2 (lxh) blindada e uma capacidade máxima de vazão de 1310 m^3/s (Fig. 6).

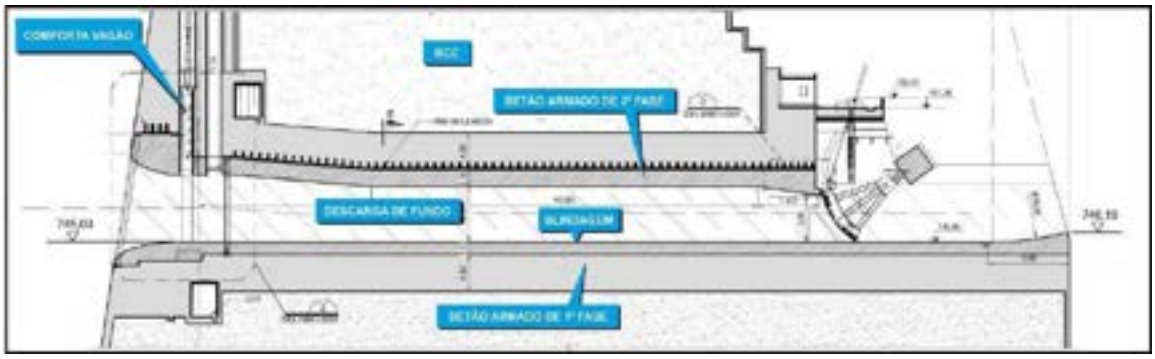


Figura 6. Descarga de Fundo. Corte longitudinal.

A barragem incorpora ainda a tomada de água do circuito hidráulico da central de caudal ecológico, no bloco 34, com uma secção corrente circular de 4 m de diâmetro (Fig. 7).

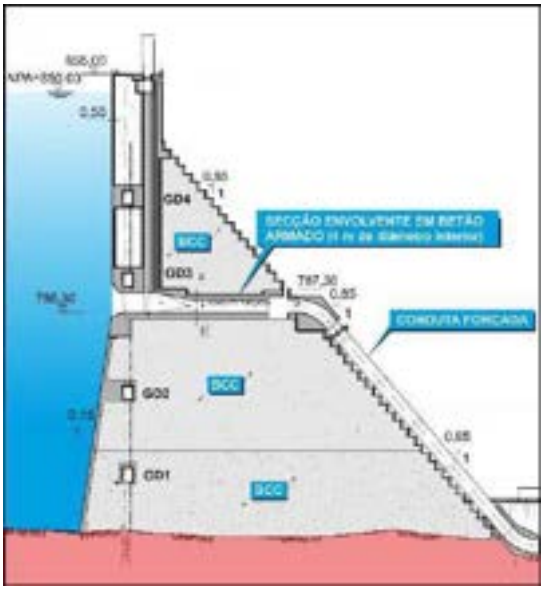


Figura 7. Tomada de Água do Circuito Hidráulico da Central de Caudal Ecológico. Bloco 34.

3. GEOLOGIA E GEOTECNIA

A fundação da barragem de Laúca assenta sobre duas unidades geológicas (Fig. 8):

a) Rochas Metassedimentares Estratificadas (idade proterozóico superior) - sucessão de arenitos silicificados (AS), arenitos porosos (AP), siltitos (SI) e brecha conglomerática basal (CG), apoiando-se discordantemente sobre o complexo Gnáissico;

b) Complexo Gnáissico (GN) (idade arqueano) - gnaisses, anfibolitos e intrusões graníticas. O contacto com a sequência sedimentar é discordante e praticamente subhorizontal. No contacto com a sequência metassedimentar o gnaisse apresenta-se muito fraturado e alterado e também

permeável. Em profundidade o gnaisse forma um maciço muito competente e medianamente fraturado.

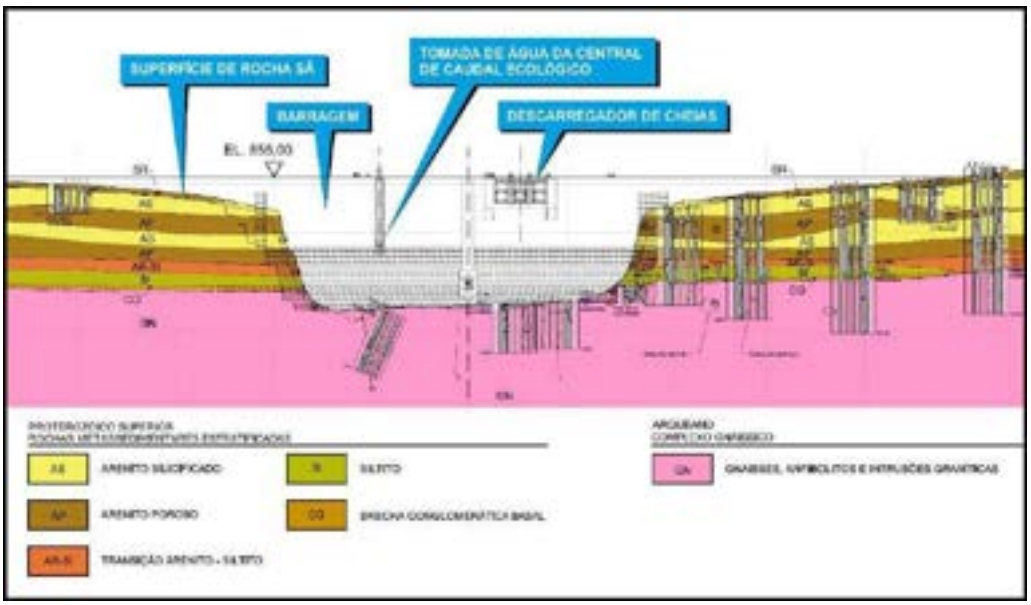


Figura 8. Perfil geológico da barragem.

Do ponto de vista geotécnico, as unidades metassedimentares condicionam a estabilidade das escavações a céu aberto de toda a obra. As unidades metassedimentares apoiam-se em discordância erosiva sobre a formação gnáissica, formando uma sequência subhorizontal deslocada localmente por falhas e fraturas. O contacto discordante situa-se aproximadamente à cota (748) na zona da margem direita da barragem e aproximadamente à cota (738) na zona da margem esquerda.

4. ESTABILIDADE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O projeto de execução envolveu diversas verificações de estabilidade e de dimensionamento estrutural de elementos de betão armado e de betão armado pré-esforçado, nas diferentes estruturas constituintes da barragem, como se descreve nos capítulos seguintes. Foi adotada a regulamentação americana como base, nomeadamente as normas do American Concrete Institute (ACI) [2,3] e os manuais do US Army Corps of Engineers (USACE) [4,5].

4.1 Blocos da barragem

A estabilidade global dos blocos da barragem foi avaliada através de verificações da segurança ao deslizamento, ao derrubamento, à flutuação e à rotura da fundação.

Os níveis de água considerados para as verificações da segurança à estabilidade global da barragem foram os indicados no Quadro 1, onde TR indica o período de retorno:

Quadro 1. Barragem. Níveis de água.

Nível de Água	*Cota a Montante*	*Cota a Jusante*
Nível de Água Normal (TR = 10 anos)	850,00	722,30
Nível de Água Excecional (TR = 300 anos)	850,00	724,20
Nível de Água para Cheia Máxima Provável (CMP)	855,00	730,10

As cotas da sedimentação na albufeira a montante da barragem foram as apresentadas no Quadro 2:

Quadro 2. Barragem. Cotas de sedimentação na albufeira.

Vida Útil	*Cenário de Carregamento*	*Cota dos sedimentos*
65 anos	Normal	745,00
200 anos	Excecional	771,40

As ações consideradas, para além do peso próprio da barragem, pressões hidrostáticas da água a montante e jusante, e peso e impulso dos sedimentos a montante, englobaram a subpressão (no contacto betão-fundação e também entre as camadas de BCC) com diagrama triangular considerando ou não redução de 2/3 (drenos operantes ou inoperantes), bem como a ação sísmica (Quadro 3), segundo o documento EM 1110-2-2100/2005 [4].

Quadro 3. Barragem. Coeficientes sísmicos.

Sismo	*ksis,h*	*ksis,v*
MDE (*Maximum Design Earthquake*)	0,11g	0,06g
OBE (*Operating Basic Earthquake*)	0,02g	0,01g

Os parâmetros de resistência ao corte adotados para a interface betão-maciço de fundação da barragem são os que se indicam no Quadro 4.

Quadro 4. Barragem. Parâmetros de resistência ao corte da interface betão-maciço de fundação

Local	*Parâmetros Adotados*	
	Ângulo de Atrito	*Coesão* [kN/m^2]
Contato Betão-Gnaisse no leito do rio	45°	400
Contato Betão-Siltito nas margens	35°	200
Contato Betão-Arenito poroso nas margens	35°	200
Contato Betão-Arenito silicificado nas margens	45°	200

Na Fig. 9 apresenta-se o modelo de cálculo de verificação da estabilidade de um bloco da barragem (exemplo do bloco 28), com as ações consideradas neste caso para o nível de água normal.

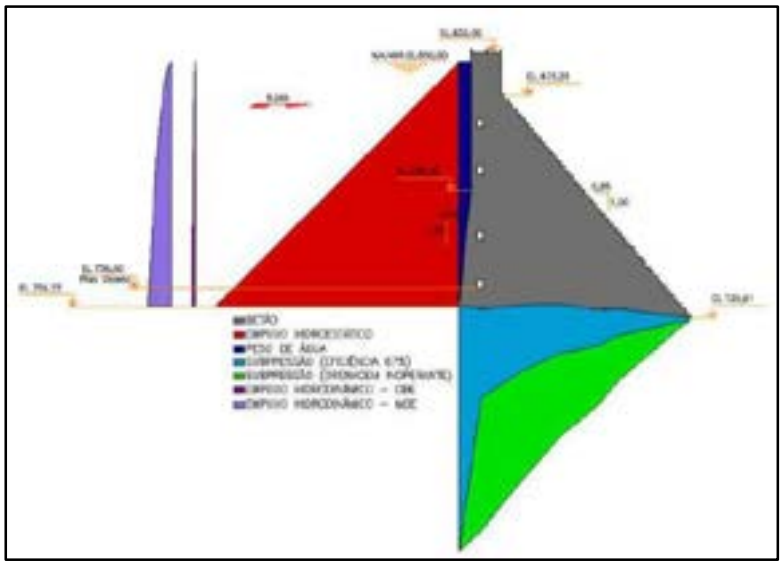


Figura 9. Barragem. Verificação da estabilidade.

Os critérios adotados para a verificação da segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação foram os definidos no EM 1110-2-2200/1995 [5]. No Quadro 5 apresenta-se o resumo desses critérios.

Quadro 5. Barragem. Fatores /Critérios de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação.

Fatores /Critérios de Segurança		*Cenários de Carregamento*		
		Normal	*Não Usual*	*Excecional*
Deslizamento		2,0	1,7	1,3
Derrubamento	Localização da resultante na base	1/3 médio	1/2 médio	Dentro da base
	Excentricidade relativa	[-0,33; 0,33]	[-0,50; 0,50]	[-1,00; 1,00]
Flutuação		1,3	1,2	1,1

Nos blocos da barragem foi ainda efetuada a verificação da segurança à rotura do betão, tendo as tensões instaladas sido avaliadas com recurso a modelos de elementos finitos (Fig. 10). Os limites das tensões de compressão e de tração foram os que constam do Quadro 6, onde f'_c é a tensão resistente de compressão simples do betão a um ano.

Quadro 6. Barragem. Limites de tensão de compressão e de tração no betão.

Cenário de Carregamento	*Tensões máximas no betão [psi]*	
	Compressão	*Tração*
Normal	0,3 f'_c	0
Não Usual	0,5 f'_c	0,6 $f'^{2/3}_c$
Excecional	0,9 f'_c	1,5 $f'^{2/3}_c$

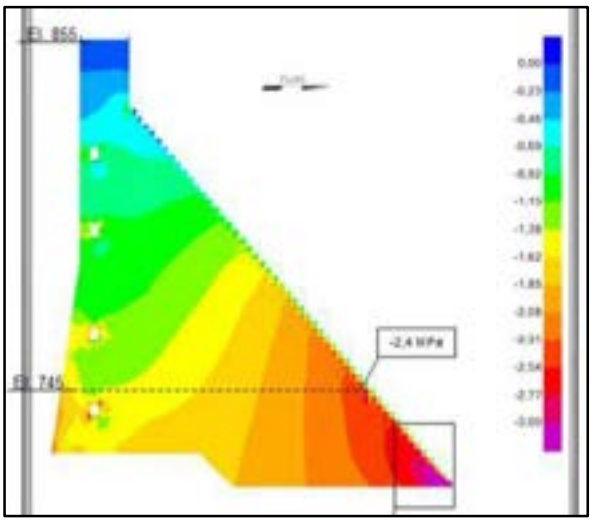


Figura 10. Barragem. Análise de tensões.

4.2 Descarregador de cheias

Os blocos que integram o descarregador de cheias (blocos 24 a 27) são na sua maior parte executados em BCC, sendo os elementos sujeitos a maiores esforços e em contacto com a água realizados com betão armado convencional e outros em betão armado pré-esforçado, nomeadamente os pilares e as vigas munhão.

Na Fig. 11 é apresentado o modelo de elementos finitos para o dimensionamento dos pilares e muros laterais e laje de soleira em betão armado. Estes elementos foram dimensionados para suportarem as ações regulamentares das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas da água, cargas provenientes das comportas segmento e ensecadeiras, forças de apoio dos servomotores, reações provenientes da ponte rodoviária e a ação sísmica.

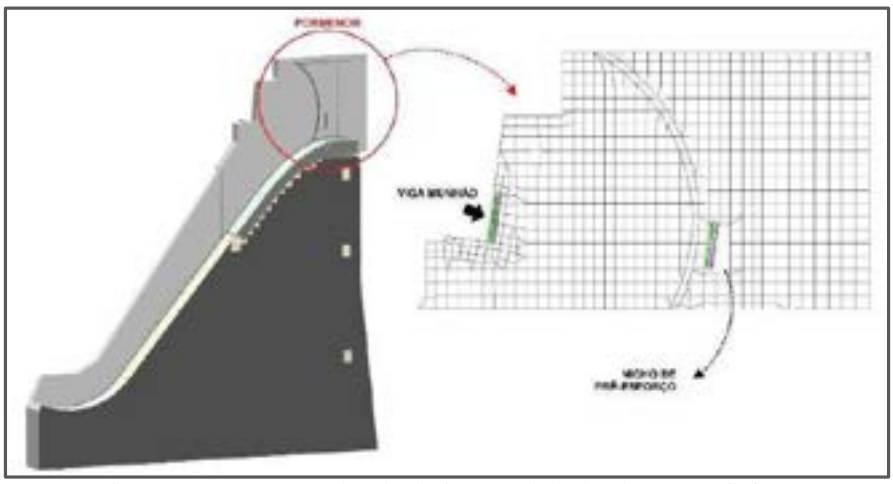


Figura 11. Descarregador de cheias. Modelo de elementos finitos.

Nas zonas dos pilares com maiores níveis de esforços devido às reações das comportas na viga munhão foi adotado pré-esforço em cabo, conforme detalhe da Fig. 12.

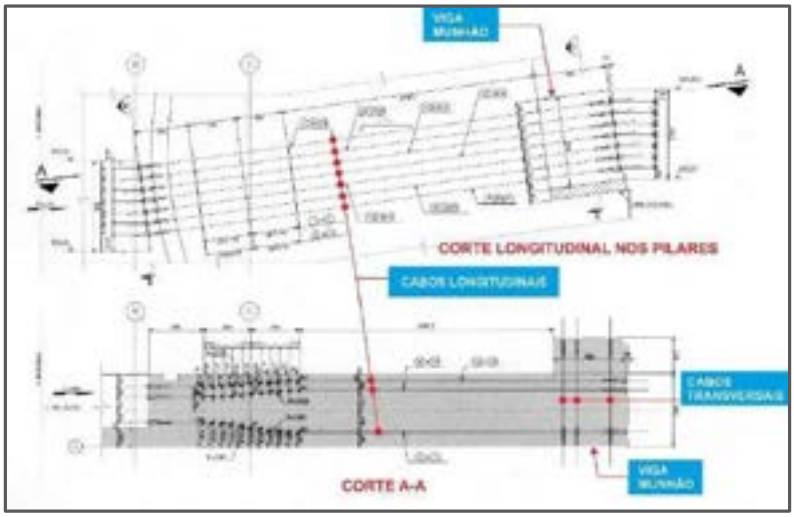


Figura 12. Descarregador de cheias. Pré-esforço em cabo nos pilares.

4.3 Descarga de fundo

O bloco que integra a descarga de fundo (bloco 29) é também maioritariamente executado em BCC, sendo a zona envolvente da blindagem realizada com betão convencional. O quadro exterior de betão armado executado em 1ª fase foi dimensionado para a ação do peso próprio do betão do bloco sobre a descarga de fundo, enquanto que o quadro interior de betão armado executado em 2ª fase foi dimensionado para suportar as pressões hidrostáticas exteriores e interiores (Fig. 13).

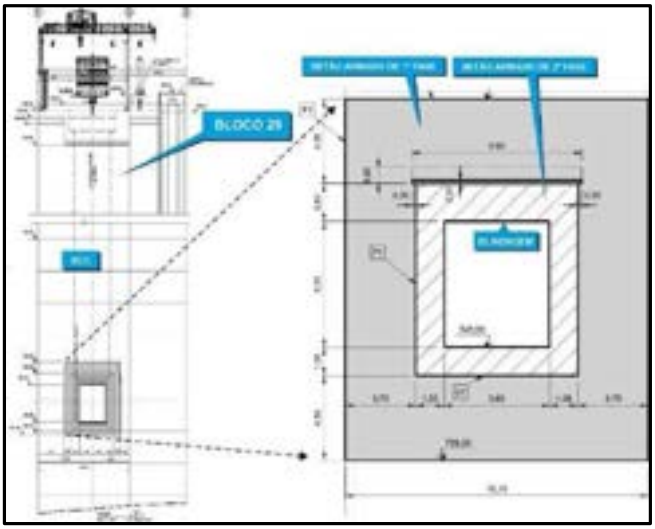


Figura 13. Descarga de fundo. Alçado frontal do bloco e secções resistentes de betão armado de 1ª e 2ª fases

4.4 Tomada de água do circuito hidráulico da central de caudal ecológico

O bloco que integra a tomada de água do circuito hidráulico da central do caudal ecológico (bloco 34) é também na sua maior parte executado em BCC, sendo a secção envolvente à blindagem metálica da conduta forçada realizada em betão armado convencional (Fig. 7). Esta secção foi dimensionada para a ação do peso próprio do bloco acima da tomada de água e para a ação das pressões exteriores e interiores da água. A zona da curva da conduta forçada antes da descida no paramento de jusante da barragem possui um maciço de betão armado dimensionado às ações das pressões de desvio da água.

5. CONCLUSÕES

Em todo o processo de interação entre a realização do projeto, supervisão técnica, assistência técnica à obra e execução da mesma, foram envolvidas equipas de colaboradores de várias empresas de diferentes nacionalidades - angolanas, brasileiras, portuguesas e alemãs - com procedimentos internos consolidados e normas e regulamentações próprias, o que fez com que tivesse que existir alguma flexibilidade e razoabilidade nas decisões tomadas.

É importante destacar que se trata de uma barragem de grande envergadura cuja execução é fortemente condicionada pelas condições geológico-geotécnicas do maciço de fundação e apresenta elevada complexidade devido à forte interação das estruturas com os equipamentos hidromecânicos.

Dada a dimensão da obra e prazos definidos, foram utilizados de forma vantajosa elementos estruturais independentes para as diversas fases e frentes da obra, nomeadamente no descarregador de cheias, descarga de fundo e tomada de água do circuito hidráulico da central de caudal ecológico. Dado o grande volume de betão da barragem, a solução de betão compactado com cilindro (BCC) permitiu elevados rendimentos de execução, o que muito contribuiu para o cumprimento dos prazos estabelecidos.

Da Fig. 14 consta a vista de montante da barragem, em setembro de 2016, durante a construção dos blocos e dos pilares do descarregador de cheias e na Fig. 15 apresenta-se uma vista aérea de jusante da barragem, em abril de 2018, onde se observa o funcionamento do descarregador de cheias e também da descarga de fundo.



Figura 14. Fotografia da barragem em setembro de 2016 (vista de montante).



Figura 15. Fotografia da barragem em abril de 2018 (vista de jusante).

AGRADECIMENTOS

Ao Ministério da Energia e Águas da República de Angola / Gamek, pela autorização concedida na publicação deste artigo.

Aos técnicos da Odebrecht e da Intertechne, responsáveis pela construção e pelo projeto, por todo o trabalho desenvolvido em conjunto, pelo espirito de cooperação, pela capacidade de diálogo e bom relacionamento.

Aos técnicos da equipa Coba-Lahmeyer, desde a supervisão de projeto e assistência técnica à obra, à equipa de coordenação geral e de fiscalização, por todo o apoio prestado, bom ambiente e trabalho de equipa.

REFERÊNCIAS

[1] Malcolm Dunstan & Associates. Roller Compacted Concrete (RCC) Dams Database. 2018.

[2] ACI 318, Building Code Requirements For Structural Concrete. American Concrete Institute. 2011.

[3] ACI 350, Environmental Engineering Concrete Structures. American Concrete Institute. 2006.

[4] EM 1110-2-2100/2005, Stability Analysis of Concrete Structures. US Army Corps of Engineers.

[5] EM 1110-2-2200/1995, Stability Gravity Dam Design. US Army Corps of Engineers.

[6] Intertechne. AH LAÚCA – Projeto de Execução.

Análise e interpretação do comportamento observado da barragem do Baixo Sabor durante o primeiro enchimento da albufeira





José Piteira Gomes[1] **António Lopes Batista**[2] **João Conde Silva**[3]

RESUMO

A barragem do Baixo Sabor é uma abóbada de betão de dupla curvatura, com uma altura de 123,00 m e um desenvolvimento do coroamento de 505 m, construída entre 2009 e 2014. Localiza-se no trecho inferior do rio Sabor e cria uma albufeira com 1095 hm^3, destinando-se à produção de energia hidroelétrica. O projeto e a construção da barragem estiveram a cargo da EDP, que também tem a responsabilidade da sua exploração. O LNEC tem dado apoio continuado à EDP nos aspetos relacionados com a segurança estrutural.

Na comunicação apresentam-se os aspetos relevantes da análise e interpretação do comportamento observado da barragem durante o primeiro enchimento da albufeira, ocorrido entre 2014 e 2016. Sendo o primeiro enchimento uma fase crítica da vida da obra, já que corresponde a um verdadeiro ensaio de carga, o controlo da segurança da obra foi realizado através do acompanhamento contínuo do seu comportamento, com base nos planos de observação e de primeiro enchimento da albufeira, para permitir a deteção e mitigação atempada de qualquer tipo de sintoma de desempenho anómalo. O apoio de modelação estrutural foi determinante para a realização de uma coerente interpretação das relações entre as causas e os efeitos.

Adotou-se um modelo tridimensional do conjunto barragem-fundação, analisado pelo método dos elementos finitos, considerando o comportamento viscoelástico dos materiais, a variação das ações da água e as variações térmicas que ocorreram no corpo da barragem.

Obteve-se um bom acordo entre os resultados numéricos e os resultados da observação contínua da obra, o que confirmou o bom desempenho da barragem e a adequação da modelação estrutural nesta fase tão importante da vida da obra.

Palavras-chave: Barragem do Baixo Sabor, Primeiro enchimento da albufeira, Observação, Método dos elementos finitos

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. pgomes@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. a.l.batista@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. jrsilva@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

1.1 Breve descrição da obra

A barragem do Baixo Sabor, que integra o Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS), localiza-se no trecho inferior do rio Sabor, a cerca de 13 km da confluência com o rio Douro. O AHBS integra ainda, a jusante, a barragem do Feiticeiro. As centrais das duas barragens são reversíveis (turbinamento-bombagem), pelo que permitem bombar água do rio Douro, a partir da albufeira da Valeira, para a grande albufeira de armazenamento do Baixo Sabor (1095 hm^3 de volume total), usando o escalão intermédio do Feiticeiro [1].

A barragem é constituída por uma abóbada de betão de dupla curvatura, com altura máxima acima da fundação de 123,00 m, um coroamento de 6,00 m de espessura e 505 m de desenvolvimento, à cota 236,00 m (Fig. 1). O nível de pleno armazenamento da albufeira (NPA) situa-se à cota 234,00 m.



Figura 1. Barragem do Baixo Sabor. Vista de jusante (à esquerda) e corte vertical pela consola central (à direita)

A abóbada é formada por 32 blocos, separados por juntas de contração verticais, afastadas de cerca de 15,40 m na margem direita, 15,70 m na margem esquerda e 17,00 m na zona central. Na zona superior central da barragem está implantado o descarregador de cheias de superfície, pelo que os arcos superiores são interrompidos no trecho central. A estrutura tem seis galerias horizontais, espaçadas de cerca de 20 m, e uma galeria geral de drenagem (GGD) que acompanha o contacto com a fundação, do lado de montante. Na zona central da abóbada existe também uma galeria de drenagem a jusante (GDJ), que comunica com a de montante por duas galerias radiais (Fig. 2).

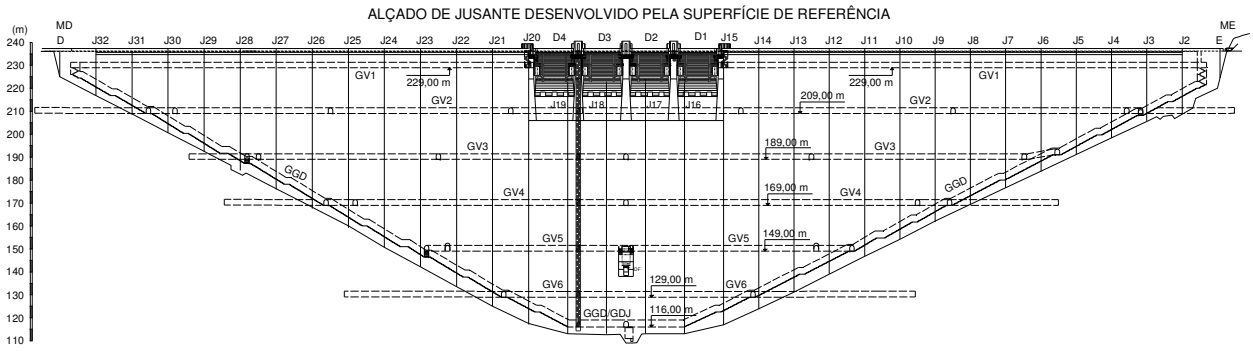


Figura 2. Barragem do Baixo Sabor. Alçado planificado de jusante com representação das juntas de contração e das galerias

O maciço rochoso de fundação é granítico, genericamente de boa qualidade, mas tem características mecânicas e hidráulicas heterogéneas ao longo do desenvolvimento da obra.

1.2 Plano de observação

O primeiro enchimento da albufeira constitui uma fase crucial no controlo da segurança das barragens, na qual se exige um acompanhamento contínuo para deteção atempada de qualquer tipo de comportamento anómalo. Para tal foram seguidos o plano de observação da obra [4] e o plano específico de primeiro enchimento [5], nos quais foram definidos níveis de estabilização e patamares de observação, bem como todas as atividades inerentes de controlo da segurança.

Para monitorização do comportamento estático da barragem, designadamente das ações e dos seus efeitos, estão instalados: escalas e sondas de níveis, a montante e a jusante; estação meteorológica digital, para leitura e registo contínuo da temperatura e humidade relativa do ar, radiação solar e precipitação; 27 bases de leitura de deslocamentos horizontais em 5 fios de prumo (nos três fios de prumo centrais existe uma conjugação de um fio direito, entre a galeria superior e a galeria geral de drenagem, e de um fio invertido, entre esta galeria e um ponto profundo no maciço de fundação; os dois fios de prumo laterais são invertidos); 15 extensómetros de varas na fundação, a partir da GGD e da GDJ), 12 verticais, 2 horizontais e 1 subvertical, sendo 6 simples (uma vara), localizados nas encostas a cotas mais elevadas, e os restantes 9 duplos, para medição de deslocamentos da fundação; 152 medidores de movimentos de junta de resistência elétrica, embebidos no betão, e 103 bases tridimensionais nas galerias, para medição de deslocamentos relativos entre blocos; 232 extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson, dispostos em 40 pontos de amostragem com maiores tensões, segundo 17 secções, em 8 grupos unidirecionais, 26 grupos planos e 6 grupos tridimensionais, para medição de extensões no betão; 10 células tensométricas, dispostas em 5 secções junto de grupos de extensómetros, para medição direta de tensões nas zonas onde se prevê que sejam de maior magnitude (fecho dos arcos, rins e base da consola central); 52 termómetros de resistência elétrica, 26 dos quais junto aos paramentos de montante e de jusante, que em conjunto com os extensómetros e os medidores de movimentos de junta permitem a obtenção da temperatura em 480 pontos do corpo da barragem; 6 células de pressão, para quantificação da pressão da água nos poros do betão; 42 piezómetros na fundação, de câmara manométrica única, para quantificação de subpressões; e 215 drenos da fundação (5 por bloco, em média), a partir das GGD e GDJ, e 18 bicas totalizadoras, para coletar caudais drenados e infiltrados.

Para obtenção de redundância nos deslocamentos medidos com maior frequência através de outras técnicas, já referidas, foi previsto um sistema de observação geodésica. Foram instaladas, nas galerias horizontais GV2, GV4 e GV6 (que têm prolongamento para o interior do maciço rochoso de fundação em ambas as encostas), linhas de poligonação e de nivelamento, para determinação de deslocamentos horizontais e verticais, respetivamente. No coroamento e no fundo do vale (trechos horizontais das GGD e GDJ) foram também instaladas linhas de nivelamento.

A barragem foi ainda dotada de um sistema GNSS (Global Navigation Satellite System), com o objetivo de permitir a medição em contínuo de deslocamentos, em complemento da informação disponibilizada pelos fios de prumo e pelos métodos geodésicos. Os equipamentos instalados consistem em antenas GNSS de alta precisão e respetivos recetores. A configuração adotada tem uma antena de referência fora da zona de influência da obra e três antenas no coroamento da barragem, implantadas nas verticais dos fios de prumo centrais.

Refere-se ainda a instalação de 3 células de fluência, para realização “in situ” de ensaios de deformabilidade do betão, instantâneos e ao longo do tempo, para determinação do módulo de elasticidade e da função de fluência, respetivamente.

Dada a dimensão e importância da obra, num subconjunto de instrumentos previamente selecionado foi prevista a automatização das leituras. Contudo, não foi possível ter esta valência operacional durante o primeiro enchimento.

1.3 Cronologia do primeiro enchimento da albufeira

A inspeção prévia ao primeiro enchimento da albufeira realizou-se em dezembro de 2013, mas o enchimento iniciou-se efetivamente no final de fevereiro de 2014. O enchimento foi interrompido, para avaliação das condições de funcionalidade e segurança, em três patamares intermédios (P1, P2 e P3, às cotas 180 m, 206 m e 224 m, respetivamente) e em dois níveis de estabilização (NE1 e NE2, nos níveis 216 m e 231 m, respetivamente), tendo-se completado em abril de 2016 (patamar P4), quando se atingiu uma cota próxima do NPA (234,00 m). O primeiro enchimento demorou cerca de 28 meses (Fig. 3).

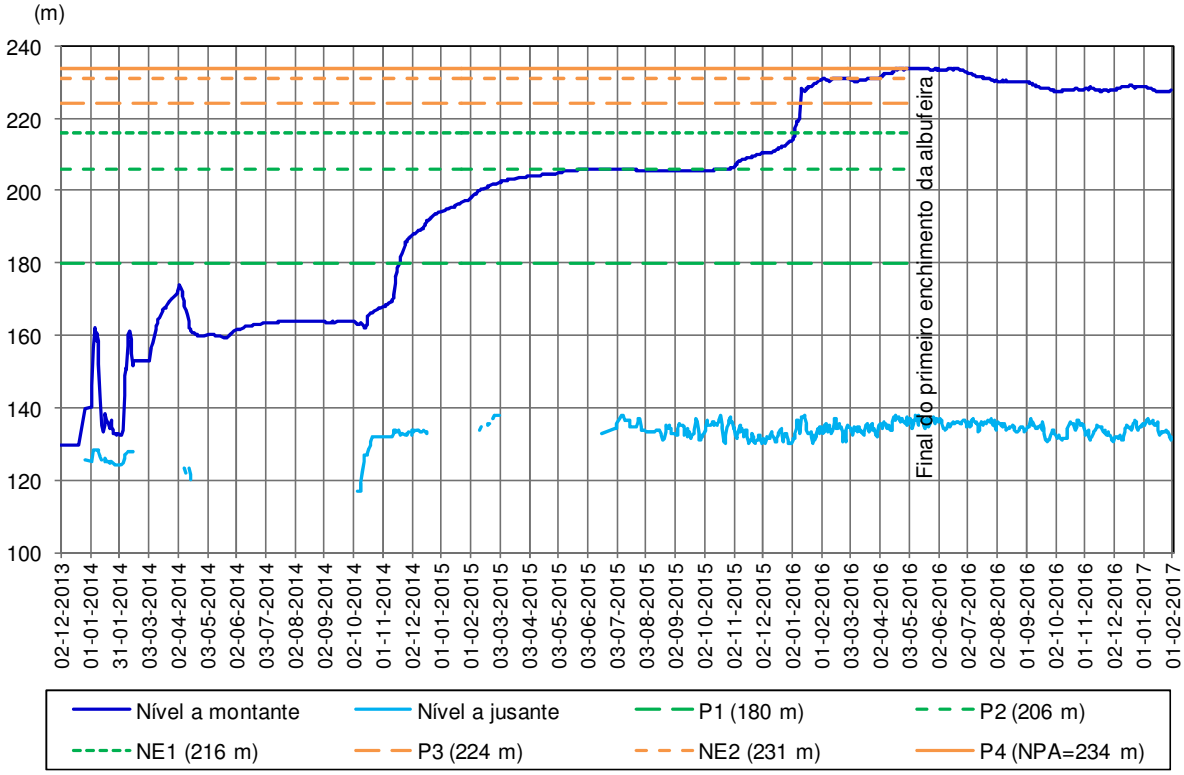


Figura 3. Evolução dos níveis da albufeira e de jusante entre o início de dezembro de 2013 e o final de janeiro de 2017.

2. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO OBSERVADO

2.1 Continuidade estrutural da abóbada

A continuidade das barragens abóbada é crucial na garantia do seu adequado funcionamento estrutural. No caso da barragem do Baixo Sabor, a injeção das juntas de contração foi feita em duas etapas, recorrendo a refrigeração artificial do betão, nas zonas a injetar, até se atingirem temperaturas médias de cerca de 10ºC. A primeira etapa, até à cota 170 m, foi levada a efeito entre abril e maio de 2013, tendo a segunda fase, acima da cota 170 m (zonas menos espessas da abóbada), sido concretizada entre dezembro de 2013 e fevereiro de 2014. A injeção cuidada das juntas estabeleceu a continuidade estrutural da abóbada, pelo que os movimentos de juntas observados durante o primeiro enchimento da albufeira foram muito pequenos (Fig. 4), o que confirmou o bom desempenho da estrutura neste aspeto.

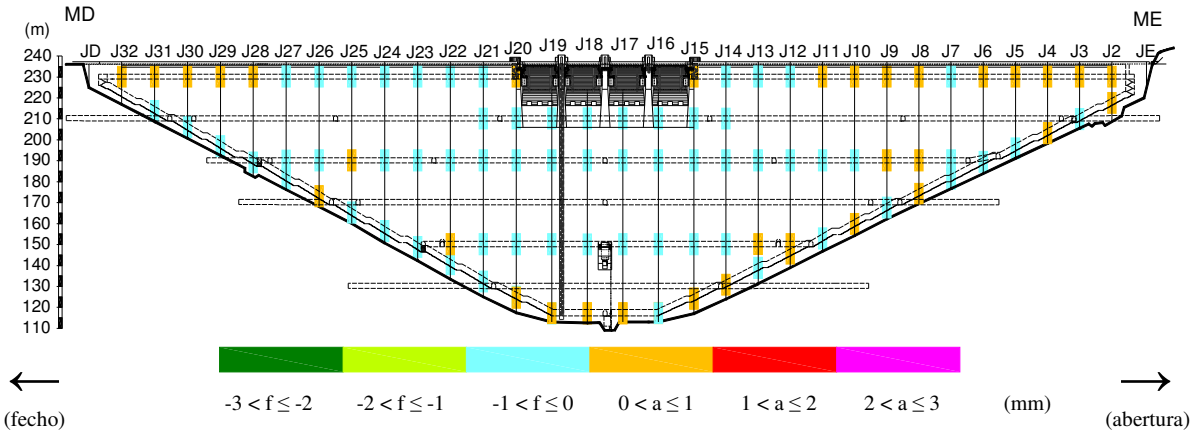


Figura 4. Movimentos de abertura/fecho das juntas de contração observados nas bases tridimensionais das galerias, entre 2 de julho de 2014 e 19 de abril de 2016 (patamar P4).

2.2 Modelo estrutural do conjunto barragem-fundação

O comportamento da barragem foi analisado e interpretado com base nos resultados da observação e da exploração de um modelo estrutural contínuo do conjunto barragem-fundação (já que não se verificaram deslocamentos relativos significativos nas juntas de contração durante todo o primeiro enchimento) [6,7,8].

A estrutura da barragem foi representada por um conjunto de blocos contínuos e homogéneos, considerando uma discretização mensal em 30 fases de construção. O comportamento viscoelástico do betão dominante da barragem foi representado por uma função de fluência de Bazant e Panula (Eq. (1)), ajustada a partir de resultados de ensaios laboratoriais e "in situ", e coeficiente de Poisson ν_b=0,2.

$$J(t,t_0) = \frac{1}{40{,}0}\left(1{,}0 + 3{,}2\left(t_0^{-0{,}35} + 0{,}05\right)(t-t_0)^{0{,}12}\right) \qquad \left(\text{GPa}^{-1}\right) \tag{1}$$

A função de fluência é representada na Fig. 5 para três idades de carga. Na Fig. 5 representam-se também as correspondentes funções de relaxação, obtidas através de inversão numérica. Deve referir-se que o betão dominante da barragem apresenta muito pouca fluência para idades de carga maiores que cerca de 3 anos.

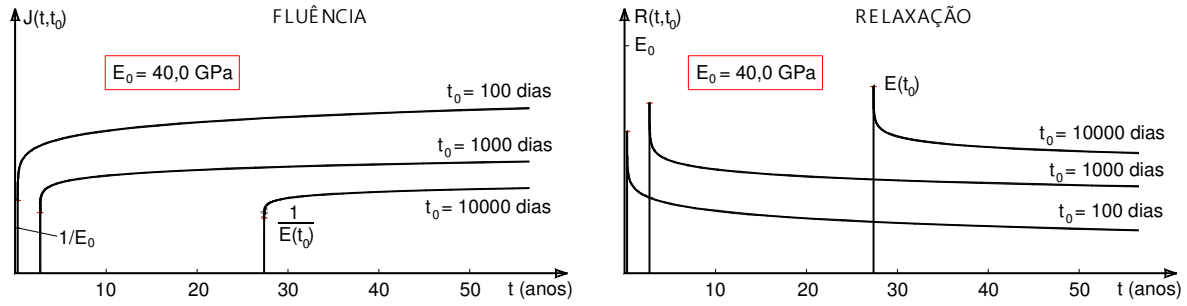
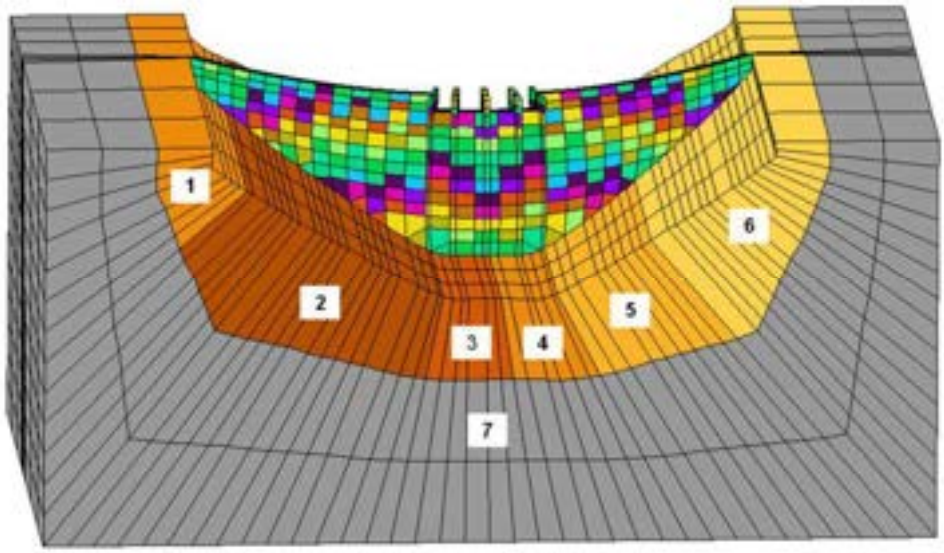


Figura 5. Representação das funções de fluência e de relaxação do betão dominante da barragem, para três idades de carga.

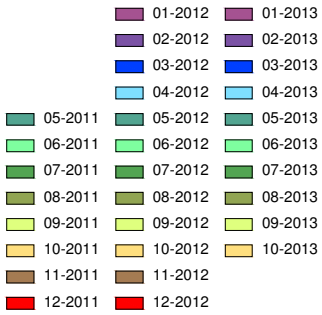
O maciço rochoso de fundação foi dividido em sete zonas de diferente deformabilidade (Fig. 6), que foi caracterizada a partir dos resultados da prospeção geomecânica e das tomografias sísmicas realizadas "in situ" [7]. Considerou-se em todas as zonas do maciço de fundação um coeficiente de Poisson ν_f=0,2. Não foram considerados os efeitos do tempo no comportamento da fundação.

A malha de elementos finitos do conjunto barragem-fundação tem 14854 pontos nodais e 2795 elementos finitos do tipo cubo, isoparamétricos do segundo grau, com 20 pontos nodais nos vértices e a meio das arestas, sendo que 1067 pertencem ao corpo da barragem e os restantes 1728 ao maciço rochoso

de fundação. Foram considerados três elementos na espessura da abóbada. As formas do descarregador de superfície, designadamente os vãos, o lábio e os pilares, foram representados explicitamente na malha (Fig. 6). Nas fronteiras planas, que limitam lateralmente e inferiormente o modelo, foram impostos deslocamentos nulos na direção normal às quatro fronteiras verticais e nas três direções na fronteira horizontal inferior.



Faseamento mensal das betonagens do corpo da barragem:



Módulos de deformabilidade das zonas individualizadas do maciço rochoso de fundação:

E_{f1} = 20 GPa
E_{f2} = 30 GPa
E_{f3} = 25 GPa
E_{f4} = 20 GPa
E_{f5} = 15 GPa
E_{f6} = 10 GPa
E_{f7} = 40 GPa

Figura 6. Malha de elementos finitos do conjunto barragem-fundação, considerando o faseamento mensal das betonagens do corpo da barragem e o zonamento do maciço rochoso de fundação.

2.3 Modelação das ações

As subpressões e o nível da água a jusante tiveram uma pequena variação durante o primeiro enchimento da albufeira, pelo que as ações da água foram representadas apenas por incrementos da pressão hidrostática sobre o paramento de montante, considerando γ_a=10 kN/m^3.

As variações de temperatura no corpo da barragem foram calculadas a partir das temperaturas observadas no betão, ar e água, considerando uma metodologia numérica de espalhamento dos valores monitorizados num número discreto de pontos de amostragem para todos os pontos nodais da malha de elementos finitos [9]. Nas Figs. 7 e 8 representam-se exemplos dos campos de temperaturas em alguns passos da análise (na Fig. 7 representam-se as temperaturas observadas e interpoladas na consola central em julho de 2014 e janeiro de 2016 e na Fig. 8 representam-se as temperaturas interpoladas na consola central e no paramento de jusante, do lado da margem direita, em agosto de 2014 e dezembro de 2015). Considerou-se para o betão da barragem um coeficiente de dilatação térmica linear α=1,1x10^{-5} /ºC.

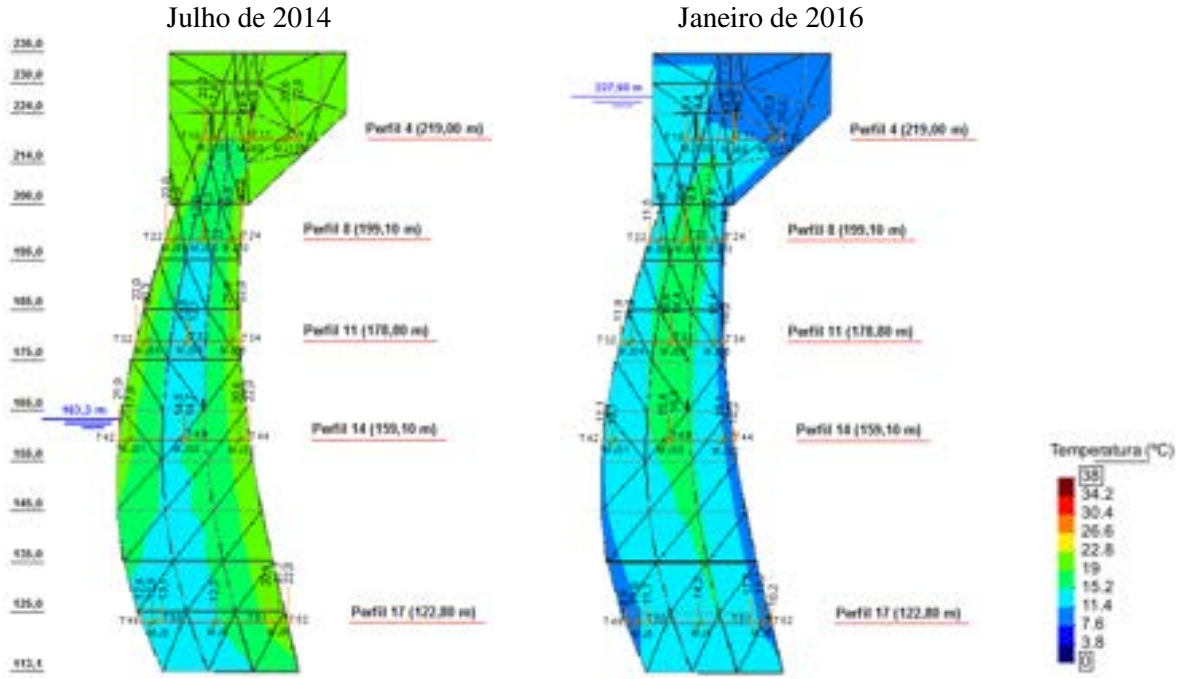


Figura 7. Temperaturas observadas nos termómetros e medidores dos movimentos de juntas do bloco central da barragem e correspondentes campos de temperatura em julho de 2014 e janeiro de 2016.

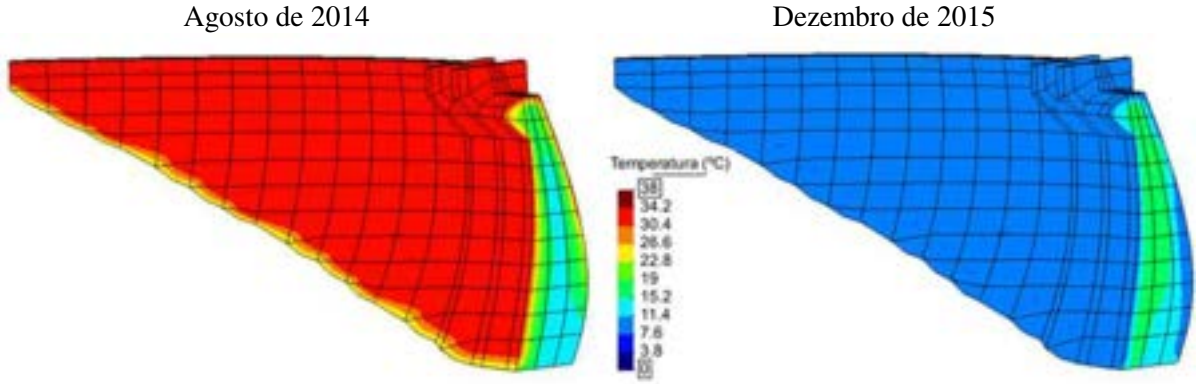


Figura 8. Campos de temperatura considerados no corpo da barragem em duas fases de análise (agosto de 2014 e dezembro de 2015), obtidos a partir das temperaturas observadas.

A análise realizada compreendeu o todo o período do primeiro enchimento da albufeira e o subsequente período de exploração até ao final de janeiro de 2017. As ações da água e as variações de temperatura foram discretizadas quinzenalmente.

2.4 Alguns resultados relevantes

Na Fig. 9 representam-se os deslocamentos horizontais observados ao longo do tempo (entre julho de 2014 e janeiro de 2017) na base superior de leitura do fio de prumo central (cota 233,10 m) e os correspondentes deslocamentos calculados com o modelo estrutural, considerando os efeitos da pressão hidrostática, variações de temperatura e fluência/relaxação do betão. Refere-se a grande influência nas variações de temperatura na resposta estrutural e a excelente concordância entre os valores observados e calculados. Nos outros pontos de monitorização de deslocamentos da barragem conseguiram-se também bons ajustes entre valores observados e calculados.

Na Fig. 10 são apresentados os deslocamentos verticais observados na galeria de visita GV4, à cota 169 m, através de nivelamentos geométricos de precisão, em datas próximas dos patamares do enchimento, e os deslocamentos verticais obtidos na modelação estrutural. Os deslocamentos são no sentido

descendente nas zonas laterais e de empolamento na zona central, devido à influência dominante das variações térmicas ocorridas no corpo da barragem entre julho de 2014 e abril de 2016. Pode notar-se um ajuste genericamente aceitável entre os valores observados e calculados, nas três épocas de comparação.

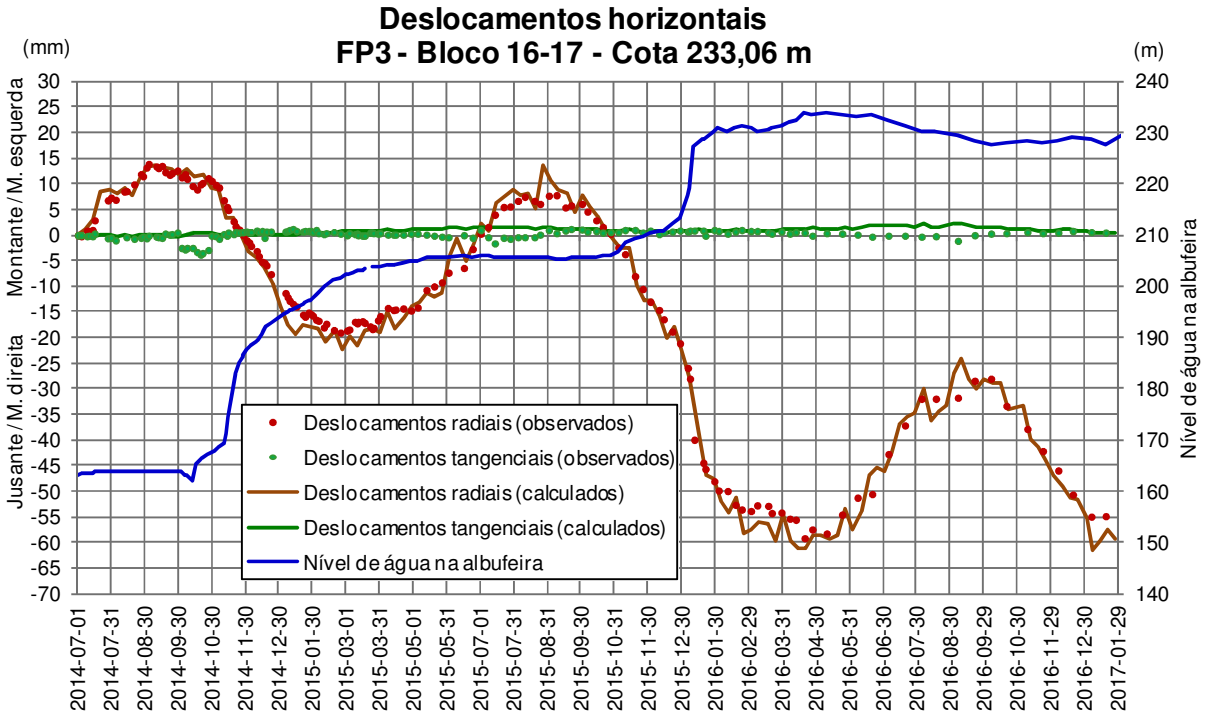


Figura 9. Deslocamentos horizontais observados e calculados no ponto correspondente à base de leitura superior do fio de prumo central.

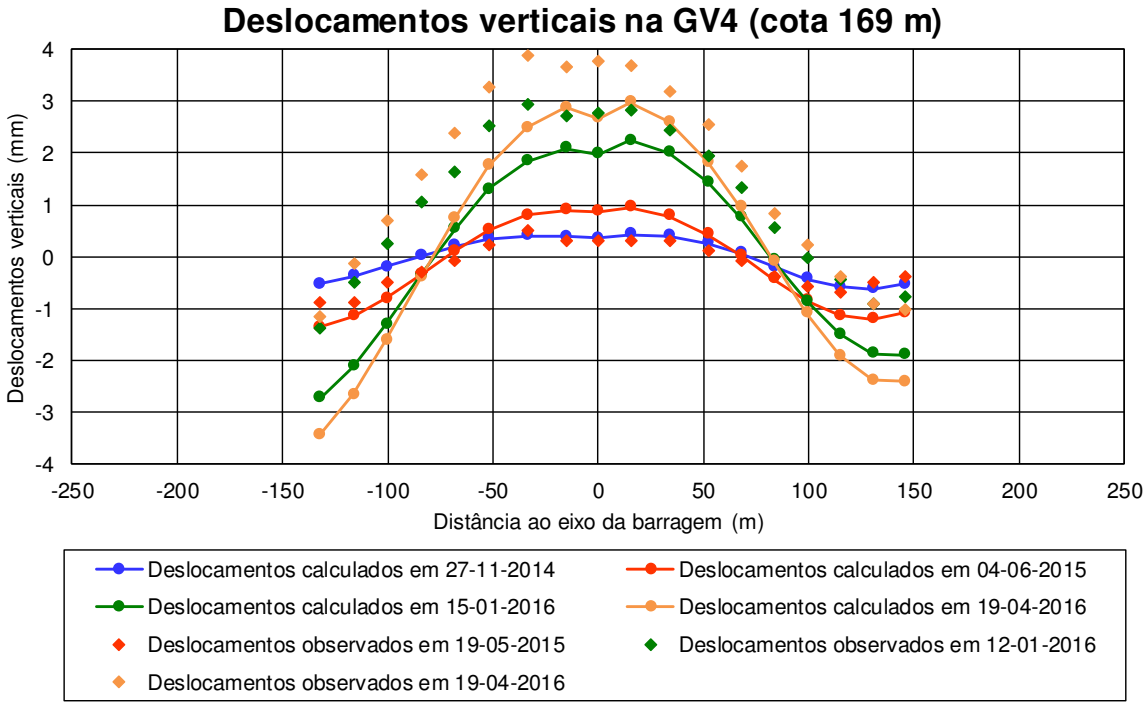


Figura 10. Deslocamentos verticais observados (nivelamentos geométricos de precisão) e calculados na galeria GV4 (cota 169 m) em datas próximas dos patamares de enchimento.

A Fig. 11 mostra os deslocamentos observados e calculados do maciço rochoso de fundação, no ponto correspondente à cabeça de leitura do extensómetro de fundação subvertical EF9, localizado na bloco central, na GDJ à cota 116,3 m, também entre julho de 2014 e janeiro de 2017. Neste caso o ajuste já não é tão bom. A evolução no tempo dos deslocamentos é similar, mas os deslocamentos observados são cerca do dobro dos deslocamentos calculados. Nos restantes extensómetros de fundação conseguiram-se ajustes melhores ou do mesmo tipo.

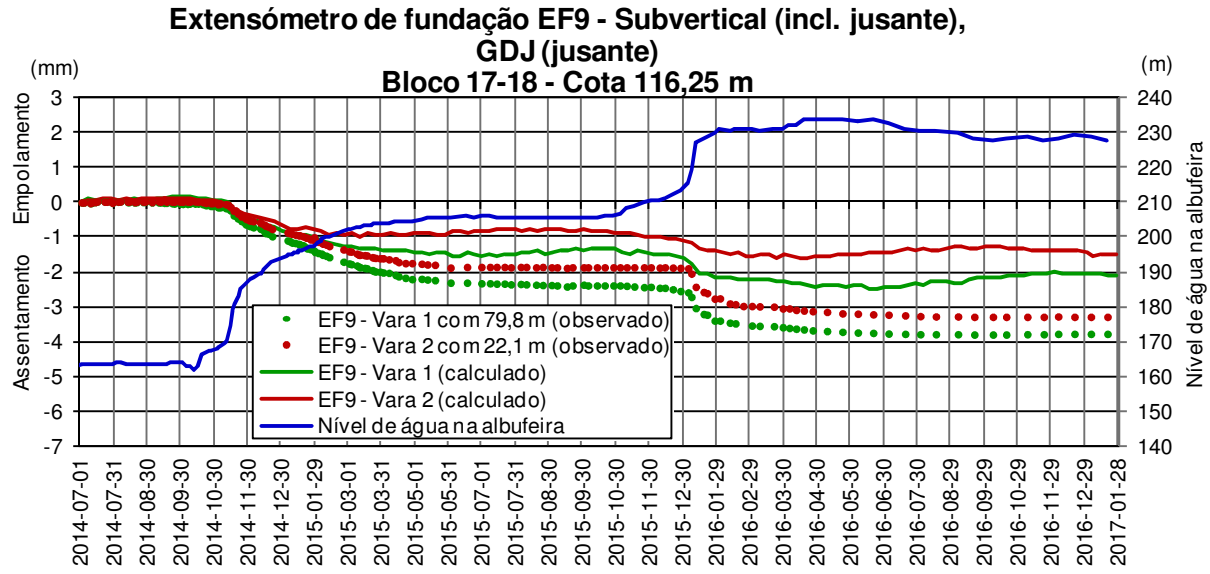


Figura 11. Deslocamentos observados e calculados no ponto correspondente à cabeça de leitura do extensómetro de fundação subvertical de jusante da base do bloco central.

Obtiveram-se também concordâncias aceitáveis na comparação de valores observados e calculados em outros dispositivos de observação, designadamente em extensómetros Carlson, o que demonstra o bem desempenho da barragem e a adequação dos modelos adotados para a análise e interpretação do comportamento da barragem.

3. CONCLUSÕES

A segurança das barragens de betão é controlada através da observação (monitorização, ensaios e inspeções) e interpretação do seu comportamento. O tratamento dos dados recolhidos durante a exploração dos sistemas de observação instalados, realizada segundo critérios definidos nos planos de observação, fornece os resultados que permitem caracterizar as principais ações, as propriedades dos materiais e os efeitos estruturais. Na interpretação do comportamento utilizam-se modelos, que podem ir de simples analogias qualitativas até elaboradas formulações matemáticas baseadas na reologia e na mecânica dos materiais. A escolha do tipo de modelo depende dos objetivos dos estudos e da importância e fase da vida das obras. No caso da barragem do Baixo Sabor, atendendo à importância e características da obra, foi utilizado um modelo tridimensional de elementos finitos do conjunto barragem-fundação, contínuo, com consideração do comportamento viscoelástico do betão.

As metodologias de análise e interpretação do comportamento estrutural da barragem do Baixo Sabor durante o primeiro enchimento da albufeira revelaram-se adequadas, em particular no que respeita à representação da deformabilidade dos materiais da barragem e do maciço rochoso de fundação, à representação das principais ações (pressão hidrostática e variações de temperatura) e à obtenção das respostas instantâneas e diferidas, designadamente em termos de deslocamentos. Destacam-se o ajuste da função de fluência do betão dominante da barragem a partir de resultados de ensaios laboratoriais e "in situ", a determinação da deformabilidade do maciço rochoso de fundação a partir de resultados de ensaios "in situ" e o método utilizado para interpolação em todo o corpo da barragem das temperaturas

observadas num número discreto de pontos, o que permitiu a obtenção de uma boa concordância entre os resultados da observação contínua da obra e os resultados da modelação estrutural.

O planeamento adequado do primeiro enchimento da albufeira e os resultados das inspeções e da análise e interpretação do comportamento observado permitiram realizar cabalmente o controlo da segurança durante este verdadeiro ensaio de carga da barragem. Os resultados obtidos constituem ainda uma referência para os períodos seguintes de vida da obra.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à EDP Produção a autorização concedida para apresentação dos resultados referentes à observação da barragem do Baixo Sabor.

REFERÊNCIAS

[1] EDP (2005). Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto. Porto.

[2] Miranda, M.P.; Silva Matos, D.; Pimentel, R.; Gomes, A. (2012). The Baixo Sabor upstream and downstream dams. Relevant design and construction features. First International Dam World Conference, Maceió, Brasil.

[3] Gomes, A.T.; Gonçalves, J.S.; Silva Matos, D.; Miranda, M.P. (2012). A barragem de montante do Baixo Sabor. Aspetos relevantes de projeto e construção. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012, Porto.

[4] EDP (2007). Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Escalão de montante. Plano de observação. Porto.

[5] EDP (2013). Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Escalão de montante. Plano de primeiro enchimento da albufeira. Porto.

[6] Oliveira, S. (2000). Modelos para a análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.

[7] Mota, R.; Coelho, M.J.; Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Neves, J.; Lima, C.; Silva Matos, D. (2018). Rock mass foundation seismic tomography and its contribution for the modelling of Baixo Sabor dam's structural behaviour. Third International Dam World Conference, Foz do Iguaçu, Brasil.

[8] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Silva Matos, D. (2018). Analysis and interpretation of the Baixo Sabor dam's behaviour during the first filling of the reservoir. Simposyum Hydro Engineering - 26º Congresso Mundial da ICOLD, Viena.

[9] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Casaca, J. (2018). Methodology for the spatial interpolation of continuum physical quantities in a finite domain based on discrete samples. Third International Dam World Conference, Foz do Iguaçu, Brasil.

Sessão 2B

Análise Comparativa de Regulamentação Internacional em Ações de Tráfego Rodoviário





João Marrana[1] **Nelson Vila Pouca[2]** **José Lello[3]**

RESUMO

No presente trabalho são analisados os esforços dominantes em pontes sujeitas às ações prescritas em dez regulamentos de diferentes países ou regiões (Portugal, Europa, Brasil, Estados Unidos, África Austral, Canadá, Índia, Rússia, Hong Kong e Colômbia). A análise é feita através da modelação de dois tipos de ponte – tabuleiro de vigas pré-fabricadas e tabuleiro em laje nervurada betonado in situ – variando o comprimento dos vãos num intervalo entre 10m e 40m.

Para a realização desta análise são formulados modelos estruturais que procuram representar adequadamente os efeitos das ações consideradas, bem como permitir a extrapolação de conclusões e a comparação dos resultados entre os diversos casos de estudo. Por esse motivo, a modelação foi realizada na tentativa de criar modelos tão generalistas quanto possível.

Embora o estudo desenvolvido tenha contemplado vários aspetos, o presente trabalho foca-se unicamente na discussão e na análise comparativa dos momentos fletores na direção longitudinal. Pretende-se não apenas comparar os efeitos resultantes de cada ação, mas também avaliar de que forma o peso próprio tem influência nos esforços de cálculo, mitigando as diferenças entre os vários regulamentos ou, eventualmente, agravando-as.

Com esse objetivo, são apresentados os valores dos esforços nas estruturas resultantes da aplicação de forma isolada – ou seja, sem a aplicação do peso próprio – de cada modelo de carga de todos os regulamentos analisados. Posteriormente apresentam-se os efeitos da aplicação do modelo de carga mais gravoso de cada regulamento tanto isoladamente como em combinação com o peso próprio. Estes resultados são apresentados de forma comparativa, ou seja, em relação a um regulamento base. Assumiu-se como regulamento base o Regulamento de Segurança e Ações de Portugal.

Palavras-chave: Pontes, Pontes Rodoviárias, Regulamentação Internacional, Ações Rodoviárias

[1]Instituto da Construção, Porto, Portugal. jmarrana@fe.up.pt
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Secção de Estruturas, Porto, Portugal
[3]CCAD – Serviços de Engenharia, Lda., Maia, Portugal.

1. INTRODUÇÃO

As ações associadas ao tráfego rodoviário são, naturalmente, um fator decisivo no dimensionamento de tabuleiros de obras de arte rodoviárias, existindo inúmeros regulamentos que abordam esta questão, estando cada um deles normalmente associado a uma geografia específica. Ainda que, naturalmente, os vários regulamentos se baseiem em princípios semelhantes, estes diferem não só no que diz respeito aos valores das cargas aplicar, como à forma como estas devem ser aplicadas na estrutura.

Também no âmbito da transição definitiva em Portugal do RSA e restantes regulamentos estruturais (REBAP, REAE, etc.) para os Eurocódigos – que se prevê que aconteça a curto prazo – ganham utilidade publicações que relacionem não só as características de uns e outros como os efeitos da sua aplicação no dimensionamento e verificação de estruturas.

Nesta publicação pretende-se, então, abordar as diferenças entre vários regulamentos, bem como os impactos que estas têm no dimensionamento de estruturas de obras de arte rodoviárias. Estes impactos serão estudados ao nível dos esforços longitudinais na estrutura, nomeadamente os momentos fletores, sendo ainda abordada a importância de considerar ou não o peso próprio na análise. Os regulamentos estudados e as regiões geográficas a que dizem respeito são os seguintes (entre parêntesis apresenta-se a sigla que designará cada um no presente artigo e a respetiva data de publicação:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA – 1983) – Portugal [1]
- *Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges* (EC1-2 – 2003) – Europa [2]
- Norma Brasileira 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (NBR 7188 – 2013) – Brasil [3]
- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO – 2012) – Estados Unidos [4]
- *SATCC Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts* (SATCC – 2001) – África Austral [5]
- *Canadian Highway Bridge Design Code* (CAN/CSA –2006) – Canadá [6]
- *Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges* (IRC – 2014) – Índia [7]
- *Construction Norms: Bridges and Culverts* (SNiP – 1986) – Rússia [8]
- *Structures Design Manual for Highways and Railways* (2013) – Hong Kong [9]
- *Norma Colombiana de Diseño de Puentes* (CCP 14 – 2014) – Colômbia [10]

No sentido de simplificar a abordagem a realizar houve a necessidade de adotar determinadas simplificações e de descartar alguns aspetos do estudo. Dessa forma, o estudo será centrado em vãos únicos simplesmente apoiados de duas tipologias de tabuleiro: tabuleiro de vigas pré-fabricadas e tabuleiro em laje de nervura única betonado *in situ*. O comprimento dos vãos varia entre 10 m e 40 m.

Refira-se ainda que o presente artigo se baseia numa dissertação [11] realizada no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em colaboração com a CCAD, Serviços de Engenharia, Lda., na qual os autores deste artigo participaram como autor, orientador e coorientador. Como é natural tendo em conta a diferente natureza dos dois documentos, nessa dissertação são tratados vários assuntos que não são abordados de forma tão pormenorizada (ou não são abordados de todo) no presente artigo, como por exemplo, aspetos diferenciadores dos vários regulamentos, questões relacionadas com a modelação das estruturas, análise de efeitos ao nível do esforço transverso na direção longitudinal da estrutura, entre outros. O leitor poderá consultar a referida dissertação no sentido de obter informação mais pormenorizada sobre o tema.

2. ASPETOS REGULAMENTARES

As diferenças entre os regulamentos analisados são variadas, não se prendendo apenas com a intensidade da carga a aplicar na estrutura. Uma análise dos vários regulamentos permite identificar vários aspetos acerca dos quais estes fixam diferentes disposições, nomeadamente: divisão da faixa de rodagem, tipos de carga a aplicar, múltipla presença de veículos, amplificação dinâmica das cargas, composição e intensidade do tráfego e classe de pontes, combinações de carga, entre outros aspetos [11]. Não sendo possível abordar todos estes assuntos na presente publicação, serão agora discutidas questões relacionadas com os tipos de carga a aplicar na estrutura (2.1) e as combinações de carga (2.2).

2.1 Tipos de Carga

As cargas previstas num determinado regulamento não pretendem representar exatamente os veículos que carregam as obras de arte, mas sim simular os efeitos da passagem de um determinado veículo, ou conjunto de veículos, numa ponte ou viaduto rodoviário. Para representar adequadamente estes efeitos, os regulamentos analisados utilizam três tipos de cargas: Cargas de Veículos, Cargas Uniformemente Distribuídas e Cargas Linearmente Distribuídas.

As cargas de veículos, como o próprio nome indica, procuram simular os efeitos da passagem de um tipo específico de veículo que se prevê que possa vir a circular nas estruturas em análise. Consistem, geralmente, num conjunto de cargas pontuais (ou, eventualmente, num conjunto de cargas distribuídas aplicadas em superfícies reduzidas) que representam a carga transmitida por cada roda. São caracterizadas pelo valor de cada carga pontual, pelo número de eixos, pelo número de rodas em cada eixo e pelos afastamentos entre eixos e entre rodas de um mesmo eixo. Os modelos utilizados podem corresponder a veículos comuns, que se prevê que circulem com grande frequência, ou a veículos especiais cuja circulação, apesar de previsivelmente esporádica, possa vir a ocorrer. Na Figura 1 apresenta-se, a título de exemplo, uma carga de veículo prevista na norma indiana IRC.

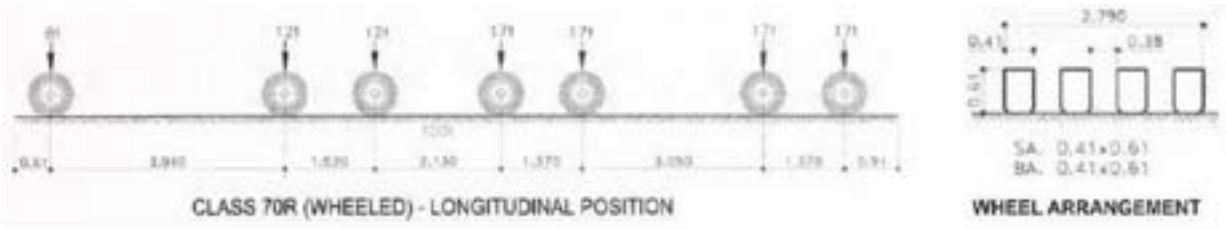


Figura 1. Exemplo de uma carga de veículo previsto na norma indiana IRC [7].

As cargas uniformemente distribuídas são também bastante comuns nos vários regulamentos. Servem sobretudo para representar os efeitos de filas de trânsito em situação de tráfego congestionado, sendo também utilizadas como reprodução das cargas de peões, nomeadamente a sobrecarga em passeios – que não foram abordadas neste trabalho – ou outras. Na Figura 2 apresenta-se, a título de exemplo, a configuração das cargas distribuídas previstas no EC1-2 e na NBR 7188.

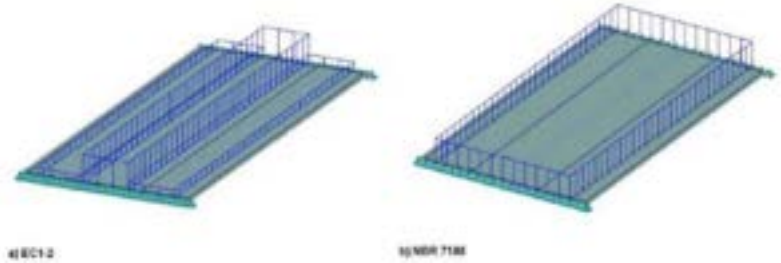


Figura 2. Cargas distribuídas previstas no EC1-2 e na NBR 7188 [11].

As cargas linearmente distribuídas, também conhecidas como cargas de faca surgem em dois documentos: O RSA e o código da SATCC. No RSA esta carga é aplicada à faixa de rodagem e em toda

a sua largura. Por outro lado, o regulamento Sul Africano prevê a aplicação de duas cargas de faca longitudinais paralelas em cada via, no sentido de simular uma fila de trânsito em cada via.

2.2 Combinações de Carga

No Quadro 1 apresentam-se os coeficientes parciais de segurança que cada regulamento impõe para as ações variáveis e permanentes.

Quadro 1. Fatores parciais de segurança para ações variáveis e permanentes de acordo com cada regulamento estudado.

Regulamento	γ_Q *(Ações Variáveis)*	γ_G *(Ações Permanentes)*	*Observações*
RSA	1.50	1.50	–
EC1-2	1.50	1.35	Definido na EN 1990
AASHTO	1.75	1.25	γ_G=1.50 para combinações com G >> Q
NBR	1.40	1.30	–
SATCC	1.20 ou 1.50	1.20	γ_Q varia consoante o caso de carga γ_G relativo a betão armado
SNiP	1.50	1.10	γ_Q varia consoante o tipo de carga
Hong Kong	1.35	1.35	–
IRC	1.50	1.35	–
CCP	1.75	1.25	γ_G =1.50 para combinações com G >> Q
CAN/CSA	1.70	1.10 ou 1.20	γ_G diferente para elementos pré-fabricados ou betonados *in situ*

Como se percebe pelo Quadro 1, esta não é, de todo, uma realidade homogénea entre os vários regulamentos, o que determina que a opção de aplicar as ações com os seus valores de cálculo (ou seja, majorados pelos coeficientes parciais de segurança) levará à obtenção de resultados muito diferentes dos que se alcançariam considerando valores característicos. Na elaboração deste trabalho decidiu-se considerar as ações expressas em valores de cálculo, por se considerar que são mais frequentes os casos em que as verificações em ELU se assumem como condicionantes face às verificações em ELS do que os casos opostos.

3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS

A tarefa de modelação seguiu sempre uma lógica de simplificação dos processos e dos modelos adotados, com o objetivo de obter resultados tão generalistas quanto possível, que permitissem posteriormente extrair conclusões comuns à generalidade das estruturas de obras de arte na gama de vãos analisada. Nesse sentido, optou-se pela utilização de estruturas de vão único, simplesmente apoiadas e com 11.30 m de largura do tabuleiro, independentemente da tipologia e do comprimento do vão. Não foram tidos em conta aspetos associados à rigidez ou à resistência das estruturas, uma vez que se consideraram desenquadrados do âmbito do trabalho.

A modelação e o cálculo dos vários tabuleiros recorreram ao *software* de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis* através de elementos finitos. As vigas foram modeladas como elementos do tipo barra e as lajes como elementos do tipo casca.

As ações consideradas no estudo foram unicamente as cargas rodoviárias e o peso próprio estrutural, excluindo quaisquer outras ações permanentes, variáveis ou acidentais. As cargas de veículos foram modeladas como cargas móveis, que correspondem a uma sucessão de casos de carga estáticos aplicados num conjunto de posições previamente definido.

O estudo foi desenvolvido com base em secções transversais que não fossem completamente desajustadas face aos respetivos vãos, no sentido de permitir a obtenção de valores plausíveis para o peso próprio. No pré-dimensionamento destas seções não foram, portanto, considerados quaisquer aspetos relacionados com a rigidez ou com a resistência das secções. Assim, foi adotada uma relação de h/L (altura da secção por comprimento do vão) de 1/20 que serviu de critério de pré-dimensionamento.

Como referido, foram estudadas duas tipologias de tabuleiro. A primeira tipologia consiste em tabuleiros de vigas pré-fabricadas semelhantes ao da Figura 3 com 5 vigas pré-fabricadas afastadas de 2.25 m, sobre as quais apoia uma laje de 20 cm de espessura.

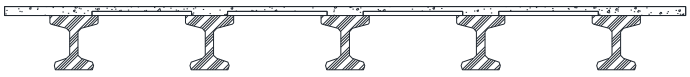


Figura 3. Secção transversal de tabuleiro de vigas pré-fabricadas.

A altura das vigas é variável em função do vão e apresenta-se no Quadro 2. Para esta tipologia, e para cada um dos dez regulamentos, foram analisados vãos de 10m, 15m, 20m, 25m, 30m e 40m. Foram escolhidas, de entre um conjunto de vigas pré-fabricadas existentes no mercado, aquelas cuja secção mais se aproximasse do critério de pré-dimensionamento referido anteriormente (relação h/L = 1/20).

Quadro 2. Altura das vigas do tabuleiro vigado 1 em função do comprimento do vão.

Comprimento do vão [m]	*Altura da Viga* [m]
10	0.60
15	0.70
20	0.90
25	1.10
30	1.50
40	2.00

A segunda tipologia consiste em tabuleiros em laje nervurada com nervura única, semelhantes ao da Figura 4. Para esta tipologia, e para cada um dos dez regulamentos, foram analisados vãos de 10m, 15m, 20m, 25m e 30m.

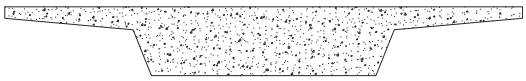


Figura 4. Secção transversal de tabuleiro em laje nervurada.

Foram consideradas, para cada um dos vãos estudados, as alturas da laje central e das lajes laterais expressas no Quadro 3.

Quadro 3. Espessura das lajes do tabuleiro em laje nervurada em função do comprimento do vão.

Comprimento do vão [m]	*Altura da Laje Central* [m]	*Altura das Lajes Laterais* [m]
10	0.50	0.15
15	0.75	0.15
20	1.00	0.20
25	1.25	0.20
30	1.50	0.25

Na modelação dos tabuleiros com vão igual ou superior a 20 m foi considerado o aligeiramento da nervura central através a redução de 20% do peso correspondente à seção cheia.

Assim, foram modeladas 11 estruturas diferentes (6 comprimentos de vão para o tabuleiro vigado e 5 para o tabuleiro em laje nervurada), sendo cada uma dessas estruturas modelada 10 vezes (uma para cada regulamento aplicado) e aplicando em cada modelo os vários casos de carga previstos no respetivo regulamento. Em geral procurou-se modelar todos os casos de carga previstos em cada regulamento, não o fazendo apenas quando essa modelação se afigurava como inviável ou de utilidade questionável. Cumprindo esse propósito, a aplicação de cada regulamento implicou a modelação de entre 1 e 4 casos de carga, para além do peso próprio que, naturalmente, foi aplicado em todos os modelos.

4. ESTUDO COMPARATIVO

Apresenta-se de seguida o estudo comparativo dos efeitos da aplicação dos vários regulamentos nas estruturas modeladas, no qual se utilizou como critério de comparação o momento fletor na direção longitudinal da estrutura. No sentido de facilitar a comparação de resultados entre os vários regulamentos, optou-se por apresentar os resultados em relação aos efeitos decorrentes da aplicação do modelo de carga prescrito no RSA que seja mais gravoso para a estrutura em causa. Ou seja, os resultados serão apresentados sob a forma de um rácio que é resultado da expressão (1):

$$\frac{Ml_{(Ri)}}{Ml_{(RSA)}} \tag{1}$$

Em que $Ml_{(Ri)}$ representa o momento fletor na direção longitudinal da estrutura resultante da aplicação das cargas prescritas no regulamento i e $Ml_{(RSA)}$ representa o mesmo momento fletor resultante da aplicação das cargas prescritas no RSA.

Em 4.1 e 4.2 serão apresentados os resultados para cada uma das tipologias tratadas, salientando não só aspetos particulares, mas também as tendências gerais identificadas no comportamento das estruturas face à aplicação das cargas regulamentares com variação da tipologia e do comprimento do vão e face à consideração, ou não, do peso próprio estrutural. Em 4.3 será realizada a análise dos resultados, procurando resumir e justificar os aspetos e as tendências destacados anteriormente.

4.1 Resultados para o Tabuleiro Vigado

Uma vez que todos os resultados serão apresentados por comparação aos resultados obtidos para o RSA, apresentam-se, na Figura 5, os valores do momento fletor, em kNm, que resultam da aplicação das cargas previstas neste regulamento às estruturas de tabuleiro vigado. Os resultados apresentados nesse gráfico correspondem sempre a valores de cálculo, ou seja, majorados pela aplicação dos coeficientes apresentados no Quadro 1. Os valores identificados como "Cargas Rodoviárias" dizem respeito ao modelo de carga previsto neste regulamento que produz efeitos mais desfavoráveis na estrutura.

O gráfico da Figura 5 assume especial importância por dois motivos: para além de permitir captar a ordem de grandeza dos momentos que a aplicação das cargas previstas no RSA instalam nas estruturas analisadas, este quadro permitirá ainda, indiretamente, inferir os momentos causados pela aplicação das cargas previstas nos restantes regulamentos a partir dos valores que se apresentarão de seguida sob a forma do rácio descrito anteriormente.

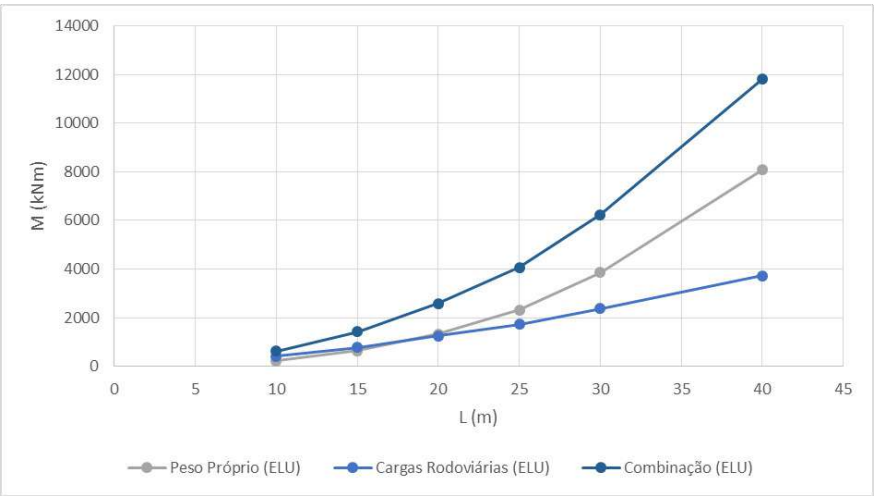


Figura 5. Momentos fletores resultantes das cargas previstas pelo RSA (tabuleiro vigado).

O gráfico de barras exibido na Figura 6 apresenta o rácio entre o momento fletor resultante da aplicação de todos os regulamentos (exceto, naturalmente, o RSA) e o momento fletor resultante da aplicação do RSA. Os valores deste gráfico dizem respeito à atuação isolada das cargas rodoviárias, isto é, sem o efeito do peso próprio. Na Figura 7 apresenta-se um gráfico em tudo idêntico, mas agora considerando a ação combinada do peso próprio com as ações rodoviárias.

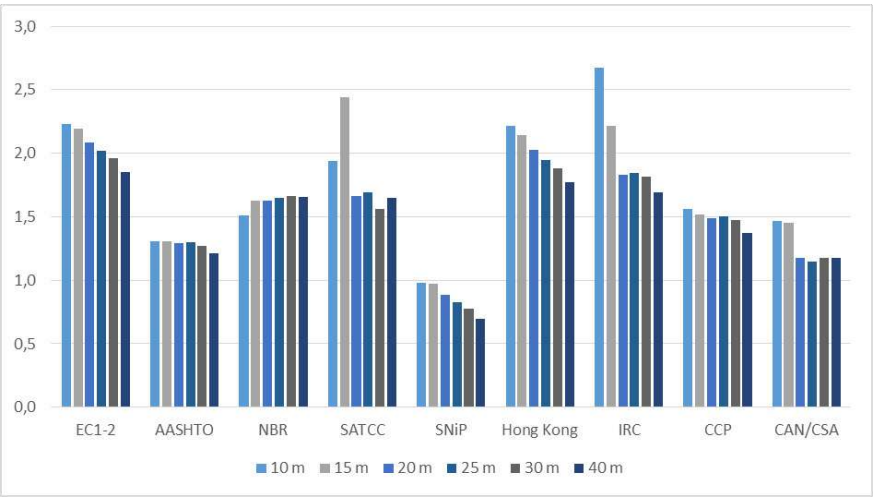


Figura 6. Rácio dos vários regulamentos em relação ao RSA sem peso próprio (tabuleiro vigado).

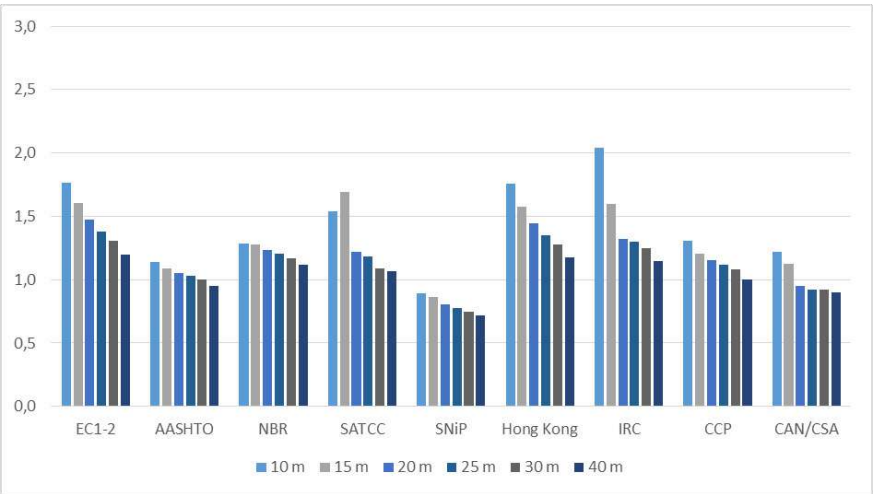


Figura 7. Rácio dos vários regulamentos em relação ao RSA com peso próprio (tabuleiro vigado).

Da análise dos gráficos apresentados ressalta uma tendência clara: é notória a influência da consideração do peso próprio na uniformização dos resultados obtidos para os vários regulamentos. De facto, se no gráfico da Figura 6 se constata que em alguns casos a aplicação isolada de cargas prescritas por determinados regulamentos pode provocar momentos 2.7 vezes superiores aos causados pelo RSA (IRC, vão de 10 m), a Figura 7 demonstra que essa diferença desce para valores da ordem dos 2.0 (igualmente: IRC, vão de 10 m) quando se considera a ação combinada do peso próprio.

Destacam-se ainda, tanto na Figura 6 como na Figura 7, os resultados aparentemente não intuitivos, da aplicação das cargas prescritas pelo código da SATCC, nomeadamente para um vão de 15 m. A aparente incongruência destes resultados prende-se com o facto de este regulamento ser relativamente complexo no que diz respeito à definição das cargas rodoviárias. Para além de ser o regulamento com mais modelos de carga diferentes, as cargas que define variam, dentro de cada modelo de carga, consoante parâmetros como a largura ou o comprimento do tabuleiro, situação que provoca resultados algo irregulares.

4.2 Resultados para o Tabuleiro em Laje Nervurada

A apresentação dos resultados relativos ao tabuleiro em laje nervurada seguirá os mesmos moldes do que foi feito em 4.1 para o tabuleiro vigado. Apresentam-se na Figura 8 os valores dos momentos fletores resultantes da aplicação das cargas previstas no RSA.

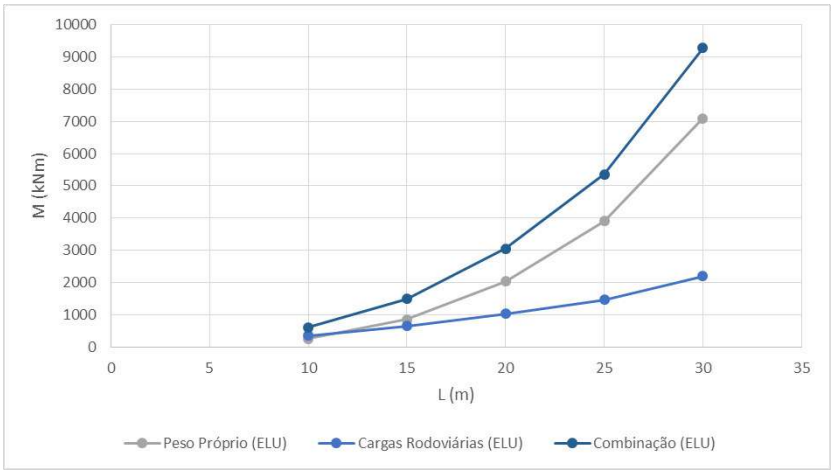


Figura 8. Momentos fletores resultantes das cargas previstas pelo RSA (tabuleiro em laje).

Os gráficos da Figura 9 e da Figura 10 apresentam o rácio entre o momento fletor resultante da aplicação de todos os regulamentos (exceto, naturalmente, o RSA) e o momento fletor resultante da aplicação do RSA, respetivamente sem e com a consideração da ação do peso próprio estrutural.

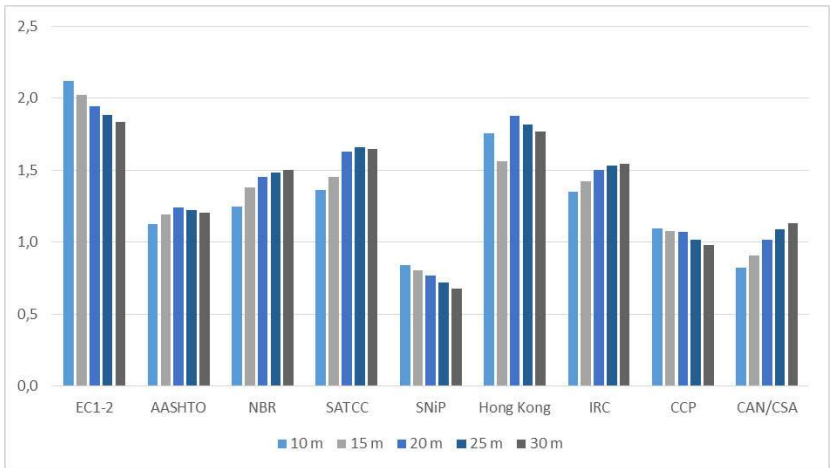


Figura 9. Rácio dos vários regulamentos em relação ao RSA sem peso próprio (tabuleiro em laje).

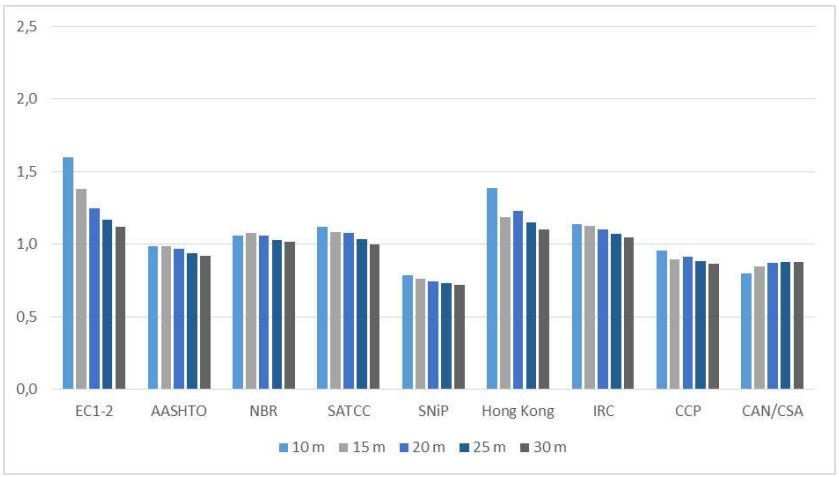


Figura 10. Rácio dos vários regulamentos em relação ao RSA com peso próprio (tabuleiro em laje).

A tendência de uniformização dos resultados obtidos para os diferentes regulamentos por efeito da consideração do peso próprio verifica-se novamente para esta tipologia de tabuleiro. De valores do rácio da ordem dos 2.1 (EC1-2, vão de 10 m) observados na Figura 9 (sem peso próprio) obtêm-se reduções para 1.6 (mesmo caso) na Figura 10, através da consideração da ação do peso próprio.

4.3 Análise de Resultados

Em primeiro lugar é de registar que dos 9 regulamentos analisados para além do RSA, apenas a aplicação do regulamento russo (SNiP) resulta, em todos os cenários, em momentos inferiores aos obtidos no RSA. Dos 99 casos (54 para o tabuleiro vigado e 45 para o tabuleiro em laje nervurada) em que se considera a ação isolada das cargas rodoviárias, 14 apresentam momentos inferiores aos que decorrem da aplicação das cargas do RSA. Considerando a ação do peso próprio, este número sobe para 30 casos em 99. Importa referir que, caso se tivesse considerado um vão de 35 m na análise do tabuleiro vigado, estes números poderiam sofrer ligeiras alterações.

A tendência de descida dos valores do rácio quando considerada a ação do peso próprio estrutural verificou-se de forma generalizada (96 casos em 99). Este facto traduz uma convergência dos resultados em direção aos resultados relativos ao RSA quando o valor do rácio, para a ação rodoviária isolada, é superior a 1 (85 casos em 99). Pelo contrário, quando o valor do rácio é inferior a 1 para a ação rodoviária isolada, a descida do seu valor significa uma divergência dos resultados, ou seja, a consideração do peso próprio agrava as diferenças entre os resultados da aplicação dos regulamentos.

Em suma, a consideração da ação do peso próprio combinada com as ações rodoviárias traduziu-se, em 88 dos 99 casos, numa convergência dos resultados em relação aos resultados da aplicação das cargas estipuladas no RSA. Todos os casos em que essa convergência não se verificou, correspondem a casos em que a aplicação das cargas previstas no respetivo regulamento resultava à partida – isto é, considerando a ação rodoviária de forma isolada – em momentos inferiores aos que se obtêm da aplicação das ações do RSA para a mesma estrutura.

Esta tendência tem uma justificação intuitiva, que se prende com o facto de o peso próprio, ao contrário das cargas rodoviárias, depender quase exclusivamente das características materiais e geométricas da estrutura e não do regulamento aplicado. A influência que os regulamentos têm no peso próprio estrutural restringe-se aos fatores parciais de segurança que estes determinam para cada ação. Essa influência sente-se também nos resultados apresentados, nomeadamente nos resultados relativos ao SNiP para o qual a consideração do peso próprio conduz a um ligeiro agravamento das diferenças em relação ao RSA, que eram já à partida reduzidas. Isto acontece uma vez que os rácios relativos a este regulamento são sempre inferiores a 1, ou seja, os momentos resultantes da aplicação das cargas deste regulamento são sempre inferiores aos momentos equivalentes para o RSA e, ao mesmo tempo, o fator

parcial de segurança que este regulamento define para as ações permanentes (1.10) é bastante inferior ao estipulado pelo RSA (1.50).

Analisando os resultados relativos ao EC1-2, observa-se que os momentos provocados pela aplicação, de forma isolada, das cargas rodoviárias que este prescreve são entre 1.8 e 2.2 vezes superiores aos momentos provocados pela aplicação das cargas previstas no RSA. Considerando a ação do peso próprio estes resultados descem para valores entre 1.1 e 1.8.

5. CONCLUSÕES

Apresentam-se de seguida as principais conclusões que se retiram do estudo realizado, bem como algumas reflexões consideradas pertinentes e que espelham preocupações que acompanharam este trabalho.

A utilização de regulamentos diferentes na definição das ações rodoviárias para um projeto de uma obra de arte conduz a esforços de valor profundamente diferente.

A comparação entre os efeitos decorrentes da aplicação das ações rodoviárias pode ser abordada de duas perspetivas – com ou sem a consideração do peso próprio – conduzindo cada uma dessas aproximações a conclusões profundamente diferentes. O peso próprio contribui, na maioria das vezes, para atenuar as diferenças entre os efeitos da aplicação das ações de cada regulamento. Nos casos em que a sua consideração agrava essas diferenças, esse agravamento é reduzido.

O trabalho desenvolvido permitiu identificar diferenças muito relevantes em termos dos efeitos da ação rodoviária no dimensionamento do tabuleiro de obras de arte resultantes da aplicação dos regulamentos analisados. Estas diferenças assumem, nos casos dos regulamentos mais gravosos efeitos quase três vezes superiores aos do RSA. O estudo permitiu ainda verificar que estes efeitos são atenuados com a consideração conjunta da ação rodoviária e do peso próprio. Ainda assim, observam-se nestes casos diferenças na ordem dos 80%.

A aplicação das cargas rodoviárias previstas no EC1-2 em vez das previstas no RSA pode resultar em momentos fletores cerca de duas vezes superiores aos que se obteriam pela aplicação do RSA. Este facto é particularmente relevante tendo em conta a transição dos códigos atualmente em vigor (como é o caso do RSA) para os eurocódigos, que se prevê que aconteça a curto prazo. Ressalve-se que no presente estudo não se trataram questões relacionadas com a composição e intensidade do tráfego e das classes de obras de arte, considerando para todos os regulamentos que preveem este tipo de alternativas, a situação mais desfavorável. Esta opção pode, em alguns casos, conduzir a resultados conservativos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a equipa da CCAD – Serviços de Engenharia, Lda. e em particular ao Eng.º Miguel Carvalho pela cooperação prestada no desenvolvimento deste trabalho, nomeadamente pela assistência com os modelos e na disponibilização de material e elementos de projeto.

REFERÊNCIAS

[1] República Portuguesa – Decreto-Lei nº 235-83 de 31 de Maio: [Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes]. Lisboa: Imprensa Nacional-Casa da Moeda, 1983. (Diário da República). Visto e aprovado em Conselho de Ministros de 6 de Janeiro de 1983 e promulgado em 22 de Janeiro de 1983

[2] EN 1991-2. 2003, Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. London: BSI.

[3] NBR 7188. 2013, Carga Móvel Rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT.

[4] AASHTO LRFD BDS 6. 2012, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition. Washington, DC: AASHTO.

[5] SATCC. 2001, Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts.

[6] CAN/CSA-S6-06. 2006, Canadian Highway Bridge Design Code. CSA Group.

[7] IRC:6. 2014, Standard Specification and Code of Practice for Road Bridges. Section II: Loads and Stresses. New Delhi: Indian Roads Congress.

[8] SNiP. 1986, Construction Norms: Bridges and Culverts. Moscow: SNiP.

[9] Highways Department (2013). Structures Design Manual for Highways and Railways. Hong Kong: The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.

[10] CCP 14. 2014, Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C.: INVIAS & AIS.

[11] Marrana, João (2016). Análise Comparativa de Regulamentação Internacional em Ações de Tráfego Rodoviário. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Tese de mestrado.

Comparação das tolerâncias da regulamentação europeia (EC2 e Norma NP EN 13670) com as do REBAP


Catarina Fernandes[1]


João Vinagre[2]


Cristiana Pereira[3]

RESUMO

Dada a complexidade e elevado número de intervenientes em obra, é difícil garantir rigor nas dimensões dos elementos de betão armado, pelo que podem existir algumas diferenças na geometria dos elementos estruturais construídos em relação ao definido em projeto. Assim sendo, e de modo a garantir que, não obstante a existência destas diferenças, o comportamento exigido aos elementos estruturais não seja alterado, os regulamentos especificam um conjunto de valores, aos quais designam de tolerâncias dimensionais, que importa verificar [1].

As tolerâncias, definidas como sendo a diferença entre o limite superior e o limite inferior admissíveis para uma determinada dimensão, têm como principal objetivo limitar os possíveis desvios que possam ocorrer durante a fase de execução da estrutura, admitindo a possibilidade da ocorrência de uma pequena diferença entre as dimensões estabelecidas em projeto e as que são realmente executadas em obra [1].

Atualmente, a nível nacional, a regulamentação atravessa um período de transição, em que o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) será substituído pelo Eurocódigo 2 (EC2). Assim sendo, e de modo a compreender as diferenças entre regulamentos, optou-se por fazer uma comparação entre os valores das tolerâncias especificados por ambos os regulamentos [1].

A realização do presente estudo permitiu tecer algumas conclusões sobre o nível das tolerâncias permitidas por ambos os regulamentos ao nível das dimensões das secções, recobrimento e posição das armaduras. Nomeadamente, no que diz respeito às dimensões das secções transversais, em que foi possível concluir que o REBAP é mais restritivo que a regulamentação europeia para dimensões muito

[1]Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, do Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio, Portugal. 898@estudantes.ips.pt
[2]Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, do Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio, Portugal. Joao.Vinagre@estbarreiro.ips.pt
[3]Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, do Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio, Portugal. Cristiana.Pereira@estbarreiro.ips.pt

pequenas ou muito grandes. No entanto, quando as dimensões das secções estão, aproximadamente entre os 250 mm e os 1000 mm, é a regulamentação europeia a mais restrita.

Palavras-chave: Tolerâncias, Regulamentação, Betão Armado.

1. INTRODUÇÃO

A obra é um local onde *"... equipamentos, máquinas e fatores humanos contribuem para um considerável nível de incertezas e elevadas margens de erro..."* [2], pelo que, e ao contrário do que é admitido em projeto, é muito difícil controlar, por mais cuidado que se tenha, todos os agentes de forma a garantir que os elementos de betão armado não possuam nenhum tipo de imperfeição, exemplo disso, é as variações que possam existir ao nível das dimensões dos elementos de betão armado [1].

Com o intuito de salvaguardar os possíveis desvios que possam existir nas dimensões dos elementos, os regulamentos do sector especificam um conjunto de valores, aos quais designam de tolerâncias. Estes valores, como o próprio nome indica, têm como objetivo limitar os desvios que possam ocorrer durante a fase de construção dos elementos de betão armado, em relação às medidas especificadas em projeto [1].

Dada a relevância das tolerâncias no âmbito das estruturas de betão armado e uma vez que a nível nacional, a regulamentação atravessa atualmente um período de transição, entre o REBAP e o EC2, pelo que se decidiu realizar uma comparação entre as tolerâncias especificadas pelos regulamentos mencionados de forma a compreender as diferenças entre as regulamentações [1].

2. TOLERÂNCIAS NA CONSTRUÇÃO

Em obra, dada a complexidade e o elevado número de intervenientes, é muito difícil garantir o cumprimento rigoroso das dimensões dos elementos de betão armado especificadas em projeto. Assim sendo, é possível que existam algumas diferenças na geometria dos elementos de betão armado face ao discriminado em projeto [1].

De forma a garantir que as diferenças dimensionais descritas anteriormente não coloquem em causa a segurança/comportamento da estrutura exigida em projeto, os regulamentos especificam um conjunto de valores aos quais designam de tolerâncias [1].

As tolerâncias, definidas como sendo a diferença entre o limite superior e o limite inferior admissíveis para uma determinada dimensão, são valores que têm como objetivo limitar os possíveis desvios dimensionais que possam ocorrer durante a fase de execução de uma estrutura. Ou seja, permitem ao projetista especificar, em projeto, o nível de imperfeição aceitável, de modo a que não seja posta em causa a estabilidade da estrutura [1, 3].

Aquando da especificação do valor da tolerância, em projeto, ou seja, do nível de precisão que importa garantir em obra, é necessário ter em conta os seguintes aspetos: o tipo de construção (se é definitiva ou provisória, se é uma estrutura especial ou um edifício corrente, lajes maciças ou aligeiradas, etc.), os requisitos funcionais e estéticos definidos em projeto, o custo da obra e futuras alterações que possam surgir ao longo do tempo de vida útil da estrutura [1, 3, 4].

Relativamente à forma como devem ser definidas em projeto, é importante ter presente que existe, atualmente, diversos regulamentos que regulam o dimensionamento e execução das estruturas de betão armado, pelo que, entre regulamentos, podem existir algumas variações nos valores das tolerâncias. Posto isto, e de forma a evitar que haja outras interpretações, é de extrema importância que, antes do início de uma obra, seja definida, de uma forma clara, a regulamentação aplicada, bem como o

desempenho desejado para a estrutura. Realce-se que frases como "*o trabalho será executado de acordo com as normas em vigor' são de evitar, pois esta informação não fornece qualquer informação precisa quanto às exigências (desvios admissíveis)*" [1, 3].

Em relação ao controlo dos desvios em obra, este deve ser feito ao longo das diferentes etapas da construção de modo a que sejam detetados e prontamente corrigidos os erros que possam existir, evitando, assim, o aumento do custo de obra e pôr em causa o prazo de conclusão desta. Assim sendo, e dependendo do grau de complexidade, é muito importante que na fase de projeto sejam logo definidas as condições e quando se deverá proceder, em obra, ao referido controlo [1, 3].

3. ALGUNS ASPETOS NORMATIVOS

Ao nível das estruturas de betão armado existe, a nível nacional e internacional, uma infinidade de normas e regulamentos, os quais têm como objetivo controlar não só a produção e a utilização dos materiais, aço e betão, em obra, bem como, o dimensionamento deste tipo de estruturas [1].

O Eurocódigo 2, que faz parte de um conjunto de normas designadas de Eurocódigos, é a norma europeia destinada "*ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil de betão simples, betão armado e betão pré-esforçado. Obedece aos princípios e requisitos de segurança e de utilização das estruturas e às bases para o seu projeto e verificação indicadas na NP EN 1990.*" [5]. Sendo de referir que esta norma se subdivide em três partes, mas como o presente resumo se refere ao estudo das tolerâncias dimensionais aplicáveis a elementos de betão armado de edifícios correntes, pelo que a norma a abordar será a NP EN 1992 Parte 1-1 (designada neste artigo pela sigla EC2) [1].

Além do EC2, que se centra na regulamentação do dimensionamento das estruturas de betão armado, existem um conjunto de normas, a nível europeu, aplicáveis durante a construção da estrutura, nomeadamente, a norma NP EN 13670. Esta norma tem como objetivo central estabelecer os procedimentos para a execução de estruturas de betão de modo a "*que estas atinjam o nível pretendido de segurança e de utilização durante a sua vida útil*" [6] como estabelecido em projeto [1].

Em Portugal, e como já mencionado anteriormente, ainda é aceite o projeto com recurso ao Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [1].

4. VALORES REGULAMENTARES

Os valores das tolerâncias mencionados neste artigo correspondem às habituais técnicas de execução aplicadas na construção das estruturas de betão armado. No entanto, antes de se procurar cumprir estes valores em obra, é necessário proceder a uma aplicação cuidada das técnicas de execução de forma a procurar cumprir, tanto quanto possível, as dimensões dos elementos estruturais definidas em projeto [1, 7].

Importa ainda salientar que os desvios apresentados são referentes a elementos de betão armado betonados em obra, sendo aplicados a estruturas de edifícios correntes. Podem, no entanto, ser aplicados a outro tipo de estruturas ou alterados em projeto. Além disso, os mesmos são válidos, salvo especificação em contrário, para elementos que ainda não sofreram qualquer tipo de deformação [1, 6].

4.1. Classificação das tolerâncias segundo a norma NP EN 13670

A norma NP EN 13670 classifica as tolerâncias em, tolerâncias normativas e informativas. As tolerâncias normativas são valores que necessitam de ser criteriosamente cumpridas, uma vez que o seu incumprimento pode pôr em causa a resistência mecânica e a estabilidade da estrutura. Já as tolerâncias informativas, como o nome indica, são de carácter informativo, pelo que, podem ou não ser

tidas em conta, dado não terem grande impacto na estrutura. No entanto, a sua consideração, ou não, deve ser devidamente definida em projeto [1, 6, 8].

Além da classificação descrita no parágrafo anterior, a norma NP EN 13670 subdivide as tolerâncias em duas classes: classe de tolerância 1 e classe de tolerância 2 [1, 6, 8].

As tolerâncias de classe 1 são desvios que garantem que a estrutura satisfaz as hipóteses de cálculo estabelecidas em projeto. Relativamente às tolerâncias de classe 2, quando aplicadas a estruturas especiais e são utilizados os coeficientes reduzidos dos materiais é necessário que seja aplicado um controlo de qualidade mais rigoroso [1, 6].

4.2. Apresentação e comparação dos valores regulamentares

Os valores das tolerâncias que constam neste subcapítulo correspondem às características dimensionais dos elementos de betão armado que influenciam diretamente a resistência mecânica e a estabilidade da estrutura. No entanto, e uma vez que o objetivo do presente artigo é comparar as tolerâncias da regulamentação europeia, EC2 e NP EN 13670, com as do REBAP, optou-se por apresentar apenas os valores regulamentares onde ambas as regulamentações especificam valores. Mas, é necessário salientar que a regulamentação europeia é muito mais exaustiva na especificação de valores para as tolerâncias. Ou seja, para além dos valores abaixo apresentados, apresenta outros valores, nomeadamente, para: fundações, pilares, paredes, vigas, lajes, planura de superfícies, linearidade de arestas e aberturas e inserções (tendo o cuidado de separar as tolerâncias que podem, ou não, influenciar a resistência e a estabilidade da estrutura) [1].

4.2.1.Dimensões da secção transversal

Quanto às dimensões das secções transversais de betão armado, representadas na Fig. 1, nomeadamente, altura total de vigas e lajes, largura ou espessura da alma de vigas, dimensões das secções de pilares, devem satisfazer as tolerâncias que constam nos quadros seguintes [1, 7].

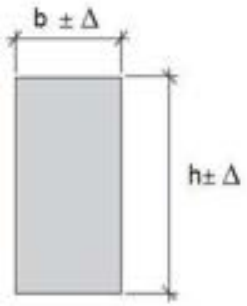


Figura 1. Desvio admissível para as dimensões da secção transversal (adaptado de [9]) [1].

A norma NP EN 13670 e o EC2, em relação aos desvios admissíveis para as dimensões das secções, especificam os valores que constam no Quadro 1.

Quadro 1. Desvios admissíveis para as dimensões das secções transversais, segundo a norma NP EN 13670, EC2 e MC2010 [1, 5, 6].

h ou b	**Dimensões da secção (± Δh, Δb)**		
	NP EN 13670 e MC2010		**EC2**
	Classe de tolerância 1	**Classe de tolerância 2**	
≤ 150 mm	10 mm	5 mm	5 mm
400 mm	15 mm	10 mm	10 mm
≥ 2500 mm	30 mm	30 mm	30 mm

Nota: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.

Analisando os valores presentes no quadro anterior (Quadro 1) verifica-se que os desvios permitidos pelo EC2 correspondem aos desvios da classe de tolerância 2 da norma NP EN 13670. Além disso, pode-se ainda concluir que para dimensões inferiores a 2500 mm os desvios permitidos pela classe de tolerância 1 são superiores aos da classe de tolerância 2, mas para dimensões superiores a 2500 mm apenas é permitido um desvio de 30 mm, independentemente da classe ou do regulamento [1].

Relativamente ao REBAP, no que diz respeito às dimensões das secções, especifica os desvios geométricos presentes no Quadro 2.

Quadro 2. Desvios admissíveis para as dimensões das secções transversais, segundo o REBAP (adaptado do art.118º [7]) [1].

h ou b (mm)	**Dimensões da secção ± Δh, Δb (mm)**
< 400	0,05h (ou b)
≥ 400	20

Por análise, em simultâneo, da Fig. 2 e do Quadro 2, conclui-se que o REBAP permite, em comparação com a norma NP EN 13670 e com o EC2, desvios menores para dimensões inferiores a 150 mm. Quando as dimensões são superiores a 150 mm, tanto a NP EN 13670 como o EC2 permitem que os desvios aumentem gradualmente até uma dimensão de 2500 mm, após a qual os desvios tomam o valor de 30 mm. Já o REBAP apenas permite que os desvios vão aumentando até dimensões de 400 mm, a partir da qual, o valor do desvio assume o valor de 20 mm [1].

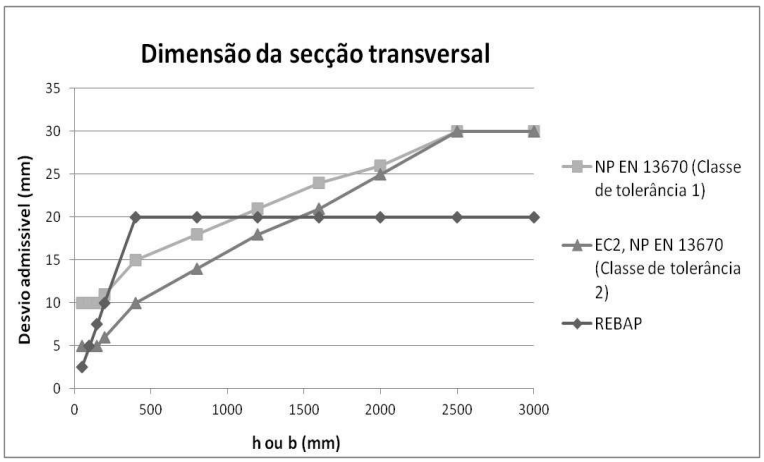


Figura 2. Variação do desvio admissível para as dimensões das secções em função da altura (ou largura) da secção [1].

4.2.2. Recobrimento das armaduras

Aquando do cálculo do recobrimento nominal (C_{nom}), na fase de projeto, o EC2 e a NP EN 13670 recomendam que no cálculo do recobrimento nominal (C_{nom}), ou seja, do recobrimento das armaduras a utilizar nos cálculos e a especificar nos desenhos de projeto, que ao recobrimento mínimo seja adicionada uma tolerância de execução, ΔC_{dev} , para a qual é recomendado um valor de 10 mm [1, 5, 6].

O EC2, além de recomendar um valor de 10 mm para a tolerância de execução, permite que, em determinadas situações, este valor possa ser mais reduzido, nomeadamente [1, 5]:

- Se, durante a execução do elemento de betão armado, for garantido um controlo de qualidade, que inclua medições do recobrimento das armaduras, o valor da tolerância de execução poderá ser reduzido para:

$$5\ mm \quad \leq \quad \Delta c_{dev} \quad \leq \quad 10\ mm$$

- Se for possível garantir, que durante o controlo de qualidade, são utilizados equipamentos de medição muito exatos, o valor da tolerância de execução poderá ser reduzido para:

$$0\ mm \quad \leq \quad \Delta c_{dev} \quad \leq \quad 10\ mm$$

Importa ainda salientar, embora seja discutível a consideração dos valores como tolerâncias, que o EC2 recomenda que para betonagem sobre superfícies irregulares se aumente o recobrimento nominal, em função da diferença provocada pela irregularidade da superfície onde o betão é colocado. Assim, para betonagens sobre o terreno preparado (incluindo betão de limpeza) o recobrimento nominal deverá ser pelo menos 40 mm e 75 mm nos casos em que a betonagem é executada diretamente contra o terreno. Já no que se refere a superfícies estriadas ou com inertes à vista, o recobrimento nominal também deverá ser aumentado em pelo menos 5 mm, de modo a ter em conta a irregularidade da superfície [1,5].

Relativamente ao recobrimento das armaduras, o REBAP especifica um desvio inferior de - 5 mm [1, 7].

Tendo em conta os desvios permitidos para o recobrimento apresentados anteriormente, conclui-se que o EC2 é o regulamento mais restrito, isto porque impõem menores desvios. No entanto, é necessário garantir que em obra seja aplicado um controlo de qualidade adequado.

4.2.3.Posicionamento das armaduras

Para o posicionamento das armaduras a norma NP EN 13670 e o EC2 permitem os desvios que constam no Quadro 3, enquanto o REBAP especifica os valores do Quadro 4.

Quadro 3. Desvios superiores admissíveis para a posição das armaduras, segundo a norma NP EN 13670 e EC2 [1, 5, 6].

h ou b	**Posição das armaduras (+ Δc)**		
	NP EN 13670		**EC2**
	Classe de tolerância 1	**Classe de tolerância 2**	
≤ 150 mm	10 mm	5 mm	5 mm
400 mm	15 mm	10 mm	10 mm
≥ 2500 mm	25 mm (Nota 2)	20 mm	20 mm

Nota 1: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.
Nota 2: Os desvios para fundações normais correntes, betonadas diretamente contra o terreno ou betonadas com recurso a cofragem, poderão ser aumentados 15 mm.

Quadro 4. Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo o REBAP (adaptado do art.149º[7]) [1].

• Altura útil (d)	• Posição das armaduras (± Δd)
• d ≤ 200 mm	• 0,075d
• 200 mm < d < 400 mm	• (0,05d+5 mm)
• d ≥ 400 mm	• 25 mm

Através da análise do gráfico da Fig.3 verifica-se que os desvios permitidos pelo EC2 são iguais aos especificados pela classe de tolerância 2 da norma NP EN 13670. Para alturas úteis muito pequenas o REBAP é o regulamento que permite menores desvios, enquanto que a classe de tolerância 1 da NP EN 13670 permite o desvio maior. À medida que a altura se aproxima dos 500 mm o desvio especificado, pelos regulamentos, vai aumentando, sendo de salientar que, no caso do REBAP, rapidamente é atingido o desvio máximo permitido. A partir dos 500 mm de altura o desvio permitido pelo REBAP estabilizou nos 25 mm. Quando se atinge a altura de 2500 mm o desvio da classe de tolerância 1 da NP EN 13670 convergiu para o máximo desvio permitido pelo REBAP, de 25 mm. Já o desvio permitido pelo EC2 e pela classe de tolerância 2 da NP EN 13670 convergiu para o desvio máximo de 20 mm [1].

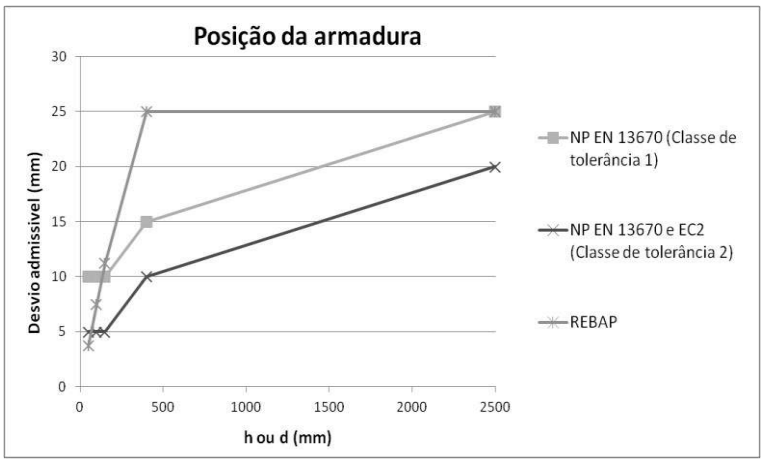


Figura 3. Evolução dos desvios permitidos para a posição da armadura em função da altura útil da secção [1].

5. CONCLUSÕES

A especificação de tolerâncias é a forma das normas correntes lidarem com as incertezas relativas à geometria dos elementos de betão armado que possam ocorrer durante a fase de construção da estrutura [1].

A principal vantagem de definir em projeto as tolerâncias é de permitir definir o nível de imperfeição aceitável em obra, de modo a que a estrutura não apresente efeitos prejudiciais ao nível da resistência mecânica e da estabilidade, quer em serviço, no desempenho durante o tempo de vida útil para o qual foi dimensionada, quer na ligação entre os diferentes elementos (estruturais e não estruturais) que a constituem. Note-se que, além do valor, é importante definir em que condições e quando se deverá proceder ao controlo destes desvios, em obra [1].

Relativamente à comparação dos valores permitidos pela regulamentação europeia, EC2 e norma NP EN 13670, com os valores permitidos pelo REBAP é possível chegar às seguintes conclusões [1]:

- Para as dimensões da secção transversal o REBAP é mais restritivo que a regulamentação europeia, ou seja, permite desvios inferiores aos desvios permitidos pela regulamentação europeia, sendo esta conclusão verdadeira quando as dimensões são muito pequenas ou muito grandes. Quando as dimensões estão entre os 250 mm e os 1000mm, aproximadamente, já é a regulamentação europeia a mais restrita, nomeadamente, o EC2 e a classe de tolerância 2 da norma NP EN 13670;
- Em relação ao recobrimento das armaduras conclui-se que o EC2 é o regulamento que permite um desvio menor;
- No que diz respeito à posição das armaduras para alturas úteis muito pequenas o regulamento mais restritivo é o REBAP. No entanto, à medida que a altura aumenta, o regulamento permite um aumento do desvio, o qual chega a ser superior ao permitido pela regulamentação europeia. Ou seja, apesar do aumento do desvio estabilizar num valor máximo de 25 mm, para alturas iguais ou superiores a 400 mm, a regulamentação europeia tende para esse máximo, para alturas superiores a 400 mm, pelo que é a regulamentação que permite menores desvios.

Posto isto, e caso se pretenda conhecer em maior detalhe o estudo executado sobre as tolerâncias especificadas pela regulamentação europeia, bem como de outros tipos de regulamentos, e conhecer a influência de tais valores na resistência da secção, recomenda-se a leitura da dissertação de mestrado intitulada "Tolerâncias no dimensionamento e execução de elementos de betão armado", da autoria de Catarina Fernandes, sob a orientação do Professor Doutor João Vinagre e coorientação da Professora Cristiana Pereira (julho de 2017).

REFERÊNCIAS

[1] Fernandes, C., *Tolerâncias no dimensionamento e execução de elementos de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro do Instituto Politécnico de Setúbal, 2017.

[2] Neves, E., *Sistema de Controlo Interno da Qualidade – Obras de Urbanização.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014.

[3] Acke, A., Caluwaerts, F., et al. *Edition spéciale: tolérances dans la construction*. CSTC CONTACT – Nº 1, Mars/2010, 1-24 pp, Centre Scientifique et Technique de la Construction,Bruxelles(http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=bbricontact&doc=contact_fr_01_2010.pdf&lang=fr) (Data de acesso: 11 de maio de 2016).

[4] Henriques, A., *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.

[5] NP EN 1992-1-1:2010, *Eurocódigo 2 – Projecto de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.

[6] NP EN 13670:2011, *Execução de estruturas de betão*, Instituto Português da Qualidade, Caparica.

[7] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* (Maio 2010), Porto Editora, Porto.

[8] Pollet, V., Tolérances admises sur les ouvrages en béton coulé in situ: évolution des spécifications. Dossiers du CSTC, cahier nº4, 4ºtrimestre 2004, 1-9pp, Centre Scientifique et Technique de la Construction, Bruxelles(http://www.cstc.be/homepage/download.cfm? dtype=publ&doc=cstcantonline_2004_4_no4.pdf&lang=fr (Data de acesso: 29 de janeiro de 2016)).

[9] National Structural Concrete Specification for Building Construction, Fourth edition complying with BS EN 13670: 2009, 4th edition, April 2010, 1-132 pp, CONSTRUCT and Concrete Centre (http://www.construct.org.uk/media/National_Structural_Concrete_Specification_for_Building_Construction.pdf) (Data de acesso: 14 de julho de 2016).

Calibração de coeficientes parciais de segurança


Luciano Jacinto[1]


Luís O. Santos[2]


Luís C. Neves[3]

RESUMO

A possibilidade de ajustar coeficientes parciais de segurança tem manifesto interesse no âmbito da segurança de estruturas existentes. Os coeficientes de segurança especificados na regulamentação para estruturas novas aplicam-se a populações relativamente vastas de estruturas, podendo não refletir corretamente os níveis de incerteza reais numa estrutura particular existente. Se, durante a avaliação de uma estrutura existente, estiver disponível informação relevante a respeito de uma dada variável básica do problema de segurança, deve-se ponderar a possibilidade de ajustar o coeficiente de segurança dessa variável concreta.

O Eurocódigo 0 refere na Cláusula C.3 que a maioria dos coeficientes propostos nos Eurocódigos foram estabelecidos "com base na experiência da prática tradicional", isto é, foram estabelecidos com base numa prática anterior bem sucedida, essencialmente de forma empírica. No entanto, a mesma Cláusula prevê que os coeficientes parciais de segurança possam ser calibrados recorrendo a ferramentas probabilísticas.

Propõe-se na presente comunicação tratar do problema da calibração dos coeficientes parciais de segurança recorrendo a ferramentas probabilísticas, com especial ênfase na calibração baseada nos coeficientes de sensibilidade FORM. Conforme veremos, o coeficiente parcial de segurança de uma dada variável depende fundamentalmente de 4 fatores: (1) modelo probabilístico usado para descrever a incerteza nessa variável, (2) coeficiente de variação da variável, (2) importância da variável no Estado Limite em consideração (traduzida no respetivo coeficiente de sensibilidade FORM), e (3) índice de fiabilidade pretendido.

Palavras-chave: Segurança Estrutural; Coeficientes parciais de segurança; Estruturas existentes; Calibração; FORM.

[1]Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. ljacinto@dec.isel.ipl.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, NOE, Lisboa. Portugal. luis.osantos@lnec.pt
[3]University of Nottingham, Department of Civil Engineering, Nottingham, UK. luis.neves@nottingham.ac.uk

1. INTRODUÇÃO

A calibração de coeficientes parciais de segurança pode ser realizada de forma mais ou menos empírica, com base numa prática anterior bem-sucedida. Com efeito, se os coeficientes usados anteriormente conduziram a estruturas fiáveis e económicas, não há razão para alterar substancialmente tais coeficientes. Foi esta a metodologia principal empregue na preparação dos Eurocódigos Estruturais [1].

No entanto, a calibração também pode ser realizada recorrendo a metodologias probabilísticas. Estas metodologias têm muito interesse no âmbito da segurança de estruturas existentes. Como é sabido, o aumento dos níveis de segurança de uma estrutura existente é extremamente oneroso, pelo que a segurança deve ser avaliada da forma mais rigorosa possível. Os coeficientes de segurança propostos nos regulamentos para estruturas novas, como é o caso da atual geração de Eurocódigos Estruturais, visam populações relativamente vastas de estruturas, procurando cobrir um número significativo de tipologias estruturais, sujeitas a diferentes situações de projeto. A conveniência em obter um número reduzido de coeficientes parciais de segurança (por razões de simplicidade de aplicação dos regulamentos), introduz compreensivelmente um certo grau de conservadorismo. Assim, estes coeficientes podem não traduzir a incerteza efetivamente presente numa estrutura particular existente. A possibilidade de ajustá-los tem, por conseguinte, bastante interesse no âmbito das avaliações estruturais.

O Anexo E da Norma ISO 2394:2015 [2] descreve e exemplifica um método probabilístico geral de calibração de coeficientes parciais de segurança. Este método é descrito detalhadamente em [3]. Trata-se de um método genérico, com interesse sobretudo para as entidades responsáveis pela redação de Normas e Regulamentos. Do ponto de vista do engenheiro que aplica os regulamentos têm interesse metodologias mais simples, como a que recorre aos chamados *coeficientes de sensibilidade* FORM[4], mencionados na NP EN1990, vulgo Eurocódigo 0 [1]. Nesta comunicação descreve-se e exemplifica-se o uso desta metodologia no âmbito das estruturas existentes.

2. CALIBRAÇÃO COM BASE NOS COEFICIENTES DE SENSIBILIDADE FORM

2.1 Descrição da metodologia

Considere-se uma variável básica X de um determinado Estado Limite (EL), por exemplo a sobrecarga numa laje ou a resistência do aço das armaduras passivas. Seja $\mathrm{F_X(x)}$ a respetiva Função Distribuição Cumulativa (FDC) e X_d o valor de dimensionamento de X. De acordo com o método FORM, $\mathrm{X_d}$ pode ser expresso por:

$$X_d = F_X^{-1}\big(\Phi(-\alpha_X \beta)\big) \tag{1}$$

onde $\mathrm{F_X^{-1}(\cdot)}$ representa a inversa de $\mathrm{F_X(\cdot)}$, $\Phi(\cdot)$ representa a FDC normal reduzida, α_X o coeficiente de sensibilidade FORM da variável X e β o índice de fiabilidade correspondente ao EL em apreço.

O coeficiente de sensibilidade α_X mede a contribuição da variável X para a incerteza na margem de segurança relativa ao EL em apreço [4]. Quanto maior for α_X, maior a contribuição de X na incerteza da margem de segurança. Para um EL com n variáveis básicas $(\mathrm{X_1}, \ldots, \mathrm{X_n})$, os α_i obedecem às seguintes propriedades:

$$-1 \le \alpha_i \le 1 \tag{2}$$

[4] FORM (*First Order Reliability Méthod*) refere-se a um formato simplificado de fiabilidade (formato de nível 2) proposto por Hasofer e Lind [3] e posteriormente desenvolvido por outros autores. Embora se trate de um método simplificado, as estimativas do índice de fiabilidade a que conduz são em geral consideradas como boas.

$$\sum_{i=1}^{n} \alpha_i^2 = 1 \tag{3}$$

O coeficiente de sensibilidade de uma variável particular varia de EL para EL. No entanto, é possível identificar certos valores típicos desses coeficientes. O Eurocódigo 0 (EC0) recomenda os valores indicados no Quadro 1.

Quadro 1. Valores típicos dos coeficientes de sensibilidade FORM, α, recomendados no EC0 [1]

Variável básica		α
Ação dominante (para o EL em apreço)		–0.70
Restantes ações (ações acompanhantes)	0.40(–0.70)	–0.28
Resistência dominante (para o EL em apreço)		0.80
Restantes resistências	0.40(0.80)	0.32

Note-se que os valores de α recomendados pelo EC0 são em geral conservativos. Por exemplo, suponha-se um EL com apenas 2 variáveis básicas, uma referente a ação e outra referente a resistência. Naturalmente a primeira é a ação dominante e a segunda é a resistência dominante. Recorrendo aos valores constantes no Quadro 1, verifica-se que $(-0.70)^2 + 0.80^2 = 1.13$, e portanto superior à unidade, podendo assim concluir-se que os valores –0.70 e 0.80 são conservativos quando usados em conjunto.

Se a variável X referir-se a uma ação, então, como sabemos, $\mathrm{X_d} = \gamma_\mathrm{f}\mathrm{X_k}$, onde γ_f representa o coeficiente parcial de segurança dessa ação e $\mathrm{X_k}$ o respetivo valor característico (em geral correspondente ao quantil 0.95). O coeficiente γ_f é assim dado por:

$$\gamma_f = \frac{X_d}{X_k} = \frac{F_X^{-1}\left(\Phi(-\alpha_X\beta)\right)}{F_X^{-1}(0.95)} \tag{4}$$

Se a variável X se referir a uma propriedade de material (resistência), então $\mathrm{X_d} = \mathrm{X_k}/\gamma_\mathrm{m}$, onde $\mathrm{X_k}$ representa o valor característico de X (em geral o quantil 0.05) e γ_m o respetivo coeficiente parcial de segurança. O coeficiente γ_m é assim dado por:

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{F_X^{-1}(0.05)}{F_X^{-1}\left(\Phi(-\alpha_X\beta)\right)} \tag{5}$$

O índice de fiabilidade β, diretamente relacionado com a probabilidade de rotura ($\mathrm{p_f}$) pela expressão $\mathrm{p_f} = \Phi(-\beta)$, traduz a fiabilidade pretendida para o EL em consideração. Neste contexto é oportuno recordar os valores mínimos do índice de fiabilidade recomendados pelo EC0, que se reproduzem no Quadro 2, para cada uma das classes de fiabilidade previstas nessa Norma.

Quadro 2. Valores mínimos do índice de fiabilidade β recomendados pelo EC0 — EL últimos

Classe de fiabilidade	Consequências	Período de referência	
		1 ano	50 anos
RC3	Elevadas	5.2	4.3
RC2	Médias	4.7	3.8
RC1	Baixas	4.2	3.3

Conforme se observa no Quadro 2, os valores recomendados para o índice de fiabilidade são apresentados para dois períodos de referência, 1 e 50 anos. Note-se que os índices para esses dois períodos correspondem ao mesmo nível de fiabilidade [5]. Por exemplo, uma estrutura que tem uma

fiabilidade de 3.8 em 50 anos possui uma fiabilidade anual de 4.7. A coluna "50 anos" deve ser encarada como fiabilidade mínima para a vida útil de projeto da estrutura, independentemente de ser ou não 50 anos. Quando a vida útil de projeto é de 50 anos, então a fiabilidade anual é a indicada na coluna "1 ano". Para clarificar melhor este aspeto, considere-se o seguinte exemplo. Suponha-se que se pretende avaliar a segurança de uma estrutura pertencente à classe RC2 para uma vida útil de 100 anos. Essa estrutura deverá assim possuir uma fiabilidade de 3.8 em 100 anos, a que corresponde uma fiabilidade anual de:

$$\beta_1 = \Phi^{-1}\left(\left(\Phi(3.8)\right)^{1/100}\right) = 4.82 \approx 4.8 \tag{6}$$

Este valor é superior à fiabilidade anual para uma estrutura com vida útil de projeto de 50 anos, o que faz todo o sentido. De facto, é lógico exigir uma fiabilidade anual superior a uma estrutura que tenha de estar em serviço por mais tempo.

Convém ainda chamar à atenção para o facto dos coeficientes parciais de segurança obtidos pelas Equações (4) e (5) traduzirem apenas a incerteza da própria variável básica em consideração, expressa na FDC $F_X(x)$ e portanto não podem ser diretamente comparados com os coeficientes de segurança especificados nos regulamentos, pois estes refletem também a incerteza nos modelos de transformação empregues na verificação da segurança[5]. Para ter em conta a incerteza nestes modelos, os coeficientes γ_f e γ_m, conforme dados pelas Equações (4) e (5), respetivamente, devem ser corrigidos como se esquematiza na Figura 1 [1].

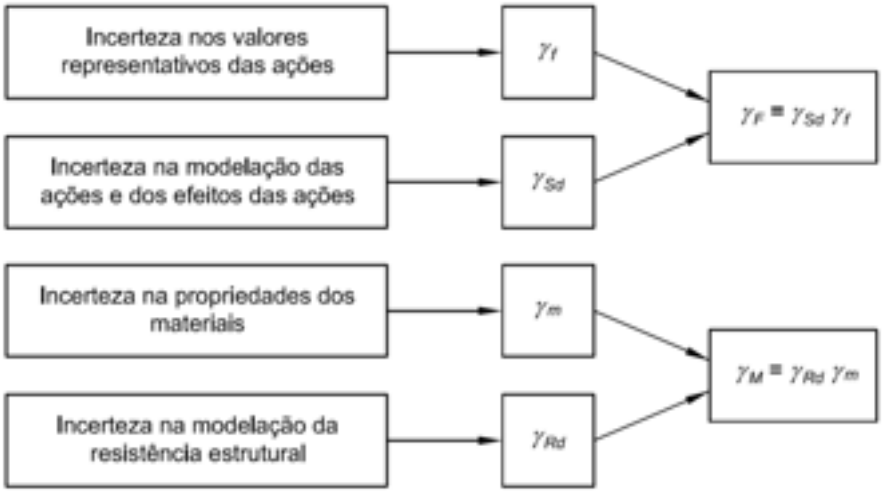


Figura 1. Relação entre coeficientes parciais de segurança (adaptado da Fig. C.3 do EC0 [1]).

Conforme se observa, o coeficiente γ_{Sd} pretende traduzir a incerteza nos modelos de ações e nos modelos estruturais, e o coeficiente γ_{Rd} pretende traduzir a incerteza nos modelos de resistência. O coeficiente $\gamma_F = \gamma_{Sd}\gamma_f$ pretende assim traduzir todas as incertezas relevantes do lado das ações e o coeficiente $\gamma_M = \gamma_{Rd}\gamma_m$ pretende traduzir todas as incertezas relevantes do lado das resistências. Relativamente ao coeficiente γ_{Sd}, o EC0 recomenda valores variando entre 1.05 e 1.15, dependendo da confiança que se tem nos modelos de ações e modelos estruturais. (Ver Quadro A1.2(B) do EC0.) Relativamente ao coeficiente γ_{Rd}, não há nenhuma indicação.

[5] Por modelos de transformação entende-se os modelos usados na verificação da segurança aos Estados Limites. Tem-se essencialmente 3 tipos de modelos: (1) modelos que transformam variáveis básicas em ações (por exemplo o modelo que transforma velocidade do vento em pressão numa superfície); (2) modelos que transformam ações em efeitos de ações (momentos fletores, deslocamentos, etc.), também chamados modelos estruturais ou de cálculo, e (3) modelos que transformam variáveis básicas em resistências correspondentes aos efeitos das ações.

2.2 Expressões para os coeficientes parciais de segurança

Apresenta-se de seguida um conjunto de expressões para os coeficientes γ_f e γ_m, obtidas das Equações (4) e (5). As expressões foram deduzidas a partir das inversas dos modelos probabilísticos mais comuns na área da fiabilidade estrutural: modelo Normal, modelo Lognormal e modelo Gumbel. Relativamente a este último apresenta-se apenas a expressão para γ_f pois o modelo Gumbel, também conhecido como distribuição de máximos do tipo I, é usado apenas na modelação de ações.

Nas expressões que seguem, V representa o coeficiente de variação da variável básica.

Modelo Normal

Ações

$$\gamma_f = \frac{1 - \alpha\beta V}{1 + 1.645V} \tag{7}$$

Resistências

$$\gamma_m = \frac{1 - 1.645V}{1 - \alpha\beta V} \tag{8}$$

Modelo Lognormal

Ações

$$\gamma_f = \exp\left(\sqrt{\ln(1+V^2)}\,(-\alpha\beta - 1.645)\right) \tag{9}$$

Resistências

$$\gamma_m = \exp\left(\sqrt{\ln(1+V^2)}\,(\alpha\beta - 1.645)\right) \tag{10}$$

Modelo Gumbel

Ações

$$\gamma_f = \frac{1 - 0.78\,V\left(0.58 + \ln\left(-\ln\Phi\left(-\alpha\,\beta\right)\right)\right)}{1 + 1.867\,V} \tag{11}$$

Das expressões acima fica evidente que os coeficientes parciais de segurança dependem fundamentalmente de 4 fatores:

1. Modelo probabilístico usado para descrever a incerteza na variável básica em consideração.
2. Coeficiente de variação da variável.
3. Contribuição da variável para a incerteza da margem de segurança relativa ao EL em consideração, traduzida no coeficiente de sensibilidade α.
4. Índice de fiabilidade pretendido.

De referir também que em todas as expressões se se fizer $V = 0$ (que significa a não existência de incerteza na variável básica) obtém-se $\gamma = 1.0$, o que é coerente com o significado intuitivo dos coeficientes parciais de segurança.

O Quadro 3, que se apresenta de seguida, mostra os valores dos coeficientes de segurança para ações, considerando diferentes modelos probabilísticos, diferentes coeficientes de variação e diferentes índices de fiabilidade. De igual modo, o Quadro 4 mostra valores dos coeficientes de segurança para resistências, obtidos de forma análoga.

Quadro 3. Coeficientes de segurança para ações, γ_f ($\alpha = -0.70$)

Modelo	V	Classe de consequências		
		Baixas (β = 3.3)	Médias (β = 3.8)	Altas (β = 4.3)
Normal	0.05	1.03	1.05	1.06
	0.10	1.06	1.09	1.12
	0.15	1.08	1.12	1.16
	0.20	1.10	1.15	1.21
	0.25	1.12	1.18	1.24
	0.30	1.13	1.20	1.27
Lognormal	0.05	1.03	1.05	1.07
	0.10	1.07	1.11	1.15
	0.15	1.10	1.16	1.23
	0.20	1.14	1.22	1.31
	0.25	1.18	1.28	1.40
	0.30	1.22	1.35	1.49
Gumbel	0.05	1.06	1.09	1.13
	0.10	1.10	1.17	1.24
	0.15	1.14	1.23	1.34
	0.20	1.18	1.29	1.42
	0.25	1.21	1.34	1.49
	0.30	1.24	1.39	1.55

Quadro 4. Coeficientes de segurança para resistências, γ_m ($\alpha = 0.80$)

Modelo	V	Classe de consequências		
		Baixas (β = 3.3)	Médias (β = 3.8)	Altas (β = 4.3)
Normal	0.05	1.06	1.08	1.11
	0.10	1.14	1.20	1.27
	0.15	1.25	1.38	1.56
	0.20	1.42	1.71	2.15
	0.25	1.73	2.45	4.21
Lognormal	0.05	1.05	1.07	1.09
	0.10	1.10	1.15	1.20
	0.15	1.16	1.23	1.31
	0.20	1.22	1.32	1.43
	0.25	1.28	1.41	1.56
	0.30	1.34	1.51	1.69

No caso dos coeficientes para resistências, γ_m (Quadro 4), relativos ao modelo Normal, considerou-se um coeficiente de variação máximo de 0.25. Acima deste valor não é aconselhável modelar resistências com o modelo Normal, pois a probabilidade de obter valores negativos começa a não ser desprezável.

Uma leitura atenta dos Quadros 3 e 4 permite tirar as seguintes conclusões:

1. A escolha do tipo de modelo probabilístico usado para descrever a incerteza nas variáveis básicas influencia bastante os coeficientes parciais de segurança obtidos. Esta influência é tanto mais significativa quanto maior for o coeficiente de variação.
2. Relativamente às ações, dos modelos probabilísticos usados, o modelo de Gumbel é o que conduz a coeficientes de segurança superiores. É por isso o modelo mais conservativo de todos eles.
3. Relativamente às resistências, o Modelo Normal fornece coeficientes de segurança superiores ao modelo Lognormal, o que não é de estranhar atendendo a que a cauda inferior do modelo Normal é mais pesada do que a cada esquerda do modelo Lognormal. Para modelar resistências, o modelo Normal é assim mais conservativo que o modelo Lognormal.

3. EXEMPLO

Apresenta-se de seguida um exemplo de aplicação relativamente académico, mas que ajuda a apreciar o interesse da metodologia descrita.

Suponha-se que se está a avaliar a segurança de uma ponte inserida numa linha de caminho-de-ferro usada essencialmente para o transporte de minério. Para caracterizar com maior rigor o peso dos vagões cheios de minério, procedeu-se à pesagem de vagões em circulação durante um certo período, tendo-se registado os pesos máximos diários. Observou-se que a amostra de máximos diários possui um coeficiente de variação de 0.30, tendo sido decidido modelar os máximos diários através de um modelo Gumbel. Vejamos como determinar um coeficiente parcial de segurança a aplicar ao peso dos vagões consistente com essa informação e com um índice de fiabilidade de 3.8 em 50 anos.

Em primeiro lugar é necessário determinar o coeficiente de variação dos máximos em 50 anos, para o que se pode utilizar a seguinte expressão (válida para o modelo Gumbel):

$$V_n = \frac{\pi}{\frac{\pi}{V_1} + \sqrt{6}\,\ln n}$$

Considerando $\mathrm{V}_1 = 0.30$ e $n = 50$ anos, obtém-se $\mathrm{V}_{50} = 0.091$. Por outro lado, segundo o EC0, $\alpha = -0.70$ e $\beta = 3.8$. Recorrendo à Eq. (11) obtém-se $\gamma_\mathrm{f} = 1.156$. Considerando $\gamma_\mathrm{Sd} = 1.15$, obtém-se finalmente $\gamma_\mathrm{F} = 1.27$. Este seria assim o coeficiente parcial de segurança a aplicar ao peso dos vagões, consistente com a informação disponível e com um índice de fiabilidade de 3.8 em 50 anos. Este valor é bastante inferior ao coeficiente tradicional de 1.50.

4. CONCLUSÕES

A possibilidade de se ajustar coeficientes parciais de segurança tem manifesto interesse no âmbito da segurança de estruturas existentes, permitindo uma avaliação mais rigorosa. Os coeficientes propostos nos regulamentos para estruturas novas são em geral conservativos, podendo em alguns casos revelar-se excessivos face aos níveis de incerteza efetivamente existentes e assim conduzir ao reforço desnecessário de estruturas, com todos os custos envolvidos.

Os coeficientes de sensibilidade FORM propostos no Eurocódigo 0 oferecem um método simples de calibração dos coeficientes parciais de segurança. Apresentaram-se expressões para esses coeficientes para os 3 modelos probabilísticos mais comuns em segurança estrutural. As expressões apresentadas mostram que os coeficientes parciais de segurança dependem fundamentalmente de:

1. Modelo probabilístico usado para descrever a incerteza na variável básica em consideração.
2. Coeficiente de variação da variável.
3. Coeficiente de sensibilidade FORM.

4. Índice de fiabilidade pretendido.

É possível encontrar na literatura da especialidade recomendações para os modelos probabilísticos mais adequados para as principais variáveis básicas dos problemas de segurança estrutural. Os coeficientes de variação podem ser obtidos por recolha de informação junto da estrutura em avaliação. Os coeficientes de sensibilidade e os índices de fiabilidade podem ser obtidos do próprio Eurocódigo 0.

REFERÊNCIAS

[1] NP EN 1990, *Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas,* Caparica: IPQ, 2009.

[2] ISO 2394, *General principles on reliability for structures,* Genéve: International Organization for Standardization, 2015.

[3] P. Thoft-Christensen & M. J. Baker, Structural Reliability Theory and its Applications, Springer-Verlag, 1982.

[4] O. Ditlevsen & H. Madsen, Structural Reliability Methods, Wiley, 1996.

[5] M. Holický, "Optimisation of the target reliability for temporary structures," *Civil Engineering and Environmental Systems,* vol. 30, pp. 87-96, 2013.

Comportamento das Lajes Fungiformes de Edifícios com ou sem inclusão do Pré-Esforço de acordo com a Norma Europeia 1992 Versus Model Code 2010


Adão Domingos[1]


Resende Nsambu[2]


José Camara[3]

RESUMO

Nesta comunicação apresenta-se uma análise comparativa da deformabilidade e a resistência ao punçoamento de lajes fungiformes de edifícios com ou sem inclusão de pré-esforço, de acordo com a norma europeia NP EN1992-1, EC2, e o Model Code 2010, MC10. Foram utilizados quatro pavimentos com dimensões em planta de 12×18 m^2, 16×24 m^2, 18×27 m^2 e 24×36 m^2, sendo os pilares afastados de 6, 8, 9 e 12 metros, nas duas direcções, respectivamente. As lajes foram analisadas com elementos finitos utilizando o programa analítico SAP2000, v14.2.0 Advanced, com uma malha cujos alinhamentos passam pelos centros de gravidade dos pilares, para garantir a ligação laje-pilar e a fiabilidade dos valores de picos de tensões ali. Os resultados obtidos mostram que o valor da resistência ao punçoamento calculado segundo o MC10 é superior em aproximadamente 50% do obtido de acordo com a norma europeia EC2, para os pavimentos sem pré-esforço, sendo que nos pavimentos pré-esforçados, o MC10, não trata explicitamente esta situação. Para o mesmo valor da sobrecarga, verifica-se que quando o vão passa de 6 para 8 metros, o incremento da deformação é da ordem de 50%, e de 8 para 12 metros, devido ao efeito do pré-esforço, o incremento da deformação é menor.

Palavras-chave: [Betão Armado e Pré-Esforçado, Deformabilidade, Edifícios, Laje Fungiforme, Resistência ao Punçoamento]

[1]Independente, Luanda, Angola. epafrasi@gmail.com
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade Agostinho Neto, Departamento de Engenharia Civil, Luanda, Angola. rnsambu@gmail.com.
[3]Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos. jcamara@pt.com

1. INTRODUÇÃO

Nas soluções estruturais com pavimentos em laje fungiforme a deformabilidade e o punçoamento, são dois dos factores que condicionam a pré-definição da sua espessura. Embora não seja o garante da capacidade resistente, deformações excessivas podem causar desconforto aos utentes e danos nos elementos não estruturais. O punçoamento, por outro lado, é um estado limite que deve ser avaliado no dimensionamento para prevenir uma rotura por corte em torno da ligação laje-pilar, mediante espessamento da laje e a consideração de armaduras específicas de punçoamento e de colapso progressivo. Neste trabalho atingiu-se ainda um conhecimento mais alargado sobre a modelação de estruturas de pisos estruturais em laje fungiforme com diferentes soluções tipo e/ou configurações em planta. Numa primeira fase procedeu-se à análise das verificações de segurança à rotura e em serviço pelo método dos coeficientes globais que considera a fluência combinada com a fendilhação, tendo sido desenvolvidos e estudados os critérios para a definição de geometrias que conduzam a soluções mais eficientes estrutural e economicamente, com base na comparação dos critérios regulamentares da NP EN 1992-1 e do Model Code 2010. Pretende-se, por fim, avaliar e definir os limites da ordem de grandeza de vão a partir dos quais se torna clara a necessidade de inclusão do pré-esforço.

2. LAJE FUNGIFORME, DEFORMABILIDADE E PUNÇOAMENTO

2.1 Sinopse histórica sobre as lajes fungiformes

A literatura apresenta opiniões bastante divergentes sobre quem foi o inventor das lajes fungiformes. Os engenheiros e inventores George M. Hill, Orland W. Norcross, assim como os engenheiros e inventores americano e suíço, Claude A. P. Turner e Robert Maillart, respectivamente são referenciados na literatura como sendo os pioneiros na concepção, dimensionamento e construção das lajes fungiformes [1].

O inventor deste sistema construtivo foi o engenheiro George M. Hill, que utilizou em vários edifícios lajes lisas (fungiformes) em Nova York, EUA, no período compreendido entre 1899 e 1901. Como consta na literatura, este reconhecimento não lhe foi atribuído oficialmente provavelmente por não ter sido o primeiro a publicar um estudo sobre as lajes fungiformes [1]. A invenção das lajes fungiformes foi atribuída oficialmente a Claude A. P. Turner, engenheiro e inventor americano nos EUA, por ter sido o primeiro a publicar na revista de especialidade "Engineering News" em 12 de Outubro de 1905 o seu projecto de "lajes cogumelo", que consistia em lajes lisas armadas em quatro direcções com malhas de aço Ø10 com capitéis na ligação laje-pilar [2]. Verificaram-se algumas divergências geradas pelo modo inovador, como Turner apresentou o seu estudo, no qual manteve os detalhes completos do seu método de cálculo em segredo, talvez para manter a vantagem competitiva [1].

2.2 Estado limite de deformação

2.2.1 Coeficiente Global Formal

Favre et al. (1985) decidiram simplificar o Método Bilinear, pelo método dos Coeficientes Globais no qual é efectuada a ponderação de um único coeficiente global que representa os fenómenos devidos às cargas permanentes (fendilhação e fluência). O coeficiente global, pode ser denominado formal, quando determinado mediante a consulta manual de ábacos [3].

Neste artigo, as deformações, a_0 e a_t, a curto e longo prazos, respectivamente dependem da deformação instantânea, a_c, e do cubo da altura, h, altura útil, d, tendo sido calculadas mediante a adopção de um coeficiente global formal por ser mais prático e simples, conforme as Eqs (1) e (2).

Para longo prazo:
.

$$a_t = \eta \times k_t \times \left(\frac{h}{d}\right)^3 \times a_c \quad (1)$$

$$a_0 = k_0 \times \left(\frac{h}{d}\right)^3 \times a_c \quad (2)$$

Os parâmetros, k_0 e k_t dependem da relação entre os momentos de fendilhação e das cargas quase permanentes, η depende da relação entre as percentagens de armaduras negativa e positiva e extraem-se dos ábacos [4].

2.3 Estado limite de punçoamento

Quando não é necessária armadura de punçoamento cêntrico e excêntrico, o valor de cálculo da resistência ao punçoamento calcula-se através das Eqs (3) e (4) do, respectivamente [5] de acordo com o EC2:

$$V_{Rd} = u_1 \times d \times v_{Rd} \quad (3)$$

$$V_{Rd} = \frac{u_i \times d \times v_{Rd}}{\beta} \quad (4)$$

Sendo a tensão de punçoamento, v_{Rd}, dada pela Eq. (5) [5]:

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (5)$$

De acordo com o MC 2010, quando não é necessária armadura de punçoamento, o valor de cálculo da resistência ao punçoamento calcula-se pela Eq. (6) [6]:

$$V_{Rd,c} = K_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (6)$$

Na expressão (6) o coeficiente, K_ψ, depende das rotações, ψ, combinadas com a altura útil da secção e as dimensões dos agregados, k_{dg}, da laje na resistência ao punçoamento em torno do pilar. As rotações, ψ, se determinam considerando quatro níveis de aproximação, I, II III e IV. Nesta comunicação adoptou-se o nível III de aproximação, por ser mais refinado na fase de dimensionamento relativamente ao nível II, que considera que o valor de cálculo do momento actuante é avaliado com base na efectiva distribuição elástica, e, por outro lado, o valor da distância, r_s, é medido também com base numa análise elástica sem recurso a expressões simplificadas. Finalmente as rotações, ψ, não foram calculadas mediante um programa de cálculo de análise não linear como acontece no nível IV, mas sim com base na Eq. (7) que representa as rotações no nível III de aproximação [6].

$$\psi = 1.2 \times \frac{r_s}{d} \times \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}}\right)^{1.5} \quad (7)$$

3. CASOS DE ESTUDO

3.1 Enquadramento e apresentação do projecto

O volume da construção de edificios em pavimentos fungiformes sem ou com inclusão do pré-esforço, tem vindo a ganhar espaço de forma crescente no país, o que constitui um desafio para o meio técnico nacional. Neste contexto, procurou-se analisar quatro casos de estudo de edifícios habitacionais fictícios, com 25 cm de espessura de laje, sem rigor na distribuição dos acessos verticais e se supõe que serão construídos no Prenda, Distrito da Maianga, em Luanda.

O primeiro caso de estudo incluium terraço acessível para festas tendo-se considerado restantes cargas permanentes de 2 kN/m^2, revestimento 1 kN/m^2 e sobrecargas no valor de 5 kN/m^2. As dimensões em planta são de 18 por 12 metros, sendo os pilares afastados entre si de 6 metros, nas duas direcções. Neste caso de estudo, não será necessaria a inclusão do pré-esforço.

O segundo caso de estudo, também sem a inclusão do pré-esforço, tem o mesmo tipo de utilização e dimensões em planta de 24 por 16 metros, sendo os pilares afastados entre si de 8 metros nas duas direções.

O terceiro caso de estudo, já com a inclusão do pré-esforço, também inclui um terraço acessível e as dimensões em planta são de 27 por 18 metros, sendo os pilares afastados entre si de 9 metros.

O quarto caso de estudo, também com a inclusão do pré-esforço, inclui igualmente um terraço acessível para festas. As dimensões em planta são de 36 por 24 metros, sendo os pilares nas duas direcções afastados entre si de 12 metros. Nas Figs 1 e 2 apresentam-se as plantas dos casos de estudo 1 e 4.

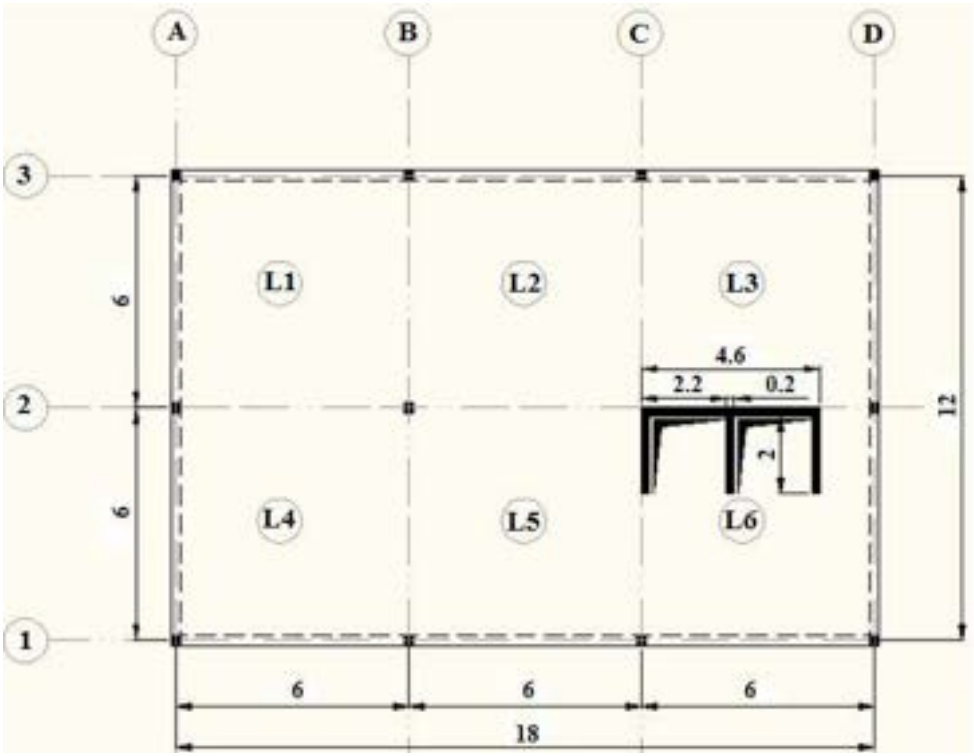


Figura 1. Planta do edifício como estrutura base para caso de estudo 1 (CE-1).

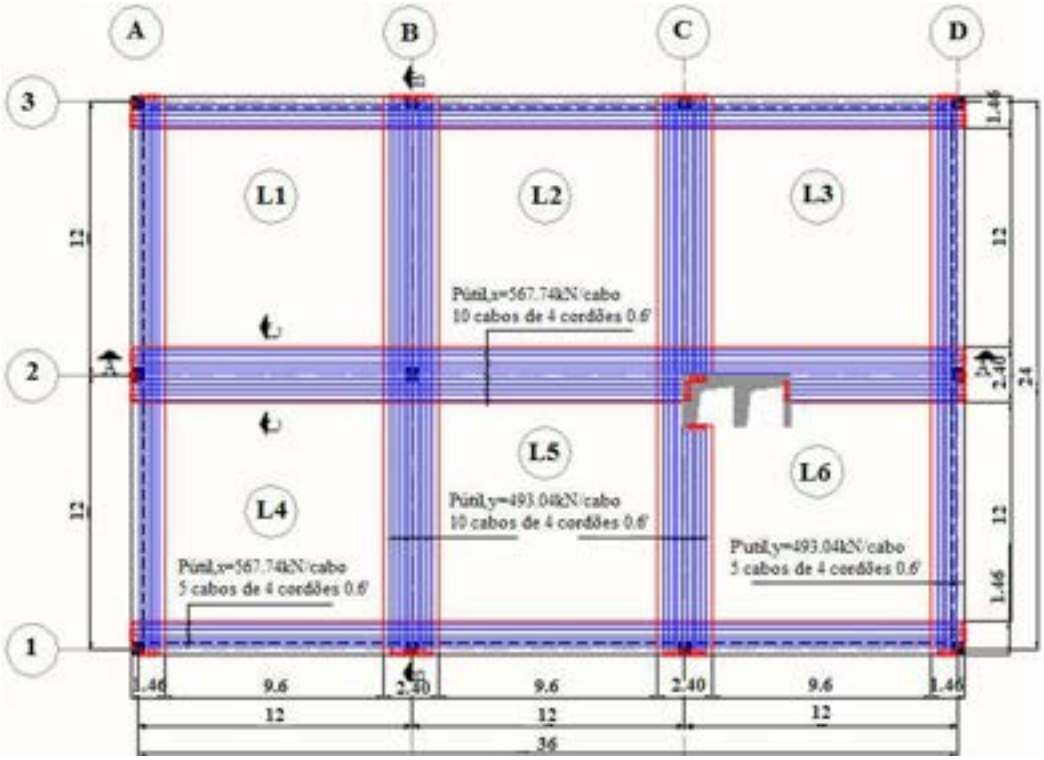


Figura 2. Planta do edifício como estrutura para caso de estudo 4 (CE-4), com indicação das bandas pré-esforçadas.

3.2 Modelação do edifício da estrutura base

Para obtenção de uma melhor avaliação do seu comportamento foi necessário modelar a estrutura com elementos finitos recorrendo a um programa de cálculo automático, sendo que no presente caso se optou pelo programa SAP2000, v14.2.0 Advanced.

Na definição de um modelo estrutural é fundamental compreender a estrutura, as simplificações que podem ser feitas e em que sentidos afetam o seu comportamento, por isso modelou-se o pórtico tridimensional, para aprofundar também os conhecimentos referentes a modelação de elementos finitos. No presente caso, adotaram-se as seguintes simplificações:

1. A grelha auxiliar tri-dimensional foi criada com base nos alinhamentos de estruturas. Considerou-se que, no cômputo geral, foi feita uma boa aproximação da geometria da estrutura;

2. Não foram consideradas aberturas na laje dado que não afectariam significativamente os resultados que se discutem no presente trabalho académico;

3. Embora a secção dos elementos verticais não seja muito relevante para o estudo das deformações e dimensionamento da laje, estes foram pré-dimensionados e inseridos com as dimensões correctas;

4. Na modelação, adoptou-se uma rigidez de torção nula para as vigas, como é usual;

As lajes foram modeladas com uma malha de 40X40 cm^2 com alinhamentos passando pelos centros de gravidade dos pilares, para garantir a ligação laje-pilar e a fiabilidade dos valores de pico das tensões ali. Maior refinamento foi feito nos alinhamentos dos pilares com malha de 10X40 cm^2 em ambas as direcções, resultando consequentemente em refinamento mais denso de 10X10 cm^2 em torno dos pilares, visto que ali surgem os picos de tensões, conforme Fig. 3.

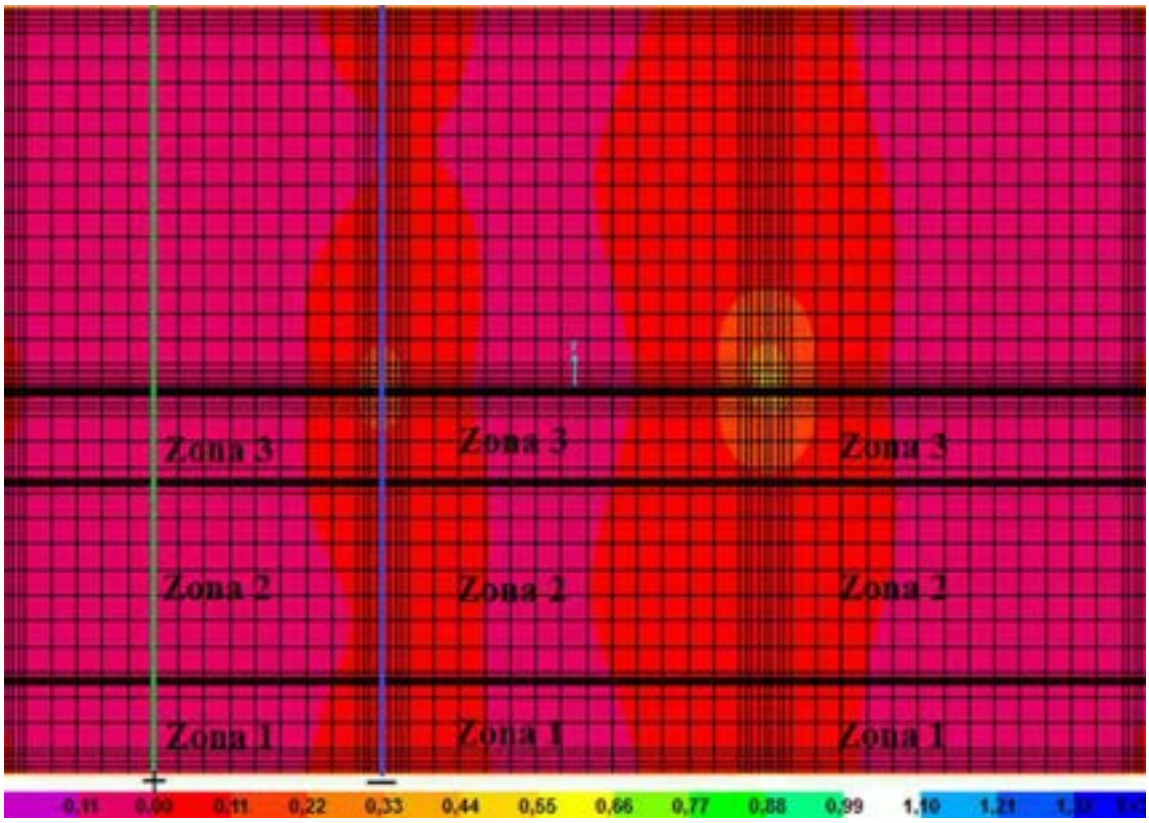


Figura 3. Momentos flectores, m_{11} [kNm/m], do piso no SAP2000, v14 para a combinação fundamental.

3.3 Cálculo das armaduras de flexão

Os elementos finitos de laje são suscetíveis de gerarem momentos torsores, que até podem superar os dos momentos fletores por nó conforme constatado na malha utilizada no presente trabalho. Nestes casos ou se anula o efeito de torção no programa de elementos finitos ou há que ter em consideração a torção combinada com a flexão no dimensionamento, o que foi adotado no presente trabalho.

A partir da figura 3 e do diagrama de momentos torsores, os momentos de dimensionamento na direcção X, foram determinados por integração linear para as zonas 1, 2 e 3 com 1.50, 3 e 1.50 metros de largura respectivamente, sendo os momentos positivos contabilizados por nó da malha ao longo do alinhamento a cor verde e os negativos ao longo do bordo esquerdo e do alinhamento a azul, para o caso dos 12X18m^2 com pilares afastados de 6 metros [9].

O cálculo das armaduras na direcção X, nas zonas 1, 2 e 3 foi feito pelo método do diagrama rectangular e consta do quadro 1. Os vãos na direcção Y apresentam a mesma magnitude que na X, por isso dispensou-se o cálculo.

Quadro 1. Armaduras para a direcção X.

Direcção	*Zona*	*Sinal*	M_{ed} *[kNm/m]*	μ	ω	A_s *[cm^2/m]*	ϕ	$A_{s,eff}$ *[cm2/m]*	*ρ (%)*
x	1	M+	34,01	0,042	0,044	4,64	ϕ8//0.10	5,03	0,23
		M-	-43,96	0,054	0,057	6,07	ϕ10//0.125	6,28	0,29
	2	M+	52,73	0,065	0,070	7,35	ϕ10//0.15	7,54	0,34
		M-	-23,97	0,030	0,031	3,23	ϕ8//0.15	3,35	0,15
	3	M+	56,66	0,070	0,075	7,94	ϕ16//0.25	8,04	0,37
		M-	-133,07	0,165	0,192	20,29	ϕ20//0.15	20,94	0,95

3.4 Cálculo da flecha pelo método dos coeficientes globais sem pré-esforço

Para o caso de 12X18 m^2 com os pilares afastados de 6 metros, a deformação sem pré-esforço da zona 3, no vão extremo, também foi verificada para coeficiente de fluência, φ =2.5, pelo método dos coeficientes globais que considera secção fendilhada, mediante a aplicação das expressões 1 e 2, considerando as condições de fronteira ao extrair os valores de k_0, k_t e η dos respectivos ábacos. (Caso do coeficiente global formal). A flecha elástica obtida através do programa de cálculo automático, (SAP2000, v14.2.0 Advanced), para a acção quase-permanente foi tal que: $a_{c(SAP)laje}$ = 2.85 mm.

Os valores das deformações à longo prazo, calculados pelo método dos coeficientes globais constam do quadro 2.

Do referido quadro pode se constatar que os momentos da combinação quase permanente satisfazem a condição, $M_{cr}/M_D < 1.25$. Isto significa que as secções condicionantes apresentam estado fendilhado, o que permite afirmar que a curvatura da secção será incrementada pela fendilhação combinada com a fluência.

Quadro 2. Deformação a longo prazo pelo método dos coeficientes globais.

Parâmetros	*Vão*	*Apoio B-2*
M_D [kNm/m]	32.72	56.67
M_{cr} [kNm/m]	27.10	27.10
M_{cr}/M_D	0.83	0.45
α	6.45	6.45
ρ (%)	0.37	0.95
ρ' (%)	0	0.37
$\alpha.\rho$	0.024	0.061
ρ'/ρ	0	0.39
H	1	0.91
k_0	3	2
k_{0D}(ponderado)	2.67	
k_t	4.0	2.55
k_{tD}(ponderado)	3.52	
a_0 [mm]	7.61	
$a_{t,\infty}$ [mm]	10.03	
Δa [mm]	2.42	

Da análise do quadro 2, verifica-se que, a flecha a longo prazo no caso de não aplicação do pré-esforço, é cerca da metade da flecha limite (L/250), ao passo que o incremento da deformação foi desprezível quando comparada com o limite (L/500).

Para o caso dos 16X24 m2 com os pilares afastados de 8 metros, verificou-se que não foi necessária a inclusão do pré-esforço na solução com lajes fungiformes e em relação ao estado limite de deformação, foi possível verificar que a flecha a longo prazo no caso do vão de 8 metros com bandas, duplicou em relação a do vão de 6 metros sem bandas, contudo inferior a flecha limite.

Comparando o incremento da deformação nos dois casos, verificou-se um incremento 3.2 vezes superior a do vão de 6 metros.

Para as duas situações de 6 e de 8 metros, sem inclusão de armaduras de pré-esforço, observou-se que a percentagem das armaduras para os momentos positivos e negativos, foi sempre inferior a 1%.

Para os casos de 18X27 m^2 e 24X36 m^2 com os pilares afastados de 9 e 12 metros respectivamente, mesmo com a incorporação de bandas nas duas direcções, a avaliação da deformabilidade sem o pré-esforço resultou na necessidade de inclusão do pré-esforço, conforme será abordado na secção 3.5.

3.5 Traçado do cabo e estimativa da força de pré-esforço

O traçado do cabo de pré-esforço deve ser concebido de tal forma que os pontos de inflexão se situem preferivelmente a uma distância entre 5% à 15% do vão relativamente aos apoios de continuidade e entre 35% à 50% do vão relativamente aos apoios de extremidade para se alcançarem resultados desejados, conforme a Fig. 4 para o caso de 24X36 m^2 com os pilares afastados de 12 metros [7].

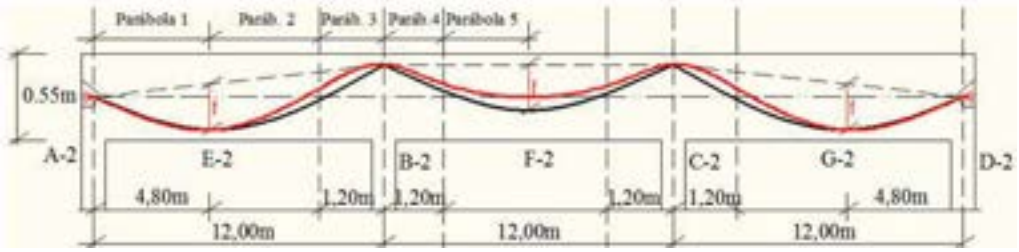


Figura 4. Traçado do cabo de pré-esforço nas bandas, solução C, configuração X3.

As cargas equivalentes, devidas ao cabo encarnado, em ambas direcções, isoladas e combinadas com a combinação quase permanente de acções geram as resultantes dos momentos, tensões e deformações na solução C para as configurações X3 e Y2. Nas Figs. 5 e 6 mostram-se a deformação devida só ao pré-esforço e para as acções quase-permanentes, incluindo o pré-esforço. indicando-se alguns valores da deformação.

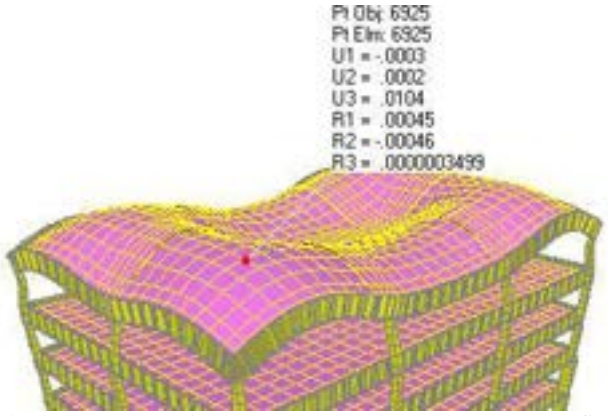


Figura 5. Deformada das cargas equivalentes nas bandas, solução C, configuração X3 e Y2.

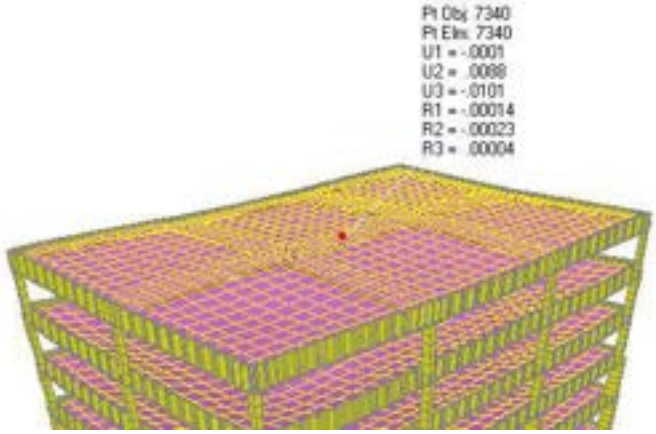


Figura 6. Deformada da resultante das acções quase-permanentes e das cargas equivalentes, solução C, configurações X3 e Y2.

As cargas equivalentes que equilibraram 80% das cargas quase permanentes de acções resultaram nas forças de pré-esforço útil, $P_{\infty,x}$ = 5624.83 kN e $P_{\infty,y}$ = 4804.12 kN, bem como na quantidade de 10 cabos de 4 cordões 15.3 mm de pré-esforço (cabo multi-cordão em bainha plana 4F15), nas duas

direcções, e tomando em linha de conta o efeito dos momentos hiperestáticos foi apenas necessária uma armadura ordinária mínima, tendo sido adoptado ϕ12//0.125, que representa uma área de armadura mínima efectiva, $A_{s,min,ef} = 9.05$ cm^2/m nas bandas com 2.40X0.55m^2 [9 e 10].

3.5.1 Efeito das armaduras do pré-esforço

Nesta sub-secção apresenta-se a comparação dos valores das deformações, a_t, nas bandas e nos painéis após a aplicação do pré-esforço, com os da deformação limite, a_{lim}, igual a L/250, traduzidos no gráfico conforme a Fig. 7 [9].

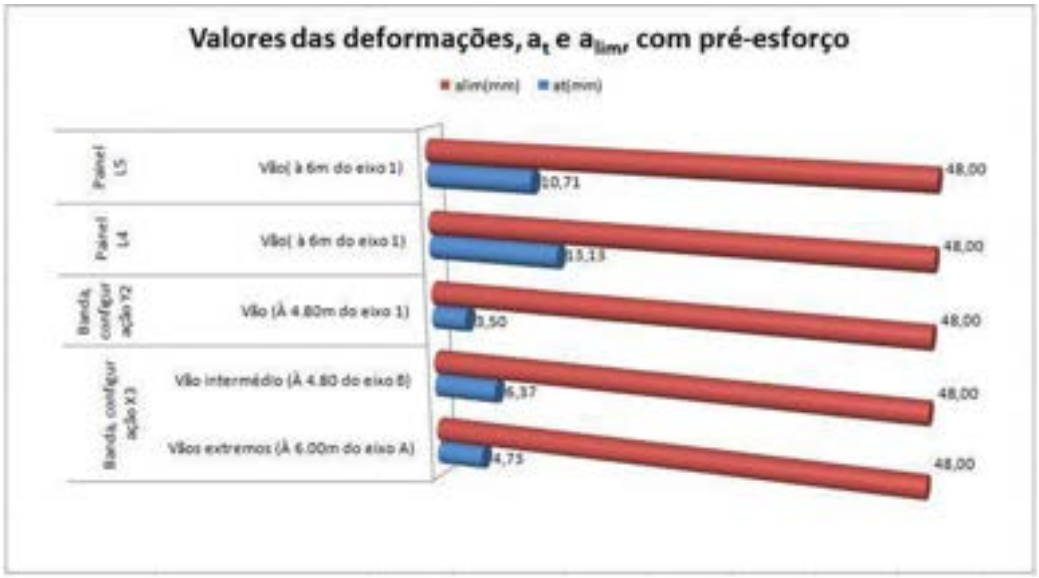


Figura 7. Valores das deformações, a_t e a_{lim}, nas bandas e nos painéis com pré-esforço.

Os resultados na figura 7 mostram que o efeito do pré-esforço é tão eficiente que verifica o estado limite de deformação, nas bandas e nos painéis, pois nenhum dos valores de deformação a longo prazo, a_t, supera o valor da deformação limite, L/250=48 mm, resultando em flecha máxima a tempo infinito para todo o piso retirada do SAP2000, v14.2.0 Advanced, igual a -13.13 mm, que representa aproximadamente L/914 . [9]

Sendo a espessura da laje igual a 0.25 metros, pode admitir-se uma esbelteza L/48 para lajes fungiformes aligeiradas bandeadas e pré-esforçadas. Este valor de esbelteza supera em 27% ao referido por Marchão e Appleton [9 e 8].

3.5.2 Deformabilidade das soluções adoptadas

Nesta secção, apresenta-se a comparação dos valores das deformações em função da variação dos vão nos alinhamentos dos pilares dos distintos casos de estudo, CE-1, CE-2, CE-3 e CE-4, considerando o efeito das armaduras ordinárias ou de pré-esforço, de acordo com o quadro 3 [9].

O quadro 3, mostra que para o mesmo valor da sobrecarga, quando o vão passa de 6 m para 8 m, o incremento da deformação é da ordem de 50%. Aprecia-se ainda que quando o vão passa de 8 m para 12 m o incremento da deformação é negativo, com magnitude igual a 28.34 mm. Isto significa que a deformação a longo prazo diminuiu, o que representa a eficiência do pré-esforço quando comparado com a influência das armaduras ordinárias no que respeita a eliminação de parte ou da totalidade da deformação [9].

Quadro 3. Deformabilidade das soluções adoptadas.

Caso de estudo	M_{cr} [kNm/m]	η	k_t	$a_{t,\infty}$ [mm]	Δat,∞ [mm]	L/250 [mm]
CE-1	27.72	1	4.10	11.70	-	24.00
CE-2	55.47	1	4.77	23.61	11.91	32.00
CE-3	-	-	-	-	-	36.00
CE-4	-	-	-	-4.73	-28.34	48.00

3.6 Punçoamento segundo NP EN 1992-1 e Model Code 2010

Baseando-se no caso de 12X18 m^2 com os pilares afastados de 6 m apresenta-se a síntese da comparação dos parâmetros, punçoamento, $V_{Rd,c}$, V_{Ed}, e armadura específica de punçoamento, A_{sw}, de acordo com a norma europeia NP EN 1992-1 e o Módel Code 2010, conforme traduzida no gráfico da Fig. 8 [8]. De acordo com a equação (7), o valor da rotação, ψ, na vizinhança do perímetro de controlo foi da ordem de 0.53º, que seria bom medir experimentalmente [9].

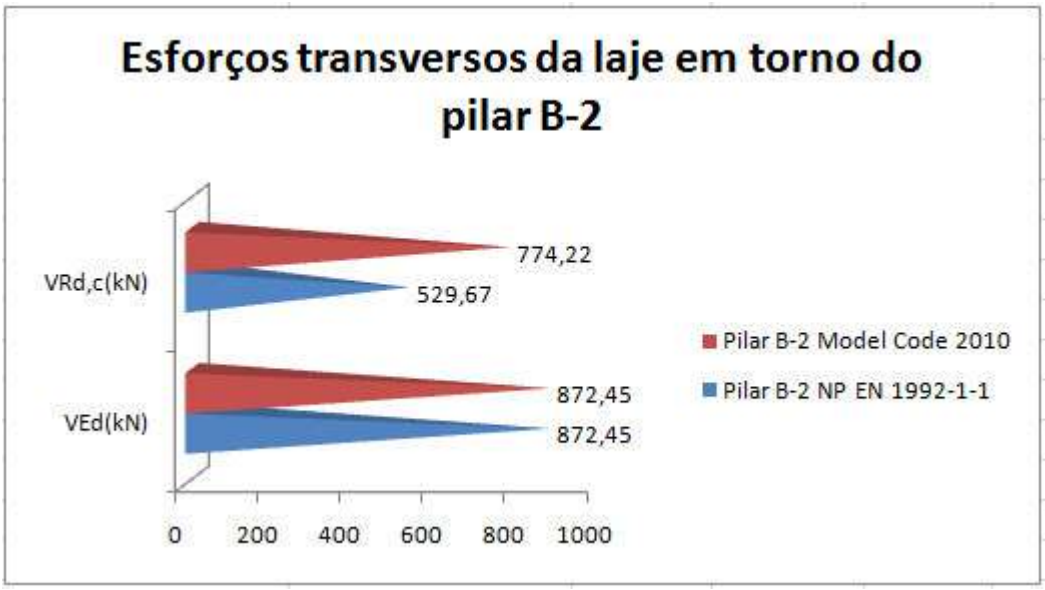


Figura 8. Esforço transverso da laje em torno do pilar B-2.

Da figura 8 pode se constatar que no pilar B-2, $V_{Rd,c(MC10)}/V_{Rd,c(EC2010)}$=1.50. Este resultado, verificado para este caso, não nos permite generalizar para outras situações. No entanto tratando-se de uma verificação de Nível III pode apontar na direcção de que o MC2010 possa ser mais favorável [9].

4. CONCLUSÕES

Com este artigo ficou demonstrado que para valores de sobrecarga até 5 kN/m^2, uma laje fungiforme com espessura igual a 25 cm cumpre com os limites de ductilidade, deformabilidade e punçoamento nas seguintes condições: até vãos de 6.00 m, não há necessidade de bandas nem de pré-esforço; para o vão de 8.00 m, necessita-se de bandas e ou capiteis mas não de pré-esforço; Para vãos da ordem dos 9.00 m a 12.00 m, necessita-se de bandas e ou capiteis e armaduras de pré-esforço.

As tensões médias obtidas nas secções condicionantes das bandas para o vão de 12 m, considerando também a dispersão das tensões nas lajes, sempre foram inferiores a 3 MPa, o que permite afirmar que ainda é possível reduzir a altura do bandeamento.

O MC10 quando comparado com o EC2 (2010), e aplicando o Nível III aponta para que no que diz respeito a verificação da segurança ao punçoamento, possa ser mais favorável.

REFERÊNCIAS

[1] Hélder. E. (2013) "Punçoamento de lajes fungiformes de betão auto-compactável reforçadas com fibras de aço". Dissertação de Mestrado, apresentada na Escola de Engenharia da Universidade do Minho, para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Portugal.

[2] Afonso, C. (2010). "Lajes fungiformes. Contribuição para a Compreensão do seu Comportamento". Dissertação de Doutoramento apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. Porto, Portugal.

[3] Brandão, N. (2013). "Análise Competitiva da Solução em Laje Fungiforme e Vigada" Dissertação de Mestrado apresentada no Instituto Superior Técnico, da Universidade de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.

[4] Figueiras. J. A. (2002/03) "Estruturas de Betão 2". Folhas de apoio às aulas na Faculdade de Engenharia, da Universidade do Porto

[5] NP EN 1992-1-1. (2010). Eurocódigo 2.: "Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios".

[6] Federation International du Béton. Model Code 2010, First Complete Draft, fib Bulletins Nº 55 and 56, 2010.

[7] Camara, J. (2015). Estruturas de Betão I, Folhas De Apoio Às Aulas. Sebenta do Curso de Engenharia Civil – Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica. Lisboa, Portugal.

[8] Marchão e Appleton. (2013/2014), p.142, nas folhas da disciplina de Betão Armado e Pré-Esforçado 2– Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica. Lisboa, Portugal.

[9] Domingos, A. (2017). "Dimensionamento de Lajes fungiformes de Edifícios com ou sem inclusão de Pré-esforço" Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, apresentada na Faculdade de Engenharia, da Universidade Agostinho Neto, Luanda, Angola em o convénio do Instituto Superior Técnico de Lisboa, Portugal.

[10] TTM/Ferca, Construções Racionalizadas e Estruturas.

Design of fastenings for use in concrete in accordance with EC2, Part 4 (EN 1992-4)





Yujie Li[1] Joana Oliveira[2]

RESUMO

The design of fastenings for use in concrete has not been regulated at Eurocode level. To cover this blank area, The European Technical Approval Guideline [1] was published in 1997 to cover the design and qualification of concrete anchor fastenings. While the cast-in rebar used for connection of concrete elements and steel bolts used for connection of steel elements are regulated at European level directly in Eurocode. With the formally acceptance of the CEN members in the voting process of code development, the design of fastenings for use in concrete will become part of Eurocode 2 soon.

The paper explained the design concept for different fasteners in accordance with EN 1992-4 and illustrated the essential differences versus the existing design guidelines ([1], [2], [3] and [4]).

Palavras-chave: [Eurocode2, concrete anchor, anchor fastening, expansion anchor, chemical anchor]

1. INTRODUCTION

Since 1997, the design of fastenings for anchoring in concrete has been regulated at European level by Annex C of the European Technical Approval Guideline [1] and the subsequently published, supporting and referenced "Technical Report" TR029 [2] and TR045 [3] or by the pre-standard series CEN/TS 1992-4 [4]. The new EN 1992-4 standard, which will probably be published by end 2018 and has been formally accepted by the CEN members in the voting process. It summarizes the existing design rules while considering state of the art, and applies to all main fasteners used in construction engineering. It is far more comprehensive in terms of the fastening systems it covers and the load conditions it takes into consideration. Consequently, it represents an important and necessary step in harmonizing the design of fasteners for use in concrete. The following paper briefly presents the contents of the new

[1]Hilti Corporation. yujie.li@hilti.com
[2]Hilti Portugal. joana.oliveira@hilti.com

European Standard EN 1992-4 "Design of fasteners for use in concrete" and the major changes that have been introduced compared to CEN/TS 1992-4 [4] and ETAG 001, Annex C [1].

2. THE SCOPE OF EN1992-4

2.1 Type of fasteners and fastening groups

EN 1992-4 applies to cast-in place systems such as anchor channels, headed bolts, headed studs in combination with welded steel plates, mechanical fasteners such as metal expansion anchors, undercut anchors, concrete screws and post-installed chemical fasteners such as bonded anchors and bonded expansion anchors. However, Cast-in place systems, which are embedded in precast concrete elements under controlled production, and which are only used temporarily for the lifting and transportation of pre-cast elements, are covered in the document CEN/TR 15728: 2008 [5] "Design and use of inserts for lifting and handling precast concrete elements".

The basic requirement for the usage of EN 1992-4 includes the fastener to be designed has European Technical Product Specification, which is the European Technical Assessment (ETA) document based on European Assessment Document (EAD) [7]

The EAD specifies the requirements and acceptance criteria which must be fulfilled by the fastening system. Based on this approach, tests need to be carried out to assess the suitability of the system and determine the permissible conditions of use. The tests involve, among other things, low-strength and high-strength concrete, with tests being carried out on both cracked or non-cracked concrete, depending on the intended application range. The effects of possible deviations during installation of the fastening system, such as borehole tolerances, level of borehole cleaning, extent of expansion, positioning of anchors in respect to reinforcing bars (reinforcing contact), the impact of moisture and concrete temperature on the load-bearing behavior of the fastener should be checked specifically, where relevant. The tests also consider the impact of sustained and/or variable loads on the fasteners. Gross installation errors are not and cannot be covered by these tests. EADs are produced by the European Organization for Technical Assessment (EOTA). The EOTA works closely with the European Committee for Standardization CEN.

2.1.1 Anchor channels, headed bolts and headed anchors

Anchor channels consist of a cold-formed or hot-rolled, V-shaped or U-shaped steel profile with special anchoring elements that are attached directly to the inside of the formwork (Figure 1). The open steel profiles are filled with foam or provided with environmentally compatible foam filling with pull-out tape to prevent concrete from penetrating the channel during the casting process. Once the filling has been stripped and removed, the fixtures can be attached using special T-headed bolts. Anchor channels are usually held in place by headed bolts or studs which are either welded, forged or screwed on. Depending on the product, the anchor channel can only be loaded perpendicularly to the axis of the channel because transferring forces along the length of the channel is only achieved by way of friction between the T-headed bolt and the lip of the rail, and the magnitude of friction is uncertain. To transfer loads along the length of the channel there are special channels or special T-headed bolts to guarantee an interlock connection which transfers the loads. Designing anchor channels loaded along the length of the channel are not covered by EN 1992-4.
Headed stud anchors consist of a steel plate with headed studs welded on. Headed studs are also made of ribbed or profiled rebar and are welded to the anchor plate.



Figure 1 Anchor channel before installation (left) and after installation (right)

2.1.2 Mechanical fasteners

The fasteners covered by EN 1992-4 can be divided into different groups:

- Metal expansion anchors (Figure 2a/2c)

In the case of torque-controlled fasteners (Figure 2a), the fastener is inserted into drilled hole and anchored by tightening the screw or nut with a calibrated torque wrench. A tensile force is produced in the bolt, the cone at the tip of the anchor is drawn into the expansion sleeve and forced against the sides of the drilled hole. Deformation-controlled anchors (Figure 2c) comprise an expansion sleeve and cone. They are set in place by expanding the sleeve through controlled deformation. This is achieved either by driving the cone into the sleeve or the sleeve over the cone.

- Undercut anchors (Figure 2b)

As with cast-in-place systems, undercut anchors develop a mechanical interlock between anchor and the base material. To do this, a cylindrically drilled hole is modified to create a notch, or undercut, of a specific dimension at a defined location either by means of a special drilling apparatus, or by the undercutting action of the anchor itself. In case of self-undercutting the undercut is generated using the expansion element inserted into the pre-drilled hole. Use of rotary-impact action permits the expansion element to simultaneously undercut the concrete and widen to their fully-installed position. The cone bolt provides at its end space for the drilling dust which accumulate during formation of the undercut. This process results in a precise match between the undercut form and the anchor geometry.

- Concrete screws (Figure 2d)

Concrete screws or screw anchors are typically hardened to permit the thread to engage the base material during installation. They are installed in drilled holes. The thread pitches at the tip may be provided with special cutting surface and or geometries to assist the process of cutting threads in the wall of the drilled hole. They may be driven by means of special impact driver or, in other systems with an conventional drill equipped with an adapter. The diameter of the drilled hole is matched to the geometry of the screw so that the thread cuts into the concrete and an external force can be transferred to the concrete through this positive interlocking connection.



a) Torque-controlled expansion anchors

b) Undercut anchors

c) Deformation-controlled expansion anchors

d) Concrete screws

Figure 2 Mechanical fastening systems

2.1.3 Chemical fasteners

- Bonded anchors:

Bonded anchors are available in various systems. A distinction is made between anchors in which the mortar is contained in plastic or glass capsules (Figure 3a) and injection systems in which the mortar is delivered in cartridges. Irrespective of the system, forces are applied from the threaded rod to the mortar via mechanical interlocking and to the anchor base via micro-interlock, friction and bonding between the mortar and hole wall.

- Torque-controlled bonded anchors:

Torque-controlled expansion anchors use an anchor rod with multiple cones (Figure 3b). They are coated and can be protected with a wire sleeve if necessary. When a tension force is applied to the anchor rod, the cones are drawn into the mortar, which acts as an expansion sleeve. This results in expansion and frictional forces between the mortar and the borehole wall, enough to induce a tensile force to the base material regardless of the adhesive effect of the mortar.



a) Bonded anchors, cartridge system

b) Torque-controlled expansion anchors and mode of action

Figure 3 Chemical fasteners

2.2 Application

The design in accordance with EN 1992-4 is based on the characteristic resistance and spacing of the fasteners as specified in the Approval/Assessment. EN 1992-4 is intended for the design of fastenings which connect structural and non-structural components with structural components, in which the failure of fastenings will:
-result in a complete or partial collapse of the structure.
-cause risk to human life or
-lead to significant economic loss.

"Secondary" fasteners, e.g. for, light-weight lamps and pipes, are usually selected per contractor experience and without the need of design verification.

2.3 Loading conditions

Fasteners must be designed for static, quasi-static, dynamic (fatigue and earthquakes) and fire actions. Such load cases have, until now, been inadequately covered or not covered at all. Whether and to what extent a fastener qualifies for the above-mentioned load cases can be derived from the European Technical Product Specification (ETA). Figure 4 shows the verifications that will be covered taking account of the different types of fastening systems in accordance with EN 1992-4.

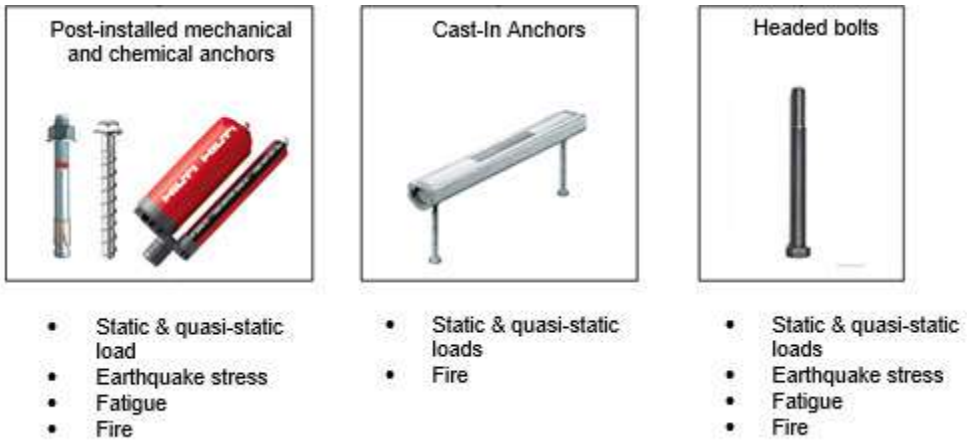


Figure 4 Possible verifications for different fasteners in accordance with EN 1992-4

2.4 Fastening group restrictions

Fastenings can be designed as both single fasteners and groups of fasteners for anchoring in normal concrete, whereby it is assumed that only fasteners of the same type, manufacturer, diameter and anchoring depth are used within a group. With the introduction of EN 1992-4, the permissible concrete strength classes C20/25 to C50/60 [6] will also be extended to C12/15 to C90/105 if the fasteners qualify for these concrete strength classes in accordance with [7].

For a group of fastenings, the loads are transferred to the individual anchors by means of a common fixture, which can be considered as rigid enough.

3. TECHNICAL CHANGES

3.1 Consideration of the effect of sustained tension loads

Fasteners must ensure a safe load transfer over many years. Therefore, its long-term behavior is therefore of interest. In case of verification of the failure mode “combined pull-out and concrete cone failure” of chemical fasteners, EN 1992-4 contains an additional coefficient ψ_{sus} (not present in [1] and [4]), which is intended to take account of the effect of a tension load acting permanently on the fastener (sustained loading). It decreases the adhesive strength of the chemical fastener and therefore the resistance. The coefficient is product-specific and should be given in the product-related European Technical Assessment (ETA). It is included in the design by considering the ratio of the value of sustained loading related to the value of short-term loading. If no value is specified in the ETA, a default coefficient of $\psi_{sus} = 0{,}6$ is assumed.
This will lead to load reduction of 40% in extreme case (100% load is dead load) in bond failure mode, comparing to [1] and [4].

3.2 Consideration of the excess force on the concrete breakout body subjected to a moment

When a fastening consisting of two anchors is subjected to a bending moment, a couple is set up consisting of a tensile force in the anchor and a compressive force beneath the fixture (Figure 6). If the tensile force in the anchor exceeds the concrete cone breakout capacity, then a concrete cone failure will occur. In this situation, however the concrete cone failure load may be influenced by the adjacent compression stress block beneath the fixture. According to [10], the impact depends to a large extent on the lever arm between the resulting tension and compression forces (z) in relation to the radius of the expected breakout cone (r = 1.5 hef, with hef = anchoring depth of the fastener).

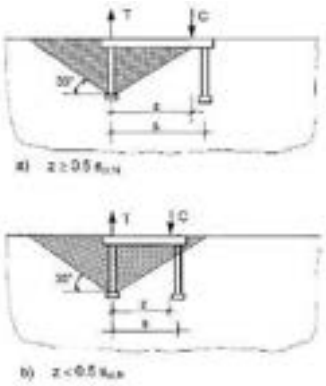


Figure 6 Impact of a bending moment acting on the anchor plate on the concrete breakout load of the tensioned fasteners [10]

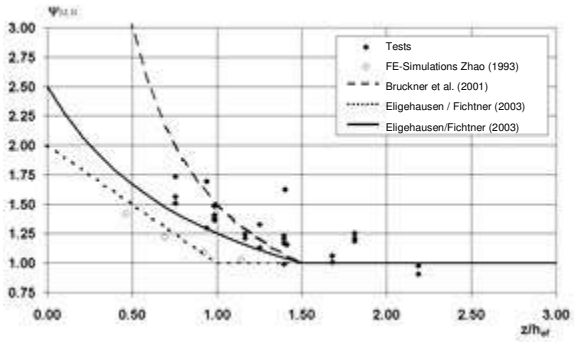


Figure 7 Impact of a compression force beneath the anchor plate on the concrete breakout load as a function of the ratio between the inner lever arm z and the anchoring depth hef due to an applied bending moment

It is determined using the coefficient $\psi_{M,N}$. The smaller the difference between the resulting compression and tension force, the greater the increase in the load required to precipitate concrete cone failure (Figure 7). The coefficient can be between 1.0 and 2.0 in accordance with EN 1992-4. This benefit can be applied happens quite often in large fastener groups with close spacing, when concrete cone failure governs.

3.3 Consideration of the supporting effect of a mortar bed (shimming)

When designing a fastener, or providing verification for steel failure under an acting shear load, a distinction must be made between a “shear load without lever arm” and a “shear load with lever arm”. Until now, the design method for “shear load without lever arm” can only be used if the fixture is made of metal and positioned directly against the concrete. Compensation layers or shims were only covered up to t = 3mm while this value was already increased to d/2 in [1] and [4] (d = nominal diameter of the anchoring element [mm]). “shear load with lever arm”, normally in significantly lower resistance values with respect to “steel failure” due to bending stresses.

Besides, EN 1992-4 provides the option of taking account of the supporting effect of a mortar bed under the fixture up to a maximum thickness of t = 40 mm. In accordance with EN 1992-4, verification will be provided within the limits of the layer thickness of 0.5d <t <40 mm as “shear load without lever arm” where the resistance value for this type of failure is linearly reduced within the said limits as shown in Figure 8. To apply this alternative calculation method, some other requirements must be fulfilled such as uncracked concrete, grouting stress shall be no less than 30 MPa, etc.

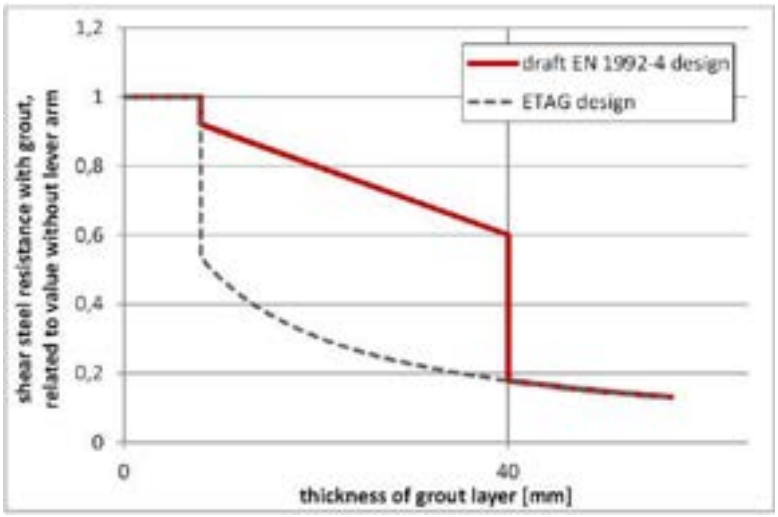


Figure 8 Fastening under shear load with lever arm (Draft EN 1992-4 vs. ETAG (for d = 16 mm).

3.4 Consideration of failure modes under combined tension and shear loads

The load-bearing behavior of fasteners under combined tension and shear loads lies somewhere between the behavior for centric tension and shear loads and depends on the angle of action. The same modes of failure occur as for tension or shear loads. The following failure combinations are possible:

a) Steel failure under tension and shear load

b) Concrete breakout failure under tension load and steel failure under shear load

c) Concrete breakout failure under tension and shear load

d) Steel failure under tension load and concrete failure under shear load

Until now, the individual modes of failure under combined tension and shear loads have not been fully considered based on a trilinear interaction equation (Figure 9). According to EN 1992-4, the combined action should be calculated separately, once for concrete-related failures and once for steel failures, with the smallest value of both interaction curves is providing the design value. This technically correct approach results in significantly higher resistance values (Figure 10) than in the original equation ([1] and [4]). This concept also applies for seismic condition.

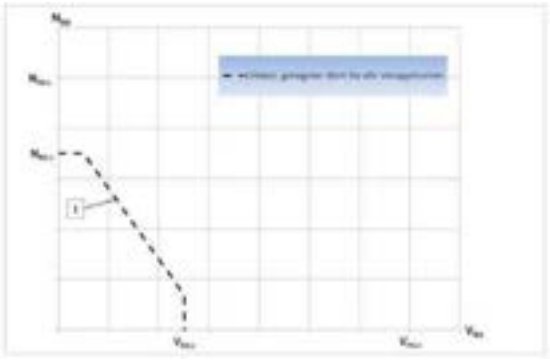


Figure 9 Trilinear interaction diagram for fasteners based on [1], taken from [13]

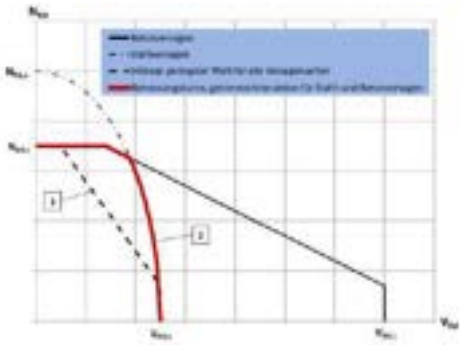
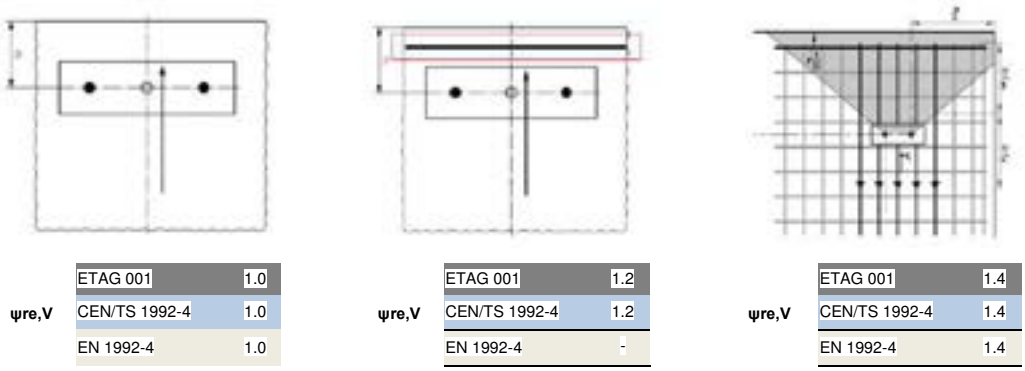


Figure 10 Interaction diagram in accordance with EN 1992-4 considering the different modes of failure, taken from [13]

3.5 Consideration of edge reinforcement for the concrete edge failure

Fasteners close to the edge under shear load perpendicular to the edge can fail due to concrete breakage (concrete edge failure) before reaching the steel load-bearing capacity. The coefficient $\psi_{re,V}$ in EN 1992-4 takes into account the increase in the concrete edge failure load based on the type of edge reinforcement in place. If the fastening is in non-cracked and cracked concrete and if there is no available edge reinforcement or shear reinforcement, the coefficient is 1 (Figure 11a). The approach is identical to [1] and [4]. Whereas in [1] and [4] the basic value of the characteristic resistance for the failure type "concrete edge failure" is already increased by 20% ($\psi_{re,V}$ = 1.2), in EN 1992-4 straight edge reinforcement is ignored. If staggered shear reinforcement is available ($a \leq 100$mm and $a \leq 2c1$ with c1 = edge distance in [mm]) and verification is provided for cracked concrete, the basic value is increased by 40%. This corresponds to the approach of [1] and [4].



ψre,V		
	ETAG 001	1.0
	CEN/TS 1992-4	1.0
	EN 1992-4	1.0

ψre,V		
	ETAG 001	1.2
	CEN/TS 1992-4	1.2
	EN 1992-4	-

ψre,V		
	ETAG 001	1.4
	CEN/TS 1992-4	1.4
	EN 1992-4	1.4

a) Without edge, shear or hanger reinforcement b) Straight edge reinforcement c) Edge and close-meshed shear reinforcement

Fig. 11 Type of edge reinforcement and its impact on the concrete edge load

3.6 Consideration of the concrete edge load for shear loads parallel to or at an angle to the edge

The coefficient ψ_α considers the angle α that the acting shear force forms in the direction perpendicular to the free edge. If the force acts parallel to the edge (α= 90°), the failure-inducing force acting perpendicular to the edge in accordance with [11] is approximately 50% of the load. This means that the shear force that can be absorbed when applied parallel to the edge with the same edge distance is approximately twice as great as the load applied perpendicular to the edge. To date, the approach in accordance with [1] and [4] resulted in a 2.5-fold shear force under the above-mentioned marginal conditions. In accordance with EN 1992-4, the original value of 90 ° in [11] is reverted while the equation for the calculation of the coefficient ψ_α has been modified accordingly. Consequently, the concrete edge failure load for a shear force acting obliquely to the edge produces up to 20% (90 °) less resistance values per EN 1992-4 compared to [1] and [4], and as the angle decreases, the difference becomes smaller.

3.7 Impact of the conversion of the original concrete compressive strength measured on cubes with an edge length of 200mm

The original equations for determining concrete-related failure loads, such as concrete cone failure and concrete edge failure, were determined by considering the concrete compressive strength measured on concrete cubes with an edge length of 200 mm. In the context of transferring the design concept to other fastening systems or guidelines, the corresponding equations were given regarding a concrete compressive strength – measured on concrete cubes with an edge length of 150mm.

As part of the revisions made to the European Standard, the equations in question were adjusted to reflect the cylinder compressive strength (150mm x 300mm). Based on this adjustment, up to 4% lower

resistance values are calculated than for [1] and [4] in accordance with EN 1992-4 – using the equation referred to.

4. SUMMARY

Design of fastening for use in concrete will soon be elevated into Eurocode level, as part 4 of Eurocode 2 (EN 1992-4). It combines headed fastener, anchor channel, post-installed fasteners into one document. It is important to design anchor fastening always based on ETA, as per EN1992-4. There are some extended scope and technical changes compares to existing guidelines, which reflecting the state-of-art anchor fastening know-how.

LITERATURE

[1] ETAG 001, European Technical Approval Guideline – Metal anchors for use in concrete, Annex C, Design methods for anchorages, amended 2010, Edition 1997.

[2] European Organisation for Technical Approval (EOTA), Technical Report TR029: Design of bonded anchors, Edition June 2007, amended September 2010.

[3] European Organisation for Technical Approval (EOTA), Technical Report TR045: Design of metal anchors for use in concrete under seismic actions, Edition February 2013.

[4] European Committee for Standardization CEN, CEN / TS 1992-4 provisions: Design of fastenings for use in concrete.

[5] European Committee for Standardization CEN / TR 15728: 2008: Design and use of inserts for lifting and placing concrete precast concrete.

[6] ETAG 001, European Technical Approval Guideline – Metal anchors for use in concrete, Amended 2013, Edition 1997.

[7] European Organisation for Technical Assessment (EOTA), European Assessment Document, EAD: Mechanical fasteners for use in concrete, 10/2016.

[8] Eurocode 2 (EN 1992-1-1): Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[9] Fuchs, W., Eligehausen, R .: The CC method for calculating the concrete breakout load of anchors, concrete and reinforced concrete 90 (1995), H.1 S.6-9, H2, p.38-44 , H3, S73-76.

[10] Zhao, G .: Load-bearing behavior of headed stud anchors positioned away from the edge in concrete breakout failures. Dissertation, University of Stuttgart, 1993. Dissertation, University of Stuttgart, 1993.

[11] Bruckner, M., Eligehausen R., Ozbolt, J .: Influence of the bending compressive stresses on the concrete cone capacity. In Eligehausen, R. (Editor), Connections between Steel and Concrete. Rilem Publications s.a.r.l. Cadhan Cedex, 2001.

[12] Eligehausen, R., Fichtner, S .: Influence of the axial distance on the concrete breakout load of fasteners under a bending moment. Report, Institute for Materials in Construction, University of Stuttgart, not published.

[13] Sippel, M .: Fasteners and anchors – design based on new standard EN 1992-4, 2nd annual meeting of DAfStb 2014.

[14] Fuchs W .: Load-bearing behavior of fasteners under shear loads in non-cracked concrete. Dissertation, University of Stuttgart, 1990.

Execução de estruturas de betão – Será a EN 13670 suficiente?





Arlindo Gonçalves[1] **Manuel Vieira**[2]

RESUMO

A execução de estruturas de betão encontra-se contemplada na norma NP EN 13670, onde são definidos os requisitos a satisfazer para garantir a qualidade da construção das estruturas de betão.

Assim, no âmbito da gestão da qualidade, são definidas classes de execução, tendo nomeadamente em conta a importância da estrutura ou a particularidade de certos elementos estruturais. Para cada uma das três classes de execução consideradas, são estabelecidas verificações obrigatórias, abrangendo os materiais, os produtos e diversos aspetos do processo executivo, bem como definidos o tipo e a documentação da inspeção.

Alguns países estabeleceram disposições complementares às da EN 13670, como no caso do Reino Unido e da França, estando agora a Alemanha a preparar um guia onde são introduzidas as classes de qualidade para as obras de betão. A definição destas classes depende não só das classes de execução, mas também da complexidade do projeto ou da execução e do tipo de betão. Para além do cumprimento das disposições da EN 13670, a grande contribuição desta abordagem em desenvolvimento na Alemanha é ao nível da comunicação entre as partes envolvidas – projetista, empreiteiro e especialista em tecnologia de betão, obrigando à realização de várias reuniões, antes e durante o decorrer da obra.

Neste documento faz-se uma apresentação sumária da EN 13670, referem-se alguns problemas frequentes na execução das estruturas de betão, abordando depois as disposições inglesas e francesas, bem como os aspetos mais relevantes do futuro guia alemão, tendo em vista contribuir para a melhoria da qualidade destas estruturas.

Palavras-chave: Normalização; Qualidade; Execução de estruturas de betão

1. INTRODUÇÃO

O Decreto -Lei n.º 330/95, de 14 de Dezembro, introduziu o princípio, na área dos betões, de legislar por referência a normas ao estabelecer que a especificação, a produção, a verificação da conformidade e a colocação em obra do betão de ligantes hidráulicos deviam satisfazer as condições estabelecidas na

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Lisboa. Portugal arlilndo@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Lisboa. Portugal mvieira@lnec.pt

Norma Portuguesa NP ENV 206 — «Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade», substituindo assim o antigo RBLH.
O mesmo princípio foi seguido pelo Decreto-Lei n.º 301/2007, de 23 de Agosto, que revogou o DL 330/95 e tornou de aplicação obrigatória a norma portuguesa NP ENV 13670-1 "Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras gerais". Esta norma, onde são definidos os requisitos a satisfazer para garantir a qualidade da construção das estruturas de betão, foi entretanto substituída em 2009 pela EN 13670 "Execution of concrete structures", cuja tradução em português foi editada em 2011, a que se seguiu uma emenda em 2012. Aguarda-se para breve que do ponto de vista regulamentar a execução de estruturas de betão seja enquadrada pela norma portuguesa NP EN 13670:2011/Emenda 1:2012-pt "Execução de estruturas de betão", adiante designada por NP EN 13670, na sequência da revisão do DL 301/2007, cujo processo se encontra na sua fase final.

Citando o texto introdutório da norma portuguesa NP EN 13670 "A presente Norma aplica-se à execução de estruturas de betão de forma que estas atinjam o nível pretendido de segurança e de utilização durante a sua vida útil, (…).
A presente Norma tem três funções:

a) veicular para o construtor o conjunto dos requisitos estabelecidos pelo projetista durante a conceção, isto é, estabelecer a ligação entre o projeto e a execução;
b) disponiilizar um conjunto de requisitos técnicos normalizados para a execução quando da contratação de uma estrutura de betão;
c) servir o projetista com uma lista de verificações de forma a assegurar que este fornece ao construtor toda a informação técnica necessária para a execução da estrutura.

Para alcançar estes objetivos, o projeto deve ser constituído por um conjunto de documentos e desenhos com toda a informação necessária para a execução da obra de acordo com o planeado. Este conjunto de documentos é, na presente Norma, referido como 'especificação de execução'. A presente Norma deixa em aberto um certo número de itens para serem decididos na especificação de execução."

Como referido nesta introdução, são deixados em aberto vários itens para serem decididos na "especificação de execução", além de disposições relativas aos procedimentos para a comunicação entre as partes envolvidas. Para fazer face a questões omissas, alguns países europeus, tais como o Reino Unido, a França e a Alemanha estabeleceram, ou pretendem estabelecer, disposições complementares às da EN 13670.

Neste documento faz-se uma exposição sumária da EN 13670, seguida da apresentação de algumas questões relativas à implementação desta norma, identificando as suas insuficiências e os aspetos mais relevantes das disposições complementares daqueles países. Termina-se com uma reflexão sobre a necessidade de, entre nós, se virem a adotar disposições semelhantes para a melhoria da qualidade da execução das estruturas de betão.

2. SÚMULA DA EN 13670

Na Fig. 1 apresenta-se uma visão do sistema de Normas Europeias relacionadas com as obras de betão, no qual está inserida a EN 13670.

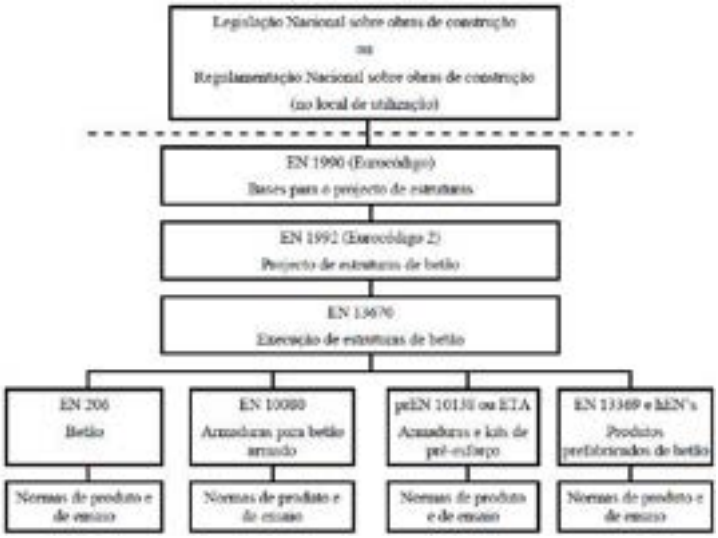


Figura 1. Sistema de Normas Europeias de projeto, de execução e de materiais para obras de betão.

Esta norma compreende 10 capítulos normativos: 1. Objectivo e campo de aplicação; 2. Referências normativas; 3. Termos e definições; 4. Gestão da execução; 5. Cimbres e cofragens;6. Armaduras para betão armado; 7. Pré-esforço; 8. Betonagem; 9. Execução com produtos prefabricados; 10. Tolerâncias geométricas. Inclui ainda 8 anexos informativos: A. Guia sobre documentação; B. Guia sobre gestão da Qualidade; C. Guia sobre cimbres e cofragens; D. Guia sobre armaduras para betão armado; E. Guia sobre pré-esforço; F. Guia sobre betonagem; G. Guia sobre tolerâncias geométricas; H. Guia sobre o Anexo Nacional.

A EN 13670 introduz os seguintes conceitos:

a) "A norma insiste na necessidade de uma ligação entre a conceção e a construção: o projeto deve estar completo e o construtor deve ter todas as informações necessárias para executar o trabalho. Este conjunto de informações constitui as especificações de execução;
b) Os requisitos para a gestão da qualidade são especificados em função da classe de execução;
c) O construtor regista os resultados das verificações, bem como outros elementos (prova) na documentação da execução."

Relativamente ao âmbito a norma, esta aplica-se às obras em betão, tanto provisórias como definitivas; aplica-se a edifícios e a obras de engenharia civil, não sendo aplicável a elementos de betão utilizados unicamente como equipamento ou ajuda construtiva para a execução. A EN 13670 não cobre a especificação, a produção e verificação da conformidade do betão, as quais são do âmbito da EN 206. Ainda que seja aplicável à execução de estruturas com produtos prefabricados, não cobre questões relativas ao fabrico destes produtos.

No que respeita ao teor da secção 4 "Gestão da execução", a EN 13670 pressupõe a disponibilidade de um projeto completo da estrutura; uma gestão de projeto a cargo do responsável pela supervisão das obras; uma gestão do estaleiro que se encarregue da organização das obras e permita a utilização correta e segura do equipamento e da maquinaria, a qualidade requerida dos materiais, a execução duma estrutura conforme e a sua utilização segura até à entrega das obras. São estabelecidas ainda as bases a considerar quando forem utilizados elementos prefabricados. Além destes pressupostos, o construtor deve cumprir a regulamentação e a normalização aplicável no que respeita à gestão da qualidade, à qualificação do pessoal, à saúde e segurança, e ainda aos aspectos ambientais.

Nesta secção 4 estabelece-se a documentação considerada necessária para a execução da obra de acordo com o planeado, nomeadamente a especificação de execução, que deve incluir referências às regulamentações e normas aplicáveis, particularmente a EN 13670, todos os desenhos, outros documentos técnicos e requisitos necessários para a execução da estrutura, tais como as exigências de faseamento das betonagens. São definidas ainda as classes de execução a considerar e que

condicionarão o teor da documentação de execução e o tipo de controlo a empreender pela gestão da qualidade.

Nas secções 5 a 10 estabelecem-se os requisitos técnicos para diferentes aspetos relevantes para a execução das estruturas de betão armado, no que respeita aos cimbres e cofragens, às armaduras, ao pré-esforço, à betonagem, à execução com produtos de betão prefabricados e às tolerâncias geométricas.

3. QUESTÕES RELATIVAS À IMPLEMENTAÇÃO DA EN 13670

3.1 Insuficiências da EN 13670

A implementação da EN 13670 tem por objetivo fornecer requisitos comuns para a execução de estruturas em betão, aplicando-se tanto às construções no estaleiro da obra como às que utilizem elementos prefabricados de betão.

Entretanto, citando a secção 1 da norma, esta pressupõe que a especificação de execução estabeleça todos os requisitos específicos relevantes para a estrutura em causa. Relembre-se que esta especificação consiste no conjunto de documentos e desenhos que permite a comunicação de requisitos adicionais e específicos do projeto para a execução entre o cliente, projetista e o construtor, incluindo a referência à EN 13670.

Nestes termos, a EN 13670 considera que a estrutura será bem executada se for corretamente especificada. No entanto, poderão ocorrer situações particulares em que, por exemplo, a especificação de execução possa não estar completa ou a sua interpretação não ser clara, o que obriga a reuniões entre as partes, com eventual participação de especialistas, ou ainda situações que não estão explicitamente tratadas na EN 13670, tal como a definição de requisitos especiais para os acabamentos superficiais (Figura 2) ou de requisitos para os recobrimentos em circunstâncias em que a sua garantia seja difícil de verificar (Figura 3). Por outro lado, o foco desta norma é o da execução de estruturas novas, não sendo explícitas as especificidades das intervenções em estruturas existentes, sejam para trabalhos de reparação ou de reabilitação.

Face às omissões identificadas na EN 13670, alguns países, nomeadamente Reino Unido e França, publicaram documentos que complementam a aplicação desta norma, preparando-se a Alemanha para seguir uma via semelhante.



Figura 2. Betão à vista onde não foram estabelecidos requisitos especiais.



Figura 3. Elementos betonados contra o terreno.

3.2 Disposições complementares em países europeus

Nesta secção serão apresentadas sucintamente as disposições complementares à EN 13670 propostas em três países europeus: Reino Unido, França e Alemanha

3.2.1 A EN 13670 no Reino Unido

O Reino Unido publicou em 2010 uma nova edição do documento National Structural Concrete Specification for Building Construction (NSCS) [1], o qual foi revisto de modo a contemplar os requisitos dos Eurocódigos e da BS EN 13670: 2009 "Execution of concrete structures".

Este documento faz parte da especificação de execução, conforme especificado na EN 13670, e está dividido em três partes: "Standard Specification", onde se expõe as normas, regulamentações e especificidades técnicas para a execução, e para os materiais, a aplicar no Reino Unido; "Project Specification", que fornece as informações e os requisitos específicos para o projeto, cobre ainda a troca de informação necessária entre o dono de obra e o construtor numa fase precoce e na fase de redacção do contrato a estabelecer entre as partes; e "Guidance", que complementa os anteriores e fornece informações básicas juntamente com justificações para a adoção de certas cláusulas. Esta última parte do NSCS não faz parte da especificação de execução.

Entre as necessidades que o Reino Unido identificou, relativamente à EN 13670, refere-se que os requisitos de tolerância da BS EN 13670 foram elaborados unicamente para garantir a segurança estrutural do edifício para um projeto segundo os Eurocódigos e, portanto, nem sempre são suficientes para assegurar uma coordenação adequada da construção com as partes envolvidas após o projeto. As tolerâncias do NSCS fornecem requisitos adicionais destinados à coordenação para circunstâncias normais e especificam a responsabilidade das diferentes partes para garantir que os problemas sejam cuidadosamente considerados, quando necessário, para atender aos detalhes do projeto em causa.

Outro aspeto que o Reino Unido introduziu foi a figura do Administrador do Contrato (AC), o qual é um indivíduo ou empresa nomeada, responsável por atuar em nome do "Employer" (este termo cobre

uma variedade de definições, dependendo da forma como o contrato está estabelecido, por exemplo, por querer dizer o Dono de Obra, o qual emprega o Construtor), com o objetivo de aceitar propostas do Construtor, emitindo-lhe informações técnicas e monitorizando o seu trabalho. O AC é designado formalmente como a autoridade de aprovação.

São também estabelecidas obrigações específicas para o construtor, dono de obra e para o projetista, no âmbito do contrato.

Fundamentalmente, coloca-se o foco no contrato a estabelecer entre as partes e na figura do administrador do contrato, de modo a que todas as partes possam beneficiar com a implementação do NSCS, particularizando: os projetistas já não terão de especificar as exigências a partir do zero; os empreiteiros especialistas em betão poderão oferecer propostas mais eficientes e ter mais liberdade para inovar; os clientes (donos de obra) terão poupanças acrescidas e benefícios em termos de custos.

3.2.2 A EN 13670 em França

A implementação da EN 13670 em França conduziu à actualização de dois documentos: NF DTU 21 – Travaux de bâtiment – *Exécution des ouvrages en béton* [2]; Fascicule N65 *Execution des ouvrages de genie civil en béton* [3]. Nesta comunicação serão relatados apenas aspetos incluídos no documento Fascicule 65, o qual foi concebido como um documento de aplicação da norma NF EN 13670/CN no domínio da engenharia civil, enquanto que a norma NF DTU 2, está apenas orientada para trabalhos em edifícios.

O documento Fascicule N65 *Execution des ouvrages de genie civil en beton* é o resultado da atualização do fascículo com o mesmo número, do caderno de cláusulas técnicas gerais para trabalhos em engenharia civil, para estar em conformidade com a norma francesa NF EN 13670/CN.

O texto do Fascicule N65 foi assim concebido como um documento de aplicação da norma NF EN 13670/CN, pelo que o seu índice é coincidente. Entretanto, também pretende ser um complemento à norma NF EN 206/CN relativa à formulação dos betões.

Foi identificado que a norma NF EN 13670/CN era muito generalista em numerosos pontos, remetendo-os frequentemente para a especificação de execução. No plano técnico, o texto deste Fascículo 65 visa também introduzir uma abordagem baseada no desempenho para a utilização dos betões e progredir no sentido do desenvolvimento sustentável.

Especificamente, este documento alarga o âmbito aos betões simples. Foram ainda adicionadas definições precisas sobre controlos internos (controlo efetuado pelo construtor sobre as suas própria ações, ou dos seus subcontratados) e externos (conjunto de operações de monitorização, observação, verificação e ensaios, que o dono de obra executa ou manda executar por um organismo independente do construtor), bem como a definição de diferentes tipos de ensaio: de estudo, de conformidade, de controlo e de informação. Introduz ainda a necessidade de estudos de execução no âmbito das especificações de execução. Estabelece sistematicamente para as estruturas a classe de execução 3, pois é a única que permite um controlo externo. Ainda que a secção relativa à gestão da qualidade seja constituída por cláusulas comuns à EN 13670, estas são complementadas para reflectir as especificidades das obras em betão.

Relativamente às secções técnicas, o Fascicule 65, estende o âmbito da secção 5 a todas as obras provisórias. A secção 6, sobre as armaduras, tem por base, para os fornecedores, as marcas de qualidade francesas (ou equivalentes). A maior inovação prende-se com a qualificação que o construtor, quando coloca ele mesmo as armaduras, deve ter uma certificação "AFCAB – Pose d'armatures du béton" ou dispor de um sistema de qualidade de nível equivalente. Sobre o pré-esforço foram definidos quatro pontos de controlo: autorização de betonagem, autorização de montagem das armaduras, autorização de aplicação da tensão e autorização do corte das armaduras anteriores à ancoragem. Em relação à secção 8 da betonagem, esta pretende ser um complemento ao respectivo capítulo da NF EN 13670/CN e um complemento à norma de betões NF EN 206/CN. Contém ainda

uma tabela adaptada do anexo NA.F da norma de betões para obras com um tempo de vida útil de 100 anos, considerando como inovador a possibilidade de não considerar os requisitos dessa tabela, recorrendo a especificações com base no desempenho. São ainda detalhadas as verificações de conformidade e de controlo, nos casos de se aplicarem especificações com base no desempenho.

Tendo uma preocupação associada ao desenvolvimento sustentável, o documento permite a utilização de água reciclada, mediante certas verificações, e ainda a utilização de agregados reciclados, em condições muito restritas. Acerca dos elementos prefabricados, são descritos os controlos internos (distinguindo, no caso da prefabricação em fábrica, os que se referem ao fabricante e os que competem ao construtor) e os controlos externos, bem como os pontos de controlo. Outra particularidade prende-se com a inserção de um capítulo sobre pinturas do betão, as quais não estão contempladas na EN 13670, definindo critérios de aptidão para os paramentos e ainda pontos de controlo.

O Fascículo 65 apresenta ainda um conjunto de anexos complementares à NF EN 13670: A – documentos de referência; B – Especificações complementares para as centrais de betão; C – Especificações complementares para o pré-esforço; D – Definição dos serviços dadas condições de mercado e das medições; E – Lista de informações a incluir na especificação de execução F – Sinopse dos documentos a entregar pelo construtor.

Sucintamente, a aplicação da EN 13670 em França é coordenada com as exigências relativas à formulação do betão, com base na EN 206, dando um foco importante aos procedimentos de controlo (internos e externos). São introduzidos ainda aspetos complementares à EN 13670 e outros não tratados nesta norma, como a necessidade de estudos de execução, que têm por objetivo estabelecer os documentos necessários à realização dos trabalhos, e exigências quanto à pintura do betão.

3.2.3 A EN 13670 na Alemanha

A Alemanha está a preparar um guia onde são introduzidas as classes de qualidade para as obras de betão. Este guia tem o título provisório "*DAfStb-Guideline Concrete, reinforced and prestressed concrete structures - Comprehensive rules for design, concrete and construction".* A definição destas classes depende não só das classes de execução, mas também da complexidade do projeto, da execução ou do tipo de betão. Para além do cumprimento das disposições da EN 13670, a grande contribuição desta abordagem é ao nível da comunicação entre as partes envolvidas – projetista, empreiteiro e especialista em tecnologia de betão, obrigando à realização de várias reuniões, antes e durante o decorrer da obra.

As classes de qualidade para as obras de betão são especificadas em função de níveis associados à comunicação, ao projeto, à execução e aos tipos de materiais, estabelecendo-se três classes: BBQ-N para estruturas/componentes com exigências normais de comunicação, projeto, execução e materiais de construção; BBQ-E para estruturas/componentes com exigências enriquecidas; BBQ-S para estruturas/componentes com exigências particularmente especificadas (Quadro 1).

Quadro 1. Sistematização das classes de qualidade para as obras de betão.

Exigências	*normais (N)*	*elevadas (E)*	*particularmente especificadas (S)*
Classe de projeto, do betão ou de execução	DC1 e CoC1 e EXC1	DC2 ou CoC2 ou EXC2	DC3 ou CoC3 ou EXC3
Classe de qualidade	BBQ-N	BBQ-E	BBQ-S

Para determinar a classe de qualidade a considerar, toma-se a classe mais elevada das respetivas parcelas: classe de projeto (DC1 a DC3), classe de betão (CoC1 a CoC3) e classe de execução (EXC1 a EXC3).

Após aprovação interna deste documento, é intenção da Alemanha vir a propor, na futura revisão da EN 13670, a introdução de um anexo normativo estabelecendo as exigências de comunicação no quadro da garantia da qualidade para a execução de estruturas em betão das classes BBQ-E e BBQ-S, com descrição das tarefas e dos participantes nas reuniões.

4. CONSIDERAÇÕES PARA PORTUGAL

A dificuldade, ou ausência, de comunicação entre dono de obra, projetista, empreiteiro e também produtor de betão conduz a defeitos na execução das estruturas de betão. Esta dificuldade prende-se a dissonâncias de linguagem, mas também com a ausência de requisitos de procedimentos que não prevêem uma comunicação atempada ou orientada para os casos que dela necessitem.

Estas questões seriam ultrapassadas caso existissem regulamentos e normas que enquadrassem devidamente a atividade das diferentes partes envolvidas. A NP EN 13670 é uma base importante, mas insuficiente, pelo que se justifica produzir um documento complementar, tendo em conta as diferentes abordagens já implementadas noutros países, no sentido de melhorar a garantia da qualidade da execução das estruturas em betão.

Em complemento, como a NP EN 13670 está mais orientada para a execução de estruturas novas, e tendo em conta que atravessamos um período em que a construção deste tipo estruturas é relativamente reduzido, considera-se importante também alargar o quadro regulamentar à execução de trabalhos de reparação das estruturas de betão.

5. CONCLUSÕES

A implementação da EN 13670 tem por objetivo fornecer requisitos comuns para a execução de estruturas em betão, pressupondo que a especificação de execução estabelece todos os requisitos específicos relevantes para a estrutura em causa.

Face às omissões identificadas na EN 13670, alguns países europeus adiantaram propostas, tendo até publicado documentos, que complementam a aplicação desta norma. Nesta comunicação apresentam-se sucintamente as propostas veiculadas no Reino Unido, em França e na Alemanha.

Dada o interesse para a qualidade e sustentabilidade da construção, seria importante proceder no nosso país à elaboração de um documento semelhante, que poderá ser incluído no Anexo Nacional da NP EN 13670, e que desejavelmente abranja as intervenções em estruturas existentes que necessitem de reparação ou reabilitação.

REFERÊNCIAS

[1] CONSTRUCT (2010). National Structural Concrete Specification for Building Construction. 4th ed. The Concrete Centre. 132 p.

[2] NF DTU 21. 2017, Travaux de bâtiment - Exécution des ouvrages en béton. La Plaine Saint-Denis: AFNOR.

[3] CCTG Fascicule 65. 2017, Exécution des ouvrages de génie civil en béton. Paris: GEM-OTM. 171 p.

Sessão 2C

Avaliação da Aderência Entre o Aço e o Concreto a Partir da Contaminação Superficial das Barras com Agente Desmoldante





Vinissius Wendt[1] **Jeferson Patzlaff**[2]

RESUMO

A importância das barras de aço frente às estruturas de concreto armado é de conhecimento dos profissionais da construção civil. Entretanto, as barras estão expostas à ação de intempéries, ao contato com compostos químicos deletérios e, muitas vezes, não é dada a devida atenção nas rotinas de recuperação destes materiais. Ao longo do processo executivo, aplica-se desmoldante sobre as fôrmas, com o objetivo de facilitar sua remoção após a concretagem, expandindo a vida útil do material e proporcionando melhor acabamento superficial. Porém, por conta de alguns fatores, as barras acabam contaminadas. Frente a essa circunstância, buscou-se avaliar a interferência na aderência entre o aço e o concreto quando a superfície das barras encontra-se contaminada pelo agente desmoldante. Realizou-se o ensaio através de corpos de prova prismáticos moldados com concreto de resistência à compressão de 25 MPa, barras de aço de 6,3 e 10 mm e agente desmoldante de base mineral, conforme a ABNT NBR 7477:1982. Desta forma, constatou-se redução na aderência da ordem de 19% nas barras de diâmetro nominal 6,3 mm e 25,6% nas barras de 10 mm quando com a superfície contaminada com o agente desmoldante. Por fim, conclui-se que fica justificado o cuidado na aplicação e remoção do desmoldante da superfície das barras para garantir-se adequado desempenho à estrutura executada, como forma de minorar a probabilidade de ocorrência de manifestações patológicas.

Palavras-chave: *Aderência. Fissuras. Durabilidade. Concreto-armado.*

1. INTRODUÇÃO

A partir de meados do século XX, a difusão e aplicação do concreto armado propiciou às edificações e estruturas especiais evoluções consideráveis em termos de vãos vencidos, durabilidade, altura, resistência e rigidez. Embora o Brasil seja uma referência na tecnologia, as preocupações voltadas à área de conservação, durabilidade e o estudo amplo das manifestações patológicas no concreto armado são recentes. Verificam-se principalmente sinais de incompatibilidades de execução e projeto com as normas vigentes, como é o caso da NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto [1], a NBR 14931 –

[1]Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil, São Leopoldo. Brasil engenheirovpw@gmail.com
[2]Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil, São Leopoldo. Brasil jefersonpatzlaff@gmail.com

Execução de estruturas de concreto [2], a NBR 12655 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação [3], entre outras normas fundamentais que dão suporte para uma construção bem-sucedida. A negligência de projetistas e executores com as estruturas de concreto armado contribuem significativamente com a deterioração precoce das estruturas, inclusive com idades bem abaixo dos 50 anos exigidos [4].

A partir de relatos de profissionais e experiências vivenciadas, na etapa de aplicação do agente desmoldante sobre as fôrmas, observa-se que o produto acaba entrando em contato com as barras de aço. O produto é aplicado na superfície das fôrmas de madeira e chapas de compensado com o intuito que diminua a aderência entre os materiais, facilitando a remoção posterior e aumentando a durabilidade. Entretanto, estando as armaduras contaminadas pelo agente desmoldante, supõem-se que o mesmo comportamento ocorra entre o aço e o concreto.

A norma American Concrete Institute/Instituto Americano do Concreto (ACI) 301-96 da American Society for Testing and Materials/Sociedade Americana para Testes e Materiais (ASTM) [5] indica a completa remoção de contaminantes antes da concretagem. Sendo assim, constata-se a necessidade de gastos com materiais e mão-de-obra para atender aos critérios impostos. Questiona-se a real necessidade de um cuidado tão metódico e conservador [5]. Da mesma forma, as normas nacionais relacionadas ao processo de execução e projeto das estruturas de concreto armado salientam a importância de garantir-se uma barra de aço isenta de qualquer composto que possa vir a interferir na aderência.

Seguindo uma linha similar à adotada por estudos em que a partir de ensaios e análises sistêmicas, observou-se que pequenos indícios de corrosão na superfície das barras de aço não influenciam de maneira negativa na aderência [6]. Se determinado que a etapa executiva de limpeza de qualquer indício de agente desmoldante possa ser dispensada, o ganho aos envolvidas seria significativo.

Frente a esse contexto, o presente trabalho apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de tirantes descrito na NBR 7477 – Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado [7]. A análise realizada tem caráter comparativo entre barras contaminadas e barras limpas. Por fim, os dados são comparados com os índices mínimos de aderência apresentados na NBR 6118 [1] e na NBR 7480 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado [8].

2. METODOLOGIA

2.1 Corpos de prova

A moldagem do corpo de prova teve como base as orientações da própria NBR 7477 [7]. As características geométricas dos tirantes foram determinadas a partir das Eqs (1), (2) e (3):

$$d = \sqrt{\pi \times \phi \times \left(\frac{\phi}{4+7}\right)} \quad (1)$$

Onde:
d = lado do tirante, em cm;
ϕ = diâmetro da barra, em cm.

$$l \geq 15 \times d \quad (2)$$

Onde:
l = comprimento do tirante, em cm;
d = lado do tirante, em cm.

$$L = l + 150 \quad (3)$$

Onde:
L = comprimento da barra, em cm;
l = comprimento do tirante, em cm.

Optou-se pela utilização de barras de 6,3 e 10 mm de diâmetro de categoria CA-50, cuja resistência característica à tração é de 500 MPa, de forma que fosse possível comparar os valores associados a diferentes diâmetros, aumentando a gama de resultados. A partir da aplicação das Eqs (1), (2) e (3), encontrou-se as seguintes dimensões:

a) 6,3 mm:
   - d = 3,76 cm;
   - $l \geq$ 56,46 cm, adotou-se 57 cm;
   - L = 177 cm.

a) 10 mm:
   - d = 4,77 cm;
   - $l \geq$ 71,59 cm, adotou-se 72 cm;
   - L = 192 cm.

O sistema de moldes foi executado com chapas de compensado plastificadas de 13 mm. Foram utilizadas somente ripas que não apresentavam deformações geométricas, como abaulamento ou torções. As barras foram travadas nas extremidades com auxílio de massa de calafetar. Para facilitar a identificação da abertura de fissuras durante o ensaio, pintou-se a superfície dos tirantes com cal emulsionada em água.

Os corpos de prova foram desmoldados depois de cinco dias de cura. Tomou-se o cuidado para remover as ripas que compunham a fôrma com delicadeza, de forma a não imprimir-se esforços desnecessários sobre os tirantes, como utilizou-se pregos JP x LPP 15 x 18, não houve resistência significativa.

Para facilitar a identificação da abertura de fissuras durante o ensaio, pintou-se a superfície dos tirantes com cal emulsionada em água.

2.1.1 Concreto

A seleção de agregados, aglutinante e procedimento de mistura teve base nas indicações de suas respectivas normas. A NBR 7477 [7] impõem a utilização de um concreto de resistência à compressão de 25 MPa, com variação aceita de ± 2,5 MPa. A mesma não cita o slump necessário, somente que o concreto possua trabalhabilidade adequada para o preenchimento completo dos moldes. Optou-se por um abatimento de 100 mm ± 20 mm, sendo este valor obtido a partir dos procedimentos descritos na norma NBR NM 67 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone [9].

O aglutinante escolhido na composição consiste no cimento Portland CP-IV em virtude da facilitada obtenção na região sul do Brasil. Suas propriedades estão de acordo com a NBR 5736 – Cimento Portland pozolânico [10]. Embora a norma NBR 7477 [7] cite a utilização de cimento Portland CP-I, o mesmo não encontra-se disponível para utilização comercial.

O agregado miúdo utilizado teve como diâmetro máximo 4,8 mm, enquanto que o agregado graúdo teve seu diâmetro limitado a 7,8 mm. Ainda, avaliou-se os materiais conforme os requisitos gerais NBR 7211 – Agregados para concreto – Especificação [11], no qual consta “Os agregados devem ser compostos por grãos de minerais duros, compactos, estáveis, duráveis e limpos, e não devem conter substâncias de natureza e em quantidade que possam afetar a hidratação e o endurecimento do cimento [...]”.

A utilização de aditivos tornou-se prática comum em concreteiras e canteiros de obra em virtude da alteração de propriedades e ganhos recorrentes de seus usos, como por exemplo, os superplastificantes, que ao diminuírem a tensão superficial da água, garantem uma mistura mais eficiente e permitem uma redução na relação água/cimento. Entretanto, a utilização de compostos químicos distintos aos desmoldantes pode provocar reações inesperadas que venham a comprometer os valores de aderência [5]. Dessa forma, optou-se pela não utilização destes compostos.

Para impedir a perda dos moldes e materiais, determinou-se previamente à moldagem dos tirantes um traço de concreto que atingisse os índices supracitados. Para isso, utilizou-se corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, conforme orientações de moldagem e cura da NBR 5738 – Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova [12] e rompeu-se os mesmos aos 7 dias conforme especificações da norma NBR 5739 – Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos [13]. O volume mínimo de 30 litros da amostragem de concreto fresco foi definido a partir do item 3.2 da NBR NM 33 – Concreto – Amostragem de concreto fresco [14].

Iniciou-se o processo de mistura do concreto adicionando-se na betoneira a massa total de agregado graúdo e miúdo, bem como metade da água calculada, sendo esta com as devidas compensações de umidade natural da areia. A betoneira foi acionada por 1 minuto. Por fim, adicionou-se o cimento e o restante da água e misturaram-se os materiais por 3 minutos.

A relação final de água/cimento utilizada foi de 0,4 para um traço de 1:3,5. Os resultados encontrados são apresentados no Quadro 1, que segue:

Quadro 1. Resultados do ensaio de resistência à compressão, aos 7 dias.

Identificação	*Tensão Máxima (MPa)*
1 – 1:3,5	24,7
2 – 1:3,5	23,9
3 – 1:3,5	25,7
4 – 1:3,5	25,8

2.1.2 Barras de aço

As barras de aço de diâmetro nominal de 6,3 mm e 10 mm da categoria CA-50 foram produzidas pela Metalúrgica Gerdau S.A. e obtidas no canteiro de obras do empreendimento Zurique Haus, da Construtora Maricler, de Portão/RS. Estes elementos encontravam-se livres de substâncias classificadas como contaminantes pela norma NBR 14931 [2], como por exemplo, graxas, óleos e compostos que venham a comprometer a aderência. Além disso, não possuíam indícios de corrosão em sua superfície. Resíduos de solo foram removidos com auxílio de uma esponja macia e pano seco. As barras utilizadas pertenciam ao mesmo lote.

Em virtude da limitação de abertura das garras da prensa servo-hidráulica MTS Landmark disponível no Laboratório de Engenharia Mecânica da UNISINOS, as barras tiveram comprimento máximo de 80 cm.

Para simular a pior situação possível em um canteiro de obras, as barras foram completamente envolvidas com o agente desmoldante. Optou-se pela aplicação dos mesmos com auxílio de uma trincha e um pincel com cerdas de fibra natural de duas polegadas. O desmoldante utilizado foi o Desmol da fabricante Vedacit.

2.2 Procedimento do ensaio de tração

O procedimento de tração das barras de aço utiliza como base os preceitos da NBR ISO 6892-1 – Materiais metálicos – Ensaio de tração [15]. Nesta norma, a indicação de velocidade de carga a ser aplicada em materiais com módulo de elasticidade maior que 210 GPa varia entre o mínimo de 6 MPa/s até 30 MPa/s. A prensa foi configurada pelo laboratorista para que deformasse o aço em cerca de 0,02 mm/s, respeitando também o intervalo de tensão supracitado. Conforme a interpretação dos valores exportados pela prensa, a velocidade variou de 7,8 MPa/s a 29,22 MPa/s.

A norma NBR 7477 [7] orienta a aplicação de uma carga de 80% da tensão de escoamento da barra avaliada. As barras da categoria CA-50 possuem 500 MPa como tensão de escoamento mínima.

Portanto, a tensão a ser aplicada será da ordem de 400 MPa. A determinação da carga deu-se a partir da Eq. 4:

$$F = \sigma \times A \tag{4}$$

Onde:
F = força a ser aplicada;
σ = tensão;
A = área de aplicação da carga.

As etapas do ensaio determinadas pela NBR 7477 [7] são as que seguem:

a) Fixar os tirantes no sistema de carregamento com auxílio de garras na extremidade das barras;
b) Aplicar o carregamento conforme descrito na NBR ISO 6892-1 [15];
c) Observar a formação de fissuras em no mínimo cinco intervalos de carregamento distintos;
d) O ensaio será interrompido ao atingir-se 80% da tensão de escoamento (f_{yd}) da barra ensaiada;
e) Medir a distância entre as fissuras nas quatro faces do tirante.

Conforme o item 6.3 da NBR 7477 [7], "Devem ser efetuados, no mínimo, nove ensaios para cada tipo de perfil e bitola". Dessa forma, o trabalho exigirá a avaliação de 36 tirantes. Sendo 9 para cada diâmetro de barra moldadas da maneira correta e 9 para cada diâmetro de barra estando às mesmas com desmoldante em suas superfícies. Os tirantes foram ensaiados 7 dias após sua moldagem, passando por processo de cura similar ao empregado nos corpos de prova.

Na Fig. 1 parte das fôrmas dos tirantes de 10 mm de diâmetro está representada.

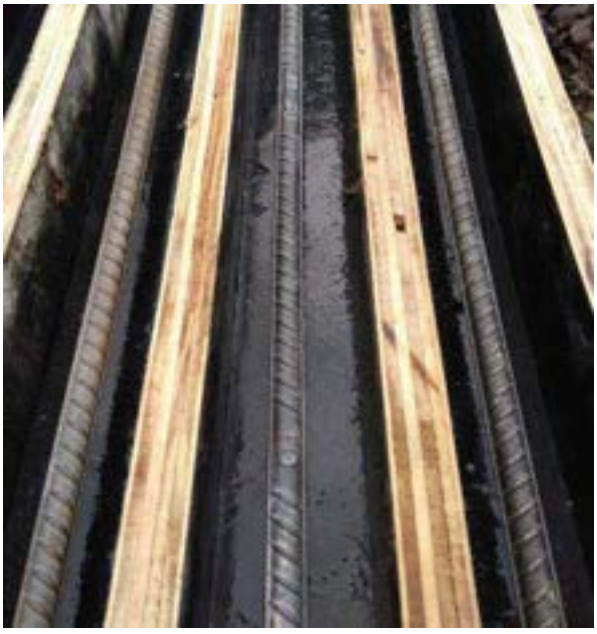


Figura 1. Barras de aço de 10 mm posicionadas na fôrma.

Só foram consideradas as fissuras em que sua extensão percorreu todas as faces do tirante, conforme orientação da norma.

O valor final do coeficiente de conformação superficial (η) segundo a NBR 7477 [7] será determinado a partir da Eq. 5:

$$\eta = \frac{(2{,}25 \times d)}{\Delta l\ médio} \tag{5}$$

Onde:
η = coeficiente de conformação superficial;
d = lado do tirante, em centímetros;

$\Delta l\ médio$ = distância média entre as fissuras, considerando-se as quatro faces do elemento.

A Fig. 2 retrata a fixação das garras da prensa servo-hidráulica durante o ensaio. Pela ausência de marcação de fissuras na superfície do concreto, o processo de tração ainda não havia sido realizado.



Figura 2. Tirante da barra de 6,3 mm posicionado na prensa servo-hidráulica.

3. RESULTADOS

São apresentados os resultados do ensaio de tirantes, dando ênfase para a quantidade de fissuras detectadas, o intervalo de medida entre as mesmas e o valor do coeficiente de conformação superficial (η) de cada cenário. Os resultados gerais são comparados de forma estatística para comprovação da qualidade dos corpos de prova e equipamentos envolvidos.

3.1 Avaliação estatística

O afastamento médio entre fissuras nos tirantes ensaiados foi avaliado por meio do artifício estatístico do coeficiente de variação (CV). Portanto, a partir da determinação do desvio-padrão (s) das amostragens, aplicou-se a fórmula do CV conforme Eq. 6:

$$CV = s/x \times 100 \quad (6)$$

Onde:
s = desvio-padrão;
x = distância média entre fissuras.

Conforme Correa [16], os valores encontrados podem ser classificados como: de baixa dispersão, quando $CV \leq 15\%$, de média dispersão, quando $15\% < CV < 30\%$ e de alta dispersão, quando $CV \geq 30\%$.

3.2 Tirantes com barra de 6,3 mm

Os resultados obtidos a partir das fissuras marcados durante o ensaio e posteriormente medidas, nos tirantes desenvolvidos com barras de diâmetro nominal de 6,3 mm, estão representados no Quadro 2. Nela, os tirantes com identificação "CD" após o nome correspondem aos elementos com desmoldante aplicado na superfície da barra de aço.

Quadro 2. Resultado do ensaio de tirantes em barras de 6,3 mm

Identificação CP	*Quantidade de Fissuras*	*Distância Média Entre Fissuras (Δl)*
1 – CD	5	10,05
2	5	7,875
3 – CD	4	11
4	4	11,13
5 – CD	5	10,05
6 – CD	4	10,567
7	6	7,44
8 – CD	3	13,05
9 – CD	4	9,80
10 – CD	4	9,70
11 – CD	4	11,667
12 – CD	4	11,333
13	5	8,125
14	6	8,18
15	7	6,62
16	5	8,575
17	4	11
18	4	10

Nos tirantes moldados de maneira ideal foram geradas, em média, 5,1 fissuras, cujo espaçamento médio entre as mesmas foi de 8,772 cm. Neste cenário, o coeficiente de variação encontrado foi de 18,221, portanto, classificando-se como de média dispersão. Na Fig. 3 constam os nove tirantes considerados nesta avaliação, adicionou-se a indicação da quantidade de fissuras.



Figura 3. Tirante da barra de 6,3 mm, moldados corretamente, após o ensaio de tração.

Já no ensaio de tirantes em cuja superfície aplicou-se propositalmente o agente desmoldante, foram geradas, em média, 4,1 fissuras por elemento. Seu espaçamento médio foi de 10,769 cm, portanto, um aumento de 23,47% em relação a situação ideal, indicando uma menor interação entre os materiais. O coeficiente de variação, nesta configuração, foi de 10,323, o que permite classificar os corpos de prova como confiáveis e com dados homogêneos.

3.3 Tirantes com barra de 10 mm

O procedimento de tração nos tirantes contendo barras de diâmetro nominal de 10 mm gerou uma quantidade maior de fissuras sobre o concreto em comparação aos tirantes moldados com barras de 6,3 mm. Similar ao adotado no Quadro 2, no Quadro 3 estão expostos os resultados do ensaio e os elementos com identificação "CD" correspondem aos tirantes onde aplicou-se agente desmoldante na barra de aço.

Quadro 3. Resultado do ensaio de tirantes em barras de 10 mm

Identificação CP	*Quantidade de Fissuras*	*Distância Média Entre Fissuras (Δl)*
1 – CD	6	10,12
2	8	8,286
3 – CD	5	12,93
4	7	8,583
5	8	7,143
6	8	7,357
7 – CD	6	9,26
8 – CD	6	9,82
9 – CD	6	9,82
10 – CD	5	10,53
11	8	7,50
12	8	7,714
13 – CD	5	11,68
14	7	7,250
15 – CD	6	9,48
16	6	8,90
17	7	8,33
18 – CD	5	11,95

Nos tirantes em que a barra esteve livre de contaminantes, a média de espaçamento entre fissuras (Δl) foi de 7,896 cm, enquanto que a de quantidade de fissuras foi de 7,44 cm por tirante. Nesta situação, o coeficiente de variação (CV) encontrado foi de 8,119 sinalizando que os corpos de prova foram moldados com qualidade.

Nos tirantes com barras de diâmetro nominal de 10 mm em que aplicou-se propositalmente o agente desmoldante em sua superfície, a média de espaçamento entre fissuras (Δl) foi de 10,619 cm, enquanto que a de quantidade de fissuras foi de 5,55 por tirante. O CV destes tirantes foi de 11,595, portanto, também classifica-se como corpos de prova de qualidade. Na Fig. 4 estão retratados os nove tirantes considerados nesta avaliação, com a respectiva quantidade de fissuras observadas.



Figura 4. Tirantes com barras de 10 mm, com superfície contaminada, após o ensaio de tração.

3.4 Avaliação normativa dos resultados

Ao aplicar-se a e 5, descrita anteriormente, para a determinação do coeficiente de conformação superficial (η) nos tirantes moldados com barras de 6,3 mm, obteve-se o valor de 0,98 para as barras sem contaminantes e 0,79 para as barras com agente desmoldante em sua superfície.

Se comparado com o índice mínimo exigido na NBR 7480 [8] de 1,0 para barras da categoria CA-50 com diâmetro menor que 10 mm, as barras estariam reprovadas, entretanto, tal consideração pode ser dispensada já que buscou-se somente uma avaliação entre os elementos ensaiados. Constata-se, portanto, que o valor do coeficiente de conformação superficial (η) foi 19,39% menor e dessa forma, permite-se supor que houve prejuízo na aderência.

De forma similar, nos tirantes com barra de 10 mm sem agente desmoldante em sua superfície encontrou-se o valor de 1,386. A mesma situação das barras de diâmetro nominal de 6,3 mm foi identificada, ou seja, seu valor não é compatível com a normatização brasileira que indicaria como valor mínimo 1,5, entretanto, tal afirmação pode não ser conclusiva em virtude da alteração do comprimento final da barra utilizada. O coeficiente de conformação superficial (η) encontrado para os tirantes moldados da maneira inadequada teve um valor de 1,017. Portanto, o valor do coeficiente de conformação superficial (η) foi 26,62% menor. Ao utilizar-se esse parâmetro como base para avaliação do prejuízo de aderência a partir da interferência do agente desmoldante, observa-se que a redução foi maior nas barras de 10 mm.

4. CONCLUSÕES

A partir dos ensaios de tirantes realizados constatou-se uma redução no valor do coeficiente de conformação superficial (η) quando as barras foram expostas à ação do agente desmoldante. Nos elementos moldados com barras de 6,3 mm houve decréscimo de 19,39%, enquanto que nos moldados com barras de 10 mm o coeficiente foi 26,62% menor. Esta perda está associada ao aumento na distância média entre fissuras (Δl). Nos tirantes com barras de 6,3 mm a distância média na situação ideal de moldagem foi de 8,77 cm, enquanto que, ao contaminar-se as barras, a distância foi de 10,77 cm. O mesmo comportamento foi observado nos tirantes com barras de 10 mm, cujos valores variaram de 7,9 cm para 10,62 cm quando aplicou-se o agente desmoldante na superfície das barras de aço.

O valor do coeficiente de conformação superficial (η) encontrado, tanto nas barras de 6,3 mm quanto nas de 10 mm de diâmetro, não atingiu os índices mínimos apresentados na NBR 7480 [8] e listados no Quadro 2. Observa-se, que tanto na situação onde a barra encontrava-se livre de contaminantes quanto no cenário em que aplicou-se agente desmoldante em sua superfície, o valor médio foi 35,1% maior nas barras de 10 mm, confirma a hipótese das nervuras mais acentuadas garantirem uma maior aderência mecânica.

Portanto, a preocupação com a remoção de contaminantes na superfície das barras prévia à concretagem mostra-se bem fundamentada por parte das normas NBR 6118 [1] e da NBR 14931 [2]. As manifestações patológicas relacionadas à insuficiência de aderência, como a propagação de fissuras de fendilhamento e o risco de escorregamento iminente da barra representam um risco quanto ao atendimento dos quesitos de durabilidade e de segurança de uma estrutura. Dessa forma, os profissionais envolvidos com a execução de estruturas de concreto armado devem manter-se atentos e exigir o cuidado com a aplicação do agente desmoldante.

REFERÊNCIAS

[1] ABNT NBR 6118. 2014, Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro. 238 p.

[2] ABNT NBR 14931. 2004, Execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro. 53 p.

[3] ABNT NBR 12655. 2015, Concreto de cimento Portland. Rio de Janeiro. 23 p.

[4] Araújo, J. (2010). Curso de concreto armado. 3rd ed, Vol. 1. Rio Grande: Dunas.

[5] Taber, L.; Belarbi, A.; Richardson, D. (2002). Effect of reinforcing bar contamination on steel-concrete bond during concrete construction. Farmington Hills: American Concrete Institute.

[6] Johnson, B.; Cox, K. (1940). The bond strength of rusted deformed bars. http://digital.lib.lehigh.edu/fritz/pdf/184_3.pdf.

[7] ABNT NBR 7477. 1982, Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro. 5 p.

[8] ABNT NBR 7480. 2007, Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação. Rio de Janeiro. 13 p.

[9] ABNT NBR NM 67. 1998, Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro. 8 p.

[10] ABNT NBR 5736. 1991, Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro. 5 p.

[11] ABNT NBR 7211. 2009, Agregados para concreto. Rio de Janeiro. 9 p.

[12] ANBR NBR 5738. 2016, Concreto: procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro. 9 p.

[13] ABNT NBR 5739. 2007, Concreto: ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 9 p.

[14] ABNT NBR NM 33. 1998, Concreto: amostragem de concreto fresco. Rio de Janeiro. 5 p.

[15] ABNT NBR ISO 6892-1. 2015, Materiais metálicos: ensaio de tração: parte 1: método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro. 21 p.

[16] Correa, S. (2003). Probabilidade e estatística. 2nd ed. http://www.inf.ufsc.br/~vera.carmo/LIVROS/LIVROS/livro_probabilidade_estatistica_2a_ed.pdf Belo Horizonte: PUC Minas Virtual.

Influência da temperatura na aderência entre betão e laminados de fibras de carbono instalados em rasgos pela técnica NSM

A. S. Azevedo[1] **M. S. Oliveira**[2] **J. P. Firmo**[3] **J. R. Correia**[4]

RESUMO

Os materiais poliméricos reforçados com fibras de carbono (CFRP) têm sido utilizados com sucesso nas duas últimas décadas no reforço de estruturas de betão. Na técnica de aplicação mais correntemente utilizada, denominada por EBR (do inglês, *externally bonded reinforcement*), o compósito de CFRP é simplesmente colado na superfície do elemento a reforçar. Mais recentemente, a técnica NSM (do inglês *near surface mounted* - em que o CFRP é instalado em rasgos executados no betão de recobrimento) tem ganho um interesse crescente, pois apresenta uma eficácia estrutural melhorada comparativamente à técnica EBR. No entanto, independentemente da técnica de aplicação, o comportamento destes sistemas de reforço a temperatura elevada é um aspecto preocupante, devido à natureza polimérica dos materiais CFRP e dos adesivos de colagem. De facto, quando a temperatura de transição vítrea (T_g) destes materiais é atingida (tipicamente entre 45-120 ºC), as suas propriedades mecânicas e a aderência ao betão são significativamente reduzidas, comprometendo a eficácia do reforço. Neste artigo apresenta-se um estudo experimental sobre o efeito da temperatura na aderência entre betão e laminados de CFRP instalados segundo a técnica NSM; para tal, foram realizados ensaios de corte de junta simples em blocos de betão reforçados com laminados de CFRP instalados em rasgos preenchidos com adesivo epoxídico. Os provetes foram aquecidos até à temperatura objectivo (entre 20-270 ºC) e, seguidamente, carregados até à rotura (a temperatura constante). Os resultados mostraram que: (i) a resistência da ligação foi significativamente reduzida com o aumento da temperatura; (ii) a distribuição de extensões ao longo do reforço torna-se mais próxima de linear com o aumento da temperatura; (iii) o comprimento efectivo de colagem aumenta com a temperatura; e (iv) o modo de rotura altera-se de tracção do CFRP a 20 ºC e 50 ºC para rotura adesiva na interface CFRP-adesivo a temperaturas superiores.

Palavras-chave: Laminados de CFRP; técnica de reforço NSM; aderência betão-CFRP; temperaturas elevadas; estudo experimental.

1. INTRODUÇÃO

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP, do inglês *carbon fibre reinforced polymers*) têm vindo a ser correntemente utilizados em aplicações de reforço de estruturas de betão armado, através sistemas curados *in situ* (e.g., mantas) ou sistemas pré-curados (e.g., laminados ou varões). A técnica mais corrente para aplicação dos sistemas pré-curados é a colagem de laminados na face traccionada do elemento de betão a ser reforçado (EBR, do inglês *externally bonded reinforcement*). Mais recentemente, surgiu uma nova técnica que se caracteriza pela colagem do elemento de reforço (laminado ou varão) em rasgos previamente executados no betão de recobrimento (NSM, do inglês *near surface mounted*). Esta técnica tem várias vantagens face à técnica EBR, tais como a maior eficácia do reforço (resultante da maior área de contacto) e a maior protecção face a actos de vandalismo, impactos e exposição a

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. adriana.azevedo@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. miguel.salgado.de.oliveira@tecnico.ulisboa.pt
[3]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[4]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

temperaturas elevadas. No entanto, tanto o sistema de reforço EBR como o sistema NSM são susceptíveis à acção do fogo e a temperaturas elevadas, devido à natureza polimérica dos materiais constituintes, que sofrem um processo de transição vítrea. Neste processo, os materiais passam de um estado vítreo para um estado borrachoso, verificando-se uma redução da sua capacidade resistente e da sua rigidez e, por consequência, da sua aderência ao betão, colocando em risco o funcionamento de todo o sistema de reforço. A temperatura de referência para a qual este processo ocorre é denominada por temperatura de transição vítrea (T_g) e tipicamente varia entre 45 a 120˚C, para sistemas de reforço com CFRP. O limite inferior daquele intervalo de temperaturas pode ser facilmente atingido em situação de serviço em alguns elementos de betão armado, tais como coberturas ou tabuleiros de pontes.

Apesar da importância do tema, o número de estudos realizados sobre o comportamento ao fogo e a temperaturas elevadas de elementos de betão armado reforçados com sistemas de CFRP é bastante limitado, principalmente no que se refere à aderência betão-laminados de CFRP-NSM a temperaturas elevadas. No estudo de Palmieri *et al.* [1], foram executados ensaios de corte de junta dupla a temperaturas entre 20 e 100˚C, recorrendo a provetes de betão reforçados com varões e laminados de CFRP revestidos com uma camada superficial de areia, ambos instalados de acordo com a técnica NSM e utilizando um adesivo de colagem de base epoxídica (T_g de 65˚C, valor disponibilizado pelo fabricante). Os provetes foram primeiro aquecidos até à temperatura prevista durante 12 horas, para assegurar a uniformidade da temperatura ao longo da interface CFRP-betão, e depois carregados mecanicamente até à rotura. Os resultados obtidos mostraram algumas diferenças consoante o tipo de geometria utilizada; no entanto, os autores obtiveram as seguintes conclusões comuns a ambos os tipos de provetes: (i) verificou-se um aumento de resistência da ligação CFRP-betão para temperaturas inferiores à T_g do adesivo e uma redução da mesma para temperaturas superiores; (ii) para a máxima temperatura testada (100 ˚C), os provetes apresentaram uma resistência considerável, cerca de 29% a 48% da resistência a temperatura ambiente; e (iii) os modos de rotura alteraram-se de escorregamento do laminado através da rotura do adesivo para temperaturas inferiores à T_g, para o escorregamento do laminado através da interface CFRP-adesivo para temperaturas superiores à T_g.

No estudo de Yu e Kodur [2], foram executados ensaios de corte de junta simples em provetes de betão reforçados com laminados e varões de CFRP-NSM colados ao betão com dois tipos de adesivos de base epóxida ($T_g s$ de 82 ˚C e 120 ˚C, indicadas pelos fabricantes). Numa primeira fase, os provetes foram aquecidos até à temperatura objectivo (entre 100 ˚C e 400 ˚C, monitorizada no ar da câmara térmica e não nos provetes) e depois carregados mecanicamente até à rotura. Os resultados dos ensaios resumem-se nas seguintes conclusões: (i) a resistência da ligação CFRP-betão diminui consistentemente com o aumento da temperatura, contrariamente ao reportado no estudo [1]; (ii) como seria expectável, o adesivo com maior T_g apresentou maior resistência para as mesmas temperaturas; e (iii) a 400 ˚C, os provetes apresentaram uma resistência de 9% a 19% da resistência a temperatura ambiente (para os provetes reforçados com laminados); no entanto, importa salientar que estas temperaturas foram medidas no ar do interior da câmara térmica e não na interface CFRP-betão (como realizado em [1]).

No estudo de Firmo *et al.* [3], foram executados ensaios de corte de junta dupla a provetes de betão reforçados com laminados de CFRP-NSM colados ao betão com dois adesivos diferentes: (i) adesivo de base epoxídica (T_g = 47˚C, determinada através de ensaios DMA - *dynamic mechanical analysis* e definida com base no decaimento da curva do módulo de armazenamento); e (ii) adesivo de base cimentícia (T_g = 44˚C, determinada de igual forma). Nestes ensaios, os provetes foram aquecidos até à temperatura prevista, de 20 ˚C a 150 ˚C (monitorizada no adesivo no interior do rasgo) e depois carregados mecanicamente até à rotura. Os resultados dos ensaios mostraram (i) uma redução da resistência da ligação CFRP-betão consistente com o aumento da temperatura, superior para os provetes com o adesivo de base cimentícia; (ii) os modos de rotura passaram de colapso do betão por corte a temperatura ambiente, para escorregamento do laminado na interface CFRP-adesivo a temperaturas elevadas; e (iii) a 150˚C, os provetes apresentaram uma resistência de aderência considerável - entre 15% a 22%, no caso dos provetes com o adesivo de base epoxídica.

Os estudos apresentados em cima, além de serem em reduzido número, apresentam resultados divergentes em relação à evolução da resistência da ligação betão-CFRP-NSM a temperaturas elevadas. Neste contexto, o presente trabalho pretende contribuir para o avanço do conhecimento neste tema; para tal, foi realizado um estudo experimental sobre o comportamento da ligação entre provetes de betão e laminados de CFRP, instalados de acordo com a técnica NSM, a temperaturas elevadas de 20 ˚C a 270 ˚C, muito superior à temperatura máxima testada por Palmieri *et al*. [1] e Firmo *et al*. [3] (no trabalho de Yu e Kodur [2], a temperatura no adesivo não foi medida). Na presente campanha experimental foram realizados ensaios de junta simples a provetes compostos por um prisma de betão, reforçado com um laminado de CFRP inserido num rasgo previamente executado no betão e colado com um adesivo de base epoxídica; foram medidas as relações força *vs.* escorregamento nas pontas livre e carregada do laminado de CFRP (estes resultados não foram reportados na maioria dos estudos anteriores). Foram testados cinco provetes para cada temperatura entre 20 ˚C e 170 ˚C, com e sem extensómetros colados no laminado, e três provetes sem extensómetros instalados ao longo do comprimento colado para as temperaturas de ensaio 220 ˚C e 270 ˚C.

2. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

2.1 Campanha experimental

Com referido na secção anterior, a campanha experimental consistiu em ensaios de corte de junta simples a provetes de betão reforçados com laminados de CFRP, instalados de acordo com a técnica NSM, utilizando para tal um adesivo de base epoxídica. Estes ensaios foram realizados em regime estacionário, *i.e.*, os provetes foram aquecidos até à temperatura pré-definida e depois carregados mecanicamente até à rotura. Os provetes foram ensaiados até 270 °C, uma vez que, em estudos anteriores, para temperaturas mais reduzidas no adesivo de colagem (e.g. 150 °C), obtiveram-se resistências consideráveis [3]. Para cada temperatura, foram ensaiados cinco provetes (i) dois com oito extensómetros no comprimento colado e (ii) três sem extensómetros no comprimento colado. Os provetes com extensómetros permitiram quantificar a evolução das extensões no laminado de CFRP ao longo comprimento colado, enquanto que os provetes sem extensómetros permitiram quantificar a evolução da resistência da ligação com a temperatura (como se verá na secção 3.5, a colocação dos extensómetros no comprimento colado afectou negativamente a resistência e rigidez na ligação CFRP-betão – por esse motivo, esses resultados não foram considerados na determinação da resistência/rigidez da ligação colada). Foi utilizada a seguinte nomenclatura para identificar os provetes: T20_E_1 - provete ensaiado a 20°C (T20), com extensómetros no comprimento colado (E), sendo o primeiro provete dessa série (1).

2.2 Materiais

Os prismas de betão foram moldados com betão pronto, constituído por agregados de calcário e cimento Portland do tipo CEM II/A-L 42,5R (classificado de acordo com a norma EN-197-1 [4]). O betão apresentava as seguintes propriedades mecânicas à idade dos ensaios (132 dias): (i) resistência média à compressão de 28,7 MPa, e (ii) módulo de elasticidade de 27,2 GPa.

Os laminados de CFRP utilizados como reforço, com a designação comercial *S&P Laminates CFK 150/2000*, têm uma secção de 10 mm (largura) × 1,4 mm (espessura). Este material é constituído por fibras de carbono unidireccionais (aproximadamente 70% do peso do laminado) embebidas numa matriz de resina epoxídica. Os valores médios das propriedades em tracção dos laminados (determinadas de acordo com a norma ISO-527-5 [5]) são: (i) resistência, f_{fu}=2850 MPa, (ii) módulo de elasticidade, E_f = 168 GPa, e (iii) extensão última, ε_{fu}=1,6‰. A T_g dos laminados de CFRP (T_g = 83 °C) foi determinada através de ensaios DMA (taxa de aquecimento de 1°C/min) e definida com base no decaimento da curva do módulo de armazenamento (E') e a temperatura de decomposição (T_d) foi determinada através de ensaios TGA (análise termogravimétrica) e definida com base na variação de massa (cf. Fig. 1).

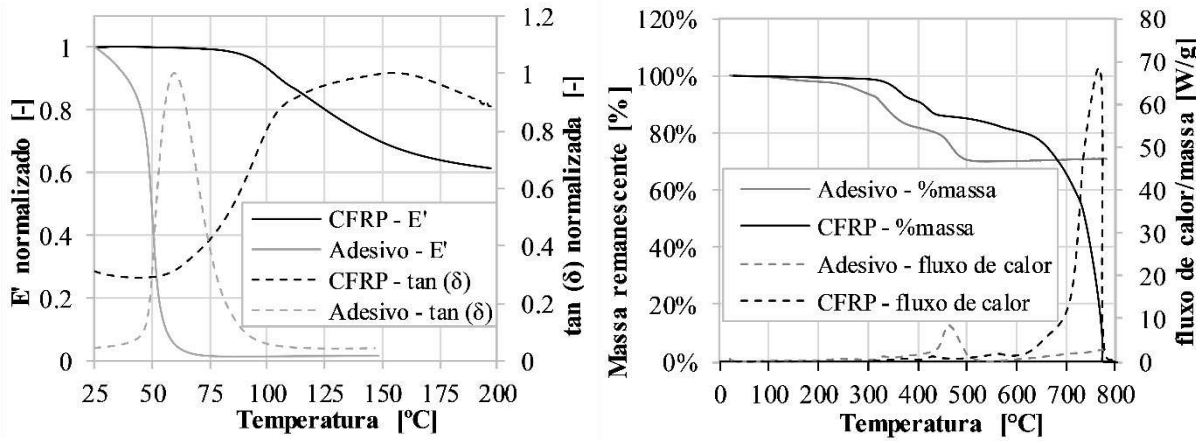


Fig. 1 – Determinação da temperatura de a) transição vítrea e de b) decomposição dos laminados de CFRP e do adesivo de base epoxídica [6].

Para materializar a ligação dos laminados de CFRP ao betão recorreu-se a um adesivo de colagem de base epoxídica, com a designação comercial *S&P Resin 220*. O módulo de elasticidade e resistência à tracção deste adesivo são E_a=10 GPa e τ_{au}=14 MPa, respectivamente (determinados de acordo com a norma ISO-527-2 [7]), e a sua T_g é 51°C (determinada de acordo com o mesmo método referido para os laminados de CFRP, cf. Fig. 1). Para além da resina epoxídica, este adesivo contém uma quantidade significativa de matéria inorgânica – cerca de 70% (cf. Fig. 1b).

2.3 Preparação e geometria dos provetes

A Fig. 2 apresenta a geometria dos provetes ensaiados, composta por um prisma de betão com secção transversal em forma de U, com dimensões exteriores de 200 × 160 × 250 mm. Para fixar os provetes ao sistema de aplicação de carga, foram utilizadas duas chapas de aço, uma com um sistema de conexão ao sistema de aplicação de carga (chapa superior, cf. Fig. 2b) e outra ligada à anterior por intermédio de varões de aço que atravessam o provete (chapa inferior, cf. Fig. 2b). Todo este sistema assegurava a verticalidade e alinhamento entre a direcção de aplicação de carga e a direcção longitudinal dos laminados. Os laminados de CFRP tinham 700 mm de comprimento, sendo o comprimento colado 200 mm; na ponta carregada, foram coladas chapas de aço para prevenir roturas prematuras do laminado junto à garra da máquina de ensaios. Os rasgos para instalação do reforço apresentavam 15 mm de profundidade e 5 mm de largura, de acordo com as recomendações do ACI 440.2R [8]. Importa ainda referir que o mesmo regulamento preconiza um comprimento de amarração a temperatura ambiente de 159 mm; no entanto, é conhecido que a temperaturas elevadas o comprimento de amarração necessário aumenta e, por esse motivo, no presente estudo optou-se por utilizar um comprimento de 200 mm.

Após a betonagem dos prismas de betão, a preparação dos provetes foi realizada da seguinte forma: (i) os rasgos foram efectuados utilizando uma serra diamantada; (ii) procedeu-se à limpeza dos rasgos para remoção das partículas e pó provenientes do corte; (iii) limparam-se os laminados de CFRP com acetona, e, em alguns deles, colaram-se extensómetros; (iv) preencheram-se os rasgos com adesivo; (v) introduziram-se os laminados até ao fundo dos rasgos (cf. Fig. 2a); e (vi) foram colocados dois termopares nos rasgos, um no fundo e outro na superfície exterior dos laminados (cf. Fig. 2c).

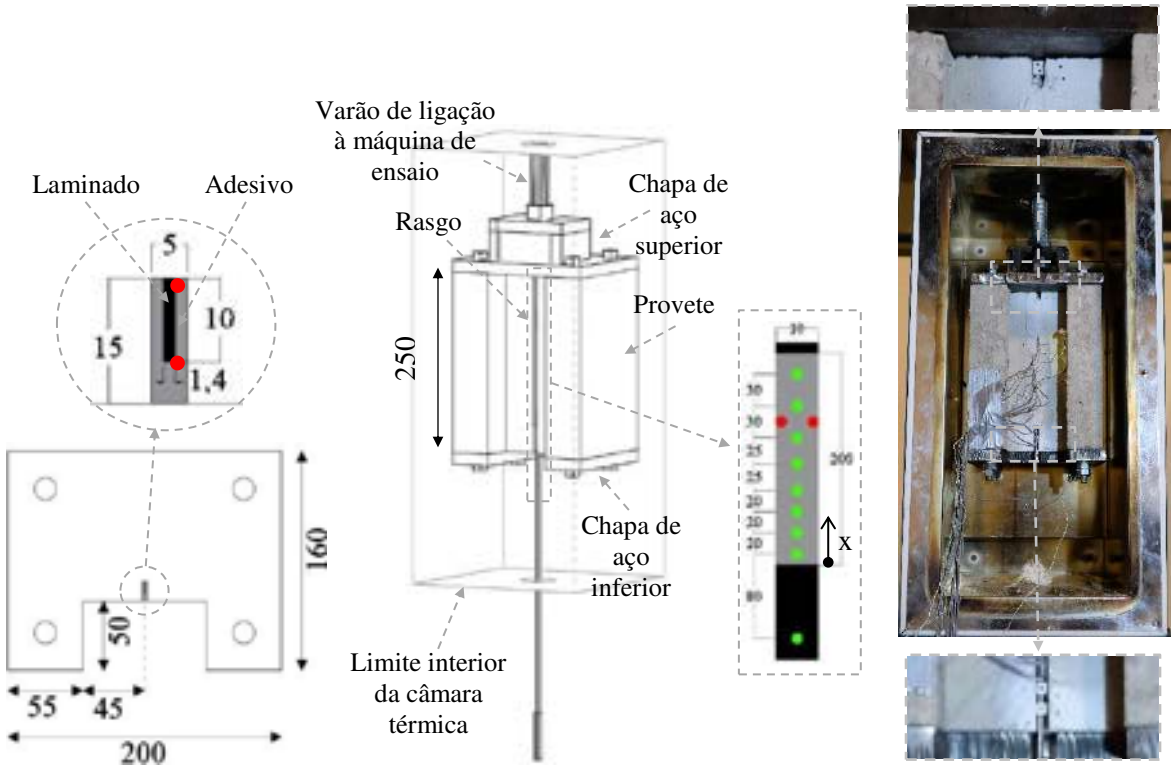


Fig. 2 – a) Planta da geometria dos provetes (termopares representados a vermelho); b) esquema do provete no interior da câmara térmica; c) corte longitudinal do laminado com a localização (x) dos extensómetros (verde) no comprimento colado (cinza) e dos termopares (vermelho); d) ensaio a 50 °C, com pormenor dos alvos seguidos pelo videoextensómetro (dimensões em mm).

2.4 Sistema de ensaio, instrumentação e procedimento experimental

Os ensaios foram realizados com recurso a uma máquina universal de ensaios (capacidade de carga de 250 kN) e uma câmara térmica (temperatura máxima de 300 °C) acoplada a esta (cf. Fig. 2d). A instrumentação utilizada permitiu medir os seguintes parâmetros durante os ensaios: (i) relação carga deslocamento da máquina de ensaios; (ii) temperatura no adesivo de colagem a duas profundidades do rasgo (fundo do rasgo e topo do laminado cf. Fig 2c) com recurso a termopares do tipo K (diâmetro exterior de 1,2 mm); (iii) escorregamento do laminado nas extremidades livre e carregada (cf. Fig. 2d) recorrendo a um videoextensómetro; (iv) extensões axiais no laminado ao longo do comprimento colado, recorrendo a oito extensómetros eléctricos do tipo BFLAB-5-3-3LJC-F para temperaturas até 50 °C e do tipo BFLAB-5-3 para temperaturas até 170 °C, posicionados de acordo com a Fig. 2c. Para a medição do escorregamento do laminado com recurso a videoextensometria, foram marcados alvos na superfície do laminado (nas extremidades livre e carregada) e na superfície do betão (em zonas adjacentes a ambas as extremidades do laminado), permitindo assim medir o deslocamento relativo (i.e., o escorregamento) (Fig. 2d).

O procedimento experimental adoptado resume-se nas seguintes fases: (i) aquecimento dos provetes, a uma velocidade média de 0,8 °C/min (medida no ar) até que o termopar posicionado no fundo do rasgo atingisse a temperatura objectivo; (ii) aperto do laminado na garra da máquina de ensaios e posterior aplicação da força de tracção até à rotura em controlo de deslocamento (velocidade de 0,6 mm/min, como definido num estudo anterior [3]). Refira-se que durante a fase (ii) a temperatura do provete foi mantida constante.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Curvas carga *vs.* deslocamento

A Fig. 3 mostra a relação carga-deslocamento da máquina de ensaios de todos provetes testados sem extensómetros no comprimento colado. Nesta figura é possível observar uma redução da carga máxima e da rigidez inicial das curvas com o aumento da temperatura. Estes resultados, que estão de acordo com o que seria de esperar, devem-se à redução das propriedades mecânicas e de aderência dos materiais constituintes do sistema de reforço, em particular para temperaturas superiores a 50 ºC (superiores à T_g do adesivo de colagem). Para além disso, conseguem-se distinguir 3 tipos de andamentos distintos das curvas: (i) a 20 e 50 ºC, as curvas são lineares até ao valor máximo de carga, seguindo-se uma redução abrupta de força devido à rotura do laminado (cf. secção 3.4); (ii) de 70 a 220 ºC, observa-se um troço inicial linear com redução progressiva de rigidez para valores de carga próximos da carga máxima, ao qual se seguiu uma diminuição abrupta e posterior estabilização (ou, em alguns casos, redução ligeira) da força; e, (iii) a 270 ºC, as curvas apresentam um troço praticamente horizontal, evidenciando resistência e rigidez praticamente nulas a esta temperatura.

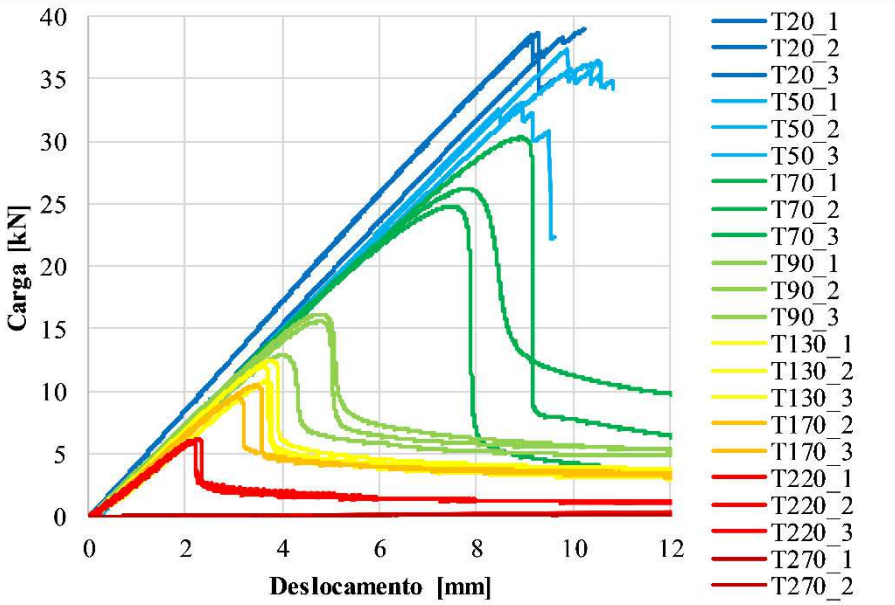


Fig. 3 – Curvas carga-deslocamento da máquina dos provetes ensaiados sem extensómetros no comprimento colado.

3.2 Curvas carga *vs.* escorregamento

A Fig. 4 mostra a relação carga-escorregamento na ponta carregada e na ponta livre de um provete representativo de cada temperatura (com excepção de 270 ºC, pelo facto de a resistência a esta temperatura ser aproximadamente nula). Até 50 °C, é possível verificar que (i) na ponta livre não há escorregamento significativo até à rotura do provete (por tracção do CFRP, cf. secção 3.2), o que mostra que até esta temperatura o comprimento colado adoptado (200 mm) é suficiente para mobilizar a resistência do reforço[5], e que (ii) na ponta carregada a evolução do carregamento com o escorregamento é não linear até à rotura. Com o aumento de temperatura, as curvas carga-escorregamento da ponta carregada apresentam um andamento qualitativamente semelhante à das curvas carga-deslocamento da máquina (descritas na secção anterior), salientando-se apenas a redução mais progressiva da força após se atingir o valor de carga máxima. Relativamente às curvas da ponta livre, para temperaturas iguais ou superiores a 70 ºC, observa-se que o escorregamento deixa de ser nulo a partir de um determinado valor de carga, valor esse que diminui com o aumento da temperatura – a partir desse instante, o andamento

[5] Recorde-se que, tal como referido na secção 2.3, para a geometria e materiais utilizados, o comprimento de amarração regulamentar a temperatura ambiente é 159 mm.

da curva é não linear até o valor máximo de carga ser atingido, verificando-se seguidamente uma redução progressiva de carga até ao momento em que as leituras do vídeo-extensómetro foram perdidas[6].

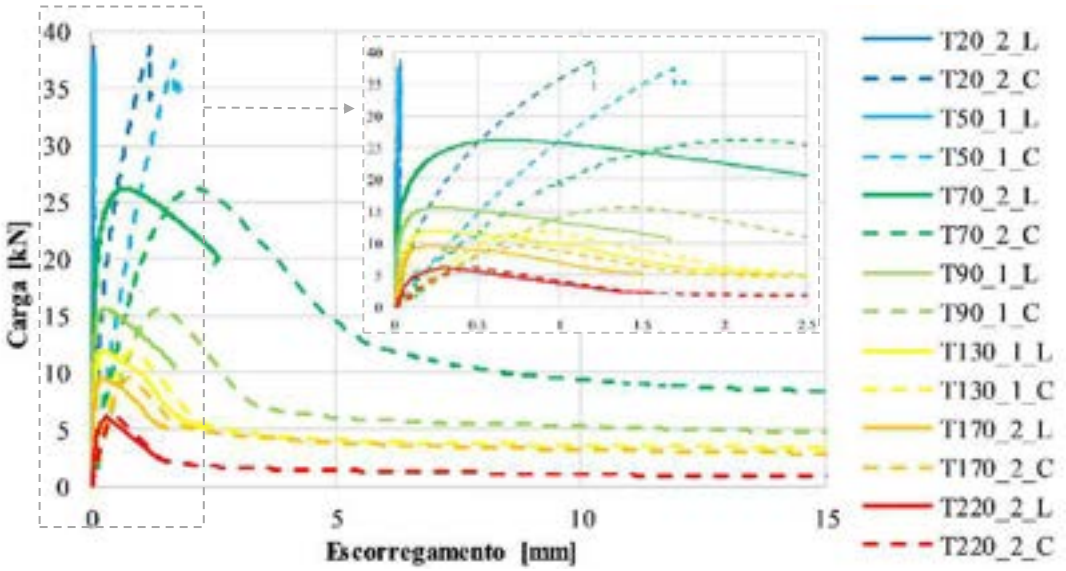


Fig. 4 – Curvas carga-escorregamento na ponta livre (L) e na ponta carregada (C) do laminado, de provetes representativos de cada temperatura.

3.3 Distribuição de extensões ao longo do comprimento colado

A Fig. 5 apresenta a distribuição de extensões axiais[7] no laminado ao longo do comprimento colado para diferentes percentagens da carga de rotura, em provetes representativos de cada temperatura (tomando em consideração a posição x dos extensómetros exemplificada na Fig. 2). O facto de os extensómetros se encontrarem colados aos laminados que, por sua vez, estão envolvidos por adesivo, fez com que alguns destes sensores não apresentassem leituras válidas (o escorregamento do laminado durante o ensaio danificou alguns dos extensómetros); nesses casos, esses valores anómalos foram eliminados da Fig. 5 e as leituras (válidas) dos extensómetros adjacentes foram unidas a traço interrompido.

A Fig. 5 mostra que a distribuição de extensões a temperatura ambiente é não linear, com deformações nulas no extensómetro mais próximo da ponta livre do laminado (x = 180 mm), indicando que o comprimento de colagem efectivo (comprimento necessário para que as extensões sejam nulas) é igual ou inferior a 180 mm; para além disso, como esperado, verifica-se que o valor máximo de extensões ocorre na posição mais próxima da ponta carregada do laminado (x = 10 mm). Com o aumento de carga, as extensões axiais no laminado aumentam em direcção à ponta carregada do laminado; a partir de 60% da carga máxima as extensões tendem a estabilizar nos extensómetros mais próximos da ponta carregada, indicando o descolamento do laminado. A 50°C, nota-se um aumento menos marcado de extensões em direcção à ponta carregada do laminado, *i.e.* a distribuição de extensões ao longo do comprimento colado é mais próxima de um andamento linear – este resultado, que era esperado [3], está relacionado com a diminuição de rigidez do adesivo de colagem com o aumento da temperatura. Para temperaturas superiores, a forma linear do andamento das extensões é mais evidente, assim como a redução significativa do valor das mesmas (relacionado novamente com a perda de resistência e de rigidez dos materiais constituintes do sistema de reforço). Enquanto que a temperatura ambiente o comprimento de colagem efectivo foi inferior ao comprimento colado adoptado (180 mm *vs.* 200 mm, respectivamente) a partir de 50 ºC já se notou um aumento deste parâmetro, assumindo um valor maior do que o comprimento colado.

[6] Para valores elevados de escorregamento na ponta livre, os alvos marcados no laminado penetraram no interior do adesivo, impossibilitando a leitura por parte do vídeo-extensómetro.
[7] Extensões devido apenas à aplicação de carga, *i.e.*, desprezando as extensões térmicas.

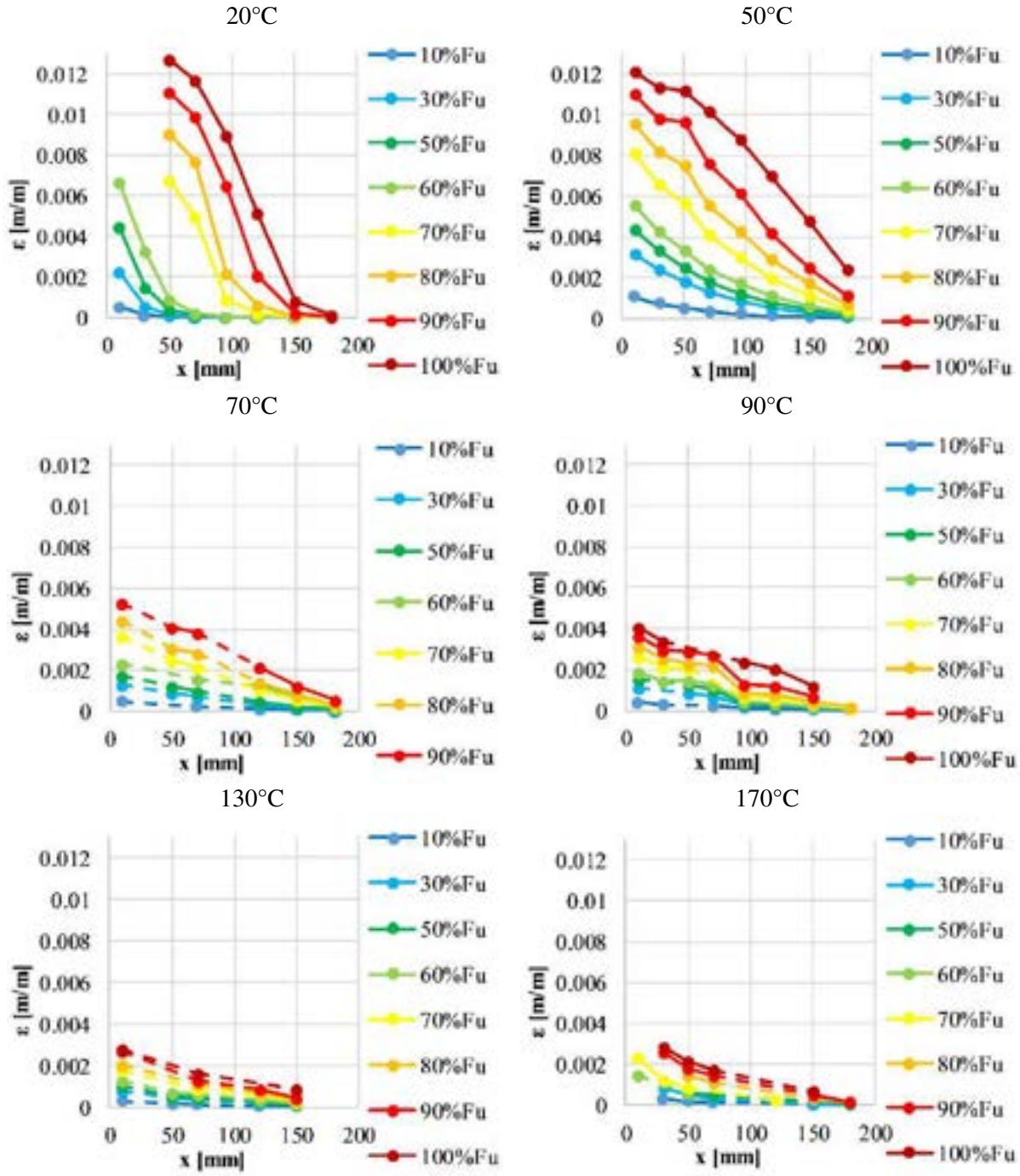
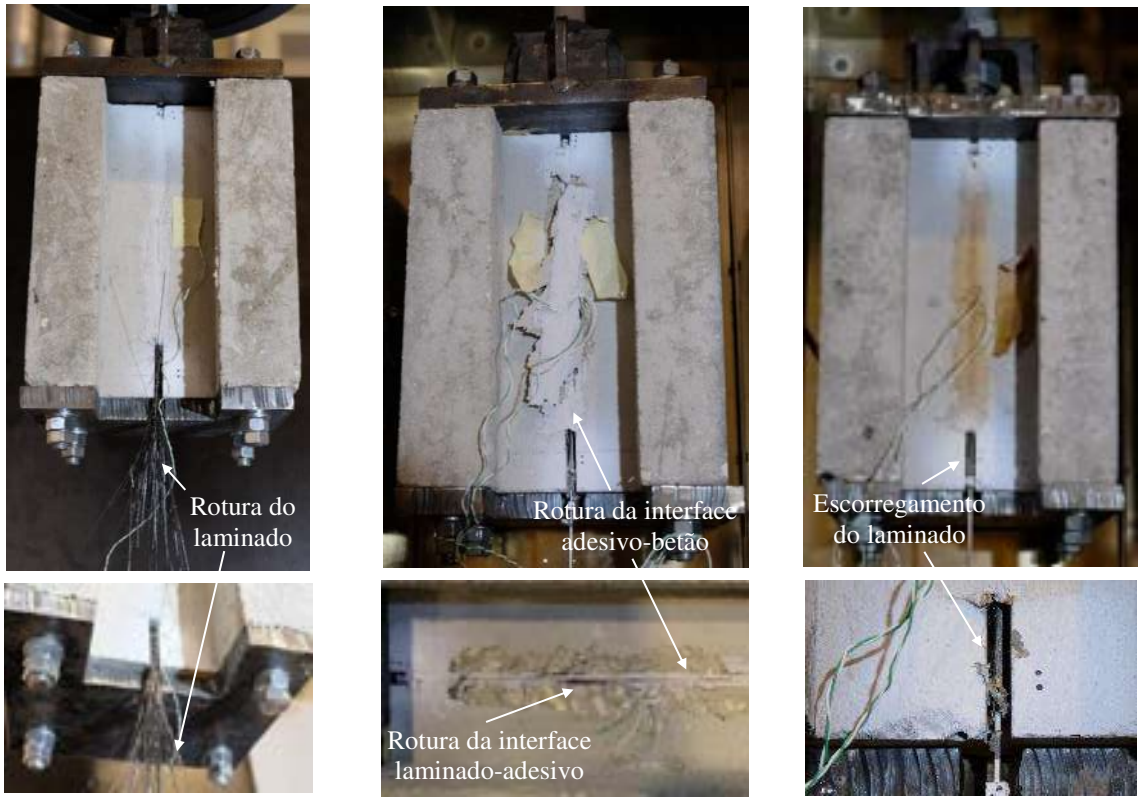


Fig. 5 – Distribuição de extensões (ε) ao longo do comprimento colado (x) para diferentes níveis de carga (percentagens da carga de rotura (Fu) a cada temperatura); comprimento colado = 200 mm.

3.4 Modos de rotura

A Fig. 6 ilustra os diferentes modos de rotura observados nos ensaios de corte de junta simples. A temperatura ambiente e a 50 °C, verificou-se a rotura por tracção do laminado de CFRP. A 70°C, observou-se uma rotura mista, que ocorreu simultaneamente na interface laminado-adesivo e na interface adesivo-betão. Para temperaturas superiores, a rotura deu-se exclusivamente na interface laminado-adesivo, evidenciando a perda acentuada das propriedades de aderência dos materiais do sistema de reforço.



a) b) c)

Fig. 6 – Modos de rotura: a) a 20˚C, b) a 70˚C e c) a temperaturas superiores.

3.5 Resistência da ligação CFRP-betão

Na presente campanha experimental, como mencionado, foram ensaiados provetes com e sem extensómetros instalados no laminado ao longo do seu comprimento colado. Na Fig. 7 apresentam-se as curvas representativas da relação carga-escorregamento das pontas carregada e livre do laminado obtidas a 50˚C em ambos os tipos de provetes (*i.e.*, com e sem extensómetros no comprimento colado). Como é possível observar, a presença dos extensómetros influenciou negativamente tanto a resistência como a rigidez da ligação; por este motivo, para a avaliação destes parâmetros, não foram considerados os resultados obtidos nos provetes com extensómetros.

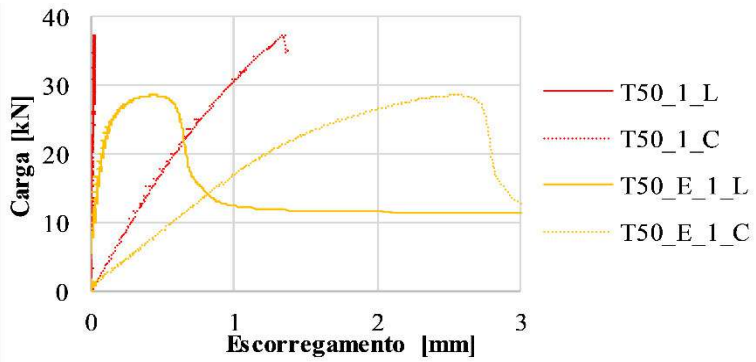


Fig. 7 – Curvas carga-escorregamento para 50°C de provetes com extensómetros (E) e sem extensómetros.

A Fig. 8 compara a carga de rotura normalizada, em função da temperatura, dos provetes ensaiados no presente estudo com os de estudos semelhantes disponíveis na literatura. A figura mostra que a redução da resistência com a temperatura é consistente nos diferentes estudos, podendo ser dividida em quatro fases distintas: (i) uma primeira redução de cerca de 5% a 30% até cerca de 50 °C a 60 °C, associada ao início do processo de transição vítrea do adesivo; (ii) uma segunda redução mais acentuada, de cerca de 50% a 70%, até cerca de 90 °C, consequência do desenvolvimento desse processo; (iii) uma terceira fase de estabilização, até cerca de 170 °C,

em que a redução da resistência é menor, de 60% a 75%, e (iv) uma quarta redução mais acentuada, entre 170 ºC e 270 ºC, de cerca de 75% a 100%, associada ao início do processo de decomposição do adesivo; recorde-se que para o adesivo utilizado no presente estudo, o processo de decomposição inicia-se a cerca de 200 ºC (cf. Fig. 1b)(reduções relativas à resistência a temperatura ambiente).

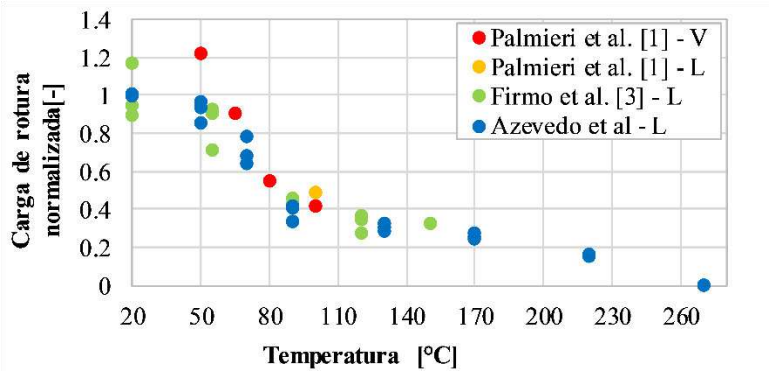


Fig. 8 – Carga de rotura normalizada em função da temperatura para reforço com varões (V) e laminados (L).

4. CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou os resultados de uma campanha experimental sobre o comportamento a temperatura elevada da ligação colada entre betão e laminados de CFRP-NSM. Os resultados obtidos contribuíram para o avanço do conhecimento num tema com claras necessidades de investigação, destacando-se as seguintes conclusões: (i) as curvas carga-escorregamento apontam para uma redução da resistência e da rigidez de ligação, devido ao processo de transição vítrea dos materiais constituintes, em especial do adesivo de colagem; (ii) a rigidez e resistência da ligação a 270 °C podem ser consideradas aproximadamente nulas; (iii) o andamento das extensões axiais no laminado ao longo do comprimento colado altera-se com o aumento da temperatura, passando de não linear a temperatura ambiente, para aproximadamente linear a temperaturas elevadas, devido, sobretudo, à redução de rigidez do adesivo; (iv) o comprimento de colagem efectivo aumenta com o aumento da temperatura, ultrapassando o comprimento colado adoptado nos ensaios para temperaturas iguais ou superiores a 50 ºC; (v) a redução da resistência da ligação betão-CFRP com a temperatura obtida no presente estudo, além de ser consistente com a reportada em estudos anteriores, complementa a informação disponível na literatura, sobretudo para as temperaturas mais elevadas.

REFERÊNCIAS

[1] Palmieri, A. [et al.] (2011). Bond behavior of NSM FRP bars at elevated temperatures. First Middle East Conf. Smart Monit. Assess. Rehabil. Civ. Struct. (SMAR 2011), p. 8 pages.

[2] B. Yu, V. Kodur (2014). Effect of temperature on strength and stiffness properties of near-surface mounted FRP reinforcement. Compos. Part B Eng., vol. 58, pp. 510–517.

[3] Firmo, J.P. [*et al.*] (2015). Bond Behavior between Near-Surface-Mounted CFRP Strips and Concrete at High Temperatures, J. Compos. Constr., vol. 19, n. 4, p. 04014071.

[4] EN-197-1. 2000. Cement. Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements, Brussels, Belgium.

[5] ISO 527-5. 2009, Plastics - Determination of tensile properties - Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites, Measurement., Geneva.

[6] Firmo, J.P. (2015). Fire Behaviour of Reinforced Concrete Structures Strengthened with CFRP Strips, Tese de doutoramento em Engenharia Civil, IST, Universidade de Lisboa.

[7] ISO-527-2 (2012). Plastics - Determination of tensile properties - Part 2: Test conditions for moulding and extrusion plastics., Geneva.

[8] ACI 440-2R (2008). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Farmington Hills.

Influência da temperatura elevada na aderência entre betão e varões em compósito de GFRP nervurados – ensaios de arrancamento

Inês C. Rosa[1] **Pietro Mazzuca[2]** **João P. Firmo[3]** **João R. Correia[4]**

RESUMO

Os varões de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) têm vindo a ser utilizados como uma alternativa não corrosível aos varões de aço, especialmente em ambientes muito agressivos. Contudo, o comportamento destes varões a temperatura elevada e em situação de incêndio é motivo de preocupação, pois as suas propriedades mecânicas apresentam reduções significativas com a temperatura, especialmente quanto se aproxima e ultrapassa a temperatura de transição vítrea da matriz polimérica, geralmente situada entre 65-150 ºC. Para além disso, a temperatura elevada tem um papel relevante na deterioração da aderência dos varões de GFRP ao betão. Este aspeto é particularmente relevante, mesmo para temperaturas moderadamente elevadas, visto que vários autores têm vindo a reportar colapsos prematuros de lajes armadas com varões de GFRP, expostas ao fogo, devido ao escorregamento dos varões nas zonas de emenda. Contudo, apesar da sua importância, poucos estudos têm abordado este tema. Este artigo apresenta um estudo experimental sobre a aderência entre betão e varões de GFRP a temperaturas moderadamente elevadas. Foram realizados ensaios de arrancamento em varões de GFRP nervurados, embebidos em cilindros de betão, desde a temperatura ambiente até 300 ºC; nestes ensaios, também foi avaliada a influência do perfil das nervuras e do diâmetro do varão (8 mm *vs.* 12 mm, num dos tipos de nervuras). Os provetes foram aquecidos até uma temperatura predefinida (medida na interface varão-betão), aplicando-se em seguida uma força de tração ao varão; a carga aplicada e o escorregamento varão-betão nas pontas livre e carregada foram medidos durante o ensaio. Os resultados obtidos confirmaram que a rigidez e resistência da interface GFRP-betão apresentam reduções significativas com a temperatura. Os resultados destes ensaios foram comparados com os obtidos numa campanha experimental similar, desenvolvida pelos autores, em varões de GFRP com acabamento em areia: esta comparação mostrou que a aderência dos varões nervurados é significativamente menos afetada pela temperatura do que a dos varões com acabamento em areia.

Palavras-chave: varões de GFRP nervurados; aderência betão-GFRP; temperatura elevada; ensaios de arrancamento.

1. INTRODUÇÃO

A corrosão das armaduras de aço é um dos principais problemas que afeta a durabilidade das estruturas de betão armado, sendo particularmente preocupante em ambientes costeiros e de exposição a sais de degelo (*e.g.*, em estruturas marítimas e tabuleiros de pontes em zonas com neve) e, também, em ambientes em contacto com resíduos químicos e radioactivos (*e.g.*, em instalações industriais). Nestas aplicações, quer em construção nova, quer em reabilitação de estruturas existentes, a utilização de varões

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ines.rosa@tecnico.ulisboa.pt
[2] Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Cosenza, Itália. pietro.mazzuca94@gmail.com
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[4]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) tem vindo a crescer como uma alternativa não corrosível aos varões de aço; além da sua elevada resistência à tracção, os varões de GFRP possuem ainda peso próprio reduzido, transparência electromagnética e reduzidos requisitos de manutenção [1].

Não obstante as referidas vantagens, existe ainda uma falta de conhecimento no que se refere ao comportamento destes varões a temperatura elevada e em situação de incêndio, o que dificulta a sua utilização em edifícios; de facto, de uma forma conservativa, esta utilização (ainda) não é recomendada na maioria dos regulamentos existentes. É sabido que as propriedades mecânicas dos varões de GFRP (*e.g.,* a resistência à tracção e o módulo de elasticidade) sofrem reduções significativas com a temperatura, especialmente na proximidade da temperatura de transição vítrea (T_g) da sua matriz polimérica, geralmente situada entre 65 ºC e 150 ºC [2]. Os estudos já realizados têm mostrado que também a aderência dos varões de GFRP ao betão é significativamente deteriorada com o aumento da temperatura, condicionando o desempenho de estruturas de betão armadas com este tipo de varões, expostas a temperaturas elevadas e a condições de incêndio. Alguns autores (*e.g.,* [3, 4]) reportaram a ocorrência de colapsos prematuros de lajes armadas com varões de GFRP expostas ao fogo, tendo identificado o escorregamento dos varões nas zonas de emenda como a causa do colapso. A redução da aderência dos varões ao betão com a temperatura constitui assim um aspecto muito relevante no dimensionamento de elementos de betão armado expostos ao fogo; contudo, a literatura carece ainda de uma compreensão mais aprofundada dos mecanismos de degradação que ocorrem na interface GFRP-betão a temperatura elevada. Parâmetros como o acabamento superficial do varão, a sua geometria, o seu diâmetro e o comprimento aderente ao betão são reportados como passíveis de afetar a aderência dos varões a temperatura elevada; todavia, o número de estudos que investiga a influência destes parâmetros é ainda limitado [5].

Este artigo apresenta um estudo experimental sobre o efeito de temperaturas moderadamente elevadas no comportamento da aderência entre varões nervurados de GFRP e betão. A campanha experimental consistiu em ensaios de arrancamento realizados em varões de GFRP embebidos em cilindros de betão, aquecidos a temperaturas desde 20 ºC até 300 ºC. Neste estudo, foi investigada a influência (i) do acabamento superficial do varão, tendo sido comparado o comportamento de dois varões nervurados com um varão com acabamento em areia, estudado anteriormente pelos autores [6], e (ii) do seu diâmetro (8 mm *vs.*12 mm, num dos tipos de varões nervurados) nas propriedades de aderência a temperatura elevada.

2. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

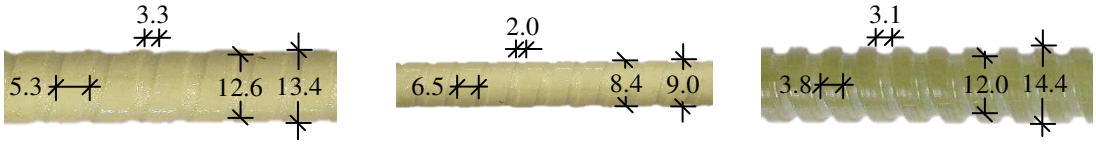
2.1 Programa de ensaio

Foram realizados ensaios de arrancamento (*pull-out*) em varões de GFRP nervurados embebidos em cilindros de betão, desde a temperatura ambiente (20 ºC) até 300 ºC. O estudo do comportamento de aderência dos varões a temperatura elevada teve como objectivo avaliar: (i) a influência do acabamento superficial do varão, em particular da geometria de nervuras (série 1: provetes RB-A-D12 e RB-B-D12); e (ii) a influência do diâmetro do varão, 8 mm *vs.* 12 mm, num dos tipos de nervuras (série 2: provetes RB-A-D8 e RB-A-D12).

2.2 Materiais

Os varões de GFRP nervurados utilizados neste estudo foram fornecidos pela empresa *Shöck* (modelo *ComBAR*) encontrando-se as suas propriedades listadas no Quadro 1. Na série 1 foram comparados os dois tipos de acabamentos nervurados ilustrados na Fig. 1 (tipo A e B), tratando-se de varões com igual diâmetro mas com geometria de nervuras e T_g's diferentes. Na série 2 foram utilizados varões nervurados do tipo A (*i.e.*, com a mesma T_g e acabamento superficial) com dois diâmetros distintos (8 mm e 12 mm). A temperatura de transição vítrea (T_g) dos varões foi determinada através de análises

dinâmicas mecânicas (DMA) realizadas de acordo com a norma ASTM E1640; o valor foi determinado com base na temperatura de início de decaimento da curva do módulo de armazenamento.



(a) Varão nervurado tipo A RB-A-D12

(b) Varão nervurado tipo A RB-A-D8

(c) Varão nervurado tipo B RB-B-D12

Figura 1. Tipos de varões nervurados (*ribbed*, RB) testados (dimensões em [mm])

Quadro 1. Propriedades dos varões nervurados.

Tipo de varão	Diâmetro comercial [mm]	Resistência à tracção[1] [MPa]	Módulo de elasticidade[1] [GPa]	Profundidade das nervuras [mm]	Teor em fibra	T_g [ºC]	Resina
RB-A-D8	8	1500	60	0.6	87%	156	Viniléster
RB-A-D12	12	1350		0.8			
RB-B-D12	12	1000	55	2.4	72%	104	Viniléster-epóxi

[1] Valores de fabricante (temperatura ambiente).

Os cilindros de betão foram produzidos utilizando um betão da classe C25/30 com cimento tipo CEM II/A-L 42.5R e agregados calcários com dimensão máxima 22 mm. As propriedades de compressão do betão foram determinadas à idade de início dos ensaios de arrancamento (272 dias), tendo-se obtido um valor de resistência à compressão do betão de 31.7 MPa. Durante esse período, os provetes de arrancamento, assim como os cubos utilizados para caracterizar as propriedades do betão, foram curados em instalações laboratoriais (temperatura ambiente e humidade relativa interiores, mas não controladas).

2.3 Descrição dos provetes, instrumentação e procedimento de ensaio

A geometria dos provetes de arrancamento encontra-se esquematizada na Fig. 2, consistindo em cilindros de betão (150 mm em altura e 150 mm de diâmetro) com um varão de GFRP embebido ao longo do eixo central do cilindro. O comprimento aderente ao betão adoptado foi 5 vezes o diâmetro do varão (correspondendo ao valor recomendado pela generalidade das normas de ensaio, *e.g.* ASTM D7913 e ACI 440.3R-12); o comprimento não aderente foi materializado através de um tubo de PVC. Por forma a evitar roturas prematuras na zona de aperto da máquina de ensaio, a extremidade carregada do varão foi protegida com um tubo de aço inoxidável preenchido com resina epóxida bi-componente. Ensaios preliminares realizados aos varões do tipo RB-B até 140 ºC apresentaram roturas indesejadas (por fendilhação do betão, *i.e.*, por *splitting*); por este motivo, e por forma a obter uma rotura por arrancamento do varão (*i.e.*, por *pull-out*), todos os provetes do tipo RB-B foram confinados com quatro abraçadeiras de aço inox (28 mm de largura) distribuídas ao longo da altura do cilindro de betão e apertadas com um torque de 15 N.m.

Os ensaios de arrancamento foram realizados de acordo com o esquema de ensaio representado na Fig. 3, composto por uma estrutura metálica (que actua como dispositivo de reacção) na qual o provete foi posicionado e conectado a uma máquina universal de ensaio *Instron* (capacidade de carga de 250 kN); a estrutura foi por sua vez instalada no interior de uma câmara térmica *Tinius Olsen*. A temperatura do provete foi medida na interface betão-varão de GFRP, a meia altura do comprimento aderente (*cf.*, Fig. 2), através de termopares do tipo K. O deslizamento das extremidades livre (superior) e carregada (inferior) do varão foi medido através da técnica de videoextensometria, consistindo numa câmara de vídeo de alta definição *Sony* posicionada num tripé, que mediu o deslocamento relativo entre alvos marcados no varão e em cantoneiras fixas ao cilindro de betão e à chapa metálica inferior (tal como ilustrado na Fig. 3), medindo assim o deslizamento relativo à extremidade livre e carregada do varão, respectivamente.

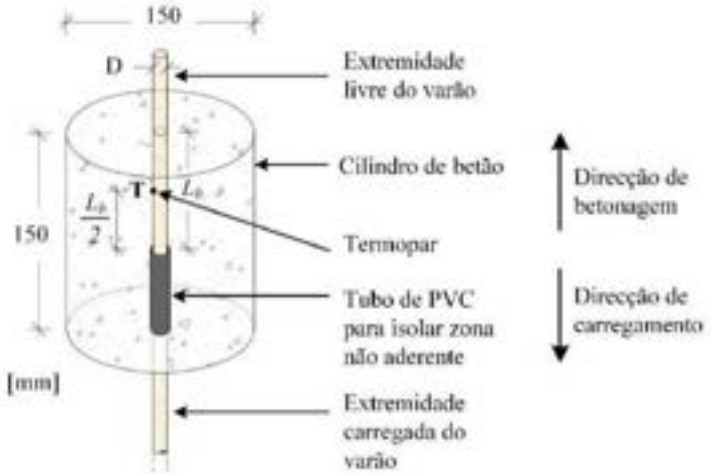


Figura 2. Geometria dos provetes de arrancamento e localização do termopar na interface betão-GFRP.

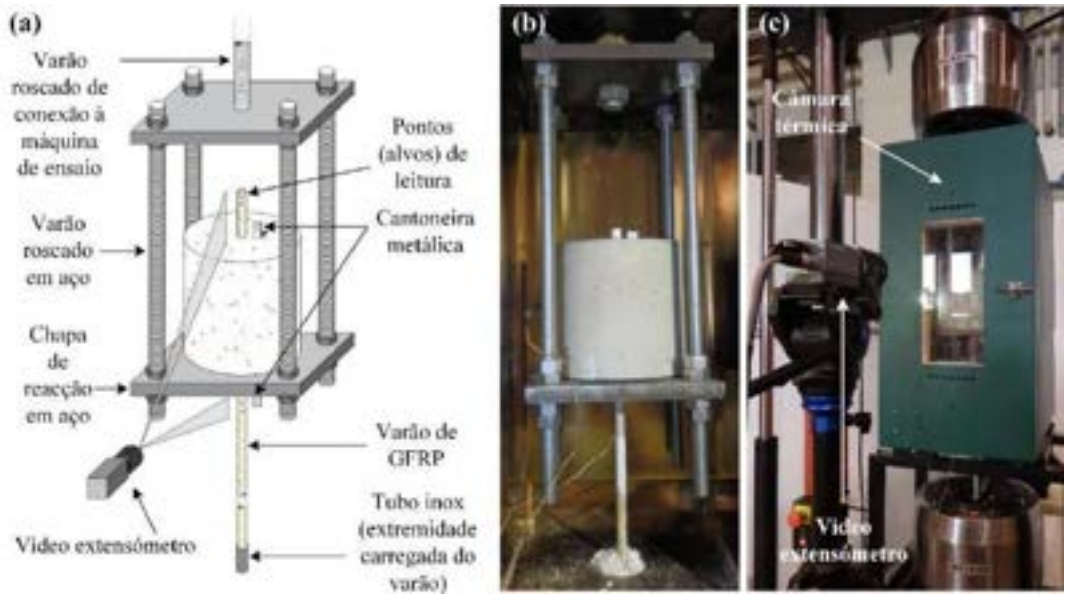


Figura 3. a) Esquema dos ensaios de arrancamento; b) vista do provete no interior da câmara térmica; c) vista exterior da câmara térmica e do vídeo-extensómetro.

O procedimento de ensaio foi divido em duas fases. Primeiramente, os provetes foram aquecidos até à temperatura objectivo; a taxa média de aquecimento do ar no interior da câmara térmica foi de 8.6 ºC/min. Depois, mantendo a temperatura da interface constante na temperatura objectivo, a extremidade carregada do varão foi traccionada até à rotura, em controlo de deslocamentos, a uma velocidade de 1 mm/min (valor definido de acordo com a norma ASTM D7913). Devido à altura limitada da janela da câmara térmica, os ensaios foram realizados até os alvos deixarem de ser rastreáveis. Para cada temperatura, foram testados pelo menos três provetes em cada série de ensaios.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

3.1 Curvas tensão de aderência média-deslizamento

Apresentam-se nas Figs. 4, 5 e 6 as curvas de tensão de aderência média-deslizamento (nas extremidades livre e carregada) para os provetes RB-A-D12 (séries 1 e 2), RB-B-D12 (série 1) e RB-A-D8 (série 2), respectivamente. Note-se que: (i) as curvas dizem respeito às curvas médias obtidas a cada temperatura

de ensaio; (ii) no que se refere às curvas relativas à extremidade carregada, a parcela correspondente ao alongamento do varão foi quantificada (e descontada dos resultados ilustrados nestas figuras) considerando o modelo de degradação do módulo de elasticidade obtido na campanha experimental realizada por Hajiloo *et al.* [7] em varões nervurados do mesmo fabricante que os utilizados no presente estudo. De uma forma geral, as curvas apresentaram um andamento similar: o comportamento foi aproximadamente linear até ser atingido o valor máximo da tensão média de aderência, a partir da qual se deu uma queda gradual da tensão com o aumento do deslizamento (tanto menos abrupta quanto maior a temperatura de ensaio). Para valores de deslizamento elevados, as curvas apresentam um patamar de tensão, particularmente extenso para as temperaturas de ensaio mais elevadas (acima de 200 ºC). Refira-se que este patamar não foi observado nos provetes RB-B-D12 (Fig. 5) ensaiados às temperaturas de 20 ºC e 60 ºC, possivelmente devido às mudanças nos modos de rotura observados abaixo e acima de 60 ºC (*cf.* secção 3.2).

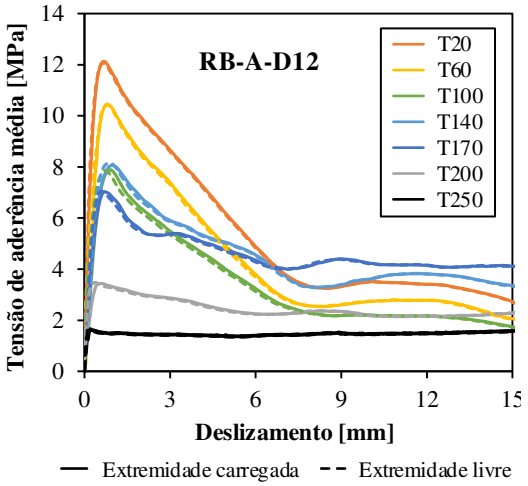


Figura 4. Curvas tensão de aderência média-deslizamento na extremidade carregada (curva contínua) e livre (curva tracejada) para os provetes RB-A-D12 (séries 1 e 2).

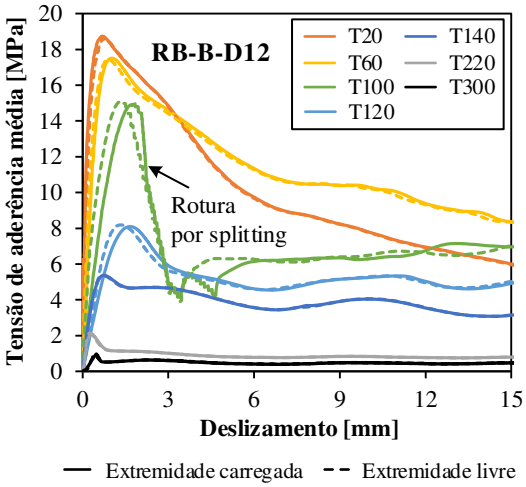


Figura 5. Curvas tensão de aderência média-deslizamento na extremidade carregada (curva contínua) e livre (curva tracejada) para os provetes RB-B-D12 (série 1).

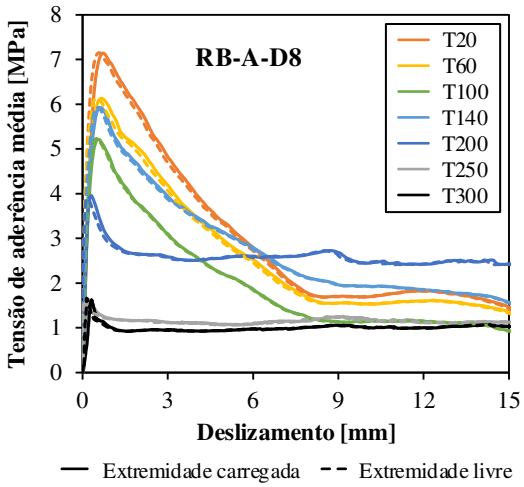


Figura 6. Curvas tensão de aderência média-deslizamento na extremidade carregada (curva contínua) e livre (curva tracejada) para os provetes RB-A-D8 (série 2).

Em todos os provetes observou-se uma redução progressiva do valor máximo da tensão média e da rigidez de aderência (correspondente ao declive inicial do troço ascendente) com o aumento da temperatura de ensaio. Referem-se, contudo, as seguintes exceções: no que diz respeito aos provetes RB-A-D12, a tensão de aderência média apresentou um patamar de redução entre 100 ºC e 140 ºC,

observando-se uma tendência similar nos provetes RB-A-D8 entre 60 ºC e 140 ºC (*cf.* Fig. 10); a rigidez de aderência dos provetes RB-A-D12 também não apresentou praticamente nenhuma redução entre 100 ºC e 170 ºC, ainda que o dano na interface GFRP-betão se tenha alterado (*cf.* secção 3.2). Nos provetes RB-B-D12, a redução da rigidez de aderência não foi contínua e gradual para temperaturas acima de 120 ºC (*cf.* Fig. 5); isto poderá ter-se devido ao efeito da expansão térmica do varão, cujo efeito (aumento da fricção betão-varão) se terá sobreposto à degradação térmica da interface. Na série de provetes RB-A-D8 (Fig. 6), a rigidez de aderência manteve-se praticamente inalterada até 200 ºC, temperatura a partir da qual a rigidez se começou a degradar.

3.2 Modos de rotura

Em ambas as séries, e para a maior parte das temperaturas testadas, a rotura dos provetes ocorreu por deslizamento do varão de GFRP ao longo do comprimento aderente ao betão. A única exceção foram os provetes RB-B-D12 testados a 100 ºC, os quais (embora confinados) apresentaram roturas por *splitting* (conforme identificado na Fig. 5); uma possível explicação para o sucedido poderá estar relacionada com o facto de para esta temperatura, a expansão radial do varão ser possivelmente mais significativa do que a degradação térmica da interface GFRP-betão, aumentando assim a fricção entre o varão e o betão. Além disso, este resultado evidenciou que, apenas neste caso particular, o confinamento aplicado com recurso a cintas metálicas (*cf.* secção 2.3) não foi suficiente para evitar a ocorrência deste modo de rotura indesejado.

Apresenta-se na Fig. 7 o aspecto da interface GFRP-betão dos varões RB-A-D12 e RB-A-D8 (série 2) após a realização dos ensaios de arrancamento. Na Fig. 7 é possível observar que, para as temperaturas mais reduzidas e até 140 ºC, a rotura ocorreu com esmagamento do betão entre as nervuras do varão. Para temperaturas acima da T_g (156 ºC), as nervuras foram sendo gradualmente arrancadas do núcleo do varão, conforme se ilustra na Fig. 7b. A 300 ºC, as nervuras foram completamente arrancadas e o núcleo apresentou uma quantidade significativa de fibras longitudinais partidas (Fig. 7c); para esta temperatura é ainda de notar a ocorrência de alguma decomposição do material polimérico dos varões de GFRP.



Figura 7. Provetes RB-A-D12 e RB-A-D8 testados às seguintes temperaturas: (a) 20 ºC a 140 ºC, (b) 250 ºC e (c) 300 ºC.

No que se refere aos varões nervurados do tipo B, a 20 ºC a rotura ocorreu com o esmagamento do betão entre as nervuras do varão (Fig. 8a); entre 100 ºC e 220 ºC, os varões apresentaram duas zonas de dano distintas: uma zona onde as nervuras permaneceram intactas e outra, mais danificada (correspondente à zona inicialmente aderente ao betão), na qual as nervuras foram completamente destruídas (Fig. 8b); a 60 ºC, observou-se uma transição nos modos de rotura observados a 20 ºC e 100 ºC. A 300 ºC (Fig. 8c), o dano no varão foi mais severo: grande parte das nervuras foram arrancadas e as fibras longitudinais do varão (mais superficiais) encontravam-se partidas.



Figura 8. Provetes RB-B-D12 testados às seguintes temperaturas: (a) 20 ºC, (b) 100 ºC a 220 ºC e (c) 300 ºC.

3.3 Resistência de aderência

Apresenta-se na Fig. 9 a variação da resistência de aderência média (em valor absoluto) em função da temperatura obtida nas duas séries de ensaio. Representam-se também os resultados de ensaios de arrancamento, relativos a um estudo realizado paralelamente pelos autores (*cf.* Rosa *et al.* [8]) em varões de GFRP com acabamento em areia e fibras enroladas em forma de helicoide (série SC); estes varões possuíam um diâmetro de 10 mm e uma T_g de 98 ºC, tendo os ensaios de arrancamento sido realizados desde 20 ºC até 140 ºC em condições idênticas às descritas no presente estudo.

A figura mostra que à temperatura ambiente (20 ºC), os varões com acabamento em areia exibiram uma resistência de aderência superior à dos varões nervurados. Constata-se que, à semelhança do que seria expectável, os varões com nervuras mais profundas (neste caso, com acabamento do tipo B), até ao valor da respectiva T_g (~100 ºC), apresentaram uma resistência de aderência significativamente superior à obtida pelos varões com acabamento do tipo A; contudo, e conforme descrito abaixo, os varões do tipo B foram aqueles nos quais a degradação da aderência foi mais rápida (*i.e.*, ocorreu para temperaturas inferiores), visto possuírem uma temperatura de transição vítrea mais reduzida comparativamente aos varões do tipo A (104 ºC *vs.* 156 ºC). Os varões com diâmetro igual a 12 mm apresentaram também valores de resistência na interface superiores àqueles obtidos em varões com diâmetro igual a 8 mm, até temperaturas na proximidade da respectiva T_g. Tal como se observa na Fig. 9, apesar das diferenças apresentadas pelas tipologias de varões referidas (no que diz respeito ao seu diâmetro, geometria de nervuras e T_g), em termos absolutos, os valores de resistência de aderência para temperaturas acima da temperatura de transição vítrea dos respectivos varões foram ainda assim similares (*cf.* Quadros 2 e 3).

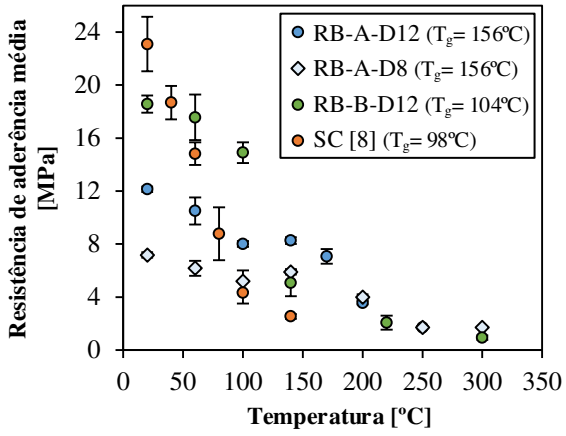


Figura 9. Resistência de aderência média (valores absolutos) em função da temperatura.

Representa-se na Fig. 10 a variação do valor normalizado da resistência de aderência média em função da temperatura. É possível observar que, de uma forma geral, a degradação da aderência na interface GFRP-betão dos varões nervurados ocorreu de uma forma mais severa para temperaturas superiores às respectivas T_g, ao contrário do que se observou nos varões com acabamento em areia, nos quais a

degradação da resistência se deu sobretudo na aproximação à transição vítrea da matriz (ou seja, para temperaturas inferiores à T_g).

À semelhança dos varões com acabamento em areia, os varões nervurados do tipo B apresentaram uma redução contínua e gradual da resistência de aderência com a temperatura. De facto, apesar da T_g dos referidos varões ser similar (98 ºC e 104 ºC, respectivamente), a redução da aderência nos varões com acabamento em areia ocorreu para temperaturas muito inferiores àquela apresentada pelos varões nervurados do tipo B. Conforme se indica nos Quadros 2 e 3, a 100 ºC a redução da resistência de aderência média nos varões nervurados do tipo B foi de 20% comparativamente à resistência obtida à temperatura ambiente, enquanto que nos varões com acabamento em areia essa redução foi de aproximadamente 80%. Esta diferença parece dever-se sobretudo à ocorrência de modos de rotura distintos na interface GFRP-betão: (i) nos varões com acabamento em areia, a rotura ocorreu por abrasão da camada superficial de areia e arrancamento das fibras helicoidais (deixando a superfície do varão praticamente lisa); note-se ainda que a camada superficial destes varões é constituída por um material polimérico que é responsável pela aderência das partículas de areia – estes resultados parecem indicar que este material será mais susceptível à temperatura do que a matriz do núcleo destes varões; (ii) conforme referido na secção 3.2, para o intervalo de temperaturas correspondente (entre 20 ºC e 140 ºC), a rotura dos varões nervurados do tipo B caracterizou-se pelo esmagamento do betão entre as nervuras do varão (sem que se tenha observado qualquer dano nas mesmas). O efeito de *interlock* das nervuras desempenha assim o mecanismo de aderência dominante nos varões nervurados, algo que não se verifica nos varões com acabamento em areia (nos quais predominam as forças de atrito e fricção).

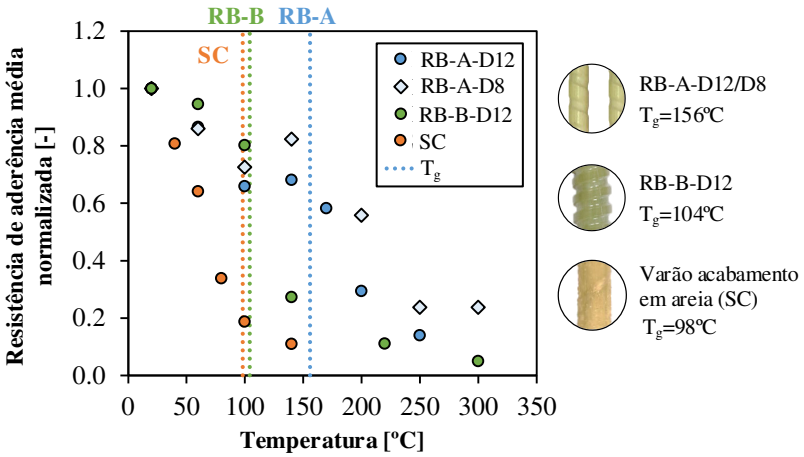


Figura 10. Resistência de aderência média (valores normalizados) em função da temperatura.

No que diz respeito à série 1, na qual se avaliou a influência do acabamento superficial do varão na aderência do varão de GFRP a temperaturas elevadas, destacam-se ainda as seguintes observações. Em primeiro lugar, a redução da resistência de aderência obtida pelos varões nervurados do tipo A (cujas nervuras eram menos profundas) ocorreu para temperaturas superiores à obtida para os varões do tipo B. Estes resultados parecem indicar que o parâmetro dominante na degradação da interface GFRP-betão com a temperatura não foi a geometria das nervuras mas sim a temperatura de transição vítrea da matriz polimérica à superfície do varão. Note-se que a diferença entre as T_g's dos varões é de aproximadamente 50 ºC (156 ºC *vs.* 104 ºC, respectivamente para os varões do tipo A e B). Em segundo lugar, observou-se que a capacidade de aderência dos varões nervurados (A e B) a 220 ºC foi somente 10% do valor obtido à temperatura ambiente, enquanto que nos varões com acabamento em areia, valores de resistência de aderência desta ordem de grandeza foram obtidos logo a 140 ºC.

Relativamente à série 2, na qual a T_g e o acabamento superficial do varão foram parâmetros mantidos contantes, os resultados mostraram que: (i) para os diâmetros estudados (8 mm *vs.* 12 mm), a resistência de aderência dos provetes manteve-se constante para uma gama de temperaturas próxima da T_g (desde 60-100 ºC até 140 ºC); (ii) a utilização de um varão de diâmetro inferior conduziu a reduções

ligeiramente menos acentuadas da resistência de aderência com o aumento da temperatura; (iii) para a temperatura de 250 ºC, a redução da resistência obtida nos provetes com um varão de diâmetro igual a 12 mm foi de 90%, relativamente ao valor obtido a 20 ºC, enquanto que para o varão de 8 mm essa redução foi de 80%. Ainda assim, e de uma forma geral, refira-se que a tendência de degradação da resistência com a temperatura foi semelhante para a gama de diâmetros avaliada.

Quadro 2. Resultados obtidos em termos de força máxima ($F_{máx}$), resistência de aderência média (τ_m) e resistência de aderência média normalizada ($\tau_m/\tau_{20°C}$) (média ± desvio padrão): séries 1 e 2.

Temperatura [ºC]	**RB-A-D12 (série 1 e 2)**			**RB-A-D8 (série 2)**		
	$F_{máx}$ [kN]	τ_m [MPa]	$\tau_m/\tau_{20°C}$ [-]	$F_{máx}$ [kN]	τ_m [MPa]	$\tau_m/\tau_{20°C}$ [-]
20 ± 2	32.8 ± 0.6	12.1 ± 0.2 (2%)	1.0 ± 0.0	8.9 ± 0.2	7.2 ± 0.2 (3%)	1.0 ± 0.0
60 ± 2	28.3 ± 2.8	10.5 ± 1.0 (10%)	0.9 ± 0.1	7.6 ± 0.7	6.1 ± 0.6 (9%)	0.9 ± 0.1
100 ± 2	21.6 ± 0.5	8.0 ± 0.2 (3%)	0.7 ± 0.0	6.5 ± 1.0	5.2 ± 0.8 (15%)	0.7 ± 0.1
140 ± 2	22.2 ± 0.7	8.3 ± 0.2 (3%)	0.7 ± 0.0	7.4 ± 0.3	5.9 ± 0.2 (3%)	0.8 ± 0.0
170 ± 2	19.1 ± 1.4	7.1 ± 0.6 (8%)	0.6 ± 0.1	-	-	-
200 ± 2	9.6 ± 0.3	3.6 ± 0.1 (3%)	0.3 ± 0.0	5.0 ± 0.3	4.0 ± 0.2 (5%)	0.6 ± 0.0
250 ± 2	4.6 ± 0.2	1.7 ± 0.1 (5%)	0.1 ± 0.0	2.1 ± 0.1	1.7 ± 0.1 (6%)	0.2 ± 0.0
300 ± 2	-	-	-	2.1 ± 0.0	1.7 ± 0.0 (0%)	0.2 ± 0.0

Quadro 3. Resultados obtidos em termos de força máxima ($F_{máx}$), resistência de aderência média (τ_m) e resistência de aderência média normalizada ($\tau_m/\tau_{20°C}$) (média ± desvio padrão): série 1.

Temperatura [ºC]	**RB-B-D12 (série 1)**		
	$F_{máx}$ [kN]	τ_m [MPa]	$\tau_m/\tau_{20°C}$ [-]
20 ± 2	51.6 ±1.9	18.6 ± 0.7 (4%)	1.0 ± 0.0
60 ± 2	48.8 ± 4.8	17.6 ± 1.7 (10%)	0.9 ± 0.1
100 ± 2	41.4 ± 2.2	14.9 ± 0.8 (5%)	0.8 ± 0.0
120 ± 2	22.8 ± 2.9	8.2 ± 1.0 (12%)	0.4 ± 0.1
140 ± 2	14.1 ± 1.4	5.1 ± 0.5 (10%)	0.3 ± 0.0
220 ± 2	5.6 ± 0.6	2.1 ± 0.2 (8%)	0.1 ± 0.0
300 ± 2	2.6 ± 0.5	0.9 ± 0.2 (18%)	0.1 ± 0.0

4. CONCLUSÕES

O estudo apresentado neste artigo investigou o efeito de temperaturas elevadas (até 300 ºC) na aderência entre varões nervurados de GFRP e betão, em que também se avaliou a dependência da temperatura do acabamento superficial e do diâmetro do varão. Com base nos resultados obtidos, destacam-se as seguintes conclusões:

- Conforme seria expectável, a resistência e rigidez de aderência são significativamente degradadas quando os varões de GFRP são expostos a temperaturas elevadas. Os resultados dos ensaios em varões nervurados mostraram que grande parte da resistência de aderência é degradada para temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea da matriz polimérica, ao contrário do que se verificou (num estudo anterior) em varões com acabamento em areia, onde tal redução se deu maioritariamente para temperaturas inferiores à sua T_g. O motivo poderá estar relacionado com

diferenças notórias nos modos de rotura da interface (devido à geometria distinta e característica de cada um dos varões.

- Em comparação com os valores de resistência obtidos à temperatura ambiente, para uma temperatura de 100 ºC, a redução da resistência de aderência obtida pelos varões nervurados foi no máximo de 30%, enquanto que para os varões com acabamento em areia essa redução foi consideravelmente superior (cerca de 80%). Para temperaturas superiores a 220 ºC, a resistência de aderência dos varões nervurados foi reduzida em cerca de 90%; nos varões com acabamento em areia, reduções desta ordem de grandeza foram observadas para uma temperatura muito inferior (140 ºC).

- Para temperaturas inferiores à T_g, os varões com nervuras mais profundas apresentaram, tal como esperado, resistências de aderência mais elevadas. Contudo, o parâmetro com maior influência no desempenho da aderência GFRP-betão a temperaturas elevadas foi a T_g da matriz polimérica à superfície do varão: a degradação da aderência ocorreu, tal como esperado, para temperaturas tanto maiores quanto maior a referida T_g. A redução da resistência de aderência dos provetes com varões de 8 mm e 12 mm apresentou sensivelmente a mesma tendência.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Fundação para a Ciência e Tecnologia – FCT (projecto PTDC/ECM-EST/1882/2014) e ao CERIS pelo financiamento desta investigação, à Secil/Unibetão pelo fornecimento de betão e à *Schöck* pelo fornecimento dos varões de GFRP. O primeiro e segundo autores também gostariam de agradecer o financiamento da FCT através das bolsas SFRH/BD/129681/2017 e SFRH/BDP/108319/2015, respectivamente.

REFERÊNCIAS

[1] Bank L.C. (2006). "Composites for Construction – Structural Design with FRP Materials", Wiley, Hoboken, New Jersey, EUA.

[2] Mouritz A. P., Gibson A.G. (2006). "Fire Properties of Polymer Composite Materials", Springer, Dordrecht.

[3] Abbasi A., Hogg P.J. (2006). "Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar", Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 37 (8), 1142–1150.

[4] Rosa I.C., Santos P., Firmo J.P., Correia J.R. (2018). "Comportamento ao fogo de lajes de betão armadas com varões de GFRP: estudo experimental", Encontro Nacional de Betão Estrutural (BE 2018), Lisboa, Portugal, 7-9 Novembro.

[5] Carvelli V., Pisani M. A., Poggi C. (2013). "High temperature effects on concrete members reinforced with GFRP rebars", Composites Part B: Engineering, 54 (1), 125-132.

[6] Rosa I.C., Firmo J.P., Correia J.R., Barros J.A. (2018). "Efeito da temperatura elevada na aderência entre betão e varões de GFRP com acabamento em areia – Ensaios de arrancamento e determinação de leis bond-slip", Encontro Nacional de Betão Estrutural (BE 2018), Lisboa, Portugal, 7-9 Novembro.

[7] Hajiloo H., Green M., Gales J. (2017). "Mechanical properties of GFRP reinforcing bars at high temperatures", Construction and Building Materials, 162, 142-154.

[8] Rosa I.C., Firmo J.P., Granadeiro L., Correia J.R. (2018). "Effect of high temperatures on the bond performance of GFRP bars to concrete", 9th International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2018), Paris, França, 17-19 Julho.

Influence of elevated temperatures on epoxy adhesive used in CFRP strengthening systems

M. Graça Roquette[1] João Pedro Firmo[2] João Ramôa Correia[3] Adriana S. Azevedo[4]

ABSTRACT

This paper presents experimental and numerical investigations about the influence of elevated temperatures on an epoxy adhesive typically used in carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strengthening systems. The experiments included shear and tensile tests at elevated temperatures (up to 120 ºC) on a commercial epoxy adhesive. In both types of tests, the mechanical response of the adhesive at different temperatures was assessed, namely in terms of stress *vs.* strain/distortion curves, stiffness, strength and failure modes. The results obtained confirmed that both shear and tensile properties present a considerable reduction with increasing temperatures: at 70 ºC the shear and tensile strengths are both reduced to around 15% of the corresponding ambient temperature strengths, while the tensile and shear moduli can be considered negligible at that temperature. In the numerical investigations, three-dimensional finite element models were developed to simulate double-lap shear tests performed on concrete blocks strengthened with CFRP strips installed according to either the externally bonded reinforcement (EBR) and the near surface mounted (NSM) techniques. Two distinct modelling strategies were adopted for the concrete-CFRP bond: (i) to explicitly simulate the bonding adhesive considering the mechanical properties determined in the experimental campaign and assuming a perfect bond at all interfaces; and, alternatively, (ii) to simulate the CFRP-concrete interaction by means of global bilinear bond-slip laws for different temperatures. Comparisons between numerical and previous experimental results confirmed that strategy (i) provides stiffer estimates of the concrete-CFRP bond; as expected, the numerical results obtained with strategy (ii) showed a remarkable agreement with the experimental ones. This numerical study confirmed that to accurately simulate the CFRP-concrete bond behaviour at elevated temperatures it is necessary to consider the slip at the interfaces of the materials; the models also provided a better understanding of the contribution of interfacial slip and adhesive distortion to the CFRP-concrete bond at elevated temperature.

Palavras-chave: CFRP strengthening; elevated temperatures; experimental study; numerical simulation

1. INTRODUCTION

Over the past 25 years, carbon fibre reinforced polymer (CFRP) materials have been finding increasing applications in rehabilitation and strengthening of reinforced concrete (RC) structures. This increasing interest on CFRP materials stems from their indisputable advantages over traditional materials (in particular steel), such as high strength-to-weight ratio, corrosion resistance and ease of application. In spite of the above-mentioned advantages over traditional strengthening materials/techniques, in applications where structural fire ratings are required (e.g. buildings), the attempts to apply these strengthening systems have been hampered due to unknowns about the reduction of their mechanical and bond properties at elevated temperatures. In fact, when the glass transition temperature (T_g) of the most susceptible constituent material to this type of action - generally the epoxy-based bonding adhesive

[1]A2P Consult - Estudos e Projectos, Lda, Lisboa, Portugal. maria.roquette@a2p.pt
[2]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt
[4]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. adriana.azevedo@tecnico.ulisboa.pt

(which presents lower T_g than that of CFRPs) - is reached, its mechanical properties are severely deteriorated and, consequently, the structural effectiveness of the strengthening system is substantially affected. Even though the fire performance exhibited by CFRP systems is known to be poor and the bonding adhesive has been identified as the most susceptible constituent to the mechanical degradation when exposed to elevated temperatures, the (limited) research available is mainly focused on the bond degradation rather than on the characterization of the mechanical properties of the adhesives themselves; therefore, further studies are clearly needed to fill this gap in current knowledge.

This paper presents experimental and numerical investigations about the influence of elevated temperatures on CFRP strengthening systems. In the experimental campaign, described in detail in [1], the mechanical response in tension and shear of a commercial epoxy adhesive (typically used as a bonding agent in CFRP strengthening systems) was assessed, as a function of temperature. In the numerical investigation, 3D finite element (FE) models were developed to simulate double-lap shear tests performed on concrete blocks strengthened with CFRP strips with two alternative techniques: externally bonded reinforcement (EBR) and near surface mounted (NSM). Two distinct modelling strategies for the concrete-CFRP bond were adopted: (i) assuming a perfect bond between all constituent materials, but explicitly simulating the bonding adhesive (considering its mechanical properties as a function of temperature as determined in the tests); and, alternatively, (ii) simulating the CFRP-concrete interaction by means of global bilinear bond *vs.* slip laws for different temperatures that are available in the literature.

2. DESCRIPTION OF THE EXPERIMENTAL INVESTIGATION

The adhesive used in the present experimental campaign is a conventional two-component epoxy adhesive typically used to bond CFRP strips to concrete, with the commercial designation *S&P Resin 220*. The adhesive has a glass transition (T_g) temperature of 47 °C, determined from dynamic mechanical analyses (DMA, dual cantilever setup, heating rate of 1 °C/min), based on the onset of the storage modulus curve decay. In the following sections the shear and tensile tests performed on this adhesive at elevated temperatures are described.

2.1 Shear tests at elevated temperatures

The specimens were prepared according to ASTM 5379/D 5379M – 05 specifications (V-Notched Beam Test). The coupons' geometry (cf. Fig. 1a) consisted of rectangular strips (75×20 mm, 8 mm thick) with two symmetrical centrally located V-notches. These adhesive coupons were left at 20 °C for about 7 months in order to guarantee a high-degree of ambient-temperature cure. The preparation of test specimens can be summarized in two stages: (i) the execution of a deep hole along the longitudinal direction of the specimen (17.5 mm of depth; 0.25 mm of diameter), where a thermocouple wire (type K) was introduced to measure the temperature inside the specimen; and (ii) the marking of eight reading points/targets (cf. Fig. 1a) used for measuring the deformations of the specimens by means of videoextensometry (as described below).

The specimens were first heated up to temperatures of 20 ºC, 35 ºC, 50 ºC, 70 ºC, 90 ºC and 120 ºC, in a thermal chamber (Tinius Olsen with inner dimensions 605 × 250 × 250 mm), and then load up to failure (at constant temperature) using a universal testing machine and a special test fixture (cf. Fig. 1b). For each temperature, at least three replicate specimens were tested. Two type K thermocouples (0.25 mm conductor diameter) were used to measure the test specimens' temperature (installed inside the drilled hole) and the air in the thermal chamber. During the heating stage the average heating rate was 14 ºC/min (measured in the air inside the thermal chamber); once the predefined target temperature was attained and the coupons' temperature stabilized, the specimens were loaded up to failure under displacement control (speed of 0.5 mm/min). During the loading stage, the cross-head displacement of the test machine and the applied load were recorded, as well as the displacements of the eight points/targets (previously marked on the test specimens, cf. Fig. 1a) through the videoextensometry technique (cf. Fig. 1c), in which the following equipment was used: a high definition Sony video camera

(model XCG 5005E, Fujinon – Fujifilm HF50SA-1 lens), and a computer software (LabView). The shear modulus was estimated by the slope (obtained by linear regression) of the stress *vs.* distortion curves between 20% and 50% of the maximum shear stress.



Figure 1. Details of the shear tests: a) dimensions of the specimens and target scheme; b) test fixture; c) video extensometer and external view of the thermal chamber.

2.2 Tensile tests at elevated temperatures

For the tensile tests, dob-bone shaped samples (cf. Fig. 2b) were prepared according to ISO 527-1 specifications, with outer dimensions of 170 × 20 mm and 4 mm of thickness. As for the shear tests, the adhesive coupons were left at 20 °C for about 7 months in order to guarantee a high degree of ambient temperature cure. Four targets were marked on the front face of the specimens, as illustrated in Fig. 2, which were used to measure the deformations of the test specimens by means of videoextensometry.

The tensile tests, performed according to ISO 527-1, were conducted by fixing both ends of the specimens between two grips, as shown in Fig. 2a. For each temperature, at least three replicate specimens were tested. The procedure was similar to that adopted for the shear tests: the specimens were first heated up to temperatures of 20 ºC, 35 ºC, 50 ºC, 70 ºC, 90 ºC or 120 ºC, inside a thermal chamber, at an average heating rate of 16 ºC/min (temperature of the air in the thermal chamber); subsequently, at constant temperature, a tensile load was applied under displacement control (speed of 0.5 mm/min) up to failure. The applied load, the cross-head displacement of the test machine and the displacements of the four points/targets marked on specimens (cf. Fig. 2b) were recorded. The tensile modulus was estimated by the slope (obtained by linear regression) of the axial stress *vs.* strain curves between 20% and 50% of the maximum tensile stress.

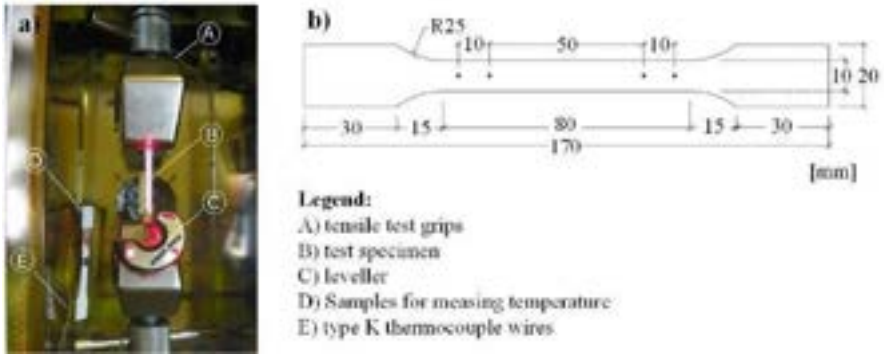


Figure 2. Details of the tensile tests: a) general view of the tests; b) geometry of the specimens.

3. DISCUSSION OF THE EXPERIMENTAL RESULTS

3.1 Shear tests at elevated temperatures

Fig. 3 presents the load *vs.* displacement curves (cross-head displacement of the test machine) for one representative specimen of each target temperature. This figure shows the reductions of global stiffness and maximum load with temperature (especially from 35 ºC to 50 ºC). Moreover, for temperatures below

T_g (*i.e.*, 20 °C and 35 °C), an approximately linear behaviour up to failure is observed (brittle behaviour). However, for higher temperatures the curves present non-linear behaviour, especially at 50 °C and 70 °C, which is due to the mechanical changes associated with the glass transition process underwent by the adhesive, namely the viscosity increases during such transition.

Fig. 4 shows the shear stress *vs.* distortion curves for one representative specimen of each tested temperature. It can be observed that both the shear stiffness and strength present significant degradation with the temperature increase (cf., Tab. 1). Furthermore, in general, an approximate linear behaviour is observed up to failure (brittle behaviour), except at 50 ºC and 70 ºC; for these temperatures, after the maximum shear stress is attained, there is a progressive reduction of the shear stress together with an increase in the adhesive distortion. Finally, it can also be seen that the maximum distortion presents a non-monotonic variation with temperature (e.g., the distortion capacity increases from 35 ºC to 50 ºC, for which the viscoelasticity of the material is maximum, but decreases from 50 ºC to 90 ºC), unlike the variation of the maximum shear stress, which decreases monotonically with temperature.

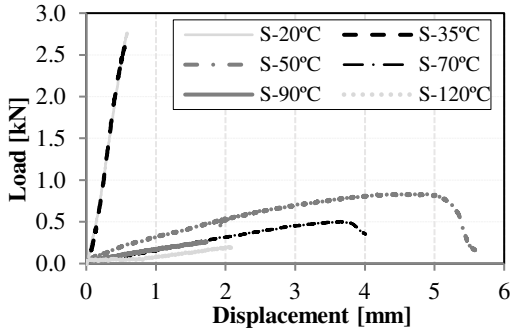


Figure 3 – Load *vs.* (cross-head) displacement curves obtained from the shear tests (representative specimens).

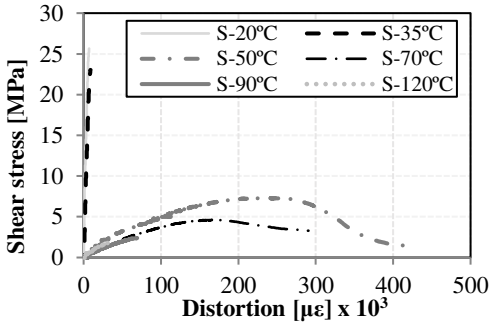


Figure 4 – Shear stress *vs.* distortion curves for representative specimens.

The typical failure modes observed in the shear tests are shown in Fig.5. In general, three types of failure were observed: (i) two inclined and parallel cracks, both beginning at the vertices of the notches (mode obtained at 20 °C and 35 °C); (ii) according to a single plane, in the central zone of the specimens (smallest cross-sectional area; mode obtained at 50 °C and 70 °C); and finally (iii) two curved cracking surfaces (mode obtained at 90 °C and 120 °C). It should be noted that these failure modes seem to be related to the behaviour of the shear stress *vs.* distortion curves: (i) test specimens whose rupture occurred with the formation of two cracks (20 °C, 35 °C and 90 °C, 120 °C) correspond to more linear curves; (ii) tests with distinct fractures (at 50 °C and 70 °C), where the rupture occurred through the central section of the specimen, correspond to non-linear curves.

Table 1 – Shear strength (τ_u) and modulus (G) for the different test temperatures (average ± standard deviation).

T [°C]	τ_u [MPa]	G [MPa]
20	25.1 ± 1.5	4611.1 ± 565.9
35	21.8 ± 1.8	2950.6 ± 685.8
50	8.1 ± 1.3	50.5 ± 9.1
70	4.1 ± 0.5	36.2 ± 2.6
90	2.3 ± 0.3	37.8 ± 5.4
120	2.0 ± 0.3	34.5 ± 16.1

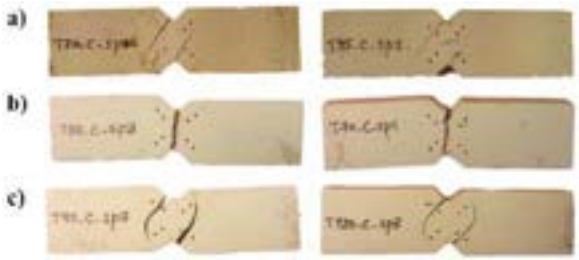


Fig. 5 – Typical failure modes of specimens tested at: a) 20 °C and 35 °C; b) 50 °C and 70 °C; and c) 90 °C, 120 °C.

3.2 Tensile tests at elevated temperatures

Fig. 6 presents the load *vs.* displacement curves (cross-head displacement of the test machine) for one representative specimen of each tested temperature. Besides the overall stiffness reduction, the tensile strength also shows a significant degradation with the increasing temperature. Fig. 7 shows the axial

tensile stress *vs.* strain curves, also for one representative specimen of each tested temperature. Similar conclusions can be drawn to those reported about the shear tests (cf. section 3.1); for instance, in addition to a remarkable stiffness reduction, the tensile strength also presents a significant degradation with temperature (cf. Tab. 2). Moreover, a change in the curves behaviour is observed as temperature increases, especially from 35 ºC to 50 ºC. Finally, it can also be seen that the maximum strain presents a non-monotonic variation with temperature, unlike the variation of the maximum tensile stress, which decreases monotonically with increasing temperature. Regarding the failure mode, in all test series tensile rupture at the central length of the dob-bone shaped specimens was observed.

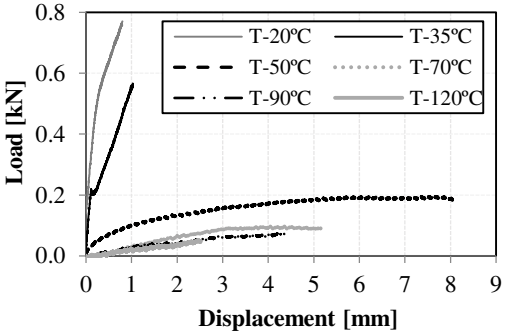


Figure 6 – Load *vs.* (cross-head) displacement curves obtained in the tensile tests (representative specimens).

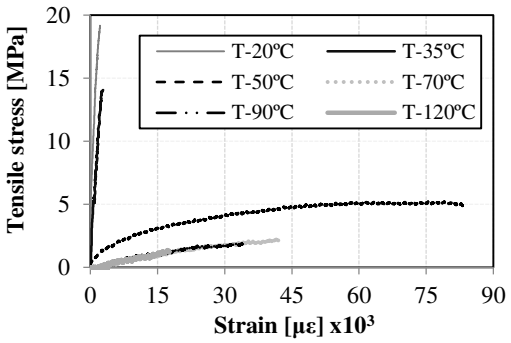


Figure 7 – Axial tensile stress *vs.* strain curves for representative specimens.

Table 2 – Tensile strength (σ_u) and elastic modulus (E) for the different test temperatures (average ± standard deviation).

T [°C]	σ_u [MPa]	E [MPa]
20	16.6 ± 1.9	8205.3 ± 290.1
35	12.2 ± 1.1	6675.3 ± 801.3
50	5.2 ± 0.1	183.2 ± 24.1
70	2.4 ± 0.2	82.9 ± 21.8
90	1.8 ± 0.2	87.3 ± 30.5
120	1.6 ± 0.3	65.0 ± 47.1

3.3 Modelling of properties degradation with temperature

Several authors have proposed mathematical expressions based on semi-empirical models to simulate the evolution of various properties of FRP materials as a function of temperature. One of the most used models is the one proposed by Gibson *et al.* [2], in which the variation of a generic mechanical property P with temperature T, can be described by the following equation,

$$P(T) = P_u - \frac{P_u - P_r}{2} \times \left(1 + \tan h\left[k'\left(T - T_{g,mech}\right)\right]\right) \quad (1)$$

where P_u is the property at ambient temperature and P_r is the property after glass transition (but before decomposition); k' and $T_{g,mech}$ are parameters obtained by fitting the experimental data to the equation. This section presents the calibration of equation (1) to the experimental data obtained in the present study for both shear and tensile properties.

Figs 8 and 9 illustrate the normalized strength and modulus degradation curves, respectively, as well as the experimental results of the shear and tensile tests. As can be observed, a good agreement between the prediction curves and the experimental results was obtained; these figures also confirm that the reduction of the stiffness properties with temperature is steeper than that exhibited by the corresponding strengths (as previously referred); in fact, both shear and tensile modulus can be considered negligible at temperatures above 70 °C. In both figures the normalized storage modulus curve, obtained from DMA tests on the same adhesive [1], is also shown; although the nature of the experimental tests performed in the present study is significantly different from that of the DMA tests, and therefore these should not

be directly compared, both provide relevant information regarding the degradation of the material's stiffness as a function of temperature. For example, by comparing the curves shown in Fig. 9, it can be seen that, according to the model of Gibson *et al*. [2], the most pronounced modulus reductions occur as the temperature approaches 40 ºC, which is slightly lower than the adhesive's T_g (47 ºC, determined from the storage modulus curve). However, it is worth mentioning that for a more detailed analysis of these comparisons one should obtain more experimental results, especially between 35 °C and 50 °C (range of temperatures for which the highest reductions in mechanical properties were observed).

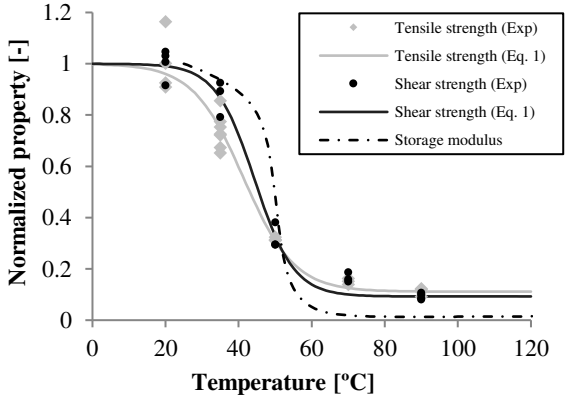


Figure 8 - Fitted curves (and experimental data) of the tensile and shear strength of the adhesive as a function of temperature.

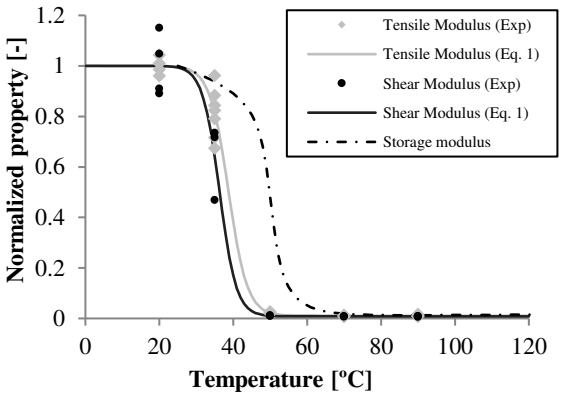


Figure 9 – Fitted curves (and experimental data) of the tensile and shear modulus of the adhesive as a function of temperature.

4. NUMERICAL INVESTIGATION

4.1 Context and objectives

The structural response of CFRP-concrete bonded joints stems from (i) the contribution of both interfaces (CFRP-adhesive and adhesive-concrete), whose actual behaviour can be defined by the corresponding non-linear bond *vs.* slip laws, together with (ii) the adhesive constitutive relationship (mainly its behaviour under pure shear). However, due to the complexity of the characterization of such interfaces and materials (especially at elevated temperatures), most of the studies available in the literature simulate the bond behaviour between concrete and CFRP by simplified/global laws, representative of the overall response of the joint.

The study presented in this section comprised the numerical simulation of double-lap shear tests at 20 °C, 55 °C and 90 °C (performed by Firmo [3]) on RC blocks strengthened with CFRP strips, applied according to either EBR or NSM techniques. The main objective of this numerical study is to simulate the mechanical response of CFRP-concrete joints at elevated temperatures through two different modelling strategies for the concrete-CFRP bond behaviour: (i) explicitly simulating the adhesive layer, using the material properties determined in this study and neglecting the bond laws at both interfaces (*i.e.* considering perfect bond at those interfaces); and (ii) simulating the CFRP-concrete interaction by bilinear global bond *vs.* slip laws available in the literature. To achieve the aforementioned goals, two different types of 3D finite element (FE) models were developed using ABAQUS software: (i) one model designated as "adhesive model", in which the temperature-dependent mechanical properties of the adhesive presented in section 3 (that were independently determined) were considered, as well as those of the other materials; and (ii) the model referred to as the "interface model", in which the CFRP-concrete bond was simulated through the global bond *vs.* slip relations as a function of temperature calibrated by Arruda *et al*. [4].

In the tests performed by Firmo [3], the specimens were first heated up to temperatures of 20 °C, 55 °C and 90 °C and then loaded up to failure (maintaining the specimens at the target temperature). Fig. 10 illustrates the geometry of the test specimens; the two concrete blocks were parallelepiped, with dimensions 120 mm × 120 mm × 350 mm and were internally reinforced with 2ϕ16 steel rebars (U-

shaped, class A500NR) that were also used to apply the mechanical load. The CFRP strips were 1.4 mm thick, 20 mm wide for the EBR and 10 mm wide for the NSM, and were bonded to the concrete using the same epoxy adhesive tested in the present study. In the EBR specimens the adhesive layer was 2 mm thick, whereas in the NSM specimens, the CFRP strips were inserted into slits saw cut in the concrete cover with 15 mm of depth and 5 mm of width, as depicted in Fig. 10. The instrumentation used in the tests allowed monitoring the following parameters: (i) the load and cross-head displacement of the test machine; (ii) the slip along the bonded length of the CFRP strips (with two high-temperature LVDTs, positioned at the beginning and end of the bonded length, x = 0 and x = 250 mm, respectively; cf. Fig. 10); and (iii) axial strains along the bonded length of the CFRP strips.

4.2 Description of the FE models

The geometry of the FE models developed in the present study replicated that of the test specimens presented above. In order to reduce the computational costs, symmetry simplifications were adopted and only 1/8 of the test specimen volume was modelled. Fig. 11 illustrates the FE meshes of the EBR and NSM specimens, for both the interface (Fig. 11-a and c) and adhesive models (Fig. 11-b and d). When generating the mesh for concrete, CFRP, adhesive and steel parts, 8-node hexahedral elements (C3D8R) were used. Regarding the boundary conditions, due to the symmetry simplifications, the following displacements/rotations were restricted: (i) transverse displacements (y-axis) at the loaded end of the CFRP strip; (ii) transverse displacements and rotations in the plane of symmetry xz; and (iii) transverse displacements and rotations in the plane of symmetry yz. In addition (i) a perfect bond between the steel rebars and the concrete was assumed; and (ii) the extremity nodes of the steel rebars were fixed in all directions in order to simulate the clamps of the testing machine.

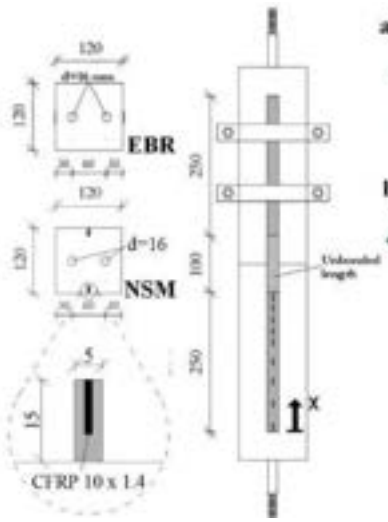


Figure 10 – Geometry of the specimens tested by Firmo [3].

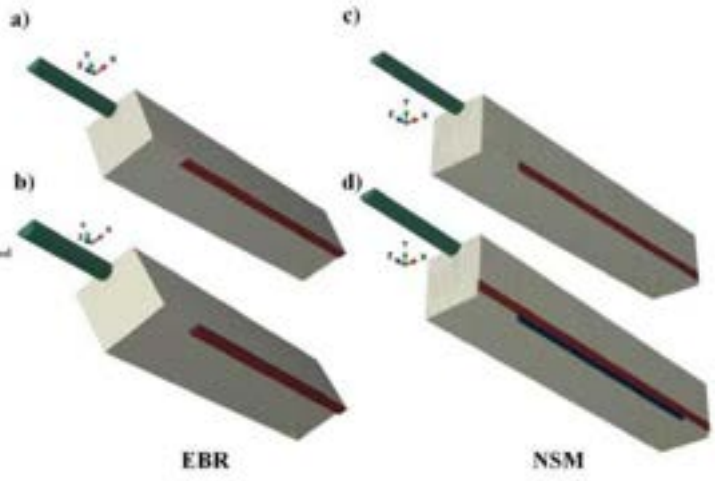


Figure 11 – a) EBR interface model; b) EBR adhesive model; c) NSM interface model; d) NSM adhesive model.

All the constituent materials were modelled as linear elastic (without failure criterion); the defining parameters are listed in Tab. 3; it is important to point out that: (i) regarding steel, the maximum stress in the reinforcement was less than half of its yield stress; (ii) regarding the concrete, for the present specimen geometry and materials, Arruda *et al*. [4] demonstrated that assuming a linear elastic model for concrete does not lead to significant losses of precision when simulating the CFRP-concrete interaction using global bond *vs.* slip laws (additionally, it considerably reduces the computational cost); and (iii) although the CFRP strips are orthotropic (comprising mainly a unidirectional reinforcement), in the present application they behave essentially in the longitudinal direction, hence, as a simplification, the CFRP was modelled as a linear elastic isotropic material.

Regarding the adhesive model, a linear elastic analysis with imposed displacement was performed. For the interface model, the concrete-CFRP bond was simulated by interface contact (in which cohesive bilinear constitutive relationships, represented in Fig. 12, were implemented) and included a damage

initiation criterion after the maximum shear stress value is attained; such criterion corresponds to the descending branch of the bilinear relations shown in Fig. 12. In order to simulate the post-peak response, for the interface model, a static non-linear analysis was performed imposing applied displacements.

Table 3 – Material properties considered in the FE models.

Material	*T* [ºC]	*E* [GPa]	*G* [GPa]	*ν* [-]
Concrete	20; 55	28.7	-	0.2
	90	22.9		
Steel	20; 55; 90	200.0	-	0.3
CFRP	20; 55	152.5	-	0.3
	90	147.0	-	
Adhesive	20	8.2	4.6	0.3
	55	0.16	0.047	
	90	0.087	0.038	

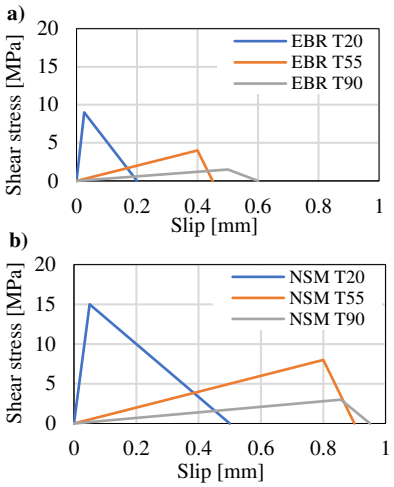


Figure 12 - Bond vs. slip laws for a) EBR and b) NSM interface models (from [4]).

4.3 Results and discussion

Fig. 13 depicts the numerical results of the interface and adhesive models together with the experimental results in terms of applied force *vs.* slip at the end of the bonding length (x = 250 mm, cf. Fig. 10) for both strengthening techniques and for all temperatures considered. Regarding the interface model at ambient temperature, for both EBR and NSM techniques, the numerical models were able to accurately reproduce the non-linear behaviour of the curves, including the stiffness reduction observed in the brink of collapse. With increasing temperatures, besides the continuous stiffness reduction obtained, the numerical curves presented a behaviour closer to linear, similar to that exhibited by the corresponding experimental curves.

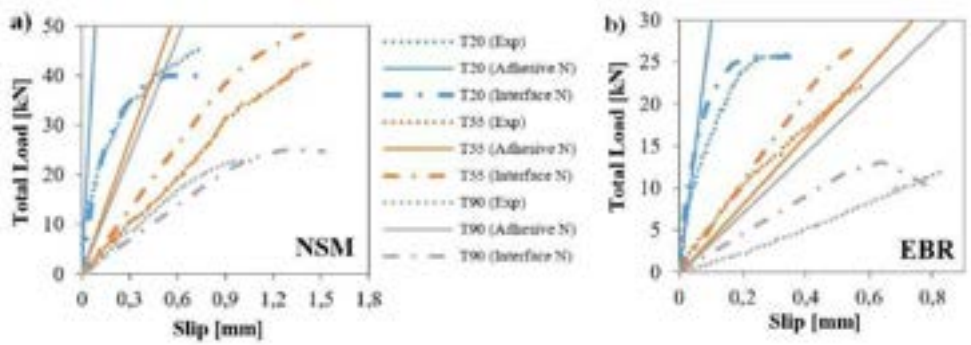


Figure 13 - Numerical (N; according to the interface and adhesive model) and experimental (Exp) total load *vs.* slip curves for the considered temperatures: a) NSM; and b) EBR specimens.

Regarding the adhesive model, at ambient temperature, the initial stiffness of the numerical curves is similar to the experimental ones for both strengthening systems. This result shows that, at ambient temperature and for relatively low loads, the adhesive distortion assumes a more significant relevance for the concrete-CFRP slip value than the sliding at the concrete-adhesive and adhesive-CFRP interfaces (which were not simulated in this model). Thus, it can be concluded that, under these conditions (ambient temperature and relatively low loads), the slip at both interfaces may be considered negligible, which is logical. As temperature increases, the stiffness of the curves obtained from the adhesive model become higher than the experimental ones (except for the EBR system at 55 ºC), confirming the relevance of the slip at both interfaces and its importance to the overall structural response. Nevertheless, at 55 °C the stiffness predicted by the adhesive model for the EBR system is very similar to the experimental one. This result, which was not obtained for the NSM at the same temperature, may be related to the fact that the interface area is lower in the EBR system (and consequently the overall slip is less dependent on the slip at the interfaces).

Figs. 14 and 15 present the axial strain distributions along the CFRP bonded length obtained from the interface and adhesive models, for different fractions of the failure load and temperatures. Regarding the interface model, the figures show that there is a good agreement between experimental and numerical results. The global bond *vs.* slip relations allowed to simulate the non-linear response of the corresponding curves at ambient temperature, with null deformations at the beginning of the CFRP strip and a peak at the opposite extremity ($x = 0$ and $x = 250$ mm, respectively; cf. Fig. 10). For elevated temperatures, it can be seen that the axial strain distributions along the bonded length become closer to linear (i.e., there is no longer a peak at the top extremity of the CFRP strip) and a reduction of the overall magnitude of the strain distributions as temperature increases. These results are mainly explained by the stiffness reduction of the adhesive and the consequent smoothing of the shear stress and strain distributions along the bonded joint.

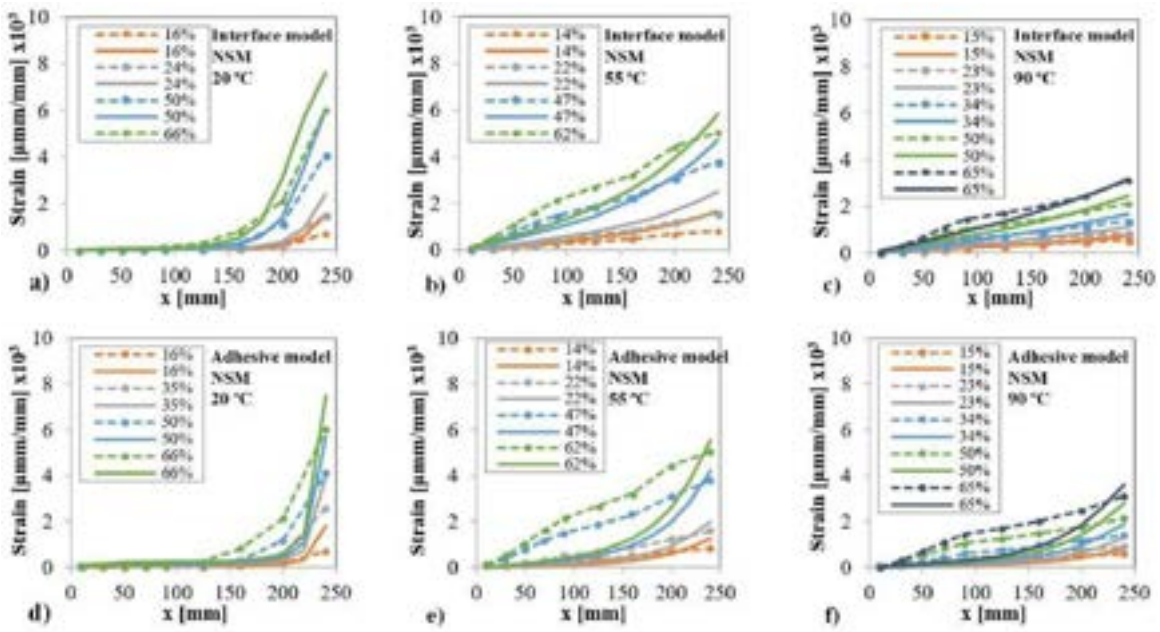


Figure 14 - Experimental (dashed) and numerical (continuous) axial strains in the NSM series for several fractions of the failure load and different temperatures: interface model (a), b) and c)) and adhesive model (d), e) and f)).

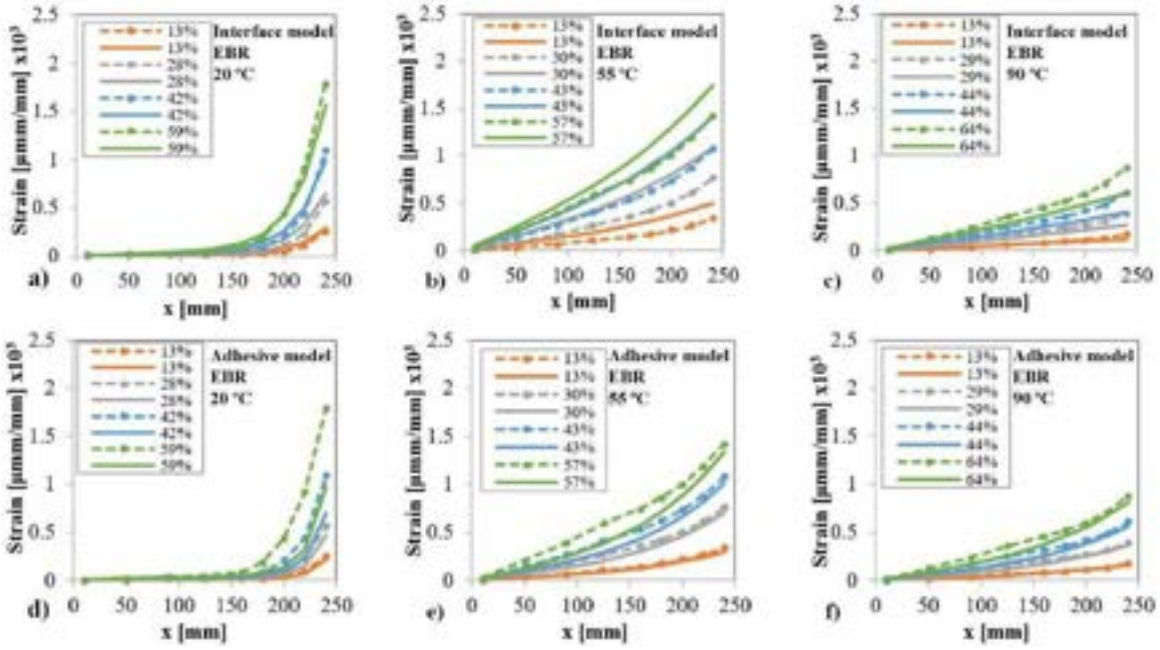


Figure 15 - Experimental (dashed) and numerical (continuous) axial strains in the EBR series for several fractions of the failure load and different temperatures: interface model (a), b) and c)) and adhesive model (d), e) and f)).

Regarding the adhesive model, although there is a reasonable agreement between experimental and numerical results in terms of maximum strains at the end of the CFRP strip ($x = 250$ mm, cf. Fig. 10), the linearization of the strain distributions along the bonded length with increasing temperatures is not so pronounced as in the experimental curves. In fact, as expected, since the adhesive model exhibits a stiffer behaviour, the strain distributions show a more pronounced increase near the end of the bonded length; overall, the values of the strains along the bonded length provided by the adhesive model are slightly lower than the experimental ones, with those differences being higher for the NSM technique.

5. CONCLUSIONS

From the results obtained in the experimental study, the following main conclusions can be drawn:

- The mechanical properties of the epoxy adhesive presented considerable reductions with increasing temperature, especially within the range that includes the glass transition process (between 35 and 50 ºC);
- The mechanical response of the adhesive (in both tension and shear) was significantly affected by temperature – it presented linear brittle behaviour up to failure at ambient temperature, and a markedly non-linear response at higher temperatures, especially at 50 ºC and 70 °C;
- The ultimate deformation capacity under tensile and shear stresses exhibited a non-monotonic variation with temperature (*i.e.*, it increased from 35 °C to 50 °C, and it decreased for higher temperatures), unlike the tensile and shear strengths, which decreased monotonically with temperature;
- For temperatures higher than the T_g, the degradation of the stiffness properties is significantly more pronounced than that exhibited by the corresponding strengths, being almost negligible beyond 50 °C;
- The model proposed by Gibson *et al*. [2], originally proposed for FRP composites, was able to accurately fit the reduction with temperature of the mechanical properties of the adhesive measured in the tests.

Regarding the results obtained in the numerical study, the following main conclusions can be drawn:

- The results obtained with the interface model presented a very good agreement with the experimental data in terms of total load *vs.* slip response and strain distributions in the CFRP strip along the bonded length;
- At ambient temperature, the results obtained from the adhesive model predicted accurately the total load *vs.* slip response for relatively low loads, indicating that the slip at both interfaces may be considered negligible for such load range; on the other hand, at higher temperatures, the difference between the experimental and numerical results pointed out the relevance of the slip at the concrete-adhesive and adhesive-CFRP interfaces even at low load levels.
- Regarding the strains in the CFRP along the bonded length, overall, both numerical models were able to accurately simulate the non-linear response observed at ambient temperature, as well as the strain linearization along the bonded length with increasing temperatures.

REFERENCES

[1] Roquette, M. G., (2017). Efeito da temperatura na eficácia de técnicas de reforço com laminados de fibras de carbono (CFRP), Master's Dissertation in Civil Engineering, Instituto Superior Técnico.

[2] Gibson, A. G., Wu, Y.S., Evans, J. T. and Mouritz, A. P. (2006). Laminate theory analysis of composites under load in fire, Journal of Composite Materials, Vol. 40, No. 7, pp. 639–658.

[3] Firmo, J. P. (2015). Fire behaviour of reinforced concrete structures strengthened with CFRP strips, Instituto Superior Técnico, PhD Thesis in Civil Engineering.

[4] Arruda, M. R. T., Firmo, J. P., Correia, J. R., Tiago, C. (2016). Numerical modelling of the bond between concrete and CFRP laminates at elevated temperatures, Engineering Structures, Vol. 110, pp. 233–243.

Efeito da temperatura elevada na aderência entre betão e varões de GFRP com acabamento superficial em areia – Ensaios de arrancamento e determinação de leis tensão de aderência-deslizamento

Inês C. Rosa[1] João P. Firmo[2] João R. Correia[3] Joaquim A. Barros[4]

RESUMO

O uso de varões de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) como armaduras de estruturas de betão armado (novas ou requerendo reforço estrutural) tem vindo a aumentar, dadas as várias vantagens que estes varões apresentam comparativamente aos varões de aço, nomeadamente o reduzido peso próprio e a não susceptibilidade à corrosão. Contudo, a temperaturas moderadamente elevadas, especialmente na proximidade da temperatura de transição vítrea (T_g) da matriz polimérica (geralmente, entre 65-150 ºC), a resistência, a rigidez e as propriedades de aderência destes varões podem ser negativamente afectadas. A primeira parte deste artigo apresenta um estudo experimental focado na aderência entre betão e varões de GFRP com acabamento superficial em areia expostos a temperaturas moderadamente elevadas. Foram realizados ensaios de arrancamento a 20 ºC, 40 ºC, 60 ºC, 80 ºC, 100 ºC e 140 ºC em varões de GFRP embebidos em cilindros de betão, com dois comprimentos aderentes, correspondendo a 5 e 9 vezes o seu diâmetro. Os provetes foram primeiramente aquecidos até uma temperatura objectivo (medida na interface betão-GFRP) e depois traccionados até à rotura. A carga aplicada e o deslizamento dos varões nas extremidades livre e carregada foram medidos durante o ensaio. Os resultados obtidos confirmaram que a rigidez e a resistência na interface betão-GFRP são significativamente reduzidas com a temperatura, especialmente para temperaturas próximas e superiores à T_g dos varões. Na segunda parte do artigo, são propostas relações tensão de aderência-deslizamento para a interface betão-GFRP para cada uma das temperaturas testadas. Estas relações foram obtidas através de uma metodologia numérica na qual os dados obtidos nos ensaios de arrancamento foram utilizados para calibrar os parâmetros das leis tensão de aderência-deslizamento locais.

Palavras-chave: varões de GFRP com acabamento em areia; aderência betão-GFRP; temperatura elevada; ensaios de arrancamento; relações tensão de aderência-deslizamento.

1. INTRODUÇÃO

Os varões de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) têm vindo a emergir como uma alternativa aos varões correntes de aço, especialmente em ambientes onde a durabilidade das construções possa ser prematuramente comprometida devido a fenómenos de corrosão. Os varões de GFRP apresentam outras vantagens, tais como a leveza, a elevada resistência à tracção e a transparência electromagnética, tornando-os indicados para aplicações em construção nova e na reabilitação de estruturas de betão armado degradadas (por exemplo, na substituição de varões de aço corroídos).

[1] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ines.rosa@tecnico.ulisboa.pt
[2] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[3] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt
[4] ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. barros@civil.uminho.pt

Apesar do seu potencial, existem sérias preocupações acerca do comportamento dos varões de GFRP a temperatura elevada e em situação de incêndio, dado que as suas propriedades mecânicas (nomeadamente, a resistência à tracção e o módulo de elasticidade) sofrem reduções significativas, especialmente para temperaturas próximas e superiores à temperatura de transição vítrea (T_g) da matriz polimérica (geralmente entre 65 e 150 ºC). Apesar da sua relevância, o desempenho em contexto de incêndio de materiais GFRP e, em particular, de estruturas de betão armadas com varões de GFRP ainda não está devidamente estudado na literatura. Tal explica, em parte, o motivo pelo qual a grande maioria dos regulamentos existentes não recomenda a utilização de varões de GFRP em estruturas onde a acção do fogo tem de ser considerada no dimensionamento (*e.g.*, em edifícios).

Para além disso, é sabido que a temperatura elevada tem um papel importante na deterioração da aderência dos varões de GFRP ao betão [1]. Esta questão é particularmente preocupante, mesmo para temperaturas moderadamente elevadas; de facto, vários autores (*e.g.*, [2]) reportaram colapsos prematuros de lajes armadas com varões de GFRP expostas ao fogo, devido ao deslizamento dos varões nas zonas de emenda. Apesar da sua relevância, foram desenvolvidos poucos estudos em relação a este tópico e, neste sentido, são necessárias investigações mais aprofundadas para compreender os mecanismos de degradação que ocorrem na interface GFRP-betão e a sua influência no desempenho de estruturas de betão armadas com varões de GFRP expostas a temperatura elevada e ao fogo. Para além disso, são necessários estudos adicionais para avaliar a dependência da temperatura de um conjunto de parâmetros que podem afectar as propriedades de aderência dos varões a temperatura elevada, nomeadamente o acabamento superficial do varão, o seu diâmetro, a sua geometria e o comprimento aderente ao betão. Por último, presentemente, ainda não existem na literatura modelos que descrevam a relação constitutiva GFRP-betão em função da temperatura; por este motivo, em modelos numéricos, a aderência é frequentemente assumida como perfeita, conduzindo a previsões potencialmente pouco precisas do comportamento estrutural dos elementos de betão armados com varões de GFRP.

Neste contexto, este artigo apresenta um estudo experimental acerca dos efeitos de temperaturas moderadamente elevadas na aderência entre varões de GFRP e betão. Foram realizados ensaios de arrancamento em varões de GFRP com acabamento em areia, embebidos em cilindros de betão, desde a temperatura ambiente (20 ºC) até 140 ºC; nestes ensaios, foi investigada a influência de dois comprimentos aderentes (5 e 9 vezes o diâmetro do varão) nas propriedades de aderência a temperatura elevada. Na parte final do artigo, para cada uma das temperaturas testadas, são propostas relações tensão de aderência-deslizamento para a interface GFRP-betão; estas relações foram obtidas através de uma metodologia numérica na qual os resultados obtidos nos ensaios foram utilizados para calibrar os parâmetros das leis tensão de aderência-deslizamento locais.

2. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Programa de ensaio

O programa experimental consistiu em ensaios de arrancamento (*pull-out*) realizados em varões de GFRP com acabamento em areia embebidos em cilindros de betão, às seguintes temperaturas: 20 ºC, 40 ºC, 60 ºC, 80 ºC, 100 ºC e 140 ºC. Foram realizadas duas séries de ensaios de arrancamento, correspondendo a dois comprimentos aderentes (L_b) dos varões de GFRP ao betão: 5 e 9 vezes o diâmetro (d_b = 10 mm) dos varões – 50 e 90 mm, respectivamente.

2.2 Materiais

No presente estudo foram utilizados varões de GFRP (matriz de viniléster) com acabamento superficial em areia e fibras externas enroladas em forma helicoidal (Fig. 1). Os varões possuem 10 mm de diâmetro e foram fornecidos pela empresa *Hughes Brothers* (modelo *Aslan 100*). Foram realizadas análises dinâmicas mecânicas (DMA) aos varões, conforme definido na norma ASTM E1640 [3], que permitiram definir a T_g em 98 ºC, com base no decaimento da curva do módulo de armazenamento. Foram também realizados ensaios de tracção aos referidos varões, desde a temperatura ambiente (20 ºC) até 300 ºC. Os

resultados obtidos (*cf.*, Fig. 2), descritos em detalhe em [4], mostraram que a resistência à tracção diminui significativamente quando a T_g dos varões é excedida, verificando-se reduções médias de 40% e 43%, a 150 ºC e 300 ºC, respectivamente, por comparação com a resistência à temperatura ambiente. O módulo de elasticidade é menos afectado, exibindo uma redução média de 13% a 300 ºC, relativamente ao valor obtido a temperatura ambiente.



Figura 1. Varão de GFRP com acabamento em areia.

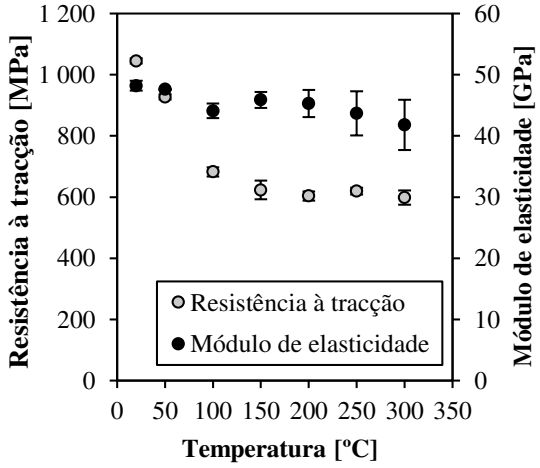


Figura 2. Propriedades em tracção dos varões de GFRP em função da temperatura (média e desvio padrão).

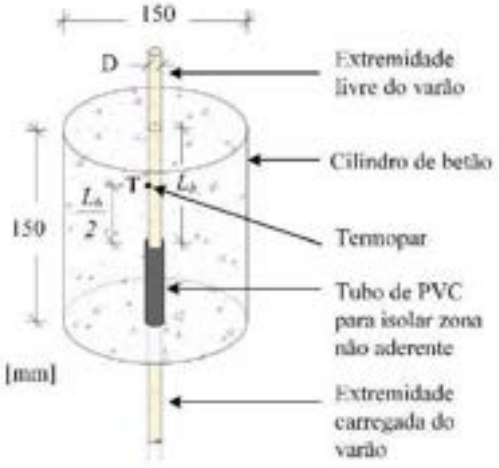


Figura 3. Geometria dos provetes de arrancamento e localização do termopar.

Os provetes utilizados nos ensaios de arrancamento foram produzidos utilizando um betão da classe C25/30 com cimento tipo CEM II/A-L 42.5R e agregados calcários. As propriedades em compressão e tracção do betão foram determinadas à idade dos ensaios de arrancamento (111 dias). Durante esse período, os provetes de arrancamento, assim como os cubos e cilindros utilizados para caracterizar as propriedades do betão, foram curados em instalações laboratoriais a temperatura ambiente e humidade relativa interior (não controladas). Os valores médios obtidos para as resistências à compressão e à tracção do betão foram 43.3 MPa e 3.1 MPa, respectivamente.

2.3 Descrição dos provetes, instrumentação e procedimento de ensaio

Os provetes consistiram em cilindros de betão (150 mm em altura e diâmetro) com um varão de GFRP embebido verticalmente ao longo do eixo central do cilindro (*cf.* Fig 3). O comprimento não aderente do varão foi assegurado utilizando um tubo de PVC, conforme ilustrado na Fig. 3. Na extremidade livre (superior), o varão encontrava-se exterior ao cilindro de betão, permitindo a leitura do deslizamento entre essa extremidade do varão e a face superior do cilindro (através de um vídeo extensómetro, conforme detalhado na secção seguinte). A extremidade carregada (inferior) do varão foi protegida utilizando um tubo de aço inoxidável (diâmetro de 22 mm, 0.7 mm de espessura, *cf.* Fig. 4a) por forma a evitar roturas prematuras na zona de aperto da amarra da máquina universal de ensaio.

O esquema de ensaio utilizado encontra-se ilustrado na Fig. 4. Os provetes de betão foram posicionados numa estrutura de reacção composta por duas chapas de aço, conectadas por varões roscados de aço. A estrutura foi instalada no interior de uma câmara térmica *Tinius Olsen* (Fig. 4b) e acoplada a uma máquina universal de ensaios *Instron* (capacidade de carga de 250 kN). A temperatura dos provetes foi medida na interface varão de GFRP-betão (a meia altura do comprimento aderente, conforme ilustrado na Fig. 3)

através de termopares do tipo K (diâmetro externo de 1 mm). Foi utilizado um termopar adicional para controlar a temperatura no interior da câmara térmica. O deslizamento do varão foi medido nas extremidades livre e carregada do mesmo através de um vídeo extensómetro (Fig. 4c); este equipamento inclui uma câmara de vídeo de alta definição (*Sony*, modelo *XCG 5005E*, lente *Fujinon* – modelo *Fujifilm HF50SA 1*), posicionada num tripé. Tal como a Fig. 4a ilustra, foram marcados alvos na superfície do varão de GFRP (em ambas as extremidades) e em cantoneiras metálicas (fixas na face superior do cilindro de betão e na chapa metálica inferior, respectivamente), permitindo medir o deslocamento relativo (*i.e.*, o deslizamento) entre o varão e o betão nas pontas livre e carregada.

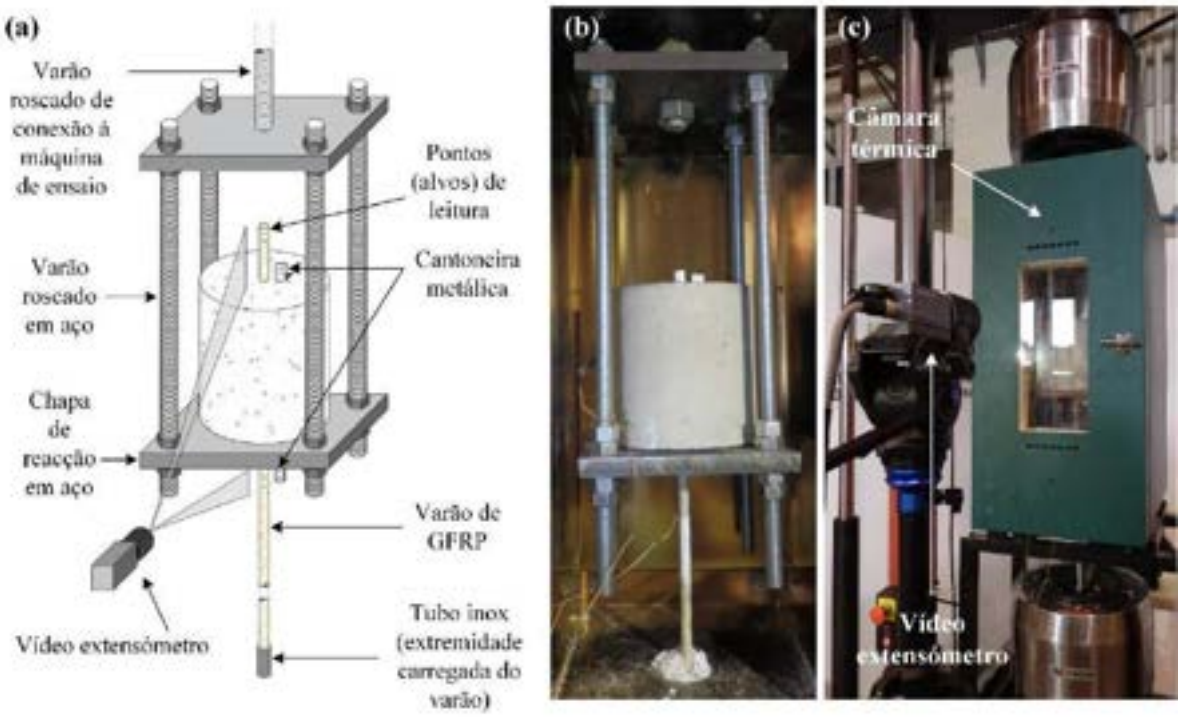


Figura 4. a) Esquema dos ensaios de arrancamento; b) vista do provete no interior da câmara térmica; c) vista exterior da câmara térmica e do vídeo extensómetro.

O procedimento de ensaio consistiu em duas fases distintas; na primeira fase, os provetes foram aquecidos até uma determinada temperatura objectivo, a uma taxa média de aquecimento do ar no interior da câmara térmica de 10.5 ºC/min. A segunda fase, durante a qual a temperatura dos provetes foi mantida constante na temperatura objectivo, consistiu em traccionar o varão de GFRP até à rotura; o carregamento foi aplicado sob controlo de deslocamentos, a uma velocidade aproximada de 1 mm/min (valor definido de acordo com os limites estabelecidos na norma ASTM D7913 [5]). Durante esta fase, a carga aplicada, o deslocamento da máquina de ensaio e a posição dos alvos foi monitorizada. Os ensaios foram realizados até os alvos deixarem de ser rastreáveis (devido à altura limitada da janela da câmara térmica). Para cada temperatura e comprimento aderente, foram testados pelo menos três provetes.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

3.1 Curvas tensão de aderência média-deslizamento

Na Fig. 5 apresentam-se as curvas tensão de aderência média-deslizamento na extremidade carregada (Fig. 5a) e na extremidade livre (Fig. 5b) do varão (curvas médias). Para simplificar a análise, as curvas encontram-se representadas apenas até valores de deslizamento de 20 mm (embora tenham sido efectuados registos para valores superiores). A Fig. 5a mostra que, independentemente do comprimento aderente, as curvas apresentam um comportamento aproximadamente linear até ao valor máximo da tensão de aderência média ser atingida, tendo-se seguido uma redução acentuada da tensão (com

excepção dos provetes testados a 100 ºC, onde esta redução não ocorreu); esta primeira redução mais acentuada foi seguida de uma diminuição mais progressiva da tensão, verificando-se uma espécie de patamar para valores de deslizamento elevados. Esta fase final das curvas prolongou-se até aos ensaios serem interrompidos, o que ocorreu antes do deslizamento completo dos varões (devido à perda dos alvos de leitura, conforme referido na secção 2.3). Os provetes testados a 100 ºC apresentaram um comportamento pós-pico distinto comparativamente aos restantes provetes: (i) após o valor máximo da tensão de aderência média ter sido atingido, os valores de tensão apresentaram uma redução muito mais suave, e (ii) o valor máximo da tensão de aderência média foi atingido para valores consideravelmente maiores de deslizamento do varão. Uma possível explicação para esta diferença poderá estar relacionada com o facto de esta temperatura corresponder virtualmente à T_g dos varões (98 ºC), para a qual se sabe ser máxima a viscosidade do material.

As curvas ilustradas na Fig. 5a mostram ainda que: (i) para uma determinada temperatura, conforme esperado, os provetes com maior comprimento aderente ao betão (série $9d_b$) atingiram valores de tensão de aderência média inferiores, e (ii) os valores máximos da tensão de aderência média foram progressivamente reduzidos com o aumento da temperatura de ensaio. Foi também notória a tendência geralmente decrescente do declive do troço inicial das curvas tensão de aderência *vs*. deslizamento com o aumento da temperatura; este resultado era também esperado, já que, à semelhança da rigidez e da resistência dos varões de GFRP, a rigidez da interface GFRP-betão diminui com o aumento da temperatura.

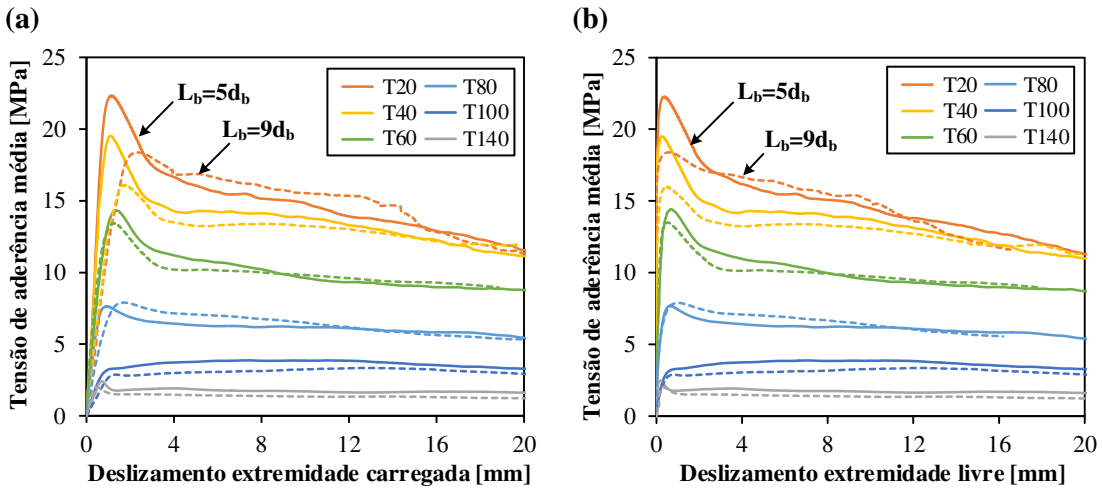


Figura 5. Curvas tensão de aderência média-deslizamento na extremidade (a) carregada e (b) livre do varão, para todas as temperaturas (curvas médias).

A Fig. 5b mostra que, em geral, as curvas tensão de aderência média-deslizamento na extremidade livre exibiram um comportamento similar ao apresentado na Fig. 5a (relativo à extremidade carregada). Contudo, conforme esperado, para os provetes testados a temperaturas mais reduzidas (*i.e.* 20 e 40 ºC), o troço inicial da curva é praticamente vertical (*i.e.,* o deslizamento na extremidade livre é praticamente nulo); com o aumento da temperatura de ensaio, o declive inicial das curvas diminui, devido, sobretudo, à degradação da interface varão-betão.

3.2 Modos de rotura

Para todas as temperaturas testadas, a rotura dos provetes ocorreu devido ao deslizamento dos varões de GFRP ao longo do comprimento aderente ao betão. Os resultados experimentais (descritos na secção anterior) e as observações visuais dos provetes durante os ensaios (Figs 6a e b) são consistentes com o modo de rotura referido.

Após os ensaios, os cilindros foram cortados ao meio para avaliar em maior detalhe o modo de rotura e, também, o dano sofrido pelos materiais constituintes e pela interface GFRP-betão. Como se mostra na Fig. 6c, a camada superficial dos varões nos provetes testados a temperaturas elevadas foi significativamente desgastada; em particular, as fibras enroladas foram arrancadas e a camada superficial de areia foi removida; foram também observados resíduos de resina esmagada e fibras de vidro rompidas, agarradas ao betão ao longo do comprimento aderente. Não foi observado qualquer dano no núcleo do varão. Contudo, em alguns provetes testados a temperatura ambiente (Fig. 6d), a abrasão sofrida pelo varão foi mais severa: a camada superficial de areia e as fibras enroladas foram completamente removidas, expondo o núcleo do varão; é também de referir que uma quantidade significativa de fibras longitudinais encontravam-se rompidas e arrancadas do núcleo.

As inspecções visuais mostraram ainda que, quer a temperatura ambiente, quer a temperatura elevada, a aderência entre este varão de areia e o betão foi influenciada pela adesão (e fricção) entre o acabamento superficial (camada de areia e fibras enroladas) e o núcleo do varão. De facto, para além do deslizamento entre o varão e o cilindro de betão, foi também observado deslizamento entre a camada superficial do varão e o seu núcleo.

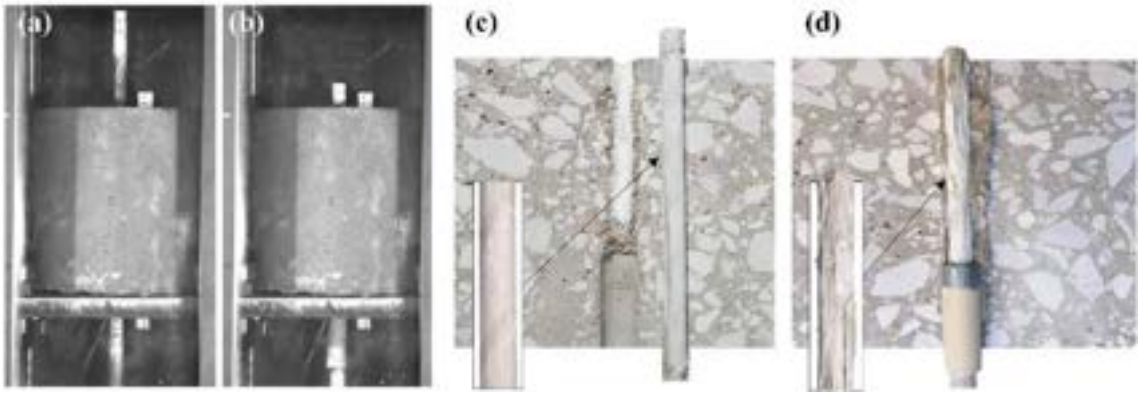


Figura 6. Deslizamento do varão (extremidade livre) no (a) início e (b) fim do ensaio; provetes de betão-GFRP testados a (c) temperatura elevada e (d) temperatura ambiente.

Uma possível explicação para o patamar descrito nas curvas tensão de aderência-deslizamento ilustradas na Fig. 5 estará possivelmente relacionada com a entrada do comprimento livre do varão no cilindro de betão. Quando em contacto com a superfície de betão, esta secção não danificada do varão providencia um aumento da fricção GFRP-betão, comparada com aquela fornecida pelo comprimento danificado (e inicialmente embebido) do varão, dando uma contribuição adicional para a resistência contra o deslizamento.

3.3 Resistência de aderência

A Fig. 7 apresenta a variação dos valores normalizados da rigidez e da resistência de aderência média, assim como das propriedades em tracção (resistência e módulo de elasticidade) e do módulo de armazenamento (obtido nos ensaios DMA) dos varões. Esta figura mostra que a resistência e rigidez de aderência foram significativamente reduzidas com a temperatura, mesmo para temperaturas consideravelmente inferiores à T_g dos varões de GFRP (98 ºC). Conforme se mostra no Quadro 1, para uma temperatura tão reduzida como 60 ºC (que pode ser atingida em aplicações no exterior), os valores de resistência de aderência foram cerca de 60-70% dos obtidos a temperatura ambiente (20 ºC), enquanto que para 100 ºC e 140 ºC, os valores foram de apenas 20% e 10%, respectivamente. Para além disso, os resultados obtidos mostraram que: (i) a resistência de aderência exibiu uma redução similar com a temperatura para as duas séries de ensaios (*i.e.*, para os dois comprimentos aderentes); (ii) a redução da resistência de aderência ocorreu para temperaturas muito inferiores às correspondentes à degradação mecânica ao nível do material (conforme medido nos ensaios de tracção e nos ensaios DMA). No que diz respeito à rigidez de aderência, a Fig. 7 mostra que: (i) a redução da rigidez foi de pelo menos 44%

a 60 ºC e de 80% a 100 ºC, comparativamente à rigidez obtida a 20 ºC; (ii) a redução mais significativa ocorreu nos provetes com menor comprimento aderente ao betão e para temperaturas inferiores à T_g. Note-se que a rigidez de aderência apresentou um aumento (inesperado) entre os 100 ºC e os 140 ºC, em particular para os provetes com comprimento aderente igual a $9d_b$; este resultado poderá dever-se à expansão radial do varão que, a esta temperatura (140 ºC) foi mais relevante do que a degradação térmica dos materiais, levando ao aumento da fricção entre o núcleo e a superfície do varão e consequentemente, da rigidez de aderência.

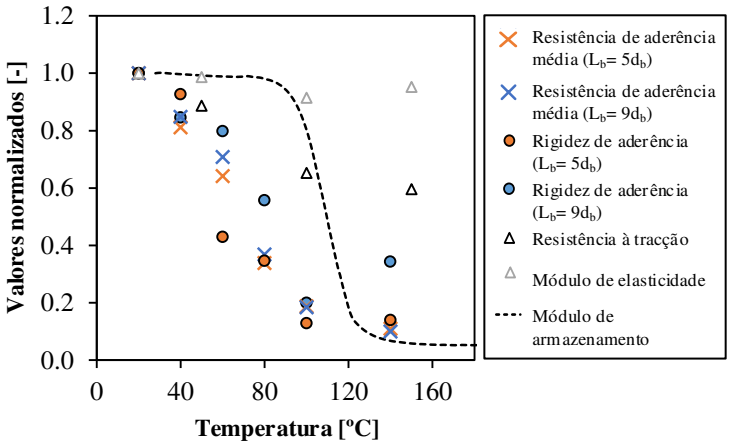


Figura 7. Valores normalizados da resistência e rigidez de aderência, resistência à tracção, módulo de elasticidade e módulo de armazenamento dos varões de GFRP, em função da temperatura.

Quadro 1. Resultados obtidos em termos de força máxima, resistência de aderência média e resistência de aderência normalizada face aos valores a 20 ºC (média ± desvio padrão).

Temperatura [ºC]	**Comprimento aderente ao betão = 5.d_b**			**Comprimento aderente ao betão = 9.d_b**		
	Força máxima [kN]	Resistência de aderência média [MPa]	Resistência de aderência normalizada [-]	Força máxima [kN]	Resistência de aderência média [MPa]	Resistência de aderência normalizada [-]
20 ± 2	35.9 ± 3.4	22.8 ± 2.2	1.00 ± 0.09	54.6 ± 3.1	19.3 ± 1.1	1.00 ± 0.06
40 ± 2	29.4 ± 2.0	18.7 ± 1.3	0.82 ± 0.06	46.5 ± 2.0	16.4 ± 0.7	0.85 ± 0.04
60 ± 2	23.3 ± 1.3	14.8 ± 0.8	0.65 ± 0.04	38.8 ± 5.5	13.7 ± 2.0	0.71 ± 0.10
80 ± 2	12.3 ± 1.0	7.8 ± 0.6	0.34 ± 0.03	20.1 ± 3.2	7.1 ± 1.1	0.37 ± 0.06
100 ± 2	6.8 ± 1.3	4.3 ± 0.8	0.19 ± 0.04	10.1 ± 2.7	3.6 ± 1.0	0.18 ± 0.05
140 ± 2	4.0 ± 0.3	2.5 ± 0.2	0.11 ± 0.01	5.5 ± 0.4	1.9 ± 0.2	0.10 ± 0.01

4. CALIBRAÇÃO DE LEIS TENSÃO DE ADERÊNCIA-DESLIZAMENTO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA

A aderência entre varões e o betão é geralmente descrita através de modelos que reproduzem a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento do varão no betão (*i.e.*, modelos *bond-slip*). Conforme referido na secção 1, presentemente, ainda não existem na literatura modelos que descrevam a relação constitutiva de aderência entre varões de GFRP e o betão em função da temperatura. Na presente secção propõem-se leis tensão de aderência-deslizamento para os varões com acabamento de areia utilizados no estudo experimental, desde 20 ºC até 140 ºC (temperaturas de ensaio) e para um comprimento aderente ao betão de 5 vezes o diâmetro do varão. Para o efeito, foi adoptada uma metodologia numérica desenvolvida por Sena-Cruz e Barros [6], a qual permitiu considerar a distribuição não uniforme de tensões ao longo do comprimento aderente do varão; esta metodologia utiliza os resultados

experimentais (em termos de força e deslizamento) para calibrar um conjunto de parâmetros que definem as leis tensão de aderência-deslizamento analíticas.

A expressão analítica considerada para a relação local de tensão de aderência-deslizamento foi proposta por Sena-Cruz [7], sendo definida pelas Eqs (1a) e (1b):

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_m \left(\frac{s}{s_m}\right)^{\alpha} & se \quad s \leq s_m \quad (1a) \\ \tau_m \frac{1}{1 + \left(\frac{s - s_m}{s_1}\right)^{\alpha'}} & se \quad s > s_m \quad (1b) \end{cases}$$

em que s é o deslizamento do varão, $\tau(s)$ é a tensão de aderência para um dado valor de deslizamento, τ_m e s_m são a tensão máxima de aderência e o valor de deslizamento correspondente, e α, α' and s_1 são os parâmetros que definem a forma das curvas tensão de aderência-deslizamento. A Eq. (1a) define o valor de $\tau(s)$ para a fase pré-pico, seguindo o modelo proposto por Eligehausen *et al.* [8], enquanto que a Eq. (1b) simula a fase pós-pico, seguindo a abordagem de Stang and Aarre [9].

Conforme referido na secção 3.2, a aderência deste tipo de varão ao betão foi influenciada pelo deslizamento relativo entre o acabamento superficial do varão (em areia) e o seu núcleo; disto resulta que a deformabilidade do núcleo do varão seja diferente da da camada superficial de areia e resina. Por este motivo, foi necessário calibrar, para cada temperatura, um módulo de elasticidade aparente (como uma percentagem do módulo de elasticidade obtido experimentalmente nos ensaios de tracção, descritos na secção 2.2). Esta abordagem levou a uma maior precisão da rigidez das curvas analíticas de força-deslizamento por comparação com as curvas experimentais (conforme exemplificado na Fig. 8 para a extremidade carregada do varão).

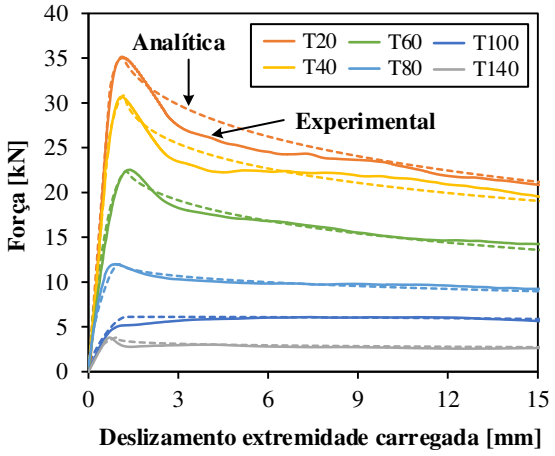


Figura 8. Comparação entre as curvas força-deslizamento na extremidade carregada: curva experimental (linha contínua) e analítica (curva tracejada).

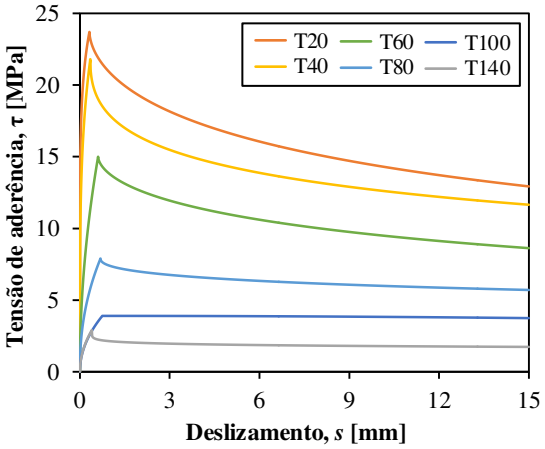


Figura 9. Relação local de tensão de aderência *vs.* deslizamento calibrada para diferentes temperaturas.

Os valores do módulo de elasticidade aparente e dos valores calibrados dos parâmetros das Eqs (1a) e (1b), para as diferentes temperaturas, encontram-se listados no Quadro 2. Refira-se que os parâmetros foram obtidos através da minimização das diferenças relativas (área) entre as curvas força-deslizamento experimentais e analíticas (obtidas para as extremidades livre e carregada do varão), garantindo também valores similares da força máxima e do deslizamento correspondente. Ilustram-se na Fig. 9 as leis constitutivas de aderência entre os varões de GFRP e o betão obtidas para as diferentes temperaturas testadas. As curvas mostram que: (i) a resistência e rigidez de aderência foram progressivamente reduzidas com o aumento da temperatura; (ii) para todas as temperaturas, a tensão de aderência é conservada para valores de escorregamento relativamente elevados; (iii) até 100 ºC, o escorregamento

correspondente à tensão máxima de aderência (s_m) aumenta com a temperatura, enquanto que entre 100 ºC e 140 ºC esse valor é significativamente reduzido (conforme indicado no Quadro 2). Esta variação não monotónica do parâmetro s_m poderá estar relacionada com as mudanças termofísicas a que o polímero da matriz dos varões está sujeito durante a transição vítrea: durante este processo de transição a viscosidade é máxima, diminuindo para valores de temperatura inferiores e superiores ao pico da curva do módulo de perda (110 ºC – obtido através de análises DMA [4]).

Quadro 2. Parâmetros que definem a relação local de tensão de aderência-deslizamento em função da temperatura.

Série	T [ºC]	Módulo de elasticidade calibrado [GPa]	s_m [mm]	τ_m [MPa]	α [-]	α' [-]	s_1 [-]	Diferença relativa[1] [-]	
								Deslizamento extremidade livre	Deslizamento extremidade carregada
T20_5d$_b$	20	14.5 (30% E_{exp})	0.32	23.70	0.15	0.59	20	4.2%	4.8%
T40_5db	40	12.0 (25% E_{exp})	0.35	21.80	0.25	0.44	20	3.8%	4.5%
T60_5db	60	11.7 (25% E_{exp})	0.61	15.00	0.50	0.59	24	2.1%	2.5%
T80_5db	80	11.0 (24% E_{exp})	0.69	7.90	0.45	0.45	120	2.5%	2.7%
T100_5db	100	4.4 (10% E_{exp})	0.75	3.90	0.50	2.00	70	3.9%	3.7%
T140_5db	140	2.2 (10% E_{exp})	0.40	2.91	0.50	0.20	110	6.4%	6.6%

[1]Diferença relativa de percentagem, em valor absoluto, entre as áreas das curvas força-deslizamento experimentais e analíticas (deslizamento medido nas extremidades livre e carregada do varão).

5. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou um estudo experimental acerca do comportamento de aderência entre o betão e varões de GFRP (com acabamento de areia e fibras helicoidais enroladas), desde a temperatura ambiente (20 ºC) até 140 ºC. Foi também implementada uma estratégia numérica para determinar a influência da temperatura na lei local de aderência. Os resultados obtidos permitiram tirar as seguintes principais conclusões:

- Conforme esperado, a resistência e rigidez na interface GFRP-betão são significativamente afectadas com o aumento da temperatura de exposição. A resistência de aderência média é severamente reduzida, mesmo para temperaturas inferiores à T_g dos varões de GFRP (98 ºC), apresentando valores residuais de cerca de 60-70% e de apenas 10% a 60 ºC e 140 ºC, respectivamente, por comparação com a resistência de aderência média à temperatura ambiente.

- Para os materiais, esquema e procedimento de ensaio utilizados neste programa experimental e para a gama de temperaturas testadas, a redução da resistência de aderência foi similar para os dois comprimentos aderentes testados (5 e 9 vezes o diâmetro dos varões).

- Observações visuais dos provetes após os ensaios permitiram concluir que o dano sofrido pelos varões de GFRP foi limitado praticamente à sua superfície, com a camada superficial de areia a ser completamente removida do núcleo do varão; estas observações mostraram que a aderência entre os varões de GFRP com acabamento de areia e o betão, quer a temperatura ambiente, quer a temperatura elevada, é influenciada pela adesão (e fricção) entre o acabamento superficial e o núcleo do varão.

- Foram calibradas, para as diferentes temperaturas de ensaios, relações tensão de aderência-deslizamento locais que permitiram reproduzir com significativa precisão os resultados experimentais em termos da resposta carga-deslizamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Fundação para a Ciência e Tecnologia – FCT (projecto PTDC/ECM-EST/1882/2014) e ao CERIS e ao ISISE pelo financiamento desta investigação, à Secil/Unibetão pelo fornecimento do betão e à *Hughes Brothers* pelo fornecimento dos varões de GFRP. O primeiro e segundo autores também gostariam de agradecer o financiamento da FCT através das bolsas SFRH/BD/129681/2017 e SFRH/BDP/108319/2015, respectivamente.

REFERÊNCIAS

[1] Katz A., Berman N., Bank L.C. (1999). "Effect of high temperature on bond strength of FRP rebars", Journal of Composites for Construction, Vol. 3, N. 4, pp. 153–160.

[2] Abbasi A., Hogg P.J. (2006). "Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar", Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, Vol. 37, N. 8, pp. 1142–1150.

[3] ASTM E1640 (1999), "Standard test method for assignment of the glass transition temperature by dynamic mechanical analysis", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, USA.

[4] Santos P. (2016). "Resistência ao fogo de lajes de betão armadas com varões em compósito de GFRP", Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa.

[5] ASTM D7913/D7913M (2014). "Standard test method for bond strength of fiber-reinforced polymer matrix composite bars to concrete by pullout testing", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, USA.

[6] Sena-Cruz J., Barros J. (2004), "Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete", Computers and Structures, Vol. 82, N. 17–19, pp. 1513–1521.

[7] Sena-Cruz J. (2005). "Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips," PhD thesis in Civil Engineering, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

[8] Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V. (1982). "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations: experimental results and analytical model," Report No. UCB/EERC-8, Earthquake Engineering Resarch Center, California, USA.

[9] Stang H., Aarre T. (1992). "Evaluation of crack width in FRC with conventional reinforcement", Cement and Concrete Composites, Vol. 14, N. 2, pp. 143–154.

Lajes de betão armadas com varões de GFRP com acabamento a areia: estudo experimental e simulação numérica

Wallace Maia de Souza[1] **Inês Rosa[2]** **João Pedro Firmo[3]** **João Ramôa Correia[4]** **Pedro Santos[5]** **João Almeida[6]**

RESUMO

Face aos crescentes problemas de durabilidade das estruturas de betão armadas com varões metálicos e à necessidade de garantir a durabilidade e a vida útil de projeto das construções, o interesse pela utilização de varões em polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) tem vindo a aumentar. No presente artigo, apresenta-se um estudo experimental e numérico sobre o comportamento à flexão de faixas de lajes de betão armado com varões de GFRP com acabamento de superfície a areia, em que se avaliou o efeito do recobrimento dos varões e da introdução de emendas por sobreposição. Foram ensaiadas duas faixas de laje com varões longitudinais contínuos em GFRP, com recobrimento de 2,5 cm e 3,5 cm, e duas faixas de laje com emendas da armadura inferior, com comprimentos de sobreposição de 30 cm e 60 cm, bem como uma faixa de laje de referência com armadura convencional em aço. No estudo numérico, foram desenvolvidos, calibrados e validados modelos numéricos bidimensionais não lineares das faixas de laje armada com varões de GFRP, através do software de elementos finitos ATENA, em que se teve em conta a relação aderência-escorregamento dos varões, obtida através de ensaios *pull-out*. Os ensaios à flexão das faixas de laje confirmaram a viabilidade da utilização de varões de GFRP como armadura de laje e ilustraram as diferenças consideráveis dessa armadura face à utilização de varões de aço. Como esperado, a diminuição da altura útil provocou uma redução da capacidade resistente; por outro lado, as emendas dos varões de GFRP foram eficientes, tendo mesmo aumentado a capacidade de carga, pelo aumento local da armadura. Os modelos numéricos conseguiram prever com razoável precisão os resultados experimentais, simulando corretamente os diferentes aspectos observados nos ensaios, nomeadamente os modos de rotura e o escorregamento entre os varões de GFRP nas lajes com emendas.

Palavras-chave: Lajes de betão armado; varões de GFRP; recobrimento; emendas; ensaios; modelação.

1. INTRODUÇÃO

O betão armado é um material compósito com excelentes características físicas e mecânicas, que, desde a segunda metade do século XX, tem sido utilizado na maioria das construções em todo o mundo. Não obstante, nas últimas décadas, os problemas de durabilidade das construções em betão armado têm aumentado consideravelmente devido essencialmente à corrosão prematura das armaduras de aço [1]. Tal deve-se a erros de projecto ou construção, materializados em recobrimento e/ou compacidade do betão insuficientes face à agressividade dos agentes ambientais. Deste modo, em ambientes particularmente agressivos, por exemplo, junto à orla costeira, em algumas indústrias quimicamente

[1] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. wallace.souza@tecnico.ulisboa.pt
[2] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ines.rosa@tecnico.ulisboa.pt
[3] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[4] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt
[5] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. pedro.casa-branca.santos@tecnico.ulisboa.pt
[6] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.f.de.almeida@tecnico.ulisboa.pt

agressivos ou em pontes expostas a sais anti-congelantes, as construções de betão armado podem atingir o fim da sua vida útil de forma muito prematura.

Neste contexto, a indústria da construção tem procurado materiais alternativos às armaduras em aço, mais resistentes à corrosão e a outros agentes agressivos. De entre esses materiais, incluem-se os compósitos reforçados com fibras (FRP, do inglês *Fiber Reinforced Polymer*), que, para além de não serem corrosíveis, apresentam outras vantagens, como a leveza, a transparência electromagnética e a elevada resistência à tracção [2].

Os materiais em FRP podem ser produzidos com diferentes tipos de fibras, sendo mais frequentes as de vidro (GFRP, do inglês *Glass-FRP*), as de carbono (CFRP, do inglês *Carbon-FRP*), as de aramida (AFRP, do inglês *Aramid-FRP*) e, mais recentemente, as de basalto (BFRP, do inglês *Basalt-FRP*). Comparadas com as demais fibras, as de vidro apresentam como principais vantagens o custo mais reduzido, a resistência química e as excelentes propriedades isolantes.

Os sistemas de reforço em compósitos FRP, na forma de mantas e laminados, já são regularmente utilizados no reforço de estruturas de betão armado, como alternativa às chapas de aço, por apresentarem vantagens em termos de facilidade de construção e durabilidade em relação às placas de aço.

Para construção nova, a indústria dos compósitos tem desenvolvido diferentes tipos de varões, que têm tido um número crescente de utilizações, sobretudo em ambientes mais agressivos. Em face das dúvidas que existem sobre a resistência à compressão dos varões de GFRP, este tipo de armadura tem sido utilizada sobretudo em elementos à flexão, como vigas e lajes.

No últimos anos, têm sido realizados diversos estudos no Instituto Superior Técnico sobre o comportamento estrutural de elementos de betão armado com varões de GFRP, nomeadamente sobre o comportamento à flexão de vigas hiperestáticas e a sua ductilidade e capacidade de redistribuição [3], a aderência entre este tipo de armadura e o betão (a temperatura ambiente e elevada) e a resistência ao fogo de elementos de betão armado com varões de GFRP [4]. Para avaliar a resistência ao fogo de elementos estruturais, é necessário caracterizar devidamente o seu comportamento a temperatura ambiente.

O presente artigo apresenta um estudo experimental e numérico sobre o comportamento à flexão a temperatura ambiente de faixas de laje de betão armado com varões de GFRP com acabamento de superfície a areia. Este trabalho constitui a primeira fase de um estudo mais alargado sobre o comportamento ao fogo das faixas de laje armadas com varões de GFRP. Em particular, avaliou-se o efeito do recobrimento dos varões de GFRP e da introdução de emendas por sobreposição. O estudo numérico consistiu na simulação do comportamento estrutural das faixas de laje, através de modelos de elementos finitos não lineares, em que se teve em conta a relação aderência-escorregamento dos varões de GFRP.

O artigo está organizado em 4 secções. Na sequência da presente introdução, na secção 2, descreve-se o programa experimental e os principais resultados obtidos. Na secção 3 apresenta-se o estudo numérico e, na secção 4, descrevem-se as principais conclusões.

2. ESTUDO EXPERIMENTAL

No estudo experimental, descrito em detalhe em Santos [5], foram analisadas cinco faixas de laje de betão, incluindo uma faixa de laje armada com varões de aço (laje de referência) e quatro faixas de laje armadas com varões de GFRP, com as seguintes dimensões: 0,11 m de altura, 0,25 m de largura e 1,5 m de comprimento. Foram utilizados varões longitudinais de aço com dobras a 90º nas extremidades e varões de GFRP com extremidades rectas, como ilustra a Fig. 1.

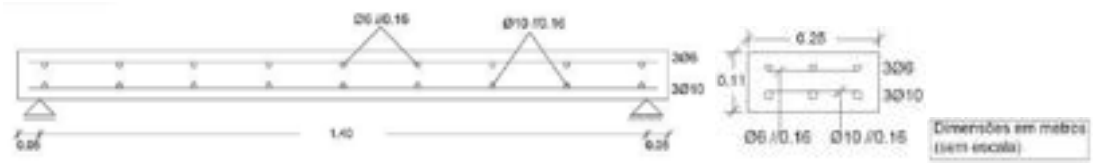


Figura 1. Vista em alçado (esquerda) e corte (direita) da armadura longitudinal das lajes com varões de GFRP [5].

Os elementos estruturais foram armados nas duas direções, nas faces superior e inferior. Não foi utilizada qualquer armadura de corte. Como referido, foi avaliado o comportamento das faixas de laje de betão com varões de GFRP face à variação dos seguintes dois aspectos: (i) recobrimento da armadura inferior, tendo sido utilizados valores de 2,5 cm e 3,5 cm; (ii) continuidade da armadura longitudinal, tendo sido ensaiadas faixas de laje com varões de GFRP contínuos e com empalmes, com 30 cm e 60 cm de comprimento de emenda ou sobreposição na zona central.

As faixas de laje armadas com varões de GFRP foram dimensionadas de acordo com as diretrizes do documento CNR-DT203/2006 [6], enquanto que o dimensionamento dos comprimentos de emendas foi efectuado com base na norma ACI 440.1R-15 [2]. Em estruturas correntes, as emendas localizam-se numa zona de esforços mínimos; porém, neste estudo experimental, optou-se por posicionar as emendas na zona de momentos máximos, precisamente para promover a sua rotura e observar o seu comportamento [5].

A faixa de laje armada com varões de aço (contínuos e com recobrimento de 25 mm) foi utilizada como elemento estrutural de referência, permitindo a comparação e verificação do comportamento resistente das faixas de laje armadas com varões de GFRP contínuos e com empalmes. A descrição do programa experimental é apresentada no Quadro 1.

Quadro 1. Resumo do programa experimental das faixas de laje de betão armado

Nomenclatura	*Armadura longitudinal inferior*	*Taxa de armadura longitudinal* [%]	*Recobrimento* [cm]	*Observação*
Laje RC 2.5	3ϕ10	1,18	2,5	Varões contínuos
Laje GFRP 2.5		1,07	2,5	Varões contínuos
Laje GFRP 3.5		1,22	3,5	
Laje GFRP E30		1,07	2,5	Varões com empalmes
Laje GFRP E60		1,07	2,5	

Os varões de GFRP, com acabamento exterior em areia associado a uma fibra enrolada de forma helicoidal, foram produzidos pelo fabricante *Hughes Brothers*, modelo Aslan 100. Os varões de GFRP apresentam as seguintes propriedades mecânicas à tração: $f_{t,GFRP}$= 1045 MPa; $E_{t,GFRP}$ = 48,2 GPa [5]. O betão utilizado nas lajes apresentava as seguintes características aos 135 dias (idade em que os ensaios foram realizados): f_{cm} = 53,3 MPa; f_{ck} = 49,8 MPa (cubos); f_{ctm} = 2,8 MPa; E_{cm} = 36,3 MPa [5].

O sistema de ensaio, ilustrado na Fig. 2, consiste num modelo de viga simplesmente apoiada, sujeita a duas cargas concentradas e equidistantes dos apoios. Em termos de restrição aos deslocamentos axiais, um dos apoios é fixo e outro é móvel.



Figura 2. Esquema de ensaio utilizado nos ensaios de flexão. A - macaco hidráulico; B - célula de carga; C - rótula esférica; D - viga de distribuição; E - apoio móvel; F - apoio fixo; G - deflectómetro; H - pórtico de reação [5].

A Fig. 3 ilustra os diferentes modos de roturas das faixas de laje. O modo de rotura da laje RC 2.5 consistiu no esgotamento da capacidade de carga à flexão, com esmagamento do betão e cedência do aço. As lajes GFRP 2.5, GFRP 3.5 e GFRP E60 apresentaram um modo de rotura por corte, devido ao esgotamento da capacidade resistente ao esforço transverso; enquanto que, a rotura da laje GFRP E30 ocorreu em virtude do escorregamento da armadura longitudinal de GFRP na zona da emenda.

A Fig. 4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios à flexão no que diz respeito às curvas carga *vs.* deslocamento a meio vão. Em termos qualitativos, a da laje RC 2.5 apresenta um comportamento típico de lajes com armadura em aço: um troço inicial elástico (em que a resposta foi semelhante à das lajes armadas com varões de GFRP), seguindo-se uma diminuição de rigidez em estado fendilhado (bastante superior à das lajes com varões de GFRP, em virtude do menor módulo de elasticidade destes) e um comportamento não linear associado à cedência das armaduras, com significativa ductilidade e capacidade de carga (47% mais elevada do que a laje GFRP 2.5). As lajes armadas com varões de GFRP apresentaram também um comportamento típico de elementos de betão armados com este tipo de armadura: (i) um primeiro troço linear até à carga de fendilhação, seguindo-se um segundo troço aproximadamente linear, com menor rigidez do que o primeiro (nalguns casos, com alguma redução de rigidez na fase final do ensaio), até ser atingida a carga de rotura. A linearidade do segundo troço das curvas deve-se ao comportamento elástico-linear até a rotura dos varões de GFRP. Ao longo dos ensaios, as curvas exibiram reduções ligeiras de carga em todas as faixas de laje, de maior magnitude nas lajes armadas com varões de GFRP, em virtude do escorregamento dos varões aquando da abertura das fendas.

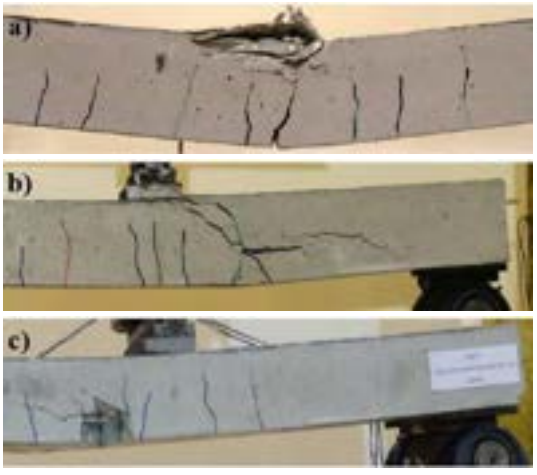


Figura 3. Modos de roturas representativos das faixas de laje: a) RC 2.5; b) GFRP 2.5; 3.5; E60 e c) GFRP E30 [5].

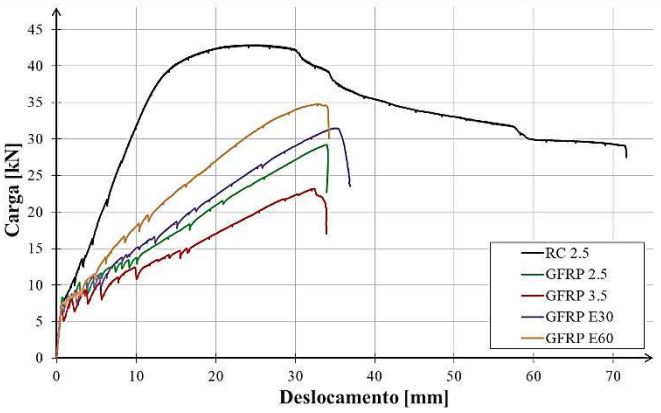


Figura 4. Diagramas carga-deslocamento a meio vão das faixas de laje [5].

Em relação às faixas de laje armadas com varões contínuos de GFRP, o aumento do recobrimento de 2,5 cm para 3,5 cm conduziu a uma redução da capacidade de carga de 21%, em virtude da diminuição da altura útil da armadura longitudinal e, assim, do momento resistente da secção transversal da laje. Por outro lado, as faixas de laje com emendas dos varões de GFRP apresentaram aumentos de capacidade de carga de 8% e 20% para os comprimentos de emendas de 30 cm e 60 cm, respectivamente, quando comparados com as faixas de laje com varões contínuos de igual recobrimento (2,5 cm); este aumento de capacidade resistente deveu-se ao aumento da área da armadura na região inferior-central da viga (região da emenda), resultando num aumento da resistência à flexão e ao corte (aumento do efeito de ferrolho).

3. ESTUDO NUMÉRICO

O estudo numérico consistiu no desenvolvimento de modelos de elementos finitos não lineares das faixas de laje de betão armado com varões de GFRP. Os modelos foram desenvolvidos no software comercial ATENA v. 5.6.0 [7]. Como referido, nos modelos foi considerada uma lei constitutiva da aderência entre os varões de GFRP e o betão, obtidas através de ensaios *pull-out* realizados pelos autores [8].

3.1 Geometria, condições de fronteira e tipo de análise

Para as simulações, foram desenvolvidos modelos de elementos finitos bidimensionais, com as seguintes dimensões: 110 mm de altura, 250 mm de largura e comprimento de 750 mm ou 1500 mm para as faixas de laje com varões contínuos (tirando partido das condições de simetria dos ensaios) ou com emendas, respectivamente. A Fig. 5 ilustra os modelos de elementos finitos das faixas de laje com varões com 2,5 cm de recobrimento, contínuos e com emendas de 30 cm e 60 cm de comprimento.

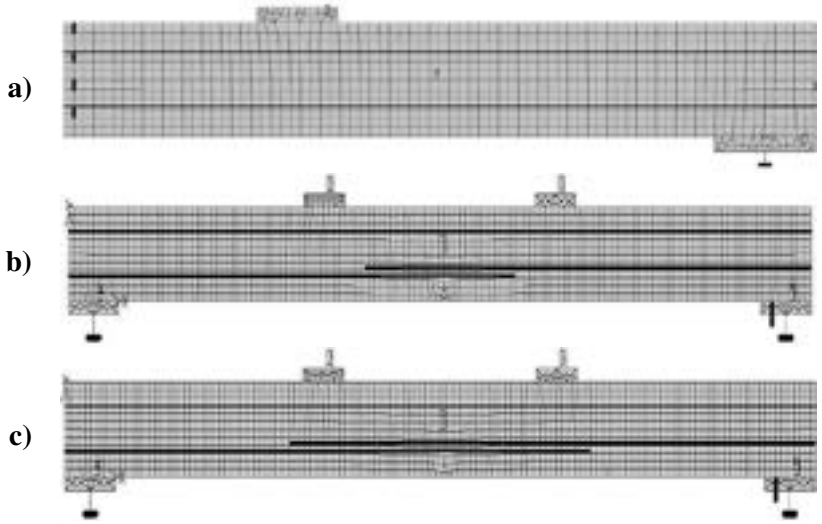


Figura 5. Modelos das faixas de laje a) GFRP 2.5 com varões contínuos e 2,5 cm de recobrimento; b) GFRP E30 e c) GFRP E60 com emenda por sobreposição com 30 cm e 60 cm de comprimento, respectivamente.

Relativamente às faixas de laje de betão armado com varões de GFRP com emendas, a zona da sobreposição foi simulada considerando um espaço de 10 mm entre os varões emendados preenchido com betão. É de referir que o software considera o eixo longitudinal dos varões de GFRP na construção do modelo, tendo depois em conta o respectivo diâmetro nas iterações numéricas. A simulação das emendas nos modelos numéricos foi realizada através da sobreposição vertical dos varões de GFRP (varão sobre varão), como mostrado na Fig. 5. Esta modelação deu-se em virtude da dificuldade de simular no plano bidimensional as emendas do estudo experimental, as quais foram montadas através da sobreposição lateral dos varões de GFRP. Ainda que haja uma ligeira redução do momento resistente

dos modelos numéricos na sobreposição vertical, em virtude da diminuição da altura útil do varão superior da emenda, os resultados mostraram que o comportamento resistente dos modelos não foi afetado.

As condições de fronteira foram adotadas procurando reproduzir de maneira fiel os ensaios experimentais. Os modelos numéricos das lajes com varões de GFRP contínuos foram submetidos à flexão em 2 pontos de carga em virtude da simplificação de simetria, enquanto as lajes com varões de GFRP com emendas foram submetidas à flexão em 4 pontos de carga. Para os modelos com simplificação de simetria, restringiu-se o deslocamento horizontal nos elementos da secção de meio vão e o deslizamento dos varões longitudinais de GFRP nessa secção.

Nas zonas de aplicação da carga e de apoio, foram utilizadas chapas de aço semelhantes às utilizadas no estudo experimental, a fim de possibilitar a uniformização do carregamento sobre a laje. As dimensões das chapas utilizadas no apoio e na zona de aplicação da carga foram as seguintes: 250 mm × 100 mm × 15 mm e 250 mm × 80 mm × 15 mm, respectivamente. A carga foi aplicada pontualmente no nó sobre as chapas de aço.

Os modelos foram submetidos a uma análise numérica não linear, através da aplicação do carregamento estático, em controlo de deslocamentos, com incrementos mínimos de 0,0005 mm, utilizando o método iterativo-incremental de Newton-Raphson.

3.2 Tipos de elementos e propriedades dos materiais

O betão foi modelado através de uma malha de elementos finitos quadriláteros planos com quatro nós, do tipo *CCIsoQuad*. Estes elementos isoparamétricos são integrados pela quadratura de Gauss de quatro pontos para o caso de interpolação bilinear ou bi-quadrática [9].

Para a modelação do betão das faixas de lajes armadas com varões de GFRP foi utilizado o material *SBETA,* que apresenta as seguintes características: comportamento não linear em compressão, incluindo endurecimento e amolecimento; fratura em tração; redução da resistência à compressão e ao corte em estado fendilhado.

As propriedades dos materiais consideradas nos modelos foram as obtidas nos ensaios experimentais, referidas acima. Para a modelação da iniciação e propagação de fissuras, foi considerada uma energia de fratura, de 50 N/mm, com base no *Fib Model Code* 90 [10].

As chapas de aço foram modeladas utilizando elementos *CCIsoQuad* e uma malha de elementos finitos planos quadriláteros com quatro nós, semelhante aos utilizados na simulação do betão. Para modelar as chapas foi utilizado o material *Plane Stress Elastic Isotropic*, com módulo de elasticidade de 210 GPa e coeficiente de *Poisson* de 0.3.

Os varões longitudinais de GFRP foram modelados com elementos lineares de treliça 2D do tipo *CCIsoTruss*, posicionados em diferentes níveis verticais, com o eixo posicionado a 2.5 cm ou 3.5 cm da face inferior das lajes. Estes elementos isoparamétricos são integrados pela quadratura de Gauss de dois pontos de integração para o caso de interpolação linear ou quadrática [9].

Os varões de GFRP foram modelados com o material *Reinforcement*, tendo-se assumido um estado de tensão uniaxial e utilizada a relação *Multilinear*, o que permitiu definir um comportamento linear-elástico até a carga de rotura do material. As propriedades dos materiais consideradas foram as obtidas nos ensaios experimentais, apresentadas anteriormente.

Para a modelação dos varões de GFRP, foi ainda considerada a distinção da armadura longitudinal da região comprimida e tracionada, com base nos resultados obtidos por Deitz *et al.* [11], que mostram que a resistência à compressão dos varões de GFRP é cerca de metade da resistência à tração, enquanto que o módulo de elasticidade à compressão pode ser considerado igual ao módulo de elasticidade à tração.

Assim, os varões de GFRP foram modelados com as seguintes características à compressão: f_{cGFRP}= 522,5 MPa; E_{cGFRP} = 48,2 GPa. É importante destacar que as normas internacionais (ACI 440.1R-15 [2] e CSA S806-12 [12]) apresentam um posicionamento muito restritivo face ao uso de armaduras em FRP sob compressão em elementos de betão armado. Tais restrições devem-se ao número relativamente limitado de estudos sobre o comportamento à compressão deste tipo de armadura.

3.3 Lei de aderência-escorregamento

Como referido, os autores do presente artigo realizaram ensaios de *pull-out* em varões de GFRP idênticos aos utilizados nos ensaios à flexão das faixas de laje descritas. A partir dos resultados obtidos nesses ensaios, foi possível estimar uma lei de aderência *vs.* escorregamento, ilustrada na Fig. 6, que foi utilizada como *input* nos modelos numéricos para simular a interface entre a armadura longitudinal de GFRP e o betão. Cabe ressaltar que também foi simulada, nos modelos de lajes com varões de GFRP, a interface com aderência perfeita entre os varões e o betão, com o objetivo de avaliar a influência da lei constitutiva de aderência *vs.* escorregamento na modelação do comportamento resistente.

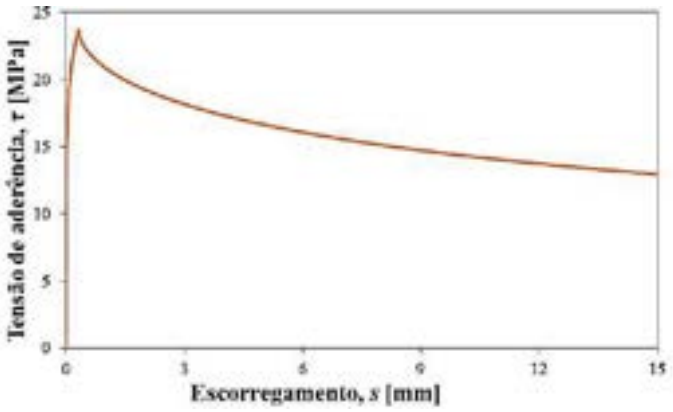


Figura 6. Relação tensão de aderência *vs.* escorregamento entre o betão e os varões de GFRP com acabamento exterior em areia [8].

3.4 Resultados e discussão

A Fig. 7 apresenta a comparação das curvas carga *vs.* deslocamento a meio vão das duas faixas de laje com armadura contínua (GFRP 2.5 e GFRP 3.5), obtidas nos ensaios e nos modelos. De um modo geral, os modelos apresentaram um concordância bastante razoável com os resultados experimentais. Apesar de terem previsto cargas de fendilhação significativamente mais elevadas do que nos ensaios, os modelos numéricos estimaram com precisão a rigidez elástica e em estado fendilhado (as pequenas diferenças relativas dever-se-ão à impossibilidade da simulação de microfissuras e outros aspectos decorrentes do processo construtivo das lajes), e também a capacidade de carga – a resistência estimada pelos modelos foi superior em 6% e 11% à medida nos ensaios das lajes GFRP 2.5 e GFRP 3.5, respectivamente. É ainda relevante referir que as curvas dos modelos reproduziram as reduções de forças observadas nos ensaios, ainda que a magnitude dessas reduções nos modelos tenha sido mais reduzida do que a medida nos ensaios.

Em relação às lajes com emendas na zona de meio vão, GFRP E30 e GFRP E60, as curvas *vs.* deslocamento a meio vão apresentadas na Fig. 8 mostram que os modelos numéricos foram capazes de prever com precisão a capacidade de carga obtida nos ensaios (diferenças relativas entre 2.8% e 3.2%). Contudo, tal como nas lajes anteriores, os modelos apresentaram estimativas por excesso da carga de fendilhação e também da rigidez em fase elástica. Tal poderá dever-se aos aspectos anteriormente referidos e, possivelmente, à dificuldade em simular de forma precisa a emenda dos varões.

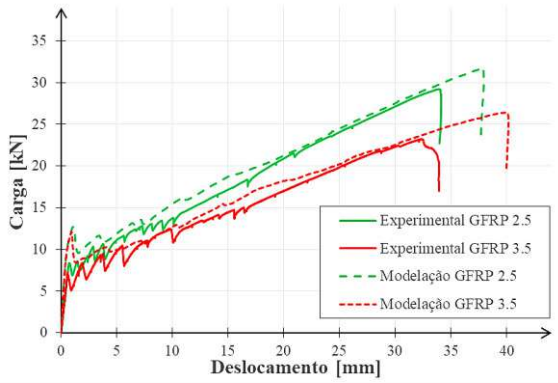


Figura 7. Diagramas carga-deslocamento para lajes de betão armado com varões de GFRP contínuos GFRP 2.5 e GFRP 3.5.

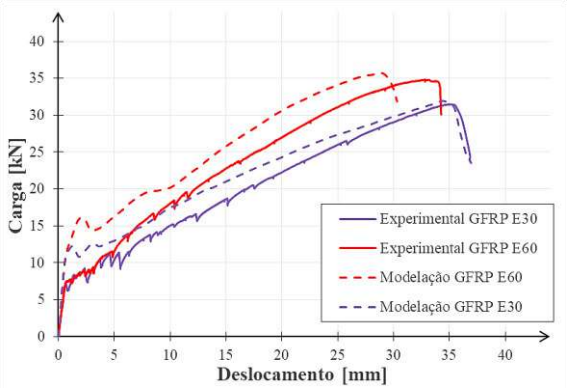


Figura 8. Diagrama carga-deslocamento para lajes de betão armado com varões de GFRP com emendas.

Os modelos numéricos reproduziram de forma fiel o desenvolvimento da fissuração, a propagação do dano e os modos de rotura observados nos ensaios experimentais. Isto é perceptível na Fig. 9a em comparação com a Fig. 3b, referentes à laje GFRP 2.5 (varões contínuos de GFRP com 2.5 cm de recobrimento), cujo modo de rotura ocorreu por corte com uma abertura máxima de fenda inclinada de 1.6 mm; e também na Fig. 9b em comparação com a Fig. 3c, referentes à laje GFRP E30 (varões com emenda de 30 cm), cuja rotura ocorreu por escorregamento da armadura longitudinal de GFRP com uma abertura máxima de fenda transversal de 1.9 mm. Os modelos das lajes GFRP 3.5 e GFRP E60 apresentaram padrões de fendilhação e dano semelhantes ao da laje GFRP 2.5, e um modo de rotura por corte, em consonância com as observações dos ensaios experimentais.

A Fig. 10 ilustra os deslocamentos relativos entre o betão e os varões de GFRP na extremidade destes. As figuras mostram que nos modelos das lajes GFRP E30 e GFRP E60 ocorreu escorregamento entre os varões e o betão, em virtude de ter sido implementada nos modelos numéricos a lei de aderência-escorregamento obtida experimentalmente. A precisão da modelação é confirmada através dos valores do pico de escorregamento nas extremidades dos varões que compõem as emendas. A este respeito, é de referir que, como esperado, os valores de escorregamento para a laje GFRP E30 são superiores aos da laje GFRP E60; tal deve-se ao facto de o comprimento de emenda ser inversamente proporcional à tensão de aderência e, consequentemente, ao escorregamento do varão. Os valores de escorregamento apresentam uma assimetria em ambas as figuras, em virtude do apoio móvel permitir o deslocamento horizontal da faixa de laje, favorecendo um maior escorregamento do varão (0.1315 mm para a laje GFRP E30 e 0.09008 mm para a laje GFRP E60).

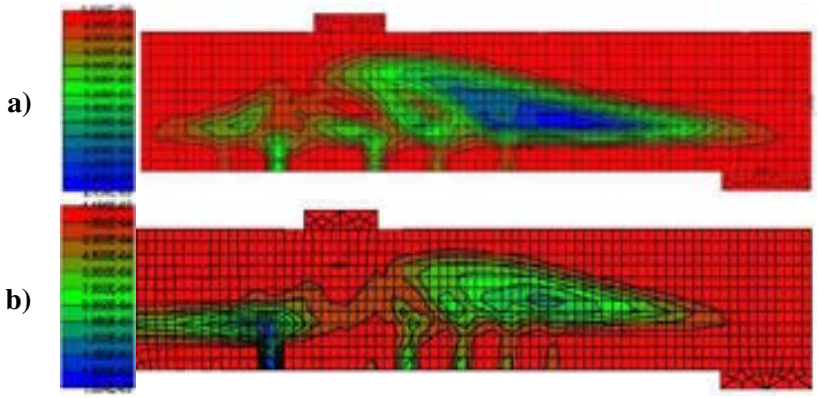


Figura 9. Aberturas de fendas no carregamento máximo das lajes a) GFRP 2.5 e b) GFRP E30.

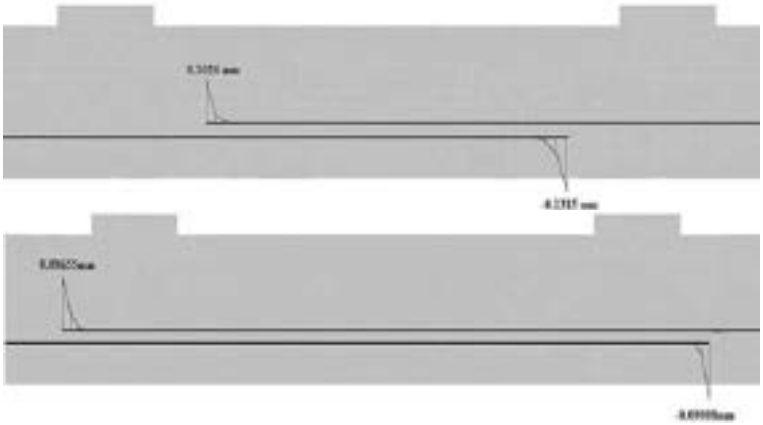


Figura 10. Valores de escorregamento entre os varões da laje GFRP E30 (em cima) e GFRP E60 (em baixo).

Por fim, com relação a modelação da interface entre os varões de GFRP e betão, realizou-se a simulação das faixas de laje de betão armado com aderência perfeita, objetivando avaliar o comportamento dos modelos em referência à simulação da interface entre varões e betão com a lei constitutiva aderência-escorregamento. Os resultados mostraram que a temperatura ambiente, o comportamento resistente dos modelos das lajes GFRP 2.5, GFRP 3.5 e GFRP E30 não parece depender de forma significativa da simulação da interface varões-betão, enquanto que o modelo da laje GFRP E60 com a lei de aderência-escorregamento apresentou maior resistência do que o modelo da laje com aderência perfeita.

4. CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou um estudo experimental e numérico sobre o comportamento à flexão de faixas de lajes armadas com varões de GFRP, com diferentes recobrimentos, contínuos ao longo do vão e contendo emendas por sobreposição com diferentes comprimentos.

Os ensaios mostraram que as faixas de lajes com varões de GFRP constituem uma solução estrutural viável, ainda que apresentem menor rigidez em estado fendilhado e menor capacidade de carga do que faixas de laje com varões de aço "equivalentes". Além disso, a diminuição da altura útil resultou na redução da capacidade de carga, em virtude da diminuição do momento resistente do elemento estrutural. E, por fim, as faixas de lajes com varões de GFRP com emendas exibiram elevada capacidade de carga, devido ao aumento da área da armadura na região inferior-central, resultando no acréscimo de resistência à flexão e ao corte.

Os modelos numéricos conseguiram prever com razoável precisão os resultados experimentais, simulando corretamente os diferentes aspectos observados nos ensaios. Apesar de terem previsto valores de rigidez e de carga de fendilhação superiores aos medidos nos ensaios, os modelos forneceram estimativas precisas da capacidade de carga das diferentes faixas de laje e reproduziram correctamente os modos de rotura observados nos ensaios, incluindo o escorregamento entre os varões de GFRP e o betão nas lajes com emendas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT (projecto FireComposite PTDC/ECM-EST/1882/2014) e aos CERIS pelo financiamento da investigação. O primeiro autor agradece também o financiamento da Fundação de Amparo à Pesquisa e ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Maranhão (FAPEMA) pelo apoio concedido.

REFERÊNCIAS

[1] Yan, F; Lin, Z; Yang, M. (2016). Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: a review. Composites Part B, Vol. 98, pp. 56-69.

[2] ACI 440.1R-15 (2015). Guide for the design e construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. USA. 83 p.

[3] Matos, B.; Correia, J.R.; Castro, L.M.S.; França, P. (2012). Structural response of hyperstatic concrete beams reinforced with GFRP bars: effect of increasing concrete confinement. Composite Structures, Vol. 94, No. 3, pp. 1200-1210.

[4] Rosa, I.C.; Firmo, J.P.; Granadeiro, L.; Correia, J.R. (2018). Effect of high temperatures on the bond performance of GFRP bars to concrete. 9th International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering CICE 2018, Paris, France, 17-19 July.

[5] Santos, P.R.C. (2016). Resistência ao fogo de lajes de betão armadas com varões em compósito de GFRP. Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.

[6] CNR-DT 203/2006 (2007). Guide for the Design and construction of concrete structures reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars, National Research Council of Italy.

[7] Cervenka Consulting (2018). Advaced Tool for Engineering Nonlinear Analysis (ATENA) Software - Version 5.6.0, Prague, Czech Republic.

[8] Rosa, I.C.; Firmo, J.P.; Correia, J.R.; Barros, J.A. (2018). Efeito da temperatura elevada na aderência entre betão e varões de GFRP com acabamento em areia – Ensaios de arrancamento e determinação de leis bond-slip. Encontro Nacional Betão Estrutural – BE2018.

[9] Červenka, V.; Jendele, L.; Červenka, J. (2018). Atena Program Documentation – Part 1: Theory. Červenka Consulting, Prague.

[10] FIB, *The fib Model Code for Concrete Structures*, Model Code 1990 (1993). International Federation for Structural Concrete (FIB), Lausanne, Switzerland.

[11] Deitz, D.H.; Harik, I.E.; Gesund, H. (2003). Physical properties of glass fiber reinforced polymer rebars in compression. Journal of Composites for Construction, Vol. 7, N. 4, pp.363-366.

[12] CAN/CSA S806-12. (2012). Design and construction of building structures with fibre reinforced polymers. CSA, Rexdale, ON, USA.

Sessão 2D

Microstructural analysis of cement paste: experimental and numerical investigation

Hadi Mazaheripour[1], Amin Abrishambaf[2] , Rui Faria[3], Miguel Azenha[4], Guang Ye[5]

ABSTRACT

Cement paste is a highly porous product of the chemical reactions of cement with water. The total process of cement hydration comprises a complex set of chemical and physical phenomena, discussed worldwide by many researchers. Many physical and mechanical properties of cement-based materials, such as concrete, depend on this hydration process, which alters the microstructure of cement paste and its pore network morphology throughout time. Therefore, for understanding and determining the mechanical and physical properties of a cement-based material, an adequate knowledge of its microstructure is essential. In the present work, a numerical modelling strategy is followed by using the computer code HYMOSTRUC3D for simulating the hydration process in cement paste, in which the microstructure of the latter is constructed on a cubic representative elementary volume (REV) as a function of time. Some model parameters are the water-to-cement ratio, the chemical composition of cement clinker and the temperature. In this paper, the degree of hydration and pore network morphology obtained from the numerical model are discussed and compared, respectively, with the results obtained from isothermal calorimetry and Mercury Intrusion Porosity (MIP) testing techniques.

Keywords: Cement paste, microstructure, HYMOSTRUC3D, MIP

1. INTRODUCTION

Cement paste, mortar and concrete are all classified as heterogeneous materials at different scales. However, this heterogeneity can be homogenized moving up from a lower scale to a higher scale (uncoupled homogenization). For instance, cement paste is heterogeneous at a microscale, but can be considered as homogeneous at a mesoscale. The same principle can be applied for mortar and concrete. Hardened cement paste is a porous material, and many of its mechanical and physical properties (e.g. Young's modulus, transport properties) depend on the pore network. To properly address these properties, a correct consideration of the pore microstructure is required. For a material such as cement paste, this microstructure is continuously changing according to the hydration progress. The pore system strongly depends on volume production of the hydrated cement phases, due to the reaction of cement grains with water. In this hydration procedure, the environmental parameters such as humidity and temperature are also effective parameters. Recently, some numerical models have been developed to simulate the complexity of the microstructure of the cement paste. The µic model developed at EPFL [1], and the HYMOSTRUC3D model developed in the Materials and Environment Department in Delft university [2, 3] are two examples of these numerical tools. By using these models, the microstructure of cement paste is generated and discretized in small voxels considering the chemical reactions of cement components with water. The models can generate the microstructure at each degree of the cement hydration. This simulation is implemented in a prescribed volume of cement paste (e.g. a cubic container)

[1] Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. hadimp@fe.up.pt
[2] Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. aminab@fe.up.pt
[3] Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. rfaria@fe.up.pt
[4] ISISE, University of Minho, Guimarães, Portugal. miguel.azenha@civil.uminho.pt
[5] Microlab, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands. G.Ye@tudelft.nl

that is large enough to be representative of the whole volume of the material (so-called representative element volume, i.e., REV). The results from these models have been calibrated and verified with experimental results in the literature during the last decade [2, 4-9]. One of the objectives of having simulated the cement paste microstructure with the identification of its pore system (including isolated and interconnected pore network) is to evaluate its mechanical and physical properties and consequently, through a homogenization technique, the properties of concrete materials, which are made of this cement paste. However, as a starting step, validation of the accuracy of the simulated microstructure is a key issue. The present work reports the simulation of hydration and microstructure of a cement paste made with CEM II 42.5R as marketed in Portugal, by employing HYMOSTRUC3D computer software. The process of simulation and primary validation with the results from isothermal calorimetry and MIP testing techniques are discussed.

2. MATERIAL

This study focuses on CEM II 42.5R, as marketed in Portugal. The mineral composition of this cement was measured by means of a powder X-Ray Diffraction (XRD) technique. The obtained mass percentage of the cement is given in Table 1: as it can be seen, this cement type is blended with about 11% of its mass with limestone.

The cumulative particle size distribution of the cement was measured by using Laser Diffraction Spectrometry (LDS). In order to obtain the particle size distribution curve of cement clinker itself, limestone particles were extracted from the obtained curve for the blended cement. These two curves are plotted in Figure 1. The curves can be fairly defined as a Rosin-Rammler function, i.e. $f(D)=1-e^{-b.D^n}$, where D is the diameter of the cement particle, and b and n are coefficients. By employing a curve fitting analysis, the values of 0.052 and 1.00 were calculated for cement clinker, and values of 0.16 and 2.0 for limestone, for respectively, b and n. These values are used later for construction of the cement paste microstructure.

Table 1. Mineral composition of the cement obtained from XRD analysis

Components	C3S	C2S	C3A	C4AF	Quartz	Gypsum	Limestone	Anhydrite
Phase concentration (%)	63.2	2.6	7.6	11.6	0.5	1.7	11.3	1.4

Cement notation: C3S-Tricalcium Silicate; C2S-Dicalcium Silicate; C3A-Tricalcium Aluminate; C4AF-Calcium Iron Aluminium Oxide; Calcium Carbonate-limestone.

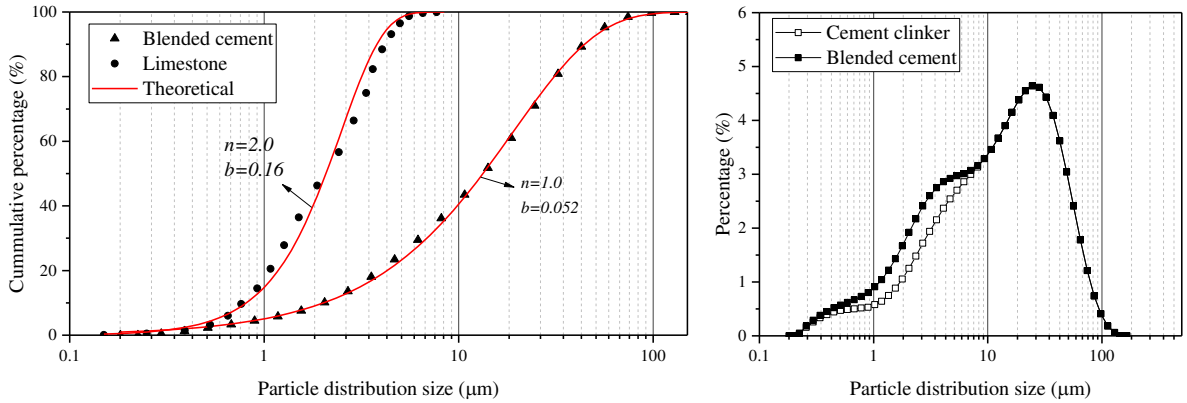


Figure 1. Particle size distribution of the cement paste including limestone, presenting the theoretical curves for cement clinker and limestone separately

3. SIMULATION OF CEMENT HYDRATION

The hydration and formation of the microstructure of the used cement are modelled in HYMOSTRUC3D software. For more details and theories used in this software, the reader is referred to the work carried out by Van Bruegel in 1991 [10], Koenders in 1997 [11] and Ye in 2003 [2]. Hereafter, we briefly explain the hydration and modelling process.

3.1 Hydration process

A complicated set of reactions is initiated when Portland cement is mixed with water [2]. The chemical reactions of pure cement compounds have been clearly described by Mindess and Young [12] and Odler [13], the most important of which are summarized in Table 2 with the information about the enthalpy and heat generation for each reaction. The main cement hydration products are Calcium–Silicate–Hydrate (C-S-H) and Calcium Hydroxide (CH). Based on the heat analysis, the hydration process can be decomposed into four stages, as shown in Figure 2 for a typical Portland cement heat evolution curve measured by isothermal calorimetry. When cement and water are mixed, there is a rapid stage of reaction and heat output as the cement dissolves, which does not last more than few minutes (stage 1). The first stage is followed by an "induction period" [14], during which almost no reaction occurs (stage 2). The precise nature of the induction period still remains doubtful among cement chemists. Stage 3 includes a rapid reaction rate and a rapid decrease to almost half of its maximum rate. The stage 3 normally lasts about 24 hours counting from the time that cement mixed with water. Most of tricalcium silicate (C_3S) hydrates at this stage, growing on the cement grains surface or nucleating in the pore solution. The stage 4 of cement hydration continues with a significant decrease in hydration rate, and frequently starts approximately 24 hours after mixing water with cement. Limitation of the access to free water for the remained unreacted cement grains is the famous theory that explains this stage.

Table 2. The main chemical reactions during the cement hydration and their corresponding heat

Main reactions during cement hydration	Enthalpy* (J/g)	Mass fraction (%)	Total heat (J/g)
C3S + 5.3H → C1.7SH4** + 1.3 CH	-536	63.2	339
C2S + 4.3H → C1.7SH4** + 0.3 CH	-224	2.6	6
C3A + 3C-S-H2 + 26H → C6AS3H32	-1674	7.6	127
C4AF + 3C-S-H2 + 30H → C6AS3H32 + CH + FH3	+804	11.6	-93
		Total (Q_{pot}):	379

* Calculated based on the enthalpy data provided by NIST [15].
** So called Calcium–Silicate–Hydrate (C-S-H).

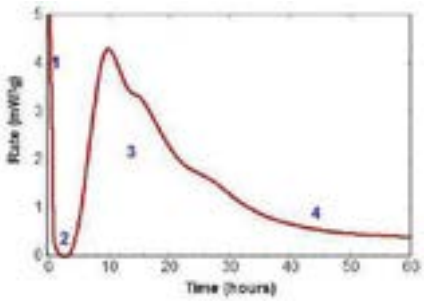


Figure 2. Typical heat generation rate of Portland cement as a function of time with identification of four stages

3.2 Multiscale numerical modelling approach

In order to simulate the hydration process of the cement paste, consideration of a multiscale modelling scheme is necessary. Many aspects remain unanswered if the nanoscale structure of the main hydration product C-S-H is not addressed. Therefore, before simulation of the microstructure, the C-S-H nanostructure is described and simulated.

3.2.1 Nanostructure of C-S-H

Nanoscale refers to nanostructure of the main hydration product C-S-H, where most of the gel porosity of cement paste is found. According to the literature, the C-S-H product forms as high- and low-dense shape, the former called HD CSH and the latter LD CSH. The REV nanostructure of LD C-S-H is constructed by assuming the random close packing of mono-sized (5nm) C-S-H sphere globules (see Figure 3 left). Note that this mono-sized globules still contains gel pores less than 5nm, called interlayer water [16], which is not simulated in the present study. The random close packing of mono-sized globules is equivalent to "*the maximum density that a large, random collection of spheres can attain and this density is a universal quantity*" [17]. This packing density of mono-sized spheres is about 0.64, which is very close to the packing density reported for the LD C-S-H globules [18]. In this study, the code from Skoge *et al.* [19] is used to generate the nanostructure of outer C-S-H, which is based on molecular dynamics mechanism. The REV nanostructure of the HD C-S-H is also simulated by the close packing of mono-sized (5nm) C-S-H globules (see Figure 3 right). For the case of the HD C-S-H, the close packing of mono-sized spheres is arranged in a lattice, and not in a random form. The packing density is approximately 0.74, which is higher than that of the random close packing, and it is very close to the density reported for the HD C-S-H in literature [18]. The adopted dimensions for the nanostructure of REV is $100\times100\times100nm^3$. These two constructed nanostructures of REV will be used later for obtaining the gel pore size distribution.

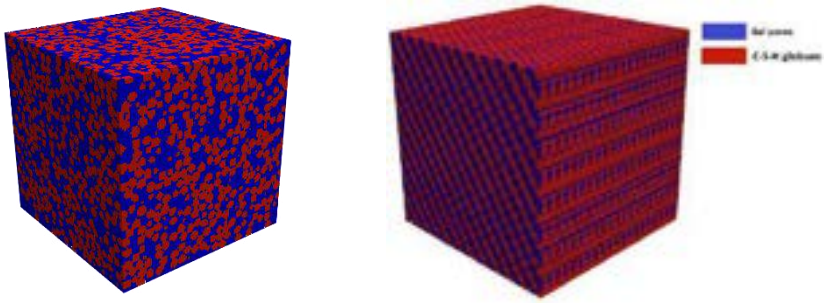


Figure 3. Nanostructure of the LD C-S-H (left) and the HD C-S-H (right) hydration product in cement paste

3.2.2 Microstructure of cement paste

The main objective of modelling the cement hydration process is to simulate the formation/evolution of the microstructure of cement paste during hydration, which indeed affects the properties of cement-based materials (CBM). In hydration modelling through HYMOSTRUC3D, the cement particles are modelled as spheres, which are randomly located inside the REV. The number and diameter of the particles are built in accordance with the particle size distribution curve (see Figure 1). C-S-H is formed as two layers of inner and outer, which are, respectively, the results of inward and outward radial growing of the cement spheres as shown in Figure 4a. The inner C-S-H refers to HD C-S-H, while the outer refers to LD C-S-H. The part of unreacted cement remains as the core of the spheres. CH product is formed as a nuclei particle in the space between the cement particles, as shown in Figure 4a. Figure 4b presents the interaction between the cement particles during the hydration process in the REV. The volume fraction of the other hydration products (as written in Table 2) is dissolved in the outer C-S-H volume, and they are not considered as individual material phases in the model. The main model parameter is the water-to-cement (*w/c*) ratio. The other important parameters to be defined in HYMOSTRUC3D for the hydration modelling of three cement pastes with different *w/c* ratios of 0.3, 0.4 and 0.5, of interest for this research, are summarized in Table 3. The hydration parameters written in the last row are the parameters that should be defined according to relevant test observations. These parameters are calibrated based on the experimental degree of reaction obtained at different levels of hydration, which mostly depend on the cement type and on the *w/c*. For more details on theories and fundamental aspects of the simulation models, the reader is referred to the studies published by Van

Breugel in 1995 and Ye in 2003 [2, 3]. An example of the constructed microstructure of the cement paste by HYMOSTRUC3D is shown in Figure 5 at three different levels the hydration degree for *w/c*=0.4. The adopted dimensions for the REV microstructure are 100×100×100μm^3.

The degree of hydration given by HYMOSTRUC3D can be validated by using the cumulative heat result obtained from isothermal calorimetry test on the same cement paste. The cumulative heat from HYMOSTRUC3D was calculated considering the enthalpy changes in four main reactions during the hydration process, as written in Table 2. The degree of each individual reactions is calculated inside HYMOSTRUC3D and reported in the output files. The total degree of reaction can be simply calculated by

$$\alpha = \frac{Q(t)}{Q_{pot}} \tag{1}$$

where Q_t (J/g) is the total heat generated at time t (calculated by integration of the rate of heat evolution of each individual reaction), and Q_{pot} (J/g) is the potential heat when all the cement has reacted (which can be calculated from the clinker composition of the cement and the heat of the individual constituents).

Table 3. Main model hydration parameters in HYMOSTRUC3D

	w/c = 0.30	*w/c* = 0.40	*w/c* = 0.50
Dimensions the cubic REV	100×100×100 μm^3		
Reactant	C3S, C2S, C3A, C4AF		
Product phases	Inner layer C-S-H; Outer layer C-S-H; CH grain		
Minimum and maximum particle size	1 μm – 70 μm		
Temperature	20 ℃		
PSD parameters: b, n	0.051, 1.0		
Hydration parameters: k_0, d_{tr}, β_1, β_2*	0.035, 2.0, 1.0, 1.0	0.055, 2.0, 1.0, 1.0	0.04, 2.0, 1.0, 1.0

* Details about these parameters are referred to study published by Van Breugel in 1995[3]. The values are calibrated using the experimental results from the calorimetry test.

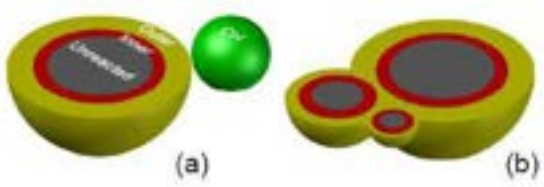
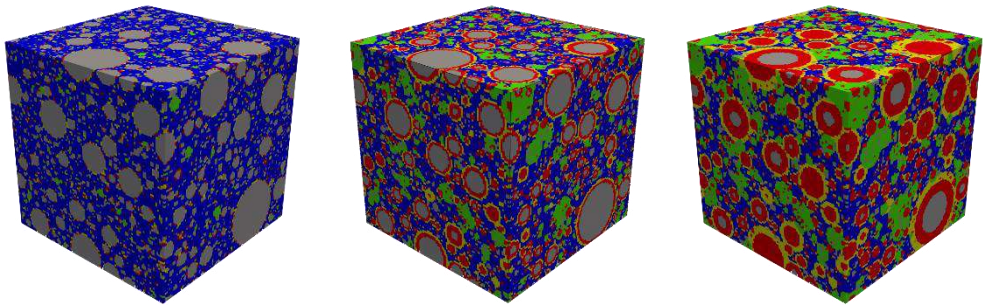


Figure 4. Representation of the cement hydration products in HYMOSTRUC3D



After 5h After 40h After 500h

Figure 5. Examples of the constructed cement paste microstructure (*w/c*=0.4) after 5h, 40h and 500h of hydration (blue represents porosity or water and grey unreacted cement grains)

4. RESULTS AND DISCUSSION

The hydration processes for the cement pastes with the three mentioned *w/c* ratios were modelled using HYMOSTRUC3D and the obtained results are validated using the experimental results of isothermal calorimetry and MIP testing techniques.

4.1 Isothermal calorimetry testing

The heat generation rate and the cumulative heat generation of cement paste can be measured using the calorimetry testing technique. It is one of the oldest and most common tools to study the basics of hydration reactions and their progress in cement paste. With the aid of this technique the overall hydration rate and hydration degree in the model can be validated. In this test, the enthalpy changes during the hydration of cement are measured, and they can be compared with the total potential enthalpy changes in cement hydration. For using this technique, the known composition of the utilized cement and their chemical reactions with water should be known for post-analysis of results. The obtained results in terms of the cumulative heat generation for three *w/c* ratios of 0.3, 0.4 and 0.5 at 20°C are plotted in the left-side graph of Figure 6. The two main hydration parameters, k_0 and d_{tr} (given in the last row in Table 3), are changed to fit the theoretical curve as much as possible to the experimental curves. As shown, by accepting a set of these parameters, a good accuracy was obtained between the two values during hydration. By using Eq. (1), the degree of reaction can be calculated for each *w/c* ratio, as plotted in right-side graph of Figure 6.

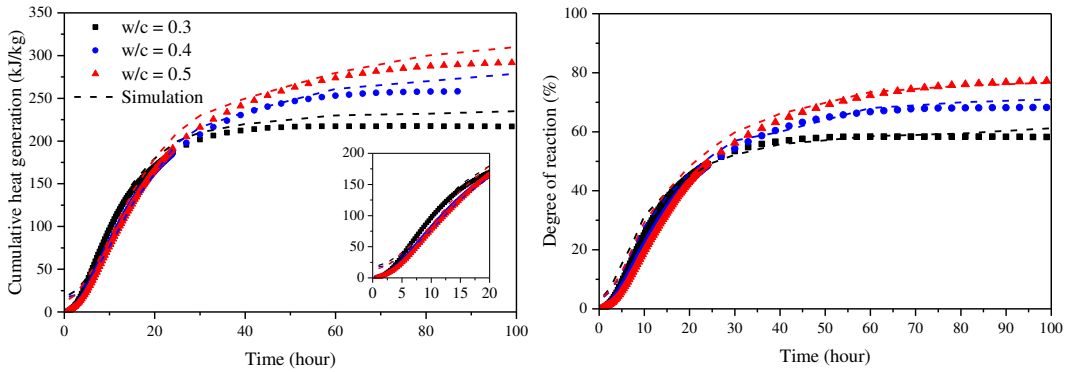


Figure 6. Experimental and numerical results of cement hydration for different *w/c* ratios: cumulative heat generation (left) and degree of reaction of cement paste (right) (dash-lines are the simulation results)

4.2 MIP

The main aspect in verifying the simulated microstructure of a cement paste (or any other porous material) is the pore network. In other words, it is very important to validate the morphology of the simulated microstructure. For this purpose, two features should be considered for the validation: the total volume of porosity (or the distinct volume between the solid and non-solid phases), and the pore size distribution (PSD). According to the literature, there are three methods to experimentally evaluate the pore network of a cement paste: *(i)* MIP, *(ii)* image analysis and *(iii)* nuclear magnetic resonance (NMR). The most famous technique for image analysis is scanning electron microscopy (SEM). However, by using this method the analysis of only 2D images of cement paste is possible, and no information can be obtained in regards to the total porosity. Additionally, it is only possible to measure pores with diameter larger than about 1µm. The most important shortage in NMR is that only pores filled by water can be estimated, and no idea can be obtained for the total porosity or empty spaces in the cement paste microstructure. In MIP, the "isolated pores" [2] cannot be measured, and consequently the total porosity is underestimated. However, MIP is the most common technique for measuring porosity, which aids to evaluate the morphology of microstructure. In the present study, the MIP test is selected to be used for evaluation of the microstructure of cement paste samples with *w/c* = 0.3, 0.4 and 0.5 after 7 days of hydration. MIP is a destructive test method that requires stopping the process of

hydration by taking out water from the paste. Due to this, it has been criticized that the original pore network of the cement paste can be destroyed (or partly destroyed). However, it is found that the vacuum-freezing method for stopping hydration in a cement paste is a method with minor effects on microstructure damages [2, 20], as used in the present study. More details about this method can be found in [2]. Mercury was intruded to the pore network of the prepared cement paste samples by increasing its pressure. Based on the amount of intruded mercury at a given pressure, the total volume and the pore size is calculated. The relation between pressure p (MPa) and the pore diameter d (μm) is usually expressed by the Washburn equation [21], which is based on a model of cylindrical pores:

$$p = -4\gamma \cos\theta / d \tag{2}$$

where γ is the surface tension of the mercury (suggested as 480N/m for cement materials [22]) and θ (-) is the contact angle between the mercury and the cement pore surface. By applying the Washburn equation, the pressure is converted to a pore size, consequently, the PSD can be obtained.

In MIP, two intrusion processes are carried out, in which an extrusion process is applied in between the two intrusion ones. Typical curves that can be obtained from MIP are shown in the central-graph in Figure 7. By those two intrusion processes, the effective porosity can be measured in addition to the total value of porosity. The difference between the effective and total porosity reveals the ink-bottle porosity, which is shown in right-side graph in Figure 7, where the different pore categories in terms of geometry are illustrated [2]. Additionally, the isolated pores cannot be identified by this technique since they have no interconnection with the major pore network (mostly on sample's surface) in the paste. The results of MIP test for three adopted *w/c* ratios after 7 days of hydration are plotted in Figure 8 (right graph).

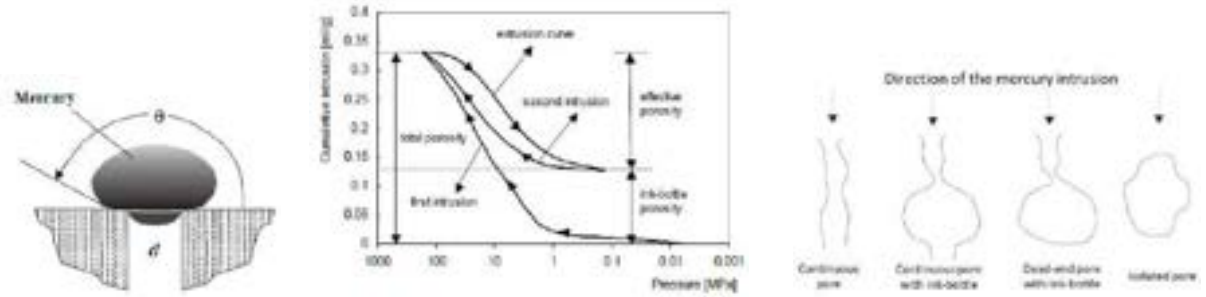


Figure 7. Mercury in contact with a porous solid (left), mercury intrusion and extrusion hysteresis (centre), and classification of capillary pore in terms of geometry (right) [2]

To validate the simulated microstructure of a cement paste by the results from MIP test, the PSD of the constructed REV should be calculated. By dividing the 3D continuum of the REV microstructure and nanostructure of C-S-H into voxels of various sizes, the PSD can be obtained. The method to calculate the PSD of a discretised REV is schematically illustrated in Figure 9. The methodology is carried out by dividing the REV to several segments being equal to the diameter that is analysing, similar to the method found in [23]. For example, in order to find the total volume of pore with diameter d_1, the REV is discretised into n number of segments (or plane) where n=REV/d_1 as shown in Figure 9. Then, each segment is discretised to layers with thickness of d_1 and the length of REV as shown in Figure 9. The number of total circles with diameter of d_1 that can be located in the pore spaces of the layers is calculated. The summation of the total number of these circles in the segment of the whole REV leads us to the calculation of the total volume of pores with diameter of d_1. Two ranges are considered for d_1, being respectively, 1-20 nm for gel pores in the REV nanostructure of C-S-H (both inner and outer phases), and 0.1-5 μm for capillary pores in the REV microstructure of cement paste. For cumulative calculation, the gel pore volume obtained from the REV nanostructures is multiplied by the volume fraction C-S-H in the REV microstructure, and summed up with the total capillary pores (>0.1 μm). The obtained results for the REV microstructures of cement pastes with *w/c*=0.3, 0.4 and 0.5 after 7 days of hydration are plotted and compared with MIP results in Figure 8.

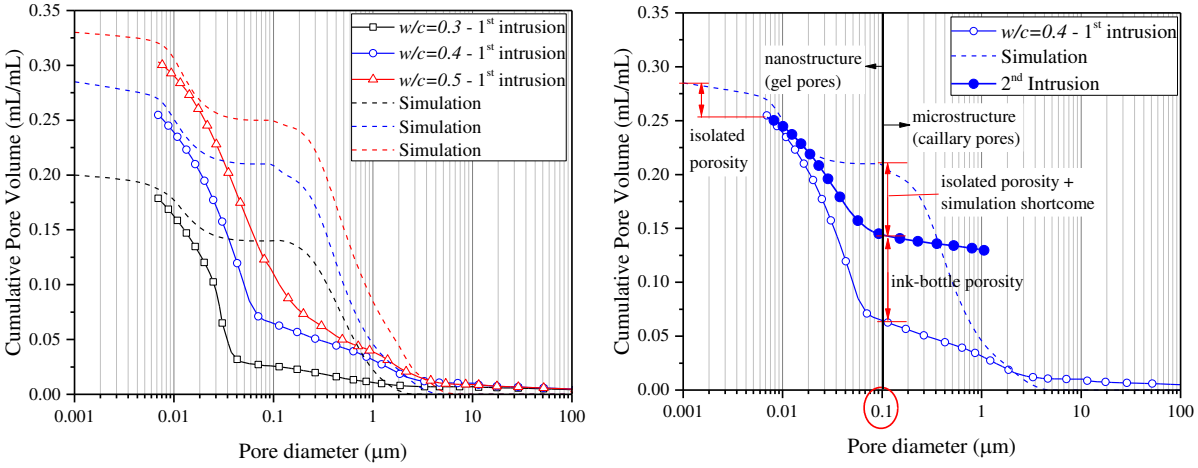


Figure 8. Results of MIP test for *w/c*=0.3, 0.4 and 0.5 (left); analysis of the MIP results and the results from the simulation (right)

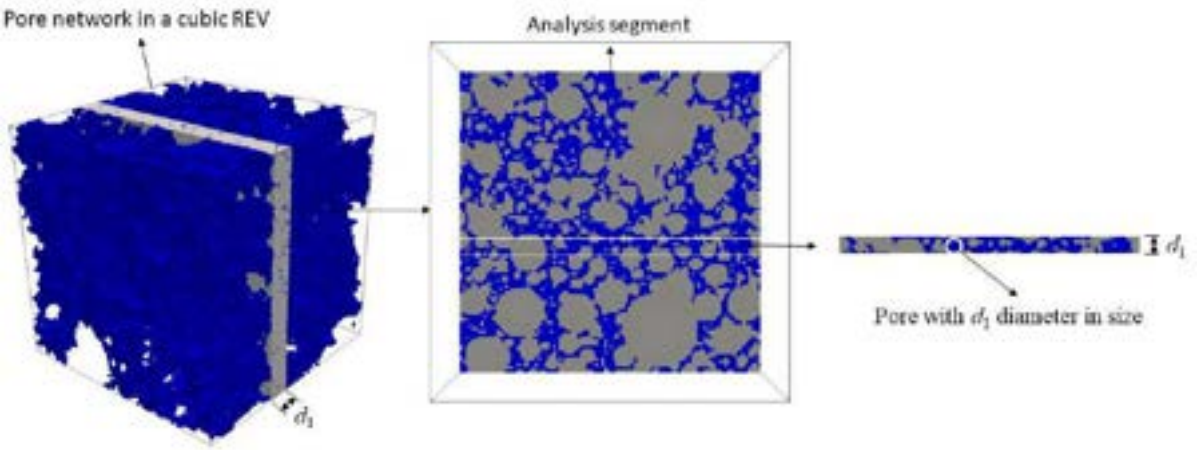


Figure 9. Demonstration of a segmental analysis for calculation of PSD in a cubic REV

A large discrepancy is obtained between the MIP and the simulated PSD for pore diameters ranging within the interval 0.3-1.0μm. For a deeper analysis, the results for *w/c*=0.4 (only as an example) are plotted separately in right-side graph of Figure 8. In addition to the 1st intrusion curve, the second intrusion curve obtained from MIP test is also plotted in this figure. The pore diameter of 0.1μm was assumed to distinguish the gel from the capillary pores. At this pore diameter, if the "ink-bottle" porosity is added to the 1st intrusion value, the difference between the test and simulation reduced to almost 50%. Therefore, the half value of the obtained discrepancy is due to the "ink-bottle" effect found in MIP tests. Moreover, the isolated porosity is not measured in MIP test, while it is accounted for in the segmental analysis. The difference between the total porosity obtained by simulation and the MIP estimates the volume of isolated pores, as demonstrated in Figure 8. Therefore, by considering the isolated and "ink-bottle" pores, the difference between the test and simulation decreases to about 30%. If it is accepted that the "ink-bottle" effect and isolated pores are the only shortages in MIP test, this discrepancy can be seen as a simulation deficiency/artefact. For example, modelling of solid particles as spheres is beyond reality. However, there are still many doubts in literature to accept the accuracy of PSD curves obtained from the experiments, regardless of the testing method. Peng *et al*. in 2015 [5] reported that the pores with sizes of 20nm to 100nm occupy a very small volume fraction in the Portland cement paste, which is consistent with the data obtained by NMR experiments [5]. Much higher volume of large capillary pores (>1μm) are obtained from SEM, compared to MIP [5, 24]. These conclusions reveal that even with a combination of the results from all the testing techniques, no 100% certain conclusion can be drawn.

5. SUMMARY AND CONCLUSION

In the present study, the microstructure of cement pastes was analysed by using a recently developed numerical tool, named HYMOSTRUC3D, that simulates cement hydration process. By means of HYMOSTRUC3D the nanostructure of C-S-H hydration product (as the main hydration phase), as well as the microstructure of cement paste with different *w/c* ratios (being *w/c* = 0.3, 0.4 and 0.5) were constructed on a cubic representative elementary volume (REV). The microstructures of REVs were constructed at different hydration levels from few hours until few days of hydration. The separated volumes of hydration products were obtained by simulating the cement grains as spherical particles, which may grow inwards and outwards as a consequence of their reactions with water. The model took into account individually the main chemical reactions in the hydration process. The cumulative heat generation, as well as the degree of reaction could be obtained from the model, which were compared with the experimental results of an isothermal calorimetric test on the same cement type being modelled in the software. With a set of relevant model parameters, the simulation captures well the experimental results from the calorimetric test.

The obtained cubic REVs were discretised into small cubic voxels of different sizes, and by implementing a numerical segmental analysis the pore size distribution curves of the simulated microstructures were obtained. This simulated pore network was then compared with the experimental results from MIP test on the same cement samples. Despite a good estimation was observed from the test and simulation in terms of gel pores (<0.1μm), a large variation was obtained for capillary pores, which ranged between 0.3-1.0μm. This variation was mostly explained by the "ink-bottle" effect and shortage of the test in measuring the isolated pores. However, 30% of this variation still remains unexplained, which may be mainly due to simulation deficiencies. However, it should be noted that there is no trustful solution in literature to the experimentally obtained pore size distribution of cement paste microstructures.

ACKNOWLEDGMENTS

This work was financially supported by project POCI-01-0145-FEDER-007457 – (CONSTRUCT - Institute of R&D in Structures and Construction) and by project POCI-01-0145-FEDER-007633 (ISISE) funded by FEDER funds through COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) – and by national funds through FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia. FCT and FEDER (COMPETE2020) are acknowledged for the funding of the research project PTDC/ECM-EST/1056/2014 (POCI-01-0145-FEDER-016841). The first author also thanks the individual grant with reference number of SFRH/BPD/114754/2016 funded by FCT.

REFERENCES

[1] Shashank Bishnoi and Karen L Scrivener, *μic: A new platform for modelling the hydration of cements.* Cement and Concrete Research, 2009. **39**(4): p. 266-274.

[2] Guang Ye, *Experimental study and numerical simulation of the development of the microstructure and permeability of cementitious materials*. 2003: PhD Thesis. TU Delft, Delft University of Technology.

[3] Klaas Van Breugel, *Numerical simulation of hydration and microstructural development in hardening cement-based materials:(II) applications.* Cement and Concrete Research, 1995. **25**(3): p. 522-530.

[4] José Granja, *Continuous characterization of stiffness of cement-based materials: experimental analysis and micro-mechanics modelling*, Ph.D. Thesis, in *Civil Engineering Department*. University of Minho. 2016.

[5] Peng Gao, Guang Ye, Jiangxiong Wei, and Qijun Yu. *Multi-scale simulation of capillary pores and gel pores in Portland cement paste*. in *14th International Congress on the Chemistry of Cement (ICCC 2015)*. 2015.
[6] QH Do, S Bishnoi, and KL Scrivener, *Numerical simulation of porosity in cements.* Transport in porous media, 2013. **99**(1): p. 101-117.
[7] Z Qian, Guang Ye, Erik Schlangen, and Klaas van Breugel. *3D lattice fracture model: application to cement paste at microscale*. in *Key Engineering Materials*. 2011. Trans Tech Publ.
[8] Erik Schlangen and Zhiwei Qian, *3D modeling of fracture in cement-based materials.* Journal of Multiscale Modelling, 2009. **1**(02): p. 245-261.
[9] F Bernard, S Kamali-Bernard, and W Prince, *3D multi-scale modelling of mechanical behaviour of sound and leached mortar.* Cement and Concrete Research, 2008. **38**(4): p. 449-458.
[10] Klaas Van Breugel, *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials*. 1991: TU Delft, Delft University of Technology.
[11] Eduardus Aloysius Bernardus Koenders, *Simulation of volume changes in hardening cement-based materials*. 1997, TU Delft, Delft University of Technology.
[12] Sidney Mindess, J Francis Young, and David Darwin, *Concrete*. 1981: Prentice-Hall Englewood Cliffs, NJ.
[13] Ivan Odler, *Hydration, setting and hardening of Portland cement.* Lea's chemistry of cement and concrete, 1998.
[14] Karen L. Scrivener, Patrick Juilland, and Paulo J. M. Monteiro, *Advances in understanding hydration of Portland cement.* Cement and Concrete Research, 2015. **78**: p. 38-56.
[15] *Three-Dimensional Cement Hydration Model*. Available from: http://ciks.cbt.nist.gov/garbocz/AmCeram/node10.htm.
[16] Hamlin M Jennings, *Colloid model of C− S− H and implications to the problem of creep and shrinkage.* Materials and Structures, 2004. **37**(1): p. 59-70.
[17] Salvatore Torquato, Thomas M Truskett, and Pablo G Debenedetti, *Is random close packing of spheres well defined?* Physical review letters, 2000. **84**(10): p. 2064.
[18] Mohammad Javad Abdolhosseini Qomi, Franz-Josef Ulm, and Roland J. M. Pellenq, *Physical Origins of Thermal Properties of Cement Paste.* Physical Review Applied, 2015. **3**(6): p. 064010.
[19] Monica Skoge, Aleksandar Donev, Frank H. Stillinger, and Salvatore Torquato, *Packing hyperspheres in high-dimensional Euclidean spaces.* Physical Review E, 2006. **74**(4): p. 041127.
[20] C Gallé, *Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry: a comparative study between oven-, vacuum-, and freeze-drying*. Cement and Concrete Research, 2001. **31**(10): p. 1467-1477.
[21] Edward W Washburn, *The dynamics of capillary flow.* Physical review, 1921. **17**(3): p. 273.
[22] Raymond A Cook and Kenneth C Hover, *Experiments on the contact angle between mercury and hardened cement paste.* Cement and concrete research, 1991. **21**(6): p. 1165-1175.
[23] Linda G Shapiro and GC Stockman, *Computer Vision: Theory and Applications. 2001*. Prentice Hall.
[24] Sidney Diamond and Mark E Leeman. *Pore size distributions in hardened cement paste by SEM image analysis*. in *MRS Proceedings*. 1994. Cambridge Univ Press.

Caracterização mecânica de argamassas produzidas com cimento reciclado de baixo carbono termicamente reativado





Alexandre Bogas[1] **Ana Carriço**[2] **Manuel Pereira**[3]

RESUMO

O presente trabalho procurou caracterizar o comportamento de argamassas produzidas com diferentes percentagens de substituição de cimento Portland normal (CPN) por cimento reciclado proveniente de betão e pasta produzidos em laboratório, que foram sujeitos a um processo de moagem e subsequente queima a elevadas temperaturas. As temperaturas de calcinação foram definidas com base em análises termogravimétricas e de difração de raios X. As argamassas foram caracterizadas em termos das suas principais propriedades no estado fresco e endurecido (resistência à compressão e à flexão, velocidade de ultra-sons e módulo de elasticidade dinâmico). A influência da taxa de substituição por cimento Portland normal, CPN, por CR (20%, 50%, 75% e 100%), a temperatura do tratamento e a finura das partículas de CR, foram analisadas. Em todas as propriedades testadas, o CR dos resíduos de betão mostrou uma eficiência significativamente inferior à dos resíduos de pasta de cimento. A capacidade de reidratação do CR foi melhorada aumentando a sua finura e temperatura de pré-aquecimento. Argamassas produzidas com 100% de CR pré-aquecido a 650ºC atingiram 8,3 MPa de resistência à compressão aos 28 dias, correspondendo a cerca de 20% do obtido para argamassas de referência sem CR. Além disso, as propriedades mecânicas foram pouco afetadas por taxas de substituição com CR até 20%. Este estudo mostra a capacidade de reidratação eficiente do CR ativado termicamente e evidencia o seu elevado potencial para a indústria da construção.

Palavras-chave: cimento reciclado; betão reciclado; reidratação do cimento; argamassas com cimento reciclado; caracterização mecânica.

1. INTRODUÇÃO

Devido à sua versatilidade, baixo custo e propriedades mecânicas, o betão ainda é o material mais utilizado no mundo e o segundo material mais consumido no planeta, depois da água [1]. A tendência futura é aumentar ainda mais este consumo, prevendo-se que em 2050 se atinjam quatro vezes os valores

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. abogas@tecnico.ulisboa.pt
[2] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. ana.carrico@tecnico.ulisboa.pt
[3] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. mfcp@tecnico.ulisboa.pt

de 1990 [2]. Deste modo, a produção de betão torna-se uma fonte de preocupações ambientais, pois envolve a extensa extração de matérias-primas, o esgotamento de recursos não renováveis, a emissão excessiva de gases de efeito estufa e a grande produção de resíduos de construção e demolição [3]. Indicativamente, mais de 750-800 kg de CO_2 são libertados por tonelada de cimento [4,5]. Cerca de 85% dessas emissões são devidas ao processo de sinterização, em que cerca de 60% é atribuído à descarbonatação do calcário [6,7]. Portanto, é mundialmente reconhecido que a produção de cimento no futuro próximo tem uma pegada de carbono a combinar.

Recentemente, uma abordagem ambiciosa que lida diretamente com a redução da maior quantidade de emissões de CO_2 na produção de cimento, envolve a reutilização de resíduos de cimento desidratado como ligante reciclado. O potencial de reidratação de cimento endurecido, previamente submetido a elevadas temperaturas, tem sido sugerido já há muito tempo com base na recuperação parcial da resistência de estruturas de betão curadas após a ação do fogo. Foi demonstrado que após a desidratação do betão a altas temperaturas e o subsequente arrefecimento, a matriz de cimento é capaz de recuperar parte da sua resistência inicial ao longo do tempo [8]. Ademais, Chromá et al. [8] identificou a presença de etringite e portlandite em amostras arrefecidas, produtos que tinham sido previamente eliminados no tratamento térmico. Esta ideia tem sido explorada por alguns autores para recuperar a hidraulicidade de resíduos de cimento antigo.

Shui et al. [9] analisaram as características de pastas de cimento desidratadas com 30 dias de idade pré-aquecidas a diferentes temperaturas entre 300°C e 900 °C. As pastas de cimento desidratadas mostraram alta exigência de água e um período de cura reduzido em comparação com o cimento Portland comum (CPN). A maior resistência mecânica foi atingida para a temperatura de desidratação de 800 °C. A partir da análise SEM os autores concluíram que a microestrutura das pastas produzidas com CR se torna mais densa à medida que a temperatura de pré-tratamento aumenta. Xinwei et al. [10] verificaram que pastas com 60% de cimento reciclado proveniente da fração de argamassa de betão tratado termicamente a 750 °C, atingiram 60% da resistência à compressão aos 28 dias das pastas de referência com apenas CPN. Os autores concluíram ser necessário um melhor entendimento dos fatores envolvidos e do processos físicos e químicos que os afetam. Yu e Shui [11] estudaram a influência da aglomeração de CR, obtido a partir de pasta de cimento endurecida e tratada a 650 °C, no desenvolvimento da microestrutura de pastas de cimento produzidas com apenas 5-15% de CR. Os autores verificaram que a incorporação de 5-10% de CR, com tamanho de grão na ordem de 1-10 µm, pode aumentar a resistência à compressão das pastas de cimento quando comparadas às pastas de referência com 100% CPN. Letelier et al. [12] analisaram a resistência à compressão e à flexão de betões produzidos simultaneamente com agregados reciclados e baixa incorporação de CR (5-15%) desidratado a 400-900ºC. O cimento reciclado foi produzido a partir da argamassa separada dos agregados reciclados obtidos da laje de um edifício residencial demolido. Misturas de referência com CR e sem agregados reciclados não foram testadas. A resistência à compressão foi pouco afetada pela quantidade de CR e temperatura de desidratação. A incorporação de 20% de agregado reciclado e 5% de cimento desidratado a 900°C, conduziu a uma redução de cerca de 10% nas propriedades mecânicas. Os autores concluíram que maiores quantidades de CR com temperaturas de pré-tratamento mais baixas deveriam ser tentadas.

Neste contexto, este artigo foca-se na caracterização de argamassas produzidas com incorporação parcial a total de cimento reciclado de baixo carbono obtido a partir de materiais à base de cimento endurecido bem hidratado e ativado termicamente. A influência da percentagem de substituição (25%, 50%, 75% e 100%), temperatura de pré-aquecimento (20, 350 e 650˚C) e finura do grão de cimento reciclado é analisada para o CR produzido a partir de pasta de cimento e betão produzidos em laboratório. As argamassas foram caracterizadas em termos de suas principais propriedades no estado fresco e mecânicas (resistência à compressão e à flexão, velocidade de ultrassons e módulo de elasticidade dinâmico). As temperaturas de pré-aquecimento do CR foram definidas com base em análises termogravimétricas (TGA) e difração de raios X (DRX), evitando a descarbonatação excessiva do material de origem. Espera-se, portanto, que este estudo contribua para a obtenção de materiais cimentícios de nova geração que respeitem o meio ambiente, levando a indústria a procurar práticas de construção mais sustentáveis.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O cimento reciclado (CR) foi obtido a partir da moagem e aquecimento de betão e pasta de cimento produzidos em laboratório. Em seguida, as argamassas foram produzidas e caracterizadas para diferentes taxas de substituição de cimento Portland normal, CPN, com o cimento reciclado resultante.

2.1 Pasta de origem (PO) e betão de origem (BO)

O betão de origem (BO) foi produzido com uma resistência média à compressão de 54 MPa aos 28 dias, o que corresponde a uma classe de resistência C40/50. A composição da pasta de origem (PO) foi de 400 kg/m^3 de cimento (CEM I 42,5 R), relação a/c de 0.45 e 0,2% de um superplastificante de base policarboxílica (SP).

2.2 Britagem e moagem dos provetes de pasta e betão

Após o período de cura, os materiais de origem foram reduzidos a partículas finas em 3 etapas principais. Na primeira etapa foi utilizada uma britadeira de mandíbulas, o que reduziu as partículas a um tamanho médio de 40 a 50 mm. Numa segunda etapa, recorreu-se a uma britadeira de rolos lisos e o material moído apresentava uma dimensão máxima de 30 mm. Seguidamente, numa terceira etapa, foi utilizado um moinho de bolas onde ambos os materiais de origem foram transformados em pó, peneirados e a sua granulometria analisada. Nos materiais de origem tratados a 650ºC foi realizada uma moagem complementar com um moinho de esferas para avaliar a influência da finura do cimento reciclado na reatividade de argamassas de BO e PO. O Quadro 1 mostra a distribuição do tamanho das partículas resultantes da terceira e quarta etapas de moagem.

Quadro 1. Percentagem de material retido em cada peneiro para CRB (cimento reciclado obtido de betão), CRP (cimento reciclado obtido de pasta), CRBF (cimento reciclado obtido de betão com etapa de moagem extra) e CRPF (cimento reciclado obtido de pasta com etapa extra de moagem).

Cimento	*Etapa de moagem*	*1mm*	*250 µm*	*125 µm*	*63 µm*	*<63 µm*
CRB (%)	3ª	7,3	46,5	37,3	8,4	0,5
CRP (%)		2,2	42,8	42,8	9,3	2,9
CRBF (%)	4ª	-	1,1	3,4	49,8	45,8
CRPF (%)		-	14,2	23,3	18,8	43,7

2.3 Determinação das temperaturas de aquecimento

Após a terceira etapa de moagem, as amostras foram analisadas quanto à sua composição química, através de análises termogravimétricas (TGA) e difração de raios X (DRX). Esta análise foi utilizada para determinar as temperaturas de calcinação dos materiais triturados e para estabelecer as temperaturas de pré-aquecimento (TPA) que permitissem a produção de um ligante sustentável com um bom compromisso entre a capacidade de reidratação e a libertação de CO_2.

Na análise termogravimétrica foram identificados 3 picos principais na DTG. O primeiro pico, abaixo de 200 °C (113°C para BO e 144°C PO) é essencialmente devido à perda de água livre, decomposição de gesso e etringite, e perda da água adsorvida dos produtos de hidratação (C-S-H). Um segundo pico no intervalo de 470 e 550°C (498°C para BO e 539°C para PO) é principalmente atribuído à desidratação do hidróxido de cálcio (CH), bem como à perda de água quimicamente ligada do C-S-H. Para PO, um terceiro pico a 813°C indica o fim da desidratação de C-S-H. Para BO este pico a 930 °C deve-se também à calcinação de calcite ($CaCO_3$) a partir dos agregados de calcário, o que é normalmente reportado para a faixa de temperaturas de 700-900°C [8]. Com base neste estudo, concluiu-se que as temperaturas de aquecimento deveriam ser inferiores a 650-750 °C de forma a obter cimentos reciclados com

quantidades razoáveis de C-S-H desidratado e sem liberação significativa de CO_2 e consumo excessivo de energia. O limite mais baixo dessa faixa foi selecionado de forma a garantir que não ocorra descarbonatação significativa durante a sinterização.

A difração de raios X (DRX) foi utilizada para identificar as fases cristalinas do cimento reciclado, antes e após o tratamento térmico. Para a análise DRX foi utilizado o equipamento PANalytical X'Pert Pro. As amostras foram pulverizadas e submetidas a um varrimento de 5 a 60º de 2θ com condições experimentais de 40 kv e 35 mA e ampola de Cu. Em relação ao CRB, quartzo, feldspato e calcite foram identificados em todas as amostras analisadas para todas as temperaturas. Para TPA de 350°C, os picos de difração de etringite estão ausentes, enquanto a portlandite (CH) ainda está presente. A 650°C, os picos de portlandite desaparecem e são substituídos por CaO. Foram observados picos de difração relativos às fases de silicato de cálcio que indicam que a desidratação C-S-H foi eficaz. No CRP com TPA de 650ºC foram encontrados silicatos bicálcicos (C_2S) o que demonstra a desidratação de C-S-H e a possível capacidade de reidratação destes materiais reciclados. No entanto, a composição do CRP foi claramente diferente da do CPN anidro original. A 650ºC, o C_3S não pode ser formado, o que afeta a taxa de hidratação e o desenvolvimento de resistência dos novos cimentos reciclados. Como era esperado, o cimento reciclado obtido a partir da pasta apresentou uma quantidade superior de produtos desidratados, o que aumenta o seu potencial de reidratação comparado ao do CRB.

A densidade média das partículas de cimento reciclado, ρ_P, determinada de acordo com NP EN 196-6 [13], foi de 2402 kg/m^3 (20ºC), 2505 kg/m^3 (350ºC) e 2595 kg/m^3 (650ºC) para CRB e 1975 kg/m^3 (20ºC), 2233 kg/m^3 (350ºC) e 2307 kg/m^3 (650ºC) para CRP. Como esperado, devido à natureza porosa da pasta de cimento, o CR apresentou maior porosidade que o CPN anidro. Como esperado, o CRB, que contém agregados de densidade superior à pasta circundante, apresentou partículas de maior densidade quando moído que o CRP. A densidade de partículas aumentou com a TPA, uma vez que a água quimicamente ligada foi eliminada.

2.4 Composição e produção de argamassas

As argamassas foram produzidas com diferentes taxas de substituição (20, 50, 75, 100%) de CPN com CRB ou CRP (A%CRB/P). Para argamassas produzidas com cimentos reciclados submetidos a uma quarta etapa de moagem, adotaram-se níveis de substituição de 20, 60% e 100% (A%CRB/PF). Argamassas de referência (AR) com apenas CPN foram produzidas com a/c de 0,6 e uma relação cimento/areia de 1:3, para uma consistência alvo de 60-80%, de acordo com a norma EN1015-3 [14] (2.5). A mesma areia utilizada na produção do betão de origem foi também escolhida para as argamassas. Os agregados finos consistiram de 65% de areia grossa e 35% de areia fina. Cada argamassa foi produzida com cimento reciclado submetido a três temperaturas de pré-aquecimento (20°C, 350°C, 650°C). O cimento reciclado à temperatura ambiente (20ºC) consiste em pasta e betão de origem, triturada e moída no procedimento de três etapas descrito na secção 2.2, sem passar pelo processo de aquecimento. Devido à maior necessidade de água de CRP de maior TPA, foi necessário aumentar a relação a/c dessas argamassas (ver secção 3.1). Inevitavelmente, as argamassas com CRB têm uma quantidade muito menor de cimento do que aquelas com CPN, o que reduzirá a quantidade de material hidratado, afetando a sua resistência mecânica.

Amostras de pasta de cimento foram produzidas com CRB e CRP para determinar a exigência de água, assim como o tempo inicial e final de presa de cada ligante, de acordo com a EN 196-3 [14]. Como esperado, verifica-se um rápido desenvolvimento de presa dos cimentos reciclados, abaixo de 30 min, especialmente para cimentos com TPA de 650°C. É provável que os aluminatos de cálcio desidratados tenham reagido prontamente com a água disponível acelerando o tempo de presa. Na ausência de sulfatos disponíveis, não há retardador para estas reações. Portanto, 0,5% e 1,5% de gesso, em peso de ligante, foram adicionados a CRB e CRP com TPA de 650°C, respetivamente. Para estes conteúdos de gesso, o tempo inicial e final de presa foi de 150-240 min para CRB e 120-250 min para CRP, respetivamente. Estes valores estão na faixa dos obtidos para CPN (130-210 min). Para CR com TPA de 350ºC, a quantidade de compostos desidratados não foi relevante (secção 2.3) e a adição de gesso não foi necessária.

2.5 Ensaios, amostras e pré-condicionamento

As argamassas foram produzidas numa misturadora de argamassa planetária tradicional de várias velocidades. Após a mistura, cada argamassa foi testada quanto à consistência e densidade fresca de acordo com a EN 1015-3 [15] e a EN 1015-6 [16], respetivamente. Todas as misturas foram produzidas visando um espalhamento de 160-180 mm. Os espécimes foram curados em câmara húmida com HR acima de 95%, exceto aqueles com 100% de substituição de CPN com CR sem tratamento térmico, que foram curados em câmara seca com HR de 50 ± 5%, devido às suas fracas propriedades hidráulicas. Para cada composição, 9 amostras de argamassa prismática 40x40x160mm foram produzidas, sendo compactadas numa mesa comum de compactação de moldes de argamassa. Os ensaios de resistência à compressão e à flexão, foram realizados aos 7, 28 e 90 dias de acordo com a norma EN 1015-11 [17]. O ensaio de ultrassons e o módulo de elasticidade dinâmico foram determinados nas mesmas idades, de acordo com a NP EN 12504-4 [18] e a ASTM E1876 [19], respetivamente. O módulo de elasticidade dinâmico foi determinado utilizando o equipamento do sistema GrindoSonic.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

No Quadro 2 encontram-se os resultados obtidos nos ensaios realizados; espalhamento, densidade fresca, ρ_f, resistência à flexão, f_{ctm28d}, resistência à compressão, f_{cm28d}, velocidade de ultrassons, VUS_{28d} e módulo de elasticidade dinâmico, MED_{28d}.

Quadro 2. Resultados obtidos nos ensaios realizados para as composições com 3 etapas de moagem.

Composição	*Taxa de substituição* [%]	*TPA* [ºC]	*Espalhamento* [mm]	ρ_f [kg/m^3]	f_{ctd28d} [MPa]	f_{cd28d} [MPa]	VUS_{28d} [m/s]	MED_{28d} [GPa]
AR	0	-	176	2232	6.7	41.9	4266	35.5
A20CRB	20	20	186	2204	5.8	28.9	4030	30.7
		350	178	2222	5.8	30.6	4123	31.4
		650	174	2208	6.0	32.8	4050	33.1
A50CRB	50	20	174	2142	2.3	7.2	3686	19.9
		350	157	2157	3.0	12.5	3603	21.4
		650	154	2185	3.5	13.8	3463	27.1
A75CRB	75	20	160	2058	0.8	2.6	2623	9.0
		350	130	2100	0.7	2.5	2711	11.3
		650	156	2168	1.2	4.1	3100	16.1
A100CRB	100	20	-	2098	0.2	0.3	1386	2.5
		350	142	2059	0.1	0.4	1841	3.0
		650	141	2108	0.3	0.7	2259	7.0
A20CRP	20	20	186	2204	5.0	26.5	4123	32.2
		350	137	2215	5.6	31.2	4210	34.8
		650	151	2213	6.2	32.9	4155	34.9
A50CRP	50	20	174	2111	2.6	10.5	3411	21.4
		350	141	2114	2.7	10.3	3653	24.5
		650	152	2148	4.2	17.9	3712	25.3
A75CRP	75	20	160	2031	0.8	2.2	2768	10.9
		350	130	2030	0.9	2.8	2698	10.8
		650	148	2088	1.6	5.1	3065	14.0
A100CRP	100	20	152	1939	0.2	0.4	1254	2.1
		350	144	1962	0.3	0.7	1333	1.2
		650	152	2014	0.6	1.9	1927	4.0

Quadro 3. Resultados obtidos nos ensaios realizados para as composições com etapa complementar de moagem.

Composição	*Taxa de substituição* [%]	*TPA* [ºC]	*Espalhamento* [mm]	ρ_f [kg/m^3]	f_{ctd28d} [MPa]	f_{cd28d} [MPa]	VUS_{28d} [m/s]	MED_{28d} [GPa]
A20CRBF	20	650	165	2230	6.4	32.4	4232	35
A60CRBF	60	650	154	2220	3.1	11.6	3782	24.2
A100CRBF	100	650	166	2173	0.3	0.9	2077	4.1
A20CRPF	20	650	180	2232	6.8	36.7	4312	35.7
A60CRPF	60	650	181	2211	4.6	21.4	3874	27.8
A100CRPF	100	650	153	2131	2.6	8.3	3238	17.3

3.1 Propriedades no estado fresco

Para as argamassas produzidas com CRB, o espalhamento diminuiu com o aumento da percentagem de substituição de CPN com CRB e com o aumento de TPA. Uma razão pode ser atribuída ao tamanho mais grosseiro e à maior porosidade das partículas de cimento reciclado (secção 2.3). De facto, a maior absorção das partículas de CR reduz a água disponível para a trabalhabilidade. No entanto, as diferenças não foram significativas entre 350°C e 650°C. Devido à menor quantidade de cimento no CRB, estes fatores são mais relevantes no CRP. Conforme mencionado em 2.4, as argamassas com CRP foram produzidas com uma quantidade extra de água e um a/c maior para compensar a maior retenção de água destes cimentos reciclados, compostos por maiores quantidades de partículas de cimento desidratadas. No entanto, como grande parte da água extra é retida nas partículas de CRP, a relação a/c efetiva deve ser pouco afetada, assim como a microestrutura e resistência mecânica das argamassas.

Em geral, as misturas com incorporação de CR mais fino (CRBF e CRPF) apresentaram maior espalhamento. Isto pode ser atribuído à redução da porosidade do cimento reciclado em partículas mais finas. De facto, a porosidade de partículas recicladas mais grossas tende a estar mais próxima da do betão de origem. Deste modo, para as argamassas com CR mais fino, mais água ficou disponível para a trabalhabilidade permitindo espalhamentos mais elevados para um a/c inferior do que os CR mais grossos sem a etapa de moagem extra. Além disso, grãos de menores dimensões contribuem duplamente ao melhorar a coesão da mistura e ao reduzir o contacto entre as partículas de agregado (efeito de lubrificação).

A densidade fresca diminuiu com o aumento da taxa de substituição de CPN por CR com partículas de menor densidade (secção 2.3). Confirma-se também que a densidade tende a aumentar com o aumento da TPA, o que também está de acordo com a maior densidade de CR de maior TPA. Como esperado, a densidade foi menos afetada em argamassas com CR com moagem extra. No geral, a variação da densidade fresca foi inferior a 10%, mesmo para 100% de substituição de CPN com CRP. Até 20% de substituição de CPN, a trabalhabilidade e a densidade fresca foram pouco afetadas.

3.2 Resistência mecânica à compressão e à flexão

Os resultados da resistência à flexão e à compressão de argamassas produzidas com cimento reciclado são apresentados no Quadro 2. Os coeficientes de variação para a resistência à compressão aos 28 dias (CV_{fcm28d}) foram geralmente inferiores a 5%.

3.2.1 Cimento reciclado a partir de betão de origem (CRB)

Com o aumento do grau de substituição de CPN por CR observa-se uma redução acentuada em ambas as propriedades mecânicas. O melhor desempenho foi encontrado em argamassas previamente submetidas a 650°C, mostrando que a maior TPA potencializa a capacidade de reidratação do CR.

Misturas com cimento reciclado que não sofreram tratamento térmico (20ºC) devem atuar principalmente como filler e não como ligante.

Quando o CPN foi totalmente substituído por CRB (A100CRB) a resistência à flexão atingiu apenas 0,3 MPa aos 90 dias, o que é significativamente inferior aos valores obtidos para as argamassas de referência com apenas CPN (6,7 MPa). Tendências semelhantes foram encontradas para a resistência à compressão, com um máximo de 0,7 MPa em argamassas com TPA de 650ºC quando comparadas a 42 MPa em argamassas de referência (Quadro 2). Misturas com CRB a 350º TPA foram menos efetivas, especialmente para taxas de substituição superiores a 75%, em que a resistência mecânica foi semelhante à das argamassas sem CR tratado termicamente. Verifica-se que uma quantidade mínima de CPN é necessária para que o CRB seja efetivo. O baixo desempenho das argamassas com CRB encontra-se fortemente relacionado com a quantidade efetiva de cimento presente em cada argamassa (2.4). Neste caso, o teor de cimento não é suficiente para envolver completamente o material inerte e para produzir argamassas coesas com resistência mecânica razoável.

3.2.2 Cimento reciclado a partir de pasta de origem (CRP)

Relativamente ao CRP verifica-se que para uma TPA de 350ºC, as argamassas foram ineficazes para percentagens de substituição superiores a 50%, apresentando resistência mecânica semelhante à das argamassas com CR moído sem tratamento térmico. Confirma-se que esta faixa de temperatura (350ºC) foi ineficaz no desenvolvimento de reatividade e capacidade de reidratação do cimento reciclado.

Como esperado, o aumento de resistência de argamassas recicladas com CRP foi superior ao encontrado em argamassas com CRB. Devido à maior quantidade de cimento presente nestas misturas, para 100% de substituição, obteve-se um máximo de 0,9 MPa e 2,6 MPa na resistência à flexão e à compressão, respetivamente. Estes valores foram 3 vezes superiores aos obtidos nas argamassas com CRB. Os resultados obtidos para CRB e CRP reforçam a necessidade de separar o agregado da pasta de cimento. No entanto, a resistência mecânica nas argamassas com CRP é ainda bastante inferior à resistência à flexão e à compressão das argamassas com apenas CPN (85-90% menor). Apesar disso, as propriedades hidráulicas do CRP foram suficientemente altas para produzir argamassas com resistência mecânica muito superior a argamassas de cal comuns. Isso mostra que as argamassas com CRP podem ser interessantes para a reabilitação de edifícios.

3.2.3 Influência do aumento do grau de finura

O aumento do grau de finura do CR melhorou ligeiramente o desempenho das argamassas com CRB (Quadro 3). No entanto, o teor de cimento nas misturas com CRB é ainda muito baixo (2.4), especialmente quando se aumenta a percentagem de substituição de CPN por CRB. Deste modo, o aumento da reatividade das partículas com o grau extra de moagem não compensou a quantidade reduzida de ligante. Por outro lado, as argamassas com CRP mostraram melhorias significativas quando o tamanho das partículas de CR foi reduzido. Comparando com o CRP sem etapa de moagem extra, a resistência mecânica das argamassas com 60% de substituição pelo CRP mais fino (A60CRPF) foi cerca de 10% superior à das misturas com apenas 50% de substituição do CRP mais grosseiro (A50CRP).

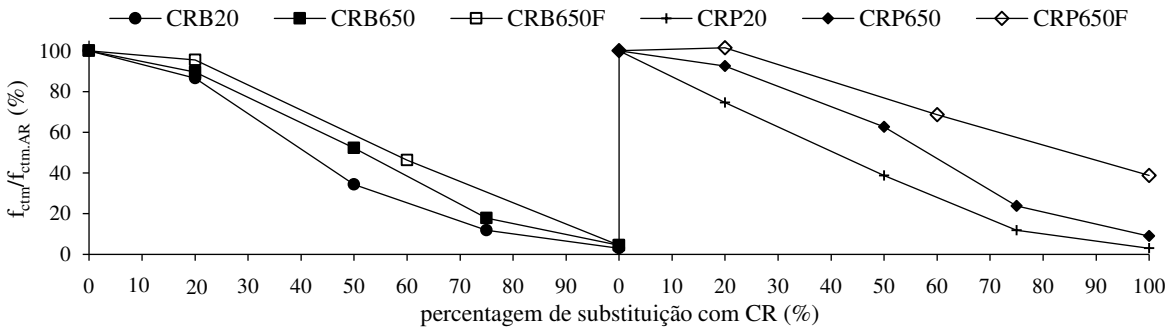


Figura 1. Resistência à flexão de argamassas produzidas com cimento reciclado mais grosseiro (CRB20, CRB650, CRP20 e CRP650) e cimento reciclado mais fino (CRB650F e CRP650F) relativamente à resistência à flexão de argamassas de referência (AR).

A Fig. 1 mostra a resistência à flexão de argamassas produzidas com diferentes níveis de substituição de CR, mais grosso e mais fino, com CPN em relação às argamassas de referência com apenas CPN. Quando comparadas às argamassas de referência (AR), as argamassas com 20% de substituição de CPN com CRPF (A20CRPF) atingiram uma resistência à flexão ligeiramente superior (2,2%). Para 100% de substituição, estas argamassas foram capazes de atingir 2,5 MP o que representa 39% da resistência à flexão e 8,5 MPa e 20% da resistência à compressão das argamassas de referência. Isto representa uma resistência mecânica 3 vezes superior que a das argamassas com CRP mais grosseiro. É então possível concluir que a capacidade reativa do CR foi significativamente aumentada com a redução do tamanho médio das partículas. A resistência mecânica do CRPF pode ser comparada à de argamassas hidráulicas comuns de cal de igual proporção água/ligante, produzidas com HL5, de acordo com NP EN 459-1 [20].

3.2.4 Evolução no tempo da resistência mecânica

A Fig. 2 apresenta a resistência à flexão e à compressão relativa em diferentes idades das argamassas produzidas com 100% de cimento reciclado mais fino (CRB650F e CRP650F) quando comparadas com argamassas de referência. Confirma-se um desenvolvimento de resistência mais lento das argamassas de cimento recicladas, que melhoraram progressivamente o desempenho relativo face às argamassas de referência ao longo do tempo. Isto é especialmente evidente para as argamassas CRPF, que tinham mais material reidratável. Por um lado, como verificado na secção 2.3, o novo cimento reciclado não contém C_3S significativo, que é o principal componente de cimento responsável pelo desenvolvimento inicial de resistência mecânica. Por outro lado, embora o CRPF tenha um tamanho de grão menor que o cimento reciclado com apenas três etapas de moagem, o tamanho médio das partículas continua a ser cerca de 6 vezes maior do que o CPN, o que também explica o desenvolvimento mais lento da resistência de argamassas CR.

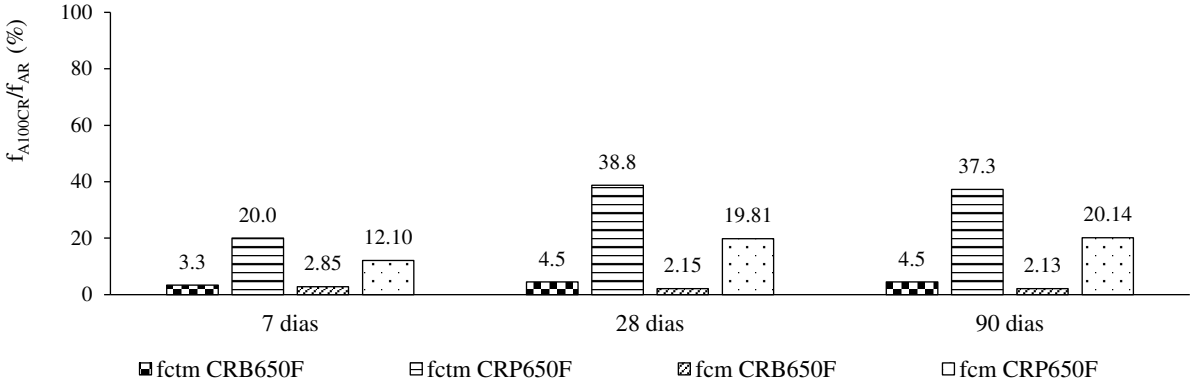


Figura 2. Resistência à flexão (f_{ctm}) e resistência à compressão (f_{cm}) de argamassas recicladas com 100% de cimento reciclado mais fino (A100CRBF e A100CRPF), f_{A100CR}, em relação à resistência à flexão e à compressão de argamassas de referência (AR), f_{AR}, aos 7, 28 e 90 dias.

3.3 Velocidade de propagação de ultrassons

A velocidade de propagação de ultrassons (VUS) diminuiu de forma constante à medida que a percentagem de substituição de CPN com CR aumentou. Isto está de acordo com os resultados obtidos nos ensaios mecânicos. Assim como para a resistência mecânica, confirma-se que a VUS aumenta com a incorporação de CR com maior TPA. Para níveis de substituição acima de 75%, este aspeto torna-se mais relevante, mostrando a maior capacidade de reidratação do cimento reciclado com TPA de 650ºC.

A substituição de 100% do CPN por CR mais fino (CRBF e CRPF) levou a reduções mais baixas do VUS, porque a microestrutura da pasta de cimento torna-se mais densa que a do CR mais grosseiro (3.2). Mais uma vez, a melhoria foi mais relevante em argamassas com CRPF. Para 100% de substituição, o VUS aumentou até 43% quando comparado a argamassas com CRP mais grosseiro. Destaca-se a maior VUS aos 28 dias encontrada em argamassas com 20% de substituição de CPN com CRPF, quando comparada às argamassas de referência.

3.4 Módulo de elasticidade dinâmico

Como esperado, os resultados obtidos para o módulo de elasticidade dinâmico (MED) estão de acordo com as tendências encontradas nos ensaios de VUS, uma vez que ambos são essencialmente afetados pela rigidez da argamassa. Confirma-se que o CR com maior TPA proporciona uma microestrutura mais densa e, portanto, maiores valores de VUS e MED. Por exemplo, argamassas com 50% CRB e CRP apresentaram 18% e 36% maior rigidez do que aquelas sem CR tratado termicamente. Para níveis de substituição superiores a 50%, as argamassas com 350ºC TPA de CR mostraram-se ineficazes para os dois tipos de cimento reciclado, confirmando a tendência verificada nos restantes ensaios.

Como verificado noutros ensaios deste estudo, o CR com moagem extra e TPA de 650ºC teve pouco efeito sobre argamassas com CRB. Por outro lado, o CRPF mostrou melhorias significativas. Argamassas com 100% de CRPF apresentaram MED cerca de 150% superiores ao de misturas com a mesma quantidade de CRP mais grosseiro, aumentando de 7 para 17,3 GPa. Estes valores correspondem a 48,5% do da argamassa de referência. Confirma-se que os compostos reidratáveis no CRP são mais fáceis de ativar quando é aumentada a sua superfície específica.

4. CONCLUSÕES

Neste estudo, argamassas com diferentes percentagens de substituição de CPN com cimento reciclado ativado termicamente (CR) foram produzidas e caracterizadas em termos das suas principais propriedades no estado fresco e resistência mecânica. As seguintes conclusões foram retiradas:

- CR com tratamento térmico possui diferentes fases comuns ao CPN, caracterizadas por compostos de cimento anidro com menor relação cálcio/sílica, o que reduz a sua taxa de hidratação.

- Houve uma redução significativa da resistência mecânica das argamassas com incorporação de cimento reciclado grosso, sendo de até 96% e 87% nas argamassas com 100% de CRB e CRP, respetivamente. No entanto, estas reduções tendem a diminuir com o tempo.

- Em todas as propriedades testadas, o CRP mostrou maior eficiência que o CRB. Isso é atribuído ao menor teor de cimento no CRB. É assim mostrada a relevância de separar o agregado da pasta de cimento em resíduos de betão.

- O aumento da finura da pasta de cimento reciclado teve uma influência significativa na capacidade de reidratação e reação, melhorando todas as propriedades testadas. Além disso, a resistência mecânica não foi significativamente afetada para níveis de substituição de até 20% de CRPF por CPN. O mesmo foi encontrado nos ensaios de VUS e MED.

- Para o cimento 100% reciclado, foi possível produzir argamassas com resistência à compressão de até 8,3 MPa, aos 28 dias, comparável à de argamassas de cal hidráulica comuns com igual relação água/ligante.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer à CEris – ICIST / IST e CERENA / IST pelo financiamento da pesquisa, bem como ao engenheiro José Rocha pela sua contribuição durante o trabalho experimental.

REFERÊNCIAS

[1] Scrivener, K. L.; Kirkpatrick, R. J. (2008). Innovation in use and research on cementitious material. Cement and Concrete Research, 38(2), 128-136.

[2] Crow, J. M. (2008). The concrete conundrum. Chemistry World, 5(3), 62-66.

[3] Stafford, F. N., Raupp-Pereira, F., Labrincha, J. A., & Hotza, D. (2016). Life cycle assessment of the production of cement: A Brazilian case study. Journal of Cleaner Production, 137, 1293-1299.

[4] Kajaste, R.; Hurme, M. (2016). Cement industry greenhouse gas emissions–management options and abatement cost. Journal of cleaner production, 112, 4041-4052.

[5] WBC, Cement Technology Roadmap 2009 – Carbon emissions reduction up to 2050., International Energy Agency, 2009.

[6] Gartner, E. (2004). Industrially interesting approaches to "low-CO2" cements. Cement and Concrete research, 34(9), 1489-1498.

[7] Imbabi, M. S.; Carrigan, C.; McKenna, S. (2012). Trends and developments in green cement and concrete technology. International Journal of Sustainable Built Environment, 1(2), 194-216.

[8] Chromá, M.; Rovnaník, P.; Vořechovská, D.; Bayer, P.; Rovnaníková, P. (2011). Concrete Rehydration after Heating to Temperatures of up to 1200 ºC. Proc. Int. Conf. Durab. Build. Mater. Components, Porto, Portugal (pp. 1633-1639).

[9] Shui, Z.; Xuan, D.; Chen, W.; Yu, R.; Zhang, R. (2009). Cementitious characteristics of hydrated cement paste subjected to various dehydration temperatures. Construction and building materials, 23(1), 531-537.

[10] Xinwei, M.; Zhaoxiang, H.; Xueying, L. (2010). Reactivity of Dehydrated Cement Paste from Waste Concrete Subjected to Heat Treatment. Proc. Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies

[11] Yu, R.; Shui, Z. (2013). Influence of agglomeration of a recycled cement additive on the hydration and microstructure development of cement based materials. Construction and Building Materials, 49, 841-851.

[12] Letelier, V.; Tarela, E.; Muñoz, P.; Moriconi, G. (2017). Combined effects of recycled hydrated cement and recycled aggregates on the mechanical properties of concrete. Construction and Building Materials, 132, 365-375.

[13] NP EN 196-6. 2010, Métodos de ensaio de cimentos Parte 6: Determinação da finura. Lisboa:IPQ. 21 p.

[14] NP EN 196-3. 1995, Determinação do tempo de presa e da expansibilidade do cimento. Lisboa: IPQ.

[15] EN 1015-3. 1999, Methods of test for mortar for masonry. Determination of consistence of fresh mortar (by flow table).

[16] EN 1015-6. 1998, Methods of test for mortar for masonry. Determination of bulk density of fresh mortar.

[17] EN 1015-11. 1999, Methods of test for mortar for masonry. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.

[18] NP EN 12504-4. 2004, Ensaios de betão nas estruturas. Parte 4. determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons. Lisboa: IPQ.

[19] ASTM E1876. 2006, Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration, ASTM International, West Conshohocken, PA.

[20] NP EN 459-1. 2010, Cal de construção. Parte 1 Definições, especificações e critérios de conformidade. Lisboa: IPQ

Valorização de resíduos de biomassa e da extração de pedra natural no fabrico de betão autocompactável

Gemma Rojo-López [1] **Sandra Nunes**[2] **Fernando Martínez-Abella** [3] **Belén González-Fonteboa** [4]

RESUMO

Hoje em dia, procuram-se desenvolver betões autocompactáveis mais "verdes" através da incorporação de materiais reciclados e/ou resíduos ou subprodutos industriais que podem modificar significativamente o seu comportamento, mesmo quando incorporados em pequenas proporções. O presente trabalho visa explorar a viabilidade da incorporação simultânea de cinzas da biomassa e de finos resultantes do corte da pedra natural em betão autocompactável. A utilização destes resíduos como material fino num BAC é particularmente interessante dado que o BAC incorpora mais material fino que um betão convencional vibrado. Ambos os resíduos são provenientes de setores industriais instalados na Euroregião Galiza-Norte de Portugal, responsáveis pela geração de quantidades significativas destes resíduos. Foi desenvolvido um programa experimental segundo um plano fatorial, ao nível da argamassa, como uma fase do estudo que antecede o estudo ao nível do betão. Para cada mistura do plano, foram analisadas diversas propriedades da argamassa, nomeadamente, para caraterizar a respetiva trabalhabilidade, resistência mecânica e durabilidade. Com o presente estudo demonstrou-se que o pó-de-pedra e a cinza da biomassa podem ser incorporados em conjunto para produzir BACs de elevada deformabilidade, sem risco de segregação. Simultaneamente, ao substituir uma parte do cimento por metacaulino foi possível melhorar significativamente as propriedades do BAC no estado endurecido (maior resistência à compressão, maior resistividade e menor porosidade acessível à àgua), enquanto se reduzem as emissões de CO_2 pelo uso de menos cimento.

Palavras-chave: betão autocompactável; cinza da biomassa; pó-de-pedra; metacaulino

1. INTRODUÇÃO

As propriedades de um betão autocompactável (BAC), tanto no estado fresco como no estado endurecido, são determinadas pelas características do esqueleto sólido formado pelos agregados, o volume de pasta e a composição da pasta. Para a definição da composição da pasta os estudos ao nível da argamassa, com recurso a areia normalizada, têm provado ser bastante úteis. Após otimizar a composição da pasta, ao nível da argamassa, é necessário realizar apenas um número limitado de ensaios ao nível do betão para ajustar o conteúdo em agregados e a proporção entre eles. Estes estudos, tanto ao nível da argamassa como do betão, beneficiam com o uso de técnicas estatísticas para o planeamento das experiências (com o recurso a planos fatoriais), a análise dos dados e o ajuste de modelos numéricos através de regressão multilinear [1].

[1]Department of Construction Technology, University of A Coruña, E.T.S.I. Caminos, Canales, Puertos, Campus Elviña s/n, 15071 La Corunha, Spain. gemma.rojo@udc.es
[2]CONSTRUCT/FEUP, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 4200-465 Porto, Portugal. snunes@fe.up.pt
[3]Department of Construction Technology, University of A Coruña, E.T.S.I. Caminos, Canales, Puertos, Campus Elviña s/n, 15071 La Corunha, Spain. fernando.martinez.abella@udc.es
[4]Department of Construction Technology, University of A Coruña, E.T.S.I. Caminos, Canales, Puertos, Campus Elviña s/n, 15071 La Corunha, Spain. bfonteboa@udc.es

Para além de controlar a trabalhabilidade, a composição da pasta tem também uma grande influência nas propriedades do betão em idades jovens e a longo prazo, incluindo na durabilidade. Desta forma, de modo a controlar o aumento da temperatura nas idades jovens e manter o teor de cimento num nível aceitável, o conteúdo em finos pode conter uma percentagem significativa de adições tipo I ou II. No BAC utilizam-se frequentemente fíler calcário, cinzas volantes e escórias de alto-forno como materiais suplementares, em função da disponibilidade local. Outros materiais mais finos que estes como, por exemplo, a sílica de fumo, o metacaulino ou a cinza de casca de arroz podem também ser utilizados quando são exigidas propriedades mecânicas e de durabilidade melhoradas. Dada a disponibilidade relativamente limitada de alguns destes materiais a nível local e mesmo mundial, há que explorar novas vias e investigar em termos de aplicabilidade outro tipo de resíduos e sub-produtos de diversas indústrias para substituir parcialmente o clínquer Portland e tornar a indústria de construção mais "verde".

Neste contexto, o presente trabalho pretende avaliar a possibilidade da incorporação de quantidades significativas de dois resíduos provenientes de indústrias da Euroregião Galiza-Norte de Portugal, que compreende a zona situada entre a costa cantábrica e o rio Douro, no noroeste da península ibérica (ver Figura 1). Duas das indústrias mais importantes nesta Euroregião são a indústria da pedra natural e a indústria da silvicultura. Assim, um dos resíduos utilizados é uma cinza resultante da queima de biomassa florestal, empregue como combustível em centrais de biomassa. O outro resíduo, um pó-de-pedra, é resultante dos processos de extração do granito. Existem diversos estudos nos quais estes resíduos foram já empregues de forma isolada [2, 3], mas no presente estudo pretende-se investigar as sinergias resultantes do uso conjunto de ambos os tipos de resíduos no que respeita às propriedades, nos estados fresco e endurecido, de argamassas destinadas ao BAC.



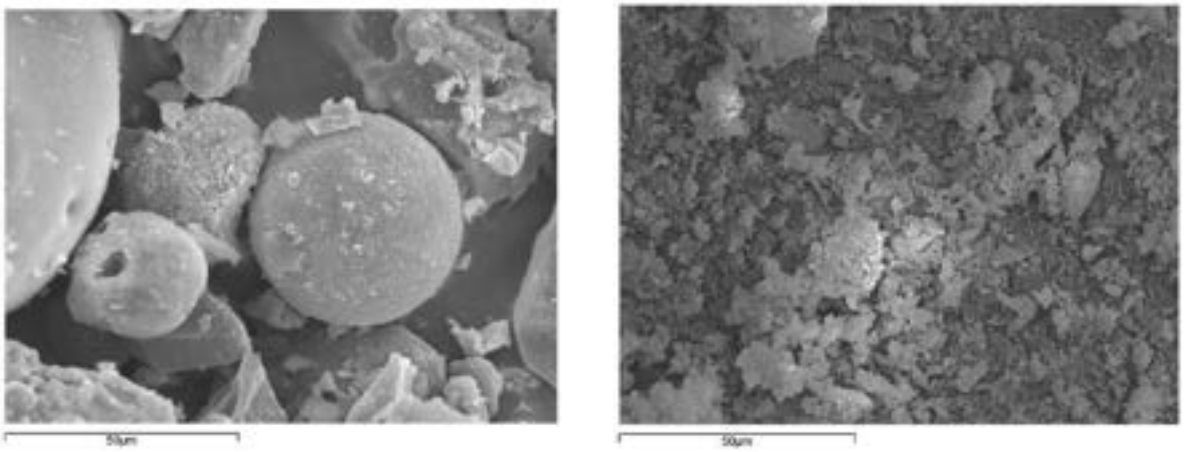
Figura 1 – Euroregião Galiza-Norte de Portugal.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

As argamassas estudadas neste trabalho foram produzidas com os seguintes materiais: cimento CEM I 52.5 N-SR 5 (segundo a norma espanhola UNE-EN 197-1), metacaulino, pó-de-pedra, cinza de biomassa, areia normalizada, água e superplastificante. O metacaulino foi fornecido pela Arciresa, uma empresa dedicada aos materiais refratários na Espanha. O pó-de-pedra foi fornecido pelo "Centro Tecnolóxigo do Granito de Galicia" (CTG), tendo sido sujeito a um processo secagem e desagregação antes de incorporado nas argmassas. A cinza de biomassa foi fornecida pela indústria madeireira galega, sendo proveniente de um caldeira de biomassa e retirada dos filtros de ciclone de limpeza de gases, não tendo sido sujeita a nenhum tipo de tratamento antes do seu uso no fabrico das argamassas. Na Figura 2 é possível observar a forma das partículas da cinza da biomassa e do pó-de-pedra. Neste estudo usou-se uma areia normalizada, que é uma areia silicosa natural de grãos rolados (0,08-2 mm), com uma densidade de 2,63 e uma absorção de 0,30%, em massa. O superplastificante, baseado na tecnologia de polímeros policarboxilatos, tem massa específica de 1,05 g/cm³ e teor de sólidos de

20,3%. As propriedades químicas e físicas dos materiais finos estão apresentadas no Quadro 1 e as respetivas curvas de distribuição granulométrica encontram-se na Figura 3. A partir desta figura observa-se que o cimento e o metacaulino têm uma distribuição granulométrica semelhante, a cinza da biomassa é significativamente mais grossa que os restantes materiais e o pó-de-pedra apresenta maior finura que o cimento. Dada a diferença em termos da distribuição de tamanho de partículas de ambos os resíduos, decidiu-se combiná-los no presente estudo tendo em vista um aumento da densidade de empacotamento das partículas que constituem o conjunto de todos os materiais finos.



(a) (b)

Figura 2 – Imagens de microscópio electrónico da cinza de biomassa (a) e pó-de-pedra (b)

Quadro 1 – Caraterização dos materiais finos

Análise química(%)	*Cimento*	*Metacaulino*	*Pó-de-pedra*	*Cinza de biomassa*
SiO2	18,9	58,0	70,4	40,0
Al2O3	6,3	36,8	15,2	16,6
Fe2O3	2,7	1,2	2,0	5,5
CaO	59,9	0,075	1,0	10,2
K2O	1,9	2,1	5,5	6,9
Na2O			3,7	1,6
MgO	1,6	0,18	0,35	2,8
P2O5	0,13	0,079	0,38	2,9
TiO2	0,28	0,36	0,24	7,1
MnO	0,060		0,028	0,73
Rb2O	0,007	0,014	0,035	0,026
CuO	0,014		0,007	0,022
ZnO	0,015	0,008	0,013	0,048
ZrO2	0,011	0,036	0,018	0,043
NiO			<0,003	0,014
SrO	0,041		0,008	0,047
SO3	3,5	0,058		2,4
BaO				0,20
V2O5	0,045			
Perda ao fogo	4,3	0,7	1,0	2,7
Superfície BET (m^2/g)	1,364	4,254	3,598	0,628
Massa volúmica (g/cm^3)	3,04	2,55	2,56	2,68

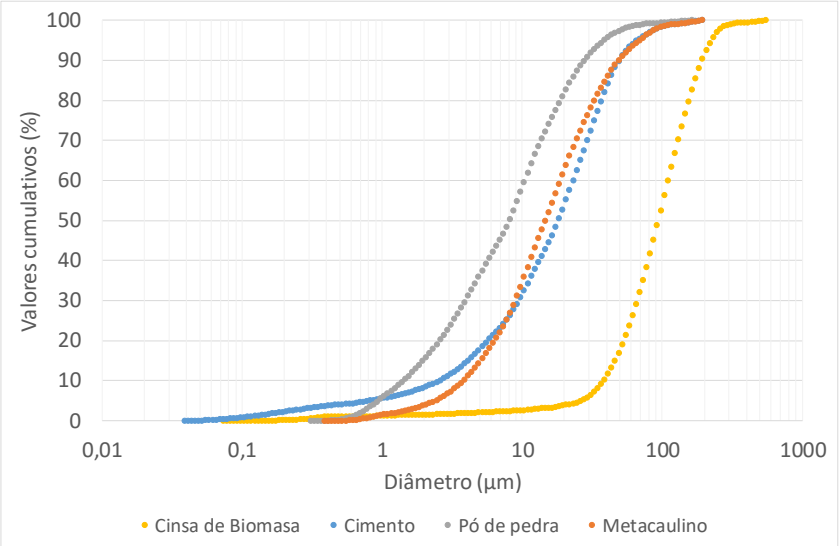


Figura 3 – Curvas granulométricas dos materiais finos

2.2 Plano experimental

Neste trabalho consideraram-se 4 variáveis independentes: a razão volumétrica água/finos (Vw/Vp); a razão água/cimento, em massa (w/c); a razão superplastificante/total de finos, em massa (Sp/p); e a razão cinza/cimento, em massa (ash/c). As experiências foram planeadas segundo um plano fatorial completo 2^4, correspondente a 4 fatores e 2 níveis por fator. Aos pontos correspondentes ao plano fatorial (Fi) foram adicionados pontos axiais (CCi) e pontos centrais (Ci), resultando num plano Plano Fatorial Aumentado "Central Composite Design", que permite recolher dados suficientes para ajustar até um modelo polinomial de 2ª ordem [4].

Deste modo, os efeitos das variáveis independentes foram avaliados em cinco níveis diferentes, codificados nos valores de $-\alpha$, -1, 0, +1, $+\alpha$. O valor de α é escolhido de modo a que o desvio padrão dos valores previstos para as variáveis de resposta seja constante para todos os pontos que se encontrem à mesma distância do ponto central do plano; $\alpha=n_f^{1/4}$, onde n_f é o número de observações na parte fatorial do plano, logo no presente estudo $\alpha=2$ [4]. A correspondência entre os valores codificados nos níveis $-\alpha$, -1, 0, +1, $+\alpha$ e os valores reais das variáveis independentes é apresentada no Quadro 2. A experiência correspondente ao ponto central foi repetida 4 vezes para avaliar o erro experimental inerente à variabilidade dos materiais e das condições de ensaio. O volume de areia normalizada e a razão metacaulino/cimento mantiveram-se constantes em todas as misturas estudadas: Vs/Vm=0.475 e mtck/c =0.20, respetivamente. Tal como se pode observar na Figura 4, tomando como referência o volume total de finos: o volume de cimento variou entre 47 a 70%; o volume de metacaulino entre 11 a 17 %; o volume de pó-de-pedra entre 1 a 34% e o volume de cinzas de biomassa entre 6 a 13%.

2.3 Procedimento de mistura e ensaios

O procedimento de amassadura seguido na preparação das argamassas foi o ilustrado na Figura 5. Para cada uma das composições previstas no plano experimental foram realizados os ensaios de fluidez (funil-V) e espalhamento da argamassa de acordo com os procedimentos descritos em [5]. Após estes ensaios foram moldados 5 prismas (4×4×16 cm^3) e 3 cilindros (h=3cm; ϕ=5 cm) de cada mistura. Ao fim de 1 dia de idade, os provetes foram descofrados e colocados dentro de água numa câmara com temperatura controlada (20ºC), até à idade de ensaio. A campanha de ensaios realizada para cada mistura do plano experimental encontra-se descrita no Quadro 3, incluindo a identificação da norma/procedimento de ensaio utilizado. Com este conjunto de ensaios foram recolhidos dados para as seguintes variáveis de resposta: diâmetro de espalhamento (Dflow); tempo necessário para escoar a

argamassa no funil V (Tfunnel); resistência à compressão aos 28 dias (fcm_28dias); resistividade aos 28 e 56 dias (Resist_28d e Resist_56d) e porosidade acessível à agua aos 28 dias (por_28d).

Quadro 2 – Plano experimental adotado.

Ref.	Variáveis em valores codificados				Valores reais das variáveis			
	A: Vw/Vp	B: w/c	C: Sp/p	D:ash/c	A: Vw/Vp	B: w/c	C: Sp/p	D:ash/c
C1 a C4	0	0	0	0	0,85	0,5	0,016	0,15
F1	-1	-1	-1	-1	0,8	0,45	0,0155	0,125
F2	1	-1	-1	-1	0,9	0,45	0,0155	0,125
F3	-1	1	-1	-1	0,8	0,55	0,0155	0,125
F4	1	1	-1	-1	0,9	0,55	0,0155	0,125
F5	-1	-1	1	-1	0,8	0,45	0,0165	0,125
F6	1	-1	1	-1	0,9	0,45	0,0165	0,125
F7	-1	1	1	-1	0,8	0,55	0,0165	0,125
F8	1	1	1	-1	0,9	0,55	0,0165	0,125
F9	-1	-1	-1	1	0,8	0,45	0,0155	0,175
F10	1	-1	-1	1	0,9	0,45	0,0155	0,175
F11	-1	1	-1	1	0,8	0,55	0,0155	0,175
F12	1	1	-1	1	0,9	0,55	0,0155	0,175
F13	-1	-1	1	1	0,8	0,45	0,0165	0,175
F14	1	-1	1	1	0,9	0,45	0,0165	0,175
F15	-1	1	1	1	0,8	0,55	0,0165	0,175
F16	1	1	1	1	0,9	0,55	0,0165	0,175
CC1	-2	0	0	0	0,75	0,5	0,016	0,15
CC2	2	0	0	0	0,95	0,5	0,016	0,15
CC3	0	-2	0	0	0,85	0,4	0,016	0,15
CC4	0	2	0	0	0,85	0,6	0,016	0,15
CC5	0	0	-2	0	0,85	0,5	0,015	0,15
CC6	0	0	2	0	0,85	0,5	0,017	0,15
CC7	0	0	0	-2	0,85	0,5	0,016	0,1
CC8	0	0	0	2	0,85	0,5	0,016	0,2

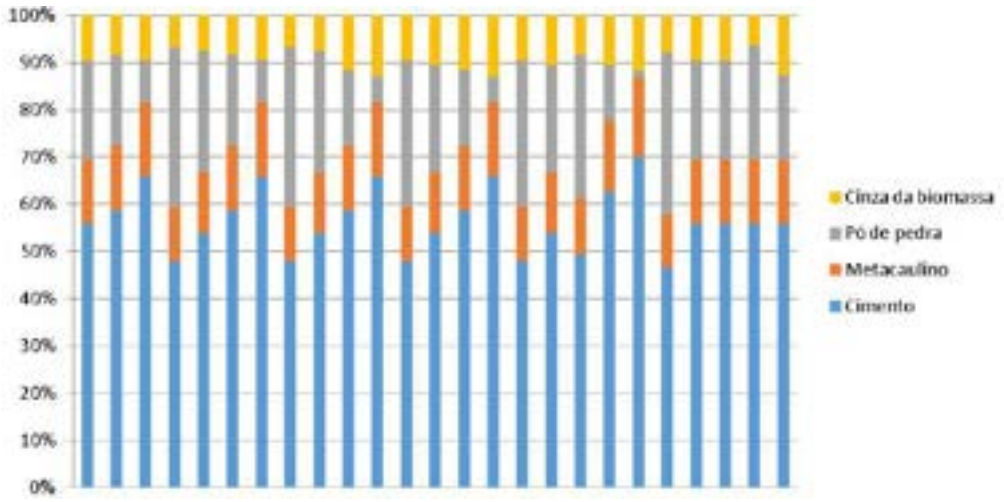


Figura 4 – Percentagem com que cada material fino contribui para o volume total de finos.



Figura 5 – Procedimento de amassadura

Quadro 3. Campanha de ensaios

Denominação do ensaio	*Norma/ Recomendação*	*Idade à data de ensaio (dias)*	*Número de provetes/medições*	*Tipo provetes/ Equipamento*
Fluidez	[5]	Após fim da amassadura	2	Funil V
Espalhamento	[5]	Após fim da amassadura	2	Mini-cone
Resistividade elétrica	Método dos 2 elétrodos [6]	28 e 56 dias	4	prismas 40×40×160 mm^3
Resistência à compressão	[7]	28 dias	4	cubos 40 mm
Porosidade acessível à água	Procedimento descrito em [8]	28 dias	3	cilindros h=3cm; ϕ=5cm

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise dos resultados

Na Figura 6(a) apresentam-se os resultados dos ensaios no estado fresco, com exceção do resultado da mistura CC1, que bloqueou no ensaio do funil-V. Observa-se que as misturas apresentam tempos de escoamento no funil relativamente elevados, mesmo para diâmetros de espalhamento elevados o que se ficará a dever à grande variedade de materiais finos utilizados, numa gama bastante alargada de dimensões. Na Figura 6(b) comparam-se os resultados das resistividades medidas aos 28 e 56 dias de idade. Deste gráfico pode concluir-se que dos 28 para os 56 dias de idade ainda há um aumento significativo da resistividade (11-23%), que traduz um refinamento progressivo da microestrutura com a idade, que se deverá à atividade pozolânica do metacaulino. Por outro lado, os resultados obtidos para a resistividade aos 28 dias de idade (82,8-219,3 Oh.m) são relativamente elevados quando comparados, por exemplo, com os obtidos em argamassas com misturas binárias de cimento+pó-de-mármore (34,7–54,3 Ohm.m) [9]. Na Figura 6(c) apresentam-se os resultados da resistência à compressão e da porosidade acessível à água aos 28 dias de idade. Os resultados da resistência à compressão variaram entre 58 e 87 MPa, encontrando-se acima dos resultados obtidos por Destefani et al. [9] para a mesma razão w/c, tal como se mostra na Figura 5 (d).

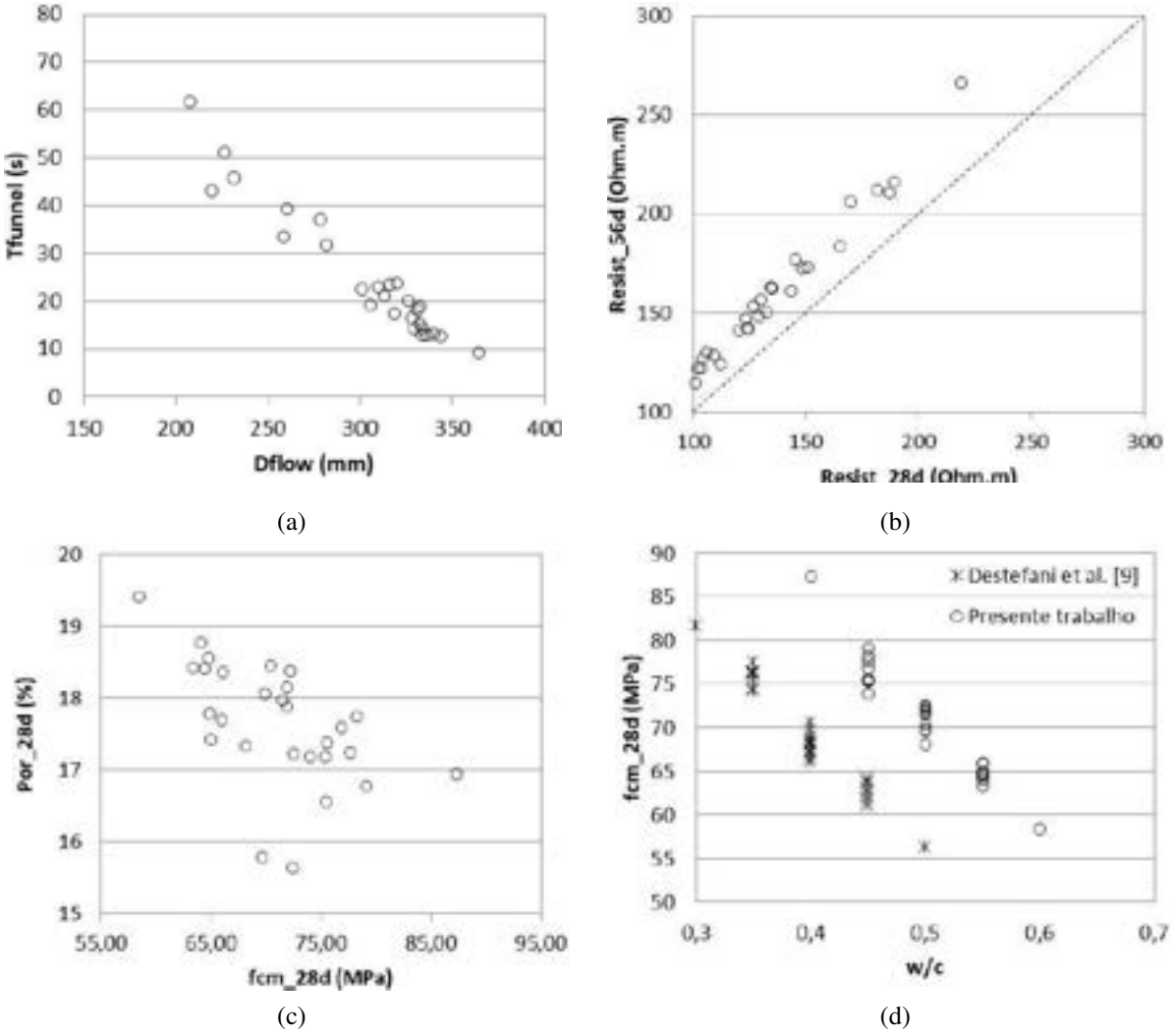


Figura 6 – Resultados obtidos: (a) estado fresco; (b) resistividade aos 28 e 56 dias; (c) resistência à compressão e porosidade acessível à água, aos 28 dias; (d) resistência à compressão aos 28 dias em função da razão w/c

3.2 Ajuste de modelos numéricos

Após a recolha de dados procedeu-se ao ajuste de modelos numéricos (quadráticos) através de uma análise de regressão multilinear e análise de variância (ANOVA); seguida de uma validação dos modelos obtidos através da análise dos resíduos procurando tendências, evidências de autocorrelação ou "outliers". Uma descrição mais detalhada destes procedimentos pode ser encontrada em [1]. Para todas as variáveis de resposta analisadas conseguiu-se um ajuste de boa qualidade. A partir dos modelos numéricos ajustados a cada variável de resposta é possível identificar os parâmetros da mistura que são significativos para explicar cada resposta, tal como ilustrado na Figura 7. Esta figura mostra claramente que Vw/Vp apresenta o maior efeito sobre ambas as respostas relacionadas com o comportamento no estado fresco (Dflow e Tfunnel); enquanto a razão w/c é a variável com maior influência nas propriedades do estado endurecido, nomeadamente, na resistência à compressão, resistividade e porosidade acessível à água. Tal como esperado, um aumento de Vw/Vp conduz a um aumento de Dflow e a uma redução de Tfunnel. Por sua vez, um aumento da razão w/c conduz a uma diminuição da resistividade e resistência à compressão e a um aumento da porosidade acessível à água.

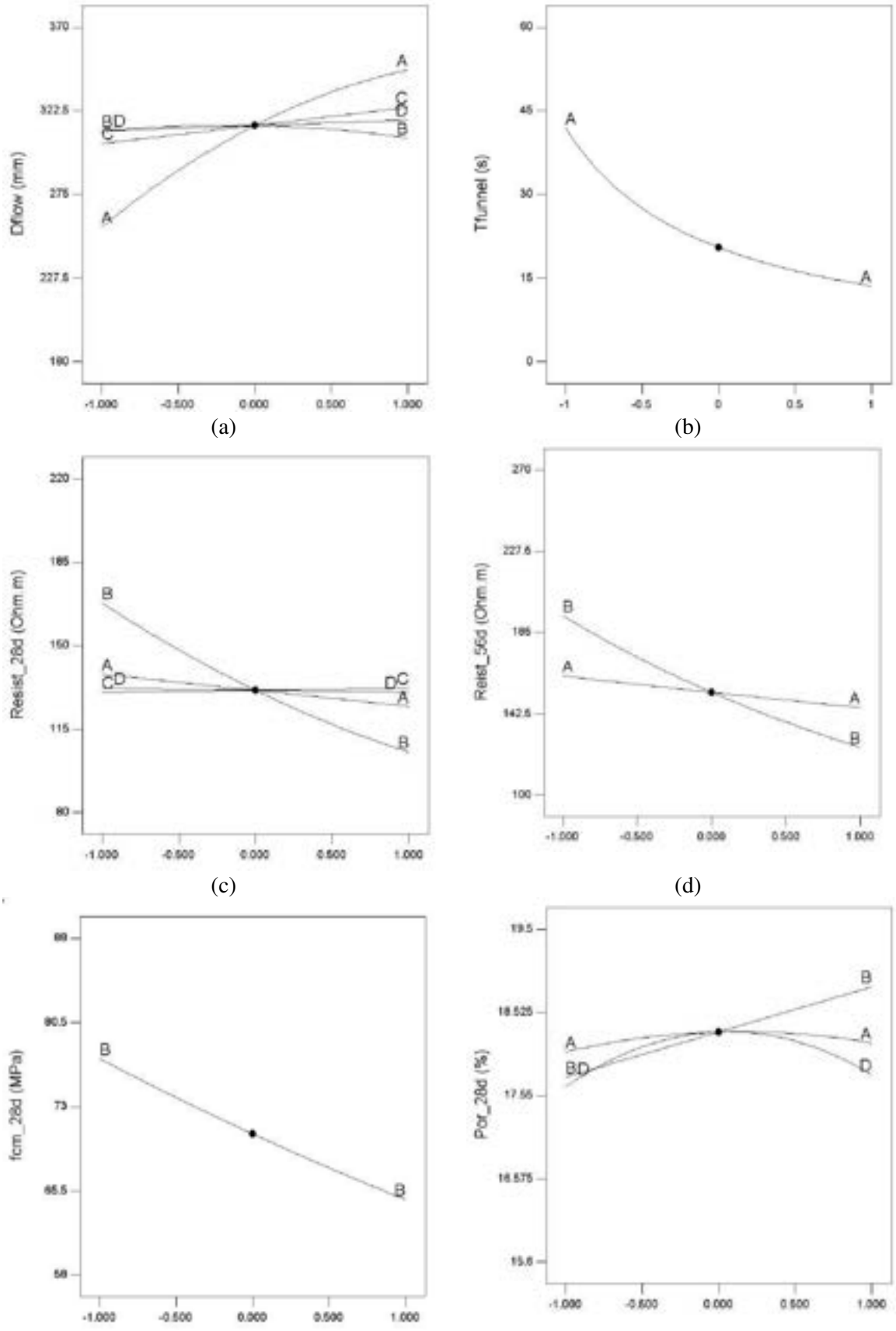


Figura 7 – Identificação dos fatores que mais influenciam cada uma das variáveis de resposta, para variações a partir do ponto central (A:Vw/Vp; B:w/c; C:Sp/p; D:ash/c, em valores codificados)

De notar que no presente estudo a quantidade de metacaulino é dependente da quantidade de cimento, ou seja, quando a quantidade de cimento aumenta a quantidade de metacaulino também aumenta, dado que se manteve a razão mtck/c fixa (mtck/c=20%). Logo, o efeito significativo da variável água/cimento, traduz na verdade o efeito significativo da variável àgua/ligante, sendo o ligante constituído pelo cimento+metacaulino. Para além dos efeitos significativos de primeira ordem ilustrados na Figura 7, foram também identificados como significativos alguns efeitos de interacção entre as variáveis e efeitos quadráticos.

3.3 Otimização

A partir dos modelos de regressão, utilizando técnicas de optimização numérica, é possível determinar a gama de parâmetros da mistura onde a deformabilidade e a viscosidade coexistem de uma forma equilibrada, para assegurar a auto-compactabilidade. A Figura 8 apresenta a região onde é possível encontrar argamassas que exibem 280≤Dflow(mm)≤320 e 14≤Tfunnel(s)≤20, sendo de notar que habitualmente não se conseguem alcançar diâmetros de espalhamento tão elevados associados a tempos de escoamento relativamente elevados, ou seja, elevada deformabilidade associada a viscosidade moderada, com baixo risco de segregação. Típicamente, os intervalos de valores adotados para argamassas destinadas ao BAC são: 250≤Dflow(mm)≤270 e 8≤Tfunnel(s) ≤12. Daqui pode concluir-se que a combinação de materiais finos utilizada no presente estudo permitiu alcançar um comportamento bastante melhorado no estado fresco.

Para além das condições ligadas com o comportamento no estado fresco é possivel ainda acrescentar outras condições ao processo de otimização associadas com: a resistência mecânica (resistência à compressão pretendida); a durabilidade (maximizar a resistividade); o custo (diminuir a quantidade de cimento e superplastificante); e a sustentabilidade (reduzir o total de emissões de CO_2) e, desta forma, encontrar uma solução ótima única, ou seja, aquela que melhor satisfaz todas as condições de optimização, simultaneamente. Esta fase seguinte do processo otimização será realizada após serem analisados os resultados da resistência à compressão e resistividade medidos após os 90 dias de idade, que à data da escrita do presente artigo ainda não tinham sido recolhidos.

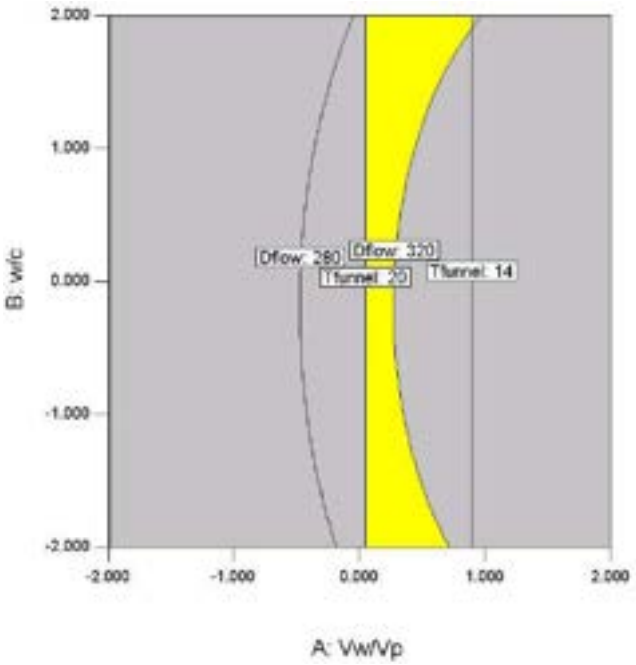


Figura 8 – Região óptima para argamassas destinadas ao BAC (fixando Sp/p= -1 e ash/c=+1, em termos de valores codificados)

4. CONCLUSÕES

Com o presente trabalho demonstrou-se que o pó-de-pedra e a cinza da biomassa, ambos resíduos de duas indústrias da zona da Galiza, podem ser incorporados em conjunto para produzir BACs de elevada deformabilidade, sem risco de segregação, aumentando assim a gama de adições disponíveis para uso no BAC. Simultaneamente, ao substituir uma parte do cimento por metacaulino foi possível melhorar significativamente as propriedades do BAC no estado endurecido (maior resistência à compressão, maior resistividade e menor porosidade acessível à àgua), enquanto se reduzem as emissões de CO_2 pelo uso de menos cimento. A análise estatística dos dados recolhidos mostrou claramente que Vw/Vp apresenta o maior efeito sobre ambas as respostas relacionadas com o comportamento no estado fresco; enquanto a razão w/c (ou melhor, a razão água/ligante) é a variável com maior influência nas propriedades do estado endurecido, nomeadamente, na resistência à compressão, resistividade e porosidade acessível à água. A estratégia adotada neste estudo, em termos da seleção dos materiais finos, permite reduzir a quantidade de clínquer no produto final, por meio da maximização da proporção de adições minerais, sem prejudicar ou mesmo melhorando as propriedades do BAC no estado fresco e endurecido. Esta é uma oportunidade para o setor da construção obter, no curto prazo, ganhos ambientais e económicos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. Este trabalho foi apoiado pelo programa IACOBUS- Programa de Cooperação Cultural, Científica e Pedagógica para Mobilidade Pré-doutoral, e pelos projetos BIA 2014-58063-R (HORREO) e BIA 2017-85657-R (HACCURACEM) Del Programa Estatal De Investigación, Desarrollo E Innovación Orientada a Los Retos De La Sociedad, MINECO.

REFERÊNCIAS

[1] Nunes, Sandra (2008) - Performance-based design of self-compacting concrete (SCC): a contribution to enhance SCC mixtures robustness. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Tese de Doutoramento.

[2] Sua-Iam,G.; Makul, N. (2015). Utilization of coal- and biomass-fired ash in the production of self-consolidating concrete: a literature review. Journal of Cleaner production, N. 100, pp.59-76.

[3] Medina, G. [et al.] (2017). Granite quarry waste as a future eco-efficient supplementary cementitious material (SCM): scientific and technical considerations, Journal Cleaner Production N. 148, pp.467–476.

[4] Montgomery, D.C. (2013). Design and Analysis of Experiments. 8th ed. Wiley. New York. 684 p.

[5] Okamura, H.; Ozawa, K.; Ouchi, M. (2000). Self-compacting concrete. Structural Concrete, Vol. 1, N. 1, pp. 3–17.

[6] Nunes, S. [et al.] (2013). Mixture design of self-compacting glass mortar. Cement and Concrete Composites, Vol. 43, pp. 1–11,

[7] NP EN 196-1, "Methods of testing cement – Part 1: determination of strength," Lisbon , 2006

[8] Moretti, J. P.; Nunes, S.; Sales, A. (2018). Self-compacting concrete incorporating sugarcane bagasse ash. Construction and Building Materials, N 172, pp. 635–649.

[9] Destefani, A. Z.; Nunes, S.; Coutinho, J. S.(2016). Argamassa auto-compactável com pó de mármore. In: Encontro Nacional Betão Estrutural, Coimbra, Portugal.

Cimentos de baixa emissão de CO_2 com incorporação de misturas de resíduo caulinítico e calcário.


Euler Arruda[1]


Jefferson Lima[2]


Márcio Barata[3]

RESUMO

O emprego de adições minerais como substituição parcial do clinquer no cimento Portland tem sido uma das principais estratégias para redução da emissão de CO_2 por parte da indústria mundial do cimento. Contudo, a disponibilidade de escorias de alto forno e cinza volante não supre a demanda. Na Amazônia, as indústrias de beneficiamento de caulim para cobertura para papel já depositaram aproximadamente 15 milhoes de toneladas de um resíduo consistituído essencialmente por caulinta extremamente fina. Uma alternativa para a região seria o emprego do cimento Portland com adições minerais oriundas da combinação de matérias-primas abundantes como calcário e argila calcinada. Estes cimentos são denominados na literatura de LC^3 e caracterizam-se por serem cimentos de baixa emissão de CO_2. O objetivo deste trabalho foi avaliar as propriedades dos cimentos LC^3 produzidos com elevadas incorporações deste resíduo caulinitico calcinado e calcário. Os níveis de substituição das adiçoes minerais sobre a massa de cimento Portland comum foram de 40%, 50% e 60%. As variáveis investigadas foram massa específica, área superficial especifica Blaine, água de consistencia e tempo de pega inicial e final dos cimentos, além das resistencias à compressão de argamassas. As incorporações das misturas metacaulina-calcário aumentaram a demanda de água e reduziram os tempos de pega em razão da elevada finura da caulinita. Entretanto, houve acrescimentos significativos de resistencia à compressão em comparação aos cimentos Portland comum e pozolânicos através do emprego de aditivo superplastificante para todos os teores de substituição investigados, demonstrando a alta eficiencia deste ligante. Os resultados são promissores, mas requerem estudos mais aprofundados, principalmente no que tange aos aspectos de durabilidade frente à alta demanda de água destes cimentos.

Palavras-chave: resíduo caulinítico, metacaulinita, calcário, cimento LC^3, cimento de baixa emissão de CO_2

[1]Mestrando, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil. euler_arruda@itec_ufpa.com
[2]Engº Civil, MSc, Engº Civil do Banco da Amazônia, Belém, Brasil. jefferson.lima@bancoamazonia.com.br
[3]Professor Adjunto, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil. marciobarata@ufpa.br

1. INTRODUÇÃO

Nos países em desenvolvimento, cuja economia está em pleno crescimento, o cimento Portland tem uma participação muito significativa na ampliação da infraestrutura, pois o concreto é o material mais largamente empregado. Em 2014, os paises emergentes, dentre os quais China, India, Rússia, Africa do Sul e Brasil, foram responsáveis por 81% do total da produção mundial enquanto que os paises industrializados, cujo foco é voltado para a manutenção, responderam por apenas 9% [1]. A tendência é que os paises em desenvolvimento tenham uma demanda por produtos à base de cimento 2,5 superior até 2.050 [2], o que fará com que a fabricação de cimento seja responsável por aproximadamente 30% das emissões globais antropogênicas de CO_2 [3].

O aumento do uso de materiais cimentícios e pozolânicos (adições minerais) ainda é uma das melhores alternativas para redução da emissão de CO_2 e do consumo de materia-prima. Contudo, esta solução esbarra na disponibilidade limitada de materiais cimentícios. A escória de alto forno representa apenas entre 5 a 10% da produção de cimento e a cinza volante cerca de 30%, sendo que há muita variabilidade na qualidade desta, o que faz com que apenas 10% sejam aproveitados efetivamente como adição ao cimento [4].

O calcário, apesar de ser abundante e as normas européias permitirem incorporações de até 35%, possui limitações quanto ao seu percentual de aplicação, pois substituições superiores a 10% implicam em aumento na porosidade do concreto e das argamassas [5-8]. Quanto ao emprego de argilas calcinadas, além de exigir o uso de combustíveis, sua incorporação não ultrapassa 35%, o que torna seu beneficío ambiental menor e questionável.

Estudos recentes vêm demonstrando que o uso combinado da argila calcinada e do calcário possui grande potencial para ser empregado em percentuais de até 45% de substituição de clinquer no cimento, sem que haja perda nas propriedades mecânicas. Pelo contrário, o cimento com calcario e argila caulinítica calcinada, denominado na literatura como LC^3 (*calcined clay limestone cement*), apresenta resistencias à compressão superiores tanto aos 7 quanto aos 28 dias [9-11]. Resultados demonstram que o efeito sinérgico da combinação da argila calcinada e do calcário no cimento Portland é muito mais intenso do que se ambos estivessem presentes isoladamente no sistema binário com cimento Portland. No sistema ternário metacaulim-calcario-cimento Portland, todo o hidróxido de cálcio (CH) é consumido, o que torna esse sistema mais vulnerável à carbonatação [12]. Por sua vez, o carbonato de cálcio presente no calcario reage com os aluminatos da metacaulinita, formando monocarboaluminatos (Mc) e hemicarboaluminatos (Hc) ao invés de monossulfatos, estabilizando a etringita e preenchendo os espaços vazios. Ambos os aspectos contribuem para a durabilidade e o aumento das resistencias iniciais e finais [8]. Este e outros aspectos da durabilidade estão sendo estudados [13].

O Brasil é um país que possui grande potencial para a produção deste cimento de baixa emissão de CO_2 por conta da ampla disponibilidade de caulim e calcário. O clima varia de equatorial úmido a subtropical, o que favoreceu a formação geológica de grandes depositos de caulins primários e secundários ao longo de toda a sua extensão territorial. No passado, a engenharia brasileira empregou essas argilas cauliniticas calcinadas nos concretos-massa para construção de barragens com intuito de inibir a reação álcali-agregado [14]. Hoje, em regiões onde não há disponibilidade de escórias e cinzas volantes, como, por exemplo, na Amazônia, cimentos pozolânicos são fabricados com até 35% de caulim calcinado [15].

As reservas brasileiras de caulim secundário, cujas características são as mais apropriadas para o uso como cobertura de papel por causa da alta concentração de caulinita com particulas inferiores a 2µm, estão localizadas na Amazônia, principalmente no Estado do Pará, onde estão instaladas as principais empresas de beneficiamento de caulim do mundo: a Imerys Rio Capim Caulim (IRCC), a Pará Pigmentos SA (PPSA) e a CADAM SA [16]. No processo de beneficiamento do caulim é gerado um resíduo com excelentes características técnicas para a produção do metacaulim de alta reatividade (MC) porque é extremamente uniforme, constituido excessialmente por uma caulinita extremamente fina (>

90%, D_{50} 2µm), com teores ínfimos de minerais inertes. Na Amazônia, estima-se que 14,8 milhões de toneladas deste resíduo do beneficiamento do caulim (RBC) já tenham sido depositadas desde a implantação destas fábricas até os dias de hoje. Anualmente, aproximadamente 450 mil toneladas são depositadas em lagoas de sedimentação [15]. Diante deste panorama, o trabalho teve como objetivo investigar preliminarmente a viabilidade técnica de produção de cimentos de baixa emissão de CO_2, a partir do emprego em conjunto deste RBC com calcário, de modo a alcançar percentuais de incorporação superiores a 50% desta mistura ao cimento Portland.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais de partida

Os materiais de partida empregados para produção dos cimentos de baixa emissão de CO_2 foram o RBC proviente do processo de beneficiamento da empresa PPSA, que explora os depósitos do vale médio do Rio Capim (município de Ipixuna, estado do Pará). O calcário foi o mesmo utilizado pela indústria de cimento da região Nordeste do Pará, procedente das ocorrências calcíferas denominas Formação Pirabas, oriundas de sedimentos terciários marinhos fossilíferos. O cimento Portland usado foi o comum, CP I S 32, da Cimentos do Brasil SA (CIBRASA), que está em conformidade com a norma brasileira ABNT NBR 1669, sendo constituído por 92% de clinquer, 5,6% de anidrita e 2,4% de calcário como material de enchimento. A mineralogia dos materiais de partida foi determinada por difratometria de raios-x (DRX) através do método do pó. A composição química por fluorescência de raios-x (fusão com tetraborato de lítio). A Fig. 1 apresenta os difratogramas de raios-x dos materiais de partida *in natura*.

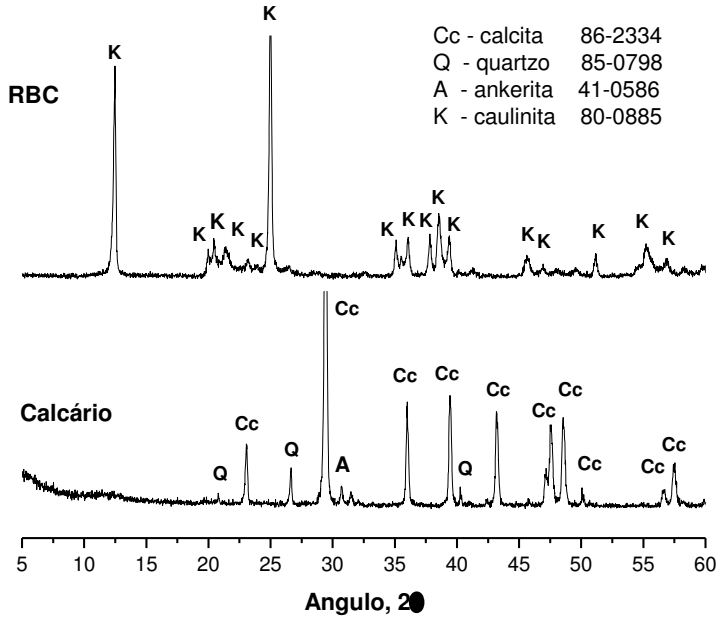


Figura 1. Difratogramas de raios-x do RBC e do calcário, ambos *in natura*.

As características físicas dos materiais de partida avaliadas foram a massa específica, a distribuição granulométrica das partículas por difração a laser e a área superficial específica por adsorção de nitrogênio pelo método BET. Os quadros 1 e 2 mostram a composição das fases do CP I S e as caracteristicas químicas e físicas do RBC e do calcário, ambos *in natura*.

Os materiais de partida são constituídos de partículas extremamente finas e com elevada concentração de minerais de interesse para a produção do cimento LC^3. No caso do calcário, a calcita é o mineral predominante, com particulas D_{50} entre 5 e 6 μm e área superfícial específica de 14,6 m^2/g, além de traços de quartzo e ankerita. O RBC é constituído basicamente por caulinita (> 98%) de particulas com D_{50} entre 1 e 2 μm e área superficial específica igual 8,8 m^2/g. A caulinita é bem cristalizada, com baixo grau de defeitos, apresentando picos agudos e de alta intensidade nos ângulos 2θ de 12,46º e 25,05º e tripletres com reflexões bem individualizadas.

Quadro 1. Caracterização química do RBC, calcário e composição de fase do cimento CP I S.

Oxidos (%)	*CP I S*	*RBC*	*Calcário*
SiO_2	20,14	46,90	3,19
Al_2O_3	5,17	38,20	0,73
Fe_2O_3	2,71	0,73	0,23
CaO	61,84	< 0,01	50,37
MgO	3,55	0,31	2,00
TiO_2	-	0,78	-
Na_2O	-	< 0,10	-
K_2O	-	0,10	-
SO_3	3,29	-	-
CaO (livre)	1,40	-	-
Perda ao fogo	2,58	13,57	42,26
Total	100,69	100,00	98,78
C_3S	53,28	-	-
C_2S	14,42	-	-
C_3A	9,12	-	-
C_4AF	8,25	-	-
$CaSO_4$	5,59	-	-

Quadro 2. Caracterização física do RBC e do calcário

Características	*RBC*	*Calcário*
D_{50}, μm	1,41	5,71
massa específica, g/cm^3	2,55	2,78
área superficial específica BET, m^2/g	8,80	14,60

2.2 Produção das adições minerais e dos cimentos LC^3

No programa experimental foram investigados quatro tipos de adições minerais, sendo três provenientes de misturas do RBC calcinado (metacaulinita) e calcário nas proporções mostradas no Quadro 3. A quarta pozolana, incluida como padrão de referência, foi o MC, procedente da calcinação e moagem apenas do RBC. A mineralogia das adições minerais foi determinada por difratometria de raios-x (DRX) através do método do pó (não mostrada no trabalho). As adições minerais do grupo LC^3 possuem predominânica da calcita e de uma banda amorfa, compreendida entre os ângulos 2θ de 10º e 30º, referente à formação da metacaulinita após a calcinação da caulinita presente no RBC, além de traços de quartzo. A produção das adições minerais consistiu em (i) calcinação do RBC a 850ºC durante 90 minutos; (ii) homogeneização do RBC calcinado e do calcário em três proporções distintas (Quadro 03); (iii) moagem para uniformizar a granulometria das adições minerais.

Foram produzidos 13 tipos de cimentos experimentais provenientes da combinação de quatro adições minerais (MC, LC1, LC2, LC3) e três percentuais de substituição de 40%, 50% e 60% do CPI –S, além do cimento Porltand comum (CPI-S), de referência. As composições dos cimentos são mostradas no Quadro 4. Nos cimentos com adições minerais, os teores de anidrita foram reduzidos em relação aos 5,6% presentes no cimento Portland comum CPI S, pois a incorporação ocorreu sobre a massa de

cimento e não sobre o clínquer. Nos cimentos do grupo C4, o teor de $CaSO_4$ ficou em 3,36%; no do grupo C5, em 2,8% e o no grupo C6, 2,24%.

Quadro 3. Composição das adições minerais.

Adições Minerais	*RBC calcinado (%)*	*Calcário (%)*
MC	100	0
LC^3A	80	20
LC^3B	70	30
LC^3C	60	40

Quadro 4. Composições dos cimentos misturados com as adições minerais.

CPI S (%)	*Adições minerais (%)*	*Grupo*	*Nomenclatura cimentos*
100	0	REF	REF
60	40	C4	C4MC, $C4LC^3A$, $C4LC^3B$, $C4LC^3C$
50	50	C5	C5MC, $C5LC^3A$, $C5LC^3B$, $C5LC^3C$
40	60	C6	C6MC, $C6LC^3A$, $C6LC^3B$, $C6LC^3C$

2.3 Propriedades dos cimentos LC^3

As características investigadas dos cimentos na condição anidra foram a massa específica e a area específica *Blaine*, e nas pastas, a água de consistencia normal e os tempos de pega inicial e final. Os ensaios foram realizados de acordo com as normas brasileiras ABNT NBR NM 23, 6474, 11580 e 11581. A determinação da água de consistencia normal é um teste de preparação para a determinação dos tempos de pega inicial e final e não prevê a correção da plasticidade da pasta com aditivos redutores de água, mas sim apenas com água.

O calor liberado nas reações de hidratação das pastas foi medido através de um calorímetro isotermal. As pastas avaliadas foram moldadas com relação água/cimento de 0,4 para os cimentos REF, C6MC e $C6LC^3C$ (Quadro 4). As composições das pastas foram 10g de aglomerante e 0,4 g de água. As pastas com adições (C6MC e $C6LC^3C$) demandaram cerca de 0,5% de aditivo superplastificante. A mistura foi manual durante 60 segundos em recipiente de vidro. Em seguida, cerca de 2g de pasta eram dispostas em cadinhos de polipropileno, seladas e armazenadas nos porta-amostra do calorímetro para o inicio do ensaio.

As resistências à compressão dos cimentos foram determinadas de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 7215. A avaliação foi realizada em argamassas de cimento e areia padrão brasileira, na proporção 1:3 (em massa) e relação água/cimento de 0,48, para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias. De modo a proporcionar condições semelhantes de moldagem, foram empregadas dosagens até 1% de aditivo superplastificante a base de policarboxilato nas argamassas com adições minerais. Para cada tipo de cimento foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos de dimensões 50 x 100 mm, sendo três para cada idade. Os corpos de prova foram curados ao ar inicialmente nas primeiras 24 horas e após, mantidos em cura úmida até a data específica de ensaio.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Características dos cimentos

O Quadro 5 resume os resultados de caracterização obtidos com os cimentos no estado anidro e em pastas. As massas específicas dos cimentos LC^3 e MC foram inferiores a do cimento Portland comum. Isto ocorre porque tanto o metacaulim quanto o calcário possuem massas específicas inferiores ao do clinquer Portland, assim como as misturas entre ambos.

As áreas específicas *Blaine* dos cimentos com adições minerais foram muito superiores em relação à do cimento Portland comum. No caso dos cimentos LC^3, os acréscimos foram bastante elevados, entre 35 e 50%, com áreas específicas variando entre 5.400 e 5.800 cm^2/g. Já para os cimentos pozolânicos com MC, os aumentos foram na ordem de 14 e 16%, com valores entre 3800 a 4.500 cm^2/g. As maiores áreas específicas *Blaine* dos cimentos LC^3 se devem à incorporação do calcario, que possui maior área superficial específica que a caulinita do RBC.

Quadro 5. Características dos cimentos na forma anidra e nas pastas.

Cimentos	*Massa específica (g/cm^3)*	*Área específica Blaine (cm^2/g)*	*Água de consistência normal (%)*[1]	*Inicio de pega (horas)*	*Fim de pega (horas)*
REF	3,08	3.900	-	2:50	6:21
C4MC	2,91	3.870	25,58	2:26	6:49
C5MC	2,83	4.449	33,72	2:15	6:12
C6MC	2,82	4.553	45,35	2:15	6:00
$C4LC^3A$	2,86	5.546	26,88	2:28	6:20
$C5LC^3A$	2,87	5.377	32,90	2:20	6:15
$C6LC^3A$	2,85	5.803	44,78	2:18	6:02
$C4LC^3B$	2,87	5.425	25,20	2:29	6:21
$C5LC^3B$	2,89	5.820	34,10	2:13	6:14
$C6LC^3B$	2,84	5.837	45,90	2:10	6:00
$C4LC^3C$	2,91	5.685	26,00	2:27	6:22
$C5LC^3C$	2,87	5.567	32,90	2:15	6:17
$C6LC^3C$	2,89	5.718	46,84	2:12	6:05

[1] Valores percentualmente superiores ao da pasta de cimento Portland comum (CP I S)

Os valores elevados de área específica *Blaine* dos cimentos com adições mineais, tanto com LC^3 quanto com MC, repercutiram em um substancial aumento na água de consistência normal das pastas para determinação do tempo de pega. Os acréscimos na água de consistencia normal das pastas dos cimentos LC^3 e MC em relação ao cimento Portland comum foram diretamente proporcionais aos teores de substituição, sendo de 25, 33 e 45% para substituições de 40, 50 e 60%, respectivamente. Este aspecto pode se constituir como um ponto desfavorável para incorporações elevadas da mistura de RBC calcinado e calcário, pois pode ocasionar perda de resistencia mecânica e maior tendencia à fissuração por retração hidráulica. Entretanto, trabalhos e experiencias práticas vêm demonstrando que o aumento na relação água/cimento dos cimentos LC^3 acaba sendo compensado pelo maior refinamento dos poros [10-12, 17]. O uso de aditivos redutores de água pode também compensar ou reduzir este aumento na relação água/cimento. Neste próprio trabalho, o emprego de 1% de aditivo superplastificante proporcionou às argmassas com cimentos LC^3 a mesma consistencia da argamassa com cimento de referencia. Contudo, estudos futuros são essenciais para avaliar o peso de cada um destes efeitos sobre as propriedades dos concretos e argamassa com LC^3.

Os tempos de inicio e fim de pega também foram influenciados pela incorporação das adições minerais, sendo reduzidos à medida que se aumentava o teor de substituição tanto do LC^3 quanto do MC. O tempo de inicio de pega para incorporaçãoes de 40 a 60% foi antecipado em cerca de 20 e 40 minutos e o fim de pega em aproximadamente 20 minutos. As incorporações de partículas muito finas de caulinita calcinada, combinadas ou não com calcário, ocasionaram a acelaração das reações de hidratação do cimento porque proporcioram um aumento substancial de superfícies para a nucleação heterogênea de novos produtos de hidratação [18-19]. As curvas de fluxo de calor das pastas com 60% de incorporação de LC^3C e MC mostram a formação antecipada de um segundo pico (II), mais estreito e pronunciado, que corresponde ao segundo estágio de formação da etringita (Fig. 2). O aumento no fluxo de calor demonstra que a metacaulinita altera a reatividade dos aluminatos no cimento Portland, acelerando e aumentando a formação de etringita.

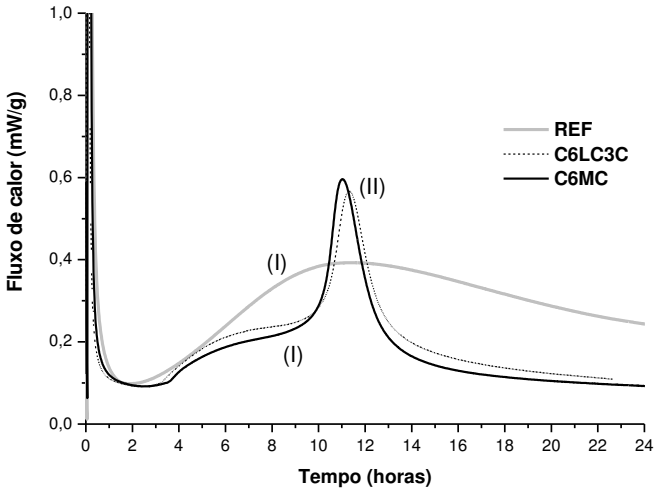


Figura 2. Curvas de evolução do fluxo de calor para as pastas REF, C6LC^{3}C e C6MC.

3.2 Resistência à compressão dos cimentos

O Quadro 6 apresenta os resultados de resistências à compressão das argamassas assim como das resistencias normalizadas em relação ao cimento Portland comum para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias. As argamassas com adições LC^3, independentemente do tipo e dos percentuais de substituição, apresentaram ao final de 28 dias, resistencias à compressão muito superiores às das argamassas com os demais cimentos. As maiores resistências foram alcançadas para as argamassas LC^3 com 40% de incorporação, com valores entre 42 e 44MPa, que correspondem a acréscimos entre 31 e 38% em relação aos da argamassa de referencia. Para os teores de 50% e 60% de substituição, os patamares ficaram menores, entre 13-20% e de 1-5% acima, respectivamente. Em comparação às argamassas com cimento pozolânico (incorporaçao de MC), as adições LC^3 proporcionaram acréscimos de resistencia entre 21 e 28% para 40% de incorporação, de 12 a 21% para 50%, e de 1 a 16% para 60%. Esta diferença de comportamento dos cimentos LC^3 em relação ao cimento pozolânico com MC se deve à forte sinergia que a alumina presente na metacaulinita apresenta com a calcita quando empregadas conjuntamente no sistema ternário com cimento Portland.

Quadro 6. Resistência à compressão dos cimentos Portland comum, LC^3 e pozolãnico (MC).

	Resistência à compressão (MPa)							
	1 dia		*3 dias*		*7 dias*		*28 dias*	
CP I S (REF)	7,30	100%	22,50	100%	25,10	100%	32,50	100%
C4MC	5,20	71%	12,00	53%	24,70	98%	35,10	108%
C5MC	4,00	55%	9,20	41%	22,00	86%	32,20	99%
C6MC	2,70	34%	7,30	32%	15,80	63%	29,10	90%
C4LC^{3}A	6,00	82%	14,70	65%	34,40	137%	44,80	138%
C5LC^{3}A	4,20	57%	15,70	70%	30,50	121%	38,90	120%
C6LC^{3}A	2,70	38%	13,00	58%	27,90	111%	32,80	101%
C4LC^{3}B	5,30	72%	19,60	87%	29,60	118%	43,20	133%
C5LC^{3}B	3,10	43%	14,50	65%	28,70	114%	36,80	113%
C6LC^{3}B	2,00	27%	12,00	53%	25,60	102%	32,90	101%
C4LC^{3}C	4,90	68%	23,60	105%	27,90	111%	42,40	131%
C5LC^{3}C	3,30	45%	18,50	83%	27,10	108%	36,00	113%
C6LC^{3}C	2,20	30%	19,40	86%	25,20	100%	34,10	105%

Em que pese os menores tempos de pega inicial e final, as argamassas LC^3 com substituições de 40 a 60% apresentaram resistencias inferiores a obtida com cimento Portland comum até aos três dias. Isto

se deve à sobreposição do efeito de diluição do cimento em relação ao efeito de aceleração da hidratação do cimento Portland exercido pela metacaulinita e calcário. A partir dos sete dias em diante, independente do tipo e do percentual de incorporação, as resistencias ja foram superiores as da argamassa de referencia (Figs 3 a 5), apresentando concordância com resultados da literatura [16]. A explicação para os acréscimos de resistencia em relação ao sistema de referencia e pozolânico repousa no fato que as fases hidratadas formadas neste sistema ternário, no caso a etringita, o monocarboaluminato, o hemicarboaluminado de calcio e o C-S-A-H proporcionam um preenchimento mais eficiente dos espaços vazios porque são menos densas que as normalmente encontradas no cimento Porltand comum, CH e CSH, trazendo como consequencia o maior refinamento dos poros [20].

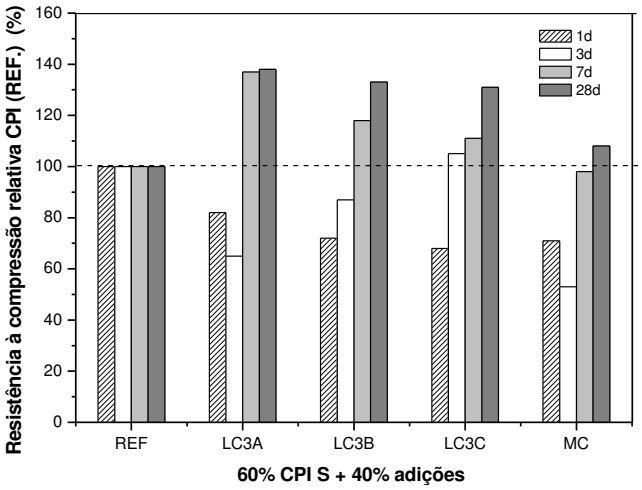


Figura 3. Resistencia à compressão das misturas com 40% de substituiçao normalizadas em relação às da argamassa de cimento Portland comum (REF) para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias.

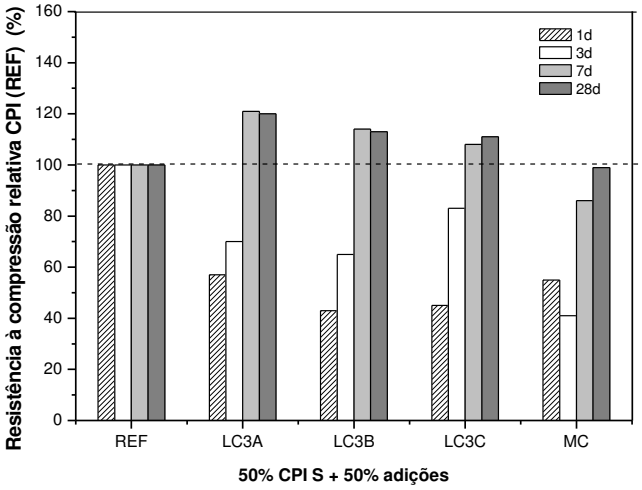


Figura 4. Resistencia à compressão das misturas com 50% de substituiçao normalizadas em relação às da argamassa de cimento Portland comum (REF) para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias.

Neste programa experimental, proporções entre metacaulim e calcário de 4:1, 2,3:1 e 1,5:1 foram avaliadas e dentre estas adições minerais LC^3, praticamente não houve diferenças significativas entre as resistências das argamassas tanto para as idades iniciais quanto finais. Apenas a LC^3C, com maior incorporação de calcario ao RBC (1,5:1), alcançou já aos 3 dias, para o percentual de 40% de incorporação, resistencia à compressão 5% superior a da argamassa de cimento Portland comum (Fig.

3). É possível que o maior percentual de calcario induza uma reação mais rápida da metacaulinita com o hidróxido de cálcio e o carbonato de cálcio. A maioria dos trabalhos emprega a mistura de metacaulinita e calcario na proporção de 2:1, visto ser a formulação esteoquemétrica mais favorável para a formação do Mc [12-13, 21]. Em termos de aproveitamento do RBC, a mistura LC^3A, com maior percentual de resíduo seria mais interessante, pois permitiria incorporações muito mais significativas deste resíduo na produção do cimento LC^3 em escala industrial.

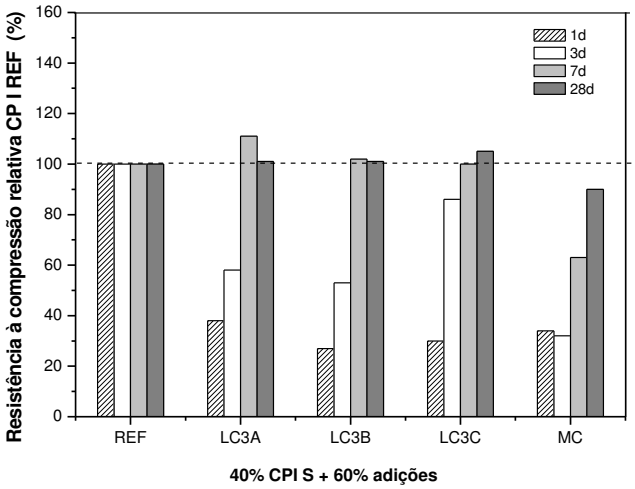


Figura 5. Resistencia à compressão das misturas com 60% de substituiçao normalizadas em relação às da argamassa de cimento Portland comum (REF) para as idades de 1, 3, 7 e 28 dias.

Os incrementos de resistencia observados nos cimentos LC^3 com RBC calcinado e calcário para percentuais extremamente elevados de substituição como de 40 a 60%, demonstram a elevada relação resistencia/consumo de ligante. Em outras palavras, são ligantes de alta eficiência e por isto possibilitariam o uso de menores consumos de cimento para concretos de um mesmo patamar de resistencia produzidos com cimento Portlando comum e pozolânico. Em termos ambientais, esta vantagem associada à redução na produção de até 60% de clinquer Portland, poderão acarretar em benefícios ainda maiores de redução no consumo deste mesmo clinquer Portland para a produção de materiais cimentícios.

4. CONCLUSÕES

Os resultados alcançados dão indícios do enorme potencial do RBC para a produção de cimentos de baixa emissão de CO_2 com alto desempenho em termos de propriedades mecânicas para substituições de até 60% do cimento Portland comum. Isto se deve ao fato do RBC ser constituído integralmente por uma caulinita altamente reativa. Entretanto, houve uma demanda excessiva de água em pastas, com percentuais de até 45% superior a do cimento Portland comum. Contudo, o emprego de aditivos superplastificante possibilitou manter a mesma relação água/cimento para as argamassas. Estudos mais aprofundados são necessários para investigar o efeito desta maior demanda de água ou o uso de aditivos redutores de água sobre a durabilidade dos concretos, principalmente a respeito da estrutura de poro e sua influencia na carbonatação, na corrosão das armaduras e na retração por secagem e autógena.

REFERÊNCIAS

[1] CEMBUREAU (2014). Activity Report, pp. 44.

[2] Taylor, M.; Tam, C.; Gielen, D. (2006). Energy efficiency and CO2 emissions from the global cement industry. Disponível em: http://www.iea.org/work/2006/cement/taylor_background.pdf

[3] World Business Council for Sustainable Development (WBCSD) / International Energy Agengy (IEA). Cement Technology Roadmap 2009 – Carbon Emissions Reductions up to 2050 (2009). 36p. (CSI Report). Disponível em: http://wbcsd.org.

[4] Snellings, R. Assessing, understanding and unlocking supplementary cementitious materials, RILEM Technical Letters, [S.1.], Vol. 1, Aug. 2016, pp. 50-55 ISSN 2518-0231.

[5] Tsivilis, S.; Tsantilas, J.; Kakali, G.; Chaniotakis, E.; Sakellariou, A. (2003) The permeability of Portland limestone cement concrete. Cement and Concrete Research, Vol.33, N. 9, pp. 1465-1471.

[6] Matschei, T.; Lothenbach, B.; Glasser, F.P. (2007) The role of calcium carbonate in cement hydration. Cement and Concrete Research, Vol. 37, N. 4, pp. 551-558.

[7] Schmidt, T.; Lothenbach, B.; Romer, M.; Scrivener, K.L.; Rentsch, D.; Figi, R. (2008) A thermodynamic and experimental study of the conditions of thaumasite formation. Cement and Concrete Research, Vol. 38, N. 3, pp. 337-349.

[8] Lothenbach, B.; Le Saout, G.; Gallucci, E.; Scrivener, K.L. (2008) Influence of limestone on the hydration of Portland cements. Cement and Concrete Research, Vol. 38, N. 6, pp. 848-860.

[9] Sanchez Berriel, S.; Favier, A.; Rosa Dominguez, E. ; Sanchez Machado, I.R.; Heierli, U.; Scrivener, K.L.; Martinera Hernández, F.; Habert, G. (2016) Assessing the environmental and economic potential of Limestone Calcined Clay Cement in Cuba. Journal of Cleaner Production, Vol.124, pp. 361-369.

[10] Viscaíno-Andrés, I.; Sánchez-Berriel, S.; Damas-Carrera, S.; Pérez-Hernández A.; Scrivener, K.L.; Fernando, M.H. (2015) Industrials trial to produce a low clinker, low carbon cement. Materials and Construction. Vol. 65, N. 317.

[11] Bishnoi, S.; Maity, S.; Amit, M.; Joseph, S.; Krishnan, S. (2014) Pilot scale manufacture of limestone Calcined clay cement. The Indian experience. Vol. 88, pp. 22-28.

[12] Antoni, M.; Rossen, J.; Martirena, F.; Scrivener, K.L. (2012) Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. Cement and Concrete Research. Vol. 42, pp. 1579-1589.

[13] Scrivener, K.L (2018) Calcined clay limestone cements (LC^3). Cement and Concrete Research, http://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.017.

[14] Saad, M.; Andrade, W.P.; Paulon, V.A. (1982) Properties of mass concrete containing an active pozzolan made from clay. Concrete International. Vol. 4, N. 7, pp. 59-65.

[15] Barata, Marcio (2007). Aproveitamento dos resíduos cauliníticos das indústrias de beneficiamento de caulim da região amazônica como matéria-prima para fabricação de um material de construção. Programa de Pós-Graduação em Geologia e Geoquímica da Universidade Federal do Pará, Tese de doutoramento.

[16] Lough Brough, R. (1993) Kaolin producer more upmarket. Industrial Minerals. October, pp. 51-69

[17] Emanoel, A.C.; Haldar, P.; Bishnoi, S.; Shashank Maity. (2016) Second pilot production of limestone calcined clay cement (LC^3) in India: the experience. Indian Concrete Journal. Vol. 90, pp. 57-64.

[18] Wild, S.; Khatib, J.M.; Jones, A. (1996) Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticized metakaolin concrete. Cement and Concrete Research. Vol. 26. N. 10, pp. 1537-1544.

[19] Bentz, D.P.; Garboczi, E.J. (1991) Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement-paste-aggregate interfacial zone. ACI Materials Journal. Vol. 88, N. 5, pp. 518-519.

[20] Balonis, M.; Glasser, E.P. (2009) The density of cement phases. Cement and Concrete Research. Vol. 39, pp. 733-739.

[21] Avet, F.; Scrivener, K.L. (2018) Investigation of the calcined kaolinite content on the hydration of Limestone Calcined Clay Cement (LC^3). Cement and Concrete Research. Vol. 107, pp. 124-135.

Quantificação das fases vítrea e cristalina das cinzas volantes por dissolução seletiva com ácido fluorídrico

R. Cunha Reis[1] **Manuel J. P. Ribeiro[2]** **João C.C. Abrantes[3]** **Aires Camões[4]**

RESUMO O uso de cinzas volantes no betão tem desempenhado um papel importante na redução do clínquer e, consequentemente, na redução da pegada ecológica referente à indústria do betão. No entanto, ainda persistem diversos desafios, pois apenas são utilizadas entre 30 a 40% das cinzas volantes disponíveis mundialmente. Um destes desafios é a quantificação da sua reatividade. Tradicionalmente, o potencial reativo das cinzas volantes é determinado pela sua composição em óxidos, que não tem em consideração o rácio entre a fase vítrea e a fase cristalina. De facto, a um maior teor de determinados óxidos, tais como o dióxido de silício, óxido de alumínio ou sesquióxido de ferro, entre outros, não representa, *per si*, uma maior reatividade. Também, o potencial reativo pode ser quantificado pelo índice de atividade por resistências mecânicas ou pelo método de *Chapelle modificado*, mas são baseados num determinado desempenho e não na sua constituição intrínseca. Este artigo descreve uma metodologia de dissolução seletiva, com ácido fluorídrico, para quantificar a fase vítrea (reativa) e a fase cristalina (não reativa). Foram usadas cinzas volantes da central termoelétrica do Pego e confrontaram-se os resultados com outros tipos de análises, tais como, *FRX*, *XRD* com *refinamento de Rietveld* e *SEM*. Validou-se a metodologia, para uma concentração de ácido fluorídrico de 1% com um tempo de exposição de 6 horas.

Palavras-chave: cinzas volantes, ataque com ácido, dissolução seletiva, fase vítrea, Rietveld

1. INTRODUÇÃO

Tradicionalmente, a caracterização das cinzas volantes remete apenas à sua quantificação química em óxidos, determinada por espectrometria de fluorescência de raios X (*FRX*), tal como representado nos Quadros 1 e 2. Esta caracterização não identifica os compostos reais, mas apenas, os seus elementos químicos simples, reorganizados de uma forma padronizada. Também podem ser submetidas a análises térmicas, mas nem sempre é possível obter dados de alguns compostos, como se verá mais á frente. O ensaio do índice de atividade por resistências mecânicas [1] ou o ensaio de *Chapelle modificado* [2] são um bom contributo para balizar a pozolanicidade, mas são baseados num determinado desempenho e não na sua constituição intrínseca. Há espaço para melhorar a caracterização das cinzas volantes, nomeadamente pela sua constituição química e mineralógica. Talvez, mais importante, será o facto de não serem incluídas, correntemente, as fases reativas e não reativas das cinzas volantes. A principal diferença entre as duas fases é o ordenamento da sua estrutura interna: na fase cristalina, os átomos estão organizados numa estrutura ordenada, com uma geometria específica e com elevado grau de simetria tridimensional; enquanto na fase vítrea (também denominada de fase amorfa) a estrutura é desordenada, ou seja, não apresenta uma ordenação espacial dos seus átomos ou moléculas ao longo de distâncias consideráveis. Além disso, a matéria da zona cristalina está sob um estado de energia interno menor, razão pela qual, apresentam menor solubilidade e reatividade [3]. Por estes motivos, a fase vítrea é

[1]CTAC, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal. ruicunhareis@gmail.com
[2]Instituto Politécnico de Viana do Castelo, UIDM, ESTG- IPVC, Viana do Castelo, Portugal. ribeiro@estg.ipvc.pt
[3]Instituto Politécnico de Viana do Castelo, UIDM, ESTG- IPVC, Viana do Castelo, Portugal. jabrantes@estg.ipvc.pt
[4]CTAC, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal. aires@civil.uminho.pt

altamente reativa, enquanto a fase cristalina é comparativamente muito pouco reativa (podendo-se considerar mesmo como "não reativa"). Quando a avaliação destas fases não é tida em conta, a análise das cinzas volantes não está completa e os resultados podem sugerir interpretações erradas, uma vez que o teor de sílica ou alumina não são, *per si*, indicadores da maior ou menor reatividade das cinzas volantes [4-9].

Pese embora a existência da fase vítrea e cristalina serem conhecidas desde as décadas de 50 e 60, a sua quantificação não é uma tarefa simples [6]. São conhecidas várias técnicas para avaliar estas fases, tais como a dissolução seletiva, difração de raios X (*DRX*) combinada com *refinamento de Rietveld*, espectroscopia por ressonância magnética nuclear (*RMN*), espectroscopia vibracional, espectroscopia de raios gama, microscopia eletrónica de varrimento (*MEV*) combinada com espectroscopia dispersiva de raios X (*EDX*), análise termogravimétrica e termodiferencial (*ATG+ATD*), entre outras. Nesta investigação, utilizaram-se vários destes ensaios, tendo como base o método de dissolução seletiva. De facto, esta última é a técnica mais antiga e a mais utilizada na avaliação da reatividade das cinzas volantes [10]. Consiste na dissolução da fase vítrea com recurso a um agente ácido ou básico, considerando-se que a fase cristalina fica intacta após o ensaio: quantificando a razão entre a matéria após o ensaio e antes do ensaio, obtém-se o rácio das fases vítreas e cristalinas. No entanto, na bibliografia consultada observou-se que a técnica de dissolução seletiva pode devolver resultados errados, principalmente porque os procedimentos de ensaios não estão devidamente padronizados. Geralmente, até são parcialmente omissos, originando complexidade na comparação de resultados [3, 6, 8, 10, 11]. A metodologia proposta visa a mitigação destas dificuldades.

2. METODOLOGIA

As cinzas volantes foram provenientes da central termoelétrica do Pego. São constituídas por partículas esféricas, muito finas ($d_{máx}$ = 32.77 µm), geralmente cenosferas, algumas (numa pequena percentagem) enclausuradas em aglomerados de carbono [12]. O índice de atividade por resistências mecânicas, determinado aos 28 e 90 dias, foi de 79.5% e 87.9%, respetivamente [1]. Verifica-se que a reação pozolânica é relativamente lenta, mas cumprindo os mínimos estipulados na norma EN 450-1 [1]. O índice de atividade pozolânica pelo método de *Chapelle modificado* foi, também avaliado, e resultou no valor de 525.2 mg $Ca(OH)_2$/g, bem superior ao limite mínimo de 435 mg de mg $Ca(OH)_2$/g, obtido por conversão estequiométrica de 330 CaO/g [13, 14].

As cinzas volantes foram primeiramente avaliadas por análises de *FRX* e *ATS*, obtendo-se uma primeira impressão da sua constituição. Seguiu-se um ataque com ácido fluorídrico (*HF*), com vários teores deste agente agressivo. Também, foram utilizando meios suplementares para comprovação dos resultados: com *DRX* combinada com *refinamento de Rietveld* avaliou-se qualitativamente e quantitativamente a fase cristalina; com *MEV* combinado com *EDX* verificaram-se os danos após ataque com ácido. Por fim, com recurso à estequiometria, organizou-se a distribuição dos vários compostos nas duas fases.

2.1 Análise química

Para a análise química das cinzas volantes foi utilizado um ensaio de espectrometria de fluorescência de raios X (*FRX*), com equipamento *Philips X 'Unique II*. Obtiveram-se os elementos químicos simples, que foram posteriormente transformados em óxidos, para apresentação dos resultados finais (Quadro 1). As cinzas volantes são classificadas, de acordo com a ASTM C618-05 [15], na *classe F* e a sua composição em óxidos compreende principalmente dióxido de silício (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e alguma hematite (Fe_2O_3). O somatório destes 3 óxidos representa mais de 70% da sua constituição e o teor de sílica é superior a 25%, de acordo com os requisitos da EN 450-1 [1, 15].

Quadro 1 – Análise química por *FRX*.

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	K_2O	MgO	TiO_2	P_2O_5	Na_2O	Ba	Sr	Mn	Zr	Rb	Rest
55.10	26.60	5.70	2.58	1.41	1.30	1.33	0.73	0.26	0.13	0.13	0.04	0.04	0.01	4.64

Estes valores estão de acordo com o esperado, mesmo considerando que a constituição química das cinzas volantes de um determinado produtor, possa apresentar variações significativas. Tal pode dever-se, principalmente, à origem e qualidade da matéria-prima usada. A central do Pego serve-se de várias fontes de matéria-prima e com distintos quadrantes geográficos. Geralmente, em cerca de 95% dos casos, esta é importada de África do Sul e Colômbia, sendo a queima realizada com a mistura dos dois tipos de carvão. Estas são, aliás, a origem da matéria-prima das cinzas volantes utilizadas nesta investigação. Mais raramente, poderá ter outra origem, tal como os Estados Unidos da América. Este facto é coerente com o Quadro 2, referente às análises químicas realizadas entre 2007 e 2013, no enquadramento do autocontrolo da central do Pego [16]. Verificam-se algumas diferenças, mas a proporção e ordem de importância dos elementos preponderantes são sempre os mesmos, SiO_2, Al_2O_3 e Fe_2O_3. Confirmando-se desta forma, as análises realizadas nesta investigação.

Quadro 2 - Análise química das cinzas volantes do Pego: autocontrolo em 2013 [16].

Cinzas	Carvão	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	K_2O	MgO	TiO_2	P_2O_5	Na_2O	SO_3
1	*A B*	48.02	29.59	4.48	4.65	1.26	1.44	1.13	0.99	0.43	0.49
2	*A B*	46.40	29.40	4.80	5.60	1.40	1.80	1.22	1.15	0.50	0.60
3	*A B*	49.63	28.72	5.26	4.62	1.44	1.54	1.10	0.92	0.35	0.44
4	*A B C*	56.29	23.58	6.84	1.94	1.86	1.32	1.00	0.27	0.46	0.31
5	*A B C*	54.25	23.79	6.27	2.63	1.38	1.26	0.91	0.59	0.43	0.48

A-África do Sul; ***B***-Colômbia; ***C***-EUA

2.2 Análises térmicas simultâneas

Realizou-se um ensaio simultâneo de análises térmicas (*STA*, *Simultaneous Thermal Analysis*) utilizando um equipamento da marca *Netzsch*, modelo *402 EP*, com uma termobalança associada a uma unidade de controlo, *Programmer 410*. Este sistema estava equipado com uma termobalança de alta precisão (precisão de 0.1 mg) e com um conjunto de termopares associados a dois cadinhos cerâmicos, abertos, um para receber a amostra a ser testada e outro, de referência, com uma amostra de alumina (Al_2O_3) previamente calcinada a 1600 °C e que não sofre qualquer alteração durante o ensaio. Foi adotado uma velocidade de aquecimento de 10 °C/min, desde a temperatura ambiente até aos 1100 °C. O software forneceu diretamente a variação da massa (*ATG*) e a variação diferencial da temperatura da amostra relativamente à referência (*DTA*). Com simples manipulação matemática, obteve-se a análise térmica derivada (*TGD*). Observa-se que, genericamente, a curva *DTA* apresenta uma curva esperada, com forte reação exotérmica, típica da queima de matéria orgânica, aproximadamente dos 500 aos 700 °C (carvão ou carbono residual) [17]. Esta reação é dominante, mas deve-se procurar, também, a existência de outros tipos de elementos, conforme descrito nos parágrafos seguintes.

Na produção das cinzas volantes, poderá ser usado calcário, para controlo das emissões de enxofre. Este calcário encontra-se normalmente sobre a forma de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) ou de dolomite $CaMg(CO_3)_2$. Durante a combustão do carvão, a temperaturas elevadas, a dolomite converte-se em óxido de cálcio (CaO) e periclase (MgO), nem sempre de forma completa. O carbonato de cálcio é decomposto em dióxido de carbono (CO_2) e também em óxido de cálcio. O óxido de cálcio resultante da calcinação destes compostos, pode reagir com o dióxido de enxofre (SO_2) e o oxigénio (O_2), originando anidrite. Este processo pode ser descrito, conforme as equações 1 a 3 [4, 18]:

$$CaMg(CO_3)_2 \rightarrow CaCO_3 + MgO + CO_2 \quad (1)$$

$$CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2 \quad (2)$$

$$CaO + SO_2 + \frac{1}{2}O_2 \rightarrow CaSO_4 \quad (3)$$

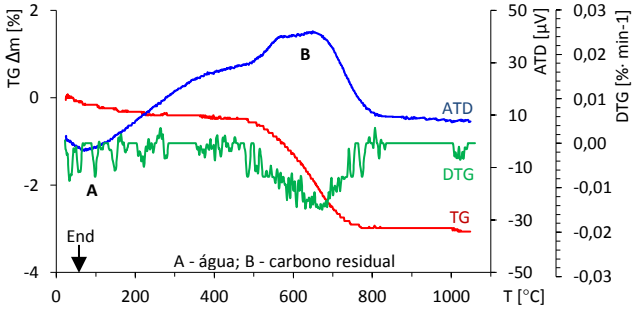
Poderá não ser possível analisar diretamente a presença do calcário adicionado. Por um lado, a periclase decompõe-se muito acima dos 2000 °C. E a anidrite, decompõe-se a 1200 °C. Fora do espectro destas análises [17, 19]. Mas, a anidrite quando combinada com água, poderá originar gesso, sulfato de cálcio di-hidratado ($CaSO_4.2H_2O$), esse sim, passível de ser identificado no ensaio. Também, pode ser inferido indiretamente, caso seja detetado carbonato de cálcio, resultante da reação referente à equação 1 [17,

18]. Por outro lado, o óxido de cálcio é inerte nas *STA*, [18, 19], mas como é muito higroscópio, pode transformar-se em hidróxido de cálcio (*CH*) na presença da humidade presente no ar e, desta forma, possível de ser identificado [18].

Pela análise da Figura 1, não se encontram evidências da presença do sulfato de cálcio di-hidratado, geralmente identificado pelo duplo pico endotérmico na curva *DTG*, entre os 150 e os 250 °C. Analogamente, não é visível o hidróxido de cálcio, com pico endotérmico na *DTA*, entre os 480 a 620 °C. Também, não se encontram vestígios de dolomite, caracterizados por 2 picos endotérmicos na *DTA*, entre os 750 a 800 °C e os 840 a 940 °C. Bem como, o carbonato de cálcio, que seria visível pela perda de massa entre os 610 e 950 °C e um pico na *DTA* cerca dos 936 °C [17]. Concluiu-se, assim, que também não deverá existir anidrite e periclase, pese embora nas análises químicas tenha sido detetado um pequeno teor de magnésio (Quadro 1). Por estes motivos, considera-se que até aos 250 °C, a perda de massa refere-se à saída da humidade residual das partículas [18]. A partir deste patamar, entre os 250 e os 500 °C, existe apenas uma perda de massa residual. Entre os 500 e 780 °C, verifica-se a oxidação do carbono residual, de acordo com a equação 4, caraterizada pelo pico exotérmico na *DTA*, e com fator estequiométrico igual à unidade [17]. Desta forma, para uma perda de massa de 2.42%, corresponde um teor de carbono residual também de 2.42%, valor inferior à perda ao fogo determinado pela perda de massa total da *TG*, 3.07%. A eliminação da humidade residual representa apenas 0.35%. A perda ao fogo sendo inferior a 5%, designa que as cinzas volantes sejam classificadas na *classe A* [20].

$$C + O_2 \rightarrow CO_2 \tag{4}$$

Relativamente a outros compostos que são, reconhecidamente, constituintes típicos das cinzas volantes, não são possíveis de observar por esta técnica. O quartzo apresenta tipicamente um ligeiro pico endotérmico aos 573 °C, referente à mudança de estrutura. No entanto, como esta alteração nunca origina perda de massa e, como neste caso é também mascarado pela reação exotérmica da queima do carbono residual que ocorre na mesma gama de temperaturas, não é fácil de quantificar. A hematite exibe tipicamente um ligeiro pico endotérmico entre os 675 e os 680 °C, que também está escondido pelo registo do carbono. A mulite é geralmente formada a temperaturas próximas dos 1000 °C (assinalada tipicamente por um pico exotérmico por volta dos 970 °C), mas que também não é identificada neste ensaio [17]. Por estes motivos, são necessários os próximos ensaios, a difração de raios X e a dissolução seletiva.



Dolomite	
Periclase	
Anidrite	Não encontrado
Sulfato de cálcio di-hidratado	
Portlandite	
Carbonato de cálcio	
Água	0.35%
Carbono residual	2.42%
Perda ao fogo	3.07%

Figura 1 - Análises térmicas simultâneas (*TG+ATD*).

2.3 Difração de raios X

Os ensaios de difração de raios X (*DRX*) foram efetuados com um detetor *Bruker D8 Advance*, configurado da seguinte forma: 2θ entre 10 a 80; passo de 0.02; tempo/passo de 0.5 s; tempo de ensaio aproximado de 37 min. Este equipamento estava dotado de dois pacotes de software da *Bruker*, um para análise quantitativa (*EVA*) e outro para o *refinamento de Rietveld* (*TOPAS*). A base de dados utilizada foi a *JCPDS* (*Joint Committee on Powder Diffraction Standards*).

Na Figura 2 poderá visualizar-se um halo na linha de base do difratograma, entre 16 a 35º 2θ, correspondente à fase vítrea (a vermelho). Este corresponde às fases amorfas, tal como o carbono não queimado e fases vítreas do quartzo, aluminosilicatos ou compostos ferrosos, entre outros [4, 21]. Com recurso ao *refinamento de Rietveld*, foi possível estimar tanto a fase vítrea, como a fase cristalina, bem

com a presença dos principais compostos cristalinos. A fase vítrea foi quantificada em 62.5% (reativo) e consequentemente a fase cristalina em 37.5% (não reativo). A proporção destas fases está de acordo com o previsto, considerando que a proporção da fase vítrea ocupa normalmente entre 60 a 90% da matéria [3, 10, 22]. A composição mineralógica dominante corresponde à mulite (57.60%), um aluminosilicato que raramente é encontrado na natureza e cuja estequiometria é muito variável [3]. Também foi encontrado quartzo (37.15%) e hematite (5.25%). Não foram identificados outros elementos passíveis de serem constituintes das cinzas volantes, nomeadamente: calcite, etringite, albite, anidrite, magnetite, periclase, moscovite, melilite, merwinite, wustite ou aphthitalite [3, 4, 6, 7, 9, 23, 24]. Mesmo assim, os resultados são consistentes com alguns estudos [9, 21] e com as análises de *MEV* e de *EDX*, descritas mais adiante. No Quadro 3 estão representados os resultados da análise por *refinamento de Rietveld*, com referência do catálogo da base de dados utilizada, correspondendo ao teor dos elementos identificados à fase cristalina.

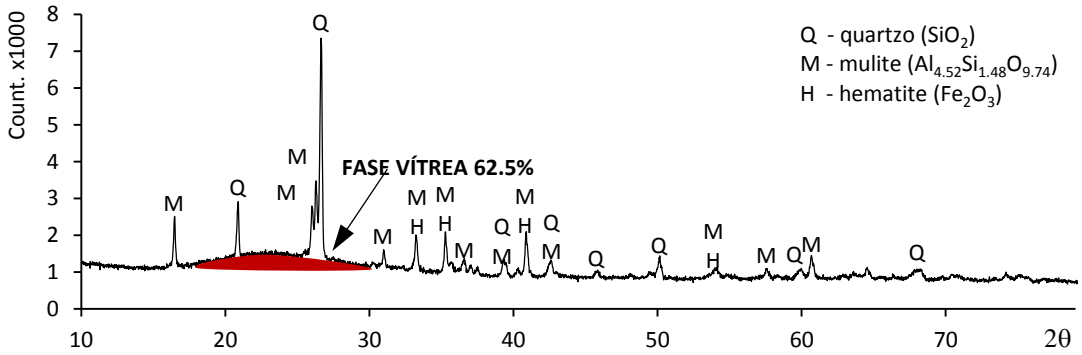


Figura 2 - Difratograma das cinzas volantes.

Quadro 3 - Compostos cristalinos das cinzas volantes.

JCPDS	Fórmula química	Nome do composto	Mineral	Teor
01-074-4144	$Al_{4.52}\ Si_{1.48}\ O_{9.74}$	Aluminosilicato	Mulite	57.60%
01-070-7344	SiO_2	Dióxido de silício	Quartzo	37.15%
01-077-9927	$Fe_2\ O_3$	Óxido de ferro	Hematite	5.25%

2.4 Dissolução seletiva com ácido fluorídrico (*HF*)

O ensaio de dissolução seletiva foi realizado com um agente extremamente agressivo, ácido fluorídrico (*HF*), com uma pureza de 48%. Para evitar que os filtros pudessem ter influência nos resultados, foram adotados filtros quantitativos, de filtração lenta, com massa de 80 g/m^2, espessura de 0.160 µm, com poros de dimensões entre 2 a 4 µm e com um conteúdo de cinzas inferior a 0.01%. Posto isto, realizaram-se 3 ensaios distintos: 1% de *HF* durante 6 horas, 1% de *HF* durante 12 horas e 5% de *HF* durante 6 horas (Quadro 4). Depois, foi realizado um ensaio apenas com 5 filtros em simultâneo, sem cinzas volantes, para avaliar a eventual influência dos filtros nos resultados. O procedimento usado em todos os ensaios encontra-se referenciado nas nove etapas apresentadas de seguida (usando-se como exemplo o teste com 1% *HF* durante 6 horas):

Quadro 4 - Diluição do *HF*.

Concentração	Agitação	Pureza HF	HF	Água destilada	Solução ácida	Massa CV	
[%]	[h]	[%]	[ml]	[ml]	[ml]	[mg]	[%]
1% HF	6	48%	4.17	195.83	200.00	2009.00	1%
1% HF	12	48%	4.17	195.83	200.00	2003.78	1%
5% HF	6	48%	20.83	179.17	200.00	2008.60	1%

1) Em ambiente de laboratório, realizou-se uma dissolução do *HF* em água destilada, obtendo-se uma solução ácida de 200 ml. Foram adicionadas nesta solução, 2000 mg de cinzas volantes, *M1*, resultando num teor em meio ácido de 1% (Quadro 4).

2) Em recipiente de plástico e em agitação contínua, as cinzas volantes permaneceram em dissolução durante 6 horas.
3) Depois, realizou-se a filtragem das cinzas volantes com os filtros qualitativos e com recurso a jatos de água destilada. Pretendeu-se desta forma, garantir a completa remoção de todas as partículas do recipiente. Repetiu-se várias vezes o processo de filtragem (pelo menos 3 vezes), até não restar quaisquer vestígios de cinzas volantes no recipiente, e até, a água destilada filtrada ficar incolor.
4) Os filtros foram depositados num cadinho de platina, obtendo-se a massa *M2*, referente ao cadinho com os filtros.
5) Seguidamente, o cadinho foi levado a um forno a 110 °C durante 2 horas, de forma a retirar quaisquer vestígios de humidade. Continuou-se com um programa de aquecimento com 3 patamares de temperatura, com a finalidade de destruir o filtro: 20 a 1000 °C, com uma taxa de aquecimento de 5 °C/min.; 1000 °C durante 10 minutos; arrefecimento natural. Teve-se o cuidado de instalar o cadinho sobre uma base limpa e de colocar uma placa de alumina sobre este, de forma a evitar a saída de cinzas volantes durante este processo.
6) Colocou-se o cadinho num exsicador e manteve-se até atingir a temperatura ambiente (cerca de 1 dia).
7) Prosseguiu-se, obtendo-se a massa calcinada das cinzas volantes não atacadas, *M3*, correspondente à fase cristalina.
8) Continuando, os resíduos calcinados das cinzas volantes foram moídos num almofariz cerâmico, de forma ligeira e por alguns segundos. Pretendeu-se promover a desagregação das suas partículas, ficando aptas para as análises de *MEV, EDX e FRX*.
9) Finalmente, para determinar o teor da fase vítrea (*FV*), da fase cristalina (*FC*) e do índice de impurezas do filtro (*IF*), utilizaram-se as seguintes expressões:

$$FV = \frac{M_1 - M_3}{M_1} \tag{5}$$

$$FC = 1 - FV \tag{6}$$

$$IF = \frac{M_2 - M_3}{M_2} \tag{7}$$

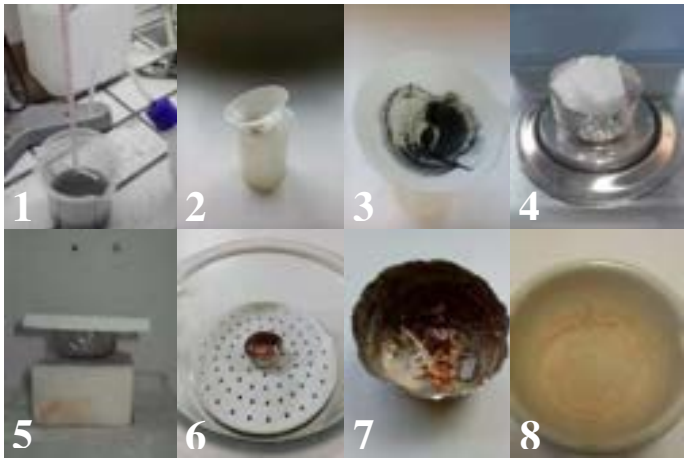


Figura 3 – Abordagem do ensaio de dissolução seletiva com *HF*.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Ataque com *HF*

Os resultados dos ensaios de dissolução seletiva com ataque por *HF* estão expostos no Quadro 5: o *ensaio 1* refere-se à análise prévia por *DRX* (Figura 2); os *ensaios 2 a 4*, ao ataque das cinzas volantes com *HF*; e o *ensaio 5*, à calcinação dos filtros. Os resultados obtidos permitem gerar as seguintes conclusões. A perda de massa situa-se entre os 63.0% e os 78.3%. Tal como esperado, quanto mais elevada é a concentração do agente agressivo ou tempo de dissolução, tanto maior resulta a perda de

massa. Também é observado que a perda de massa para os tempos de agitação de 6 e 12 horas são similares (63.0% ≈ 61.1%). Estes valores são consistentes com a análise prévia por *DRX*: o resultado do *ensaio 1*, com 62.5%, é semelhante aos resultados dos *ensaios 2 e 3*, referentes a 1% de concentração de *HF*. Além disso, todas as análises por *DRX* às cinzas volantes calcinadas após ataque com *HF* (*ensaios 2, 3 e 4*), não exibem qualquer indício de fase vítrea, apenas uma linha de base. Se o ensaio de *DRX*, após ataque, não se detetou qualquer fase cristalina, é um bom indicador de que toda a fase vítrea foi consumida. Relativamente à precisão do ataque, isto é, saber se o ataque consumiu além da fase vítrea, também parte da fase cristalina, pode-se remeter para a grande coerência dos resultados dos *ensaios 1 a 3* (62.5%, 63.0% e 61.1%). Esta proximidade de valores permite garantir um bom grau de confiabilidade dos resultados obtidos. Finalmente, deverá ser também referida a importância do ensaio dos filtros (*ensaio 5*), onde se promoveu a total calcinação destes, e que garantiu a inexistência de qualquer tipo de vestígios com origem no material filtrante. Sendo assim, considera-se que a metodologia foi a adequada, os filtros adotados foram os indicados para este tipo de análises e que não influenciaram os resultados finais. Este ponto é de assinalável importância, pois outros autores não obtiveram resultados tão consistentes [6]. Provavelmente, devido às próprias características das cinzas volantes. Nesse sentido, os resultados desta investigação sugerem que a metodologia utilizada e o tipo de filtros podem ser determinantes na qualidade dos resultados finais.

Quadro 5 - Resultados finais dos procedimentos do ataque com *HF* e *DRX*.

			M1		***M2***	***M3***	**Fase vítrea FV**	
Ensaio	Concentração	Agitação	Massa	CV	Massa filtro	Calcinada	*HF*	*DRX*
[-]	[%]	[h]	[mg]	[%]	[g]	[g]	[%]	[%]
1								**62.5%**
2	1% HF	6	2.00900	1.0%		0.7430	**63.0%**	**0.0%**
3	1% HF	12	2.00378	1.0%		0.7800	**61.1%**	**0.0%**
4	5% HF	6	2.00860	1.0%		0.4349	**78.3%**	**0.0%**
5	Filtro				3.5808	0.0000	**100.0%**	**-**

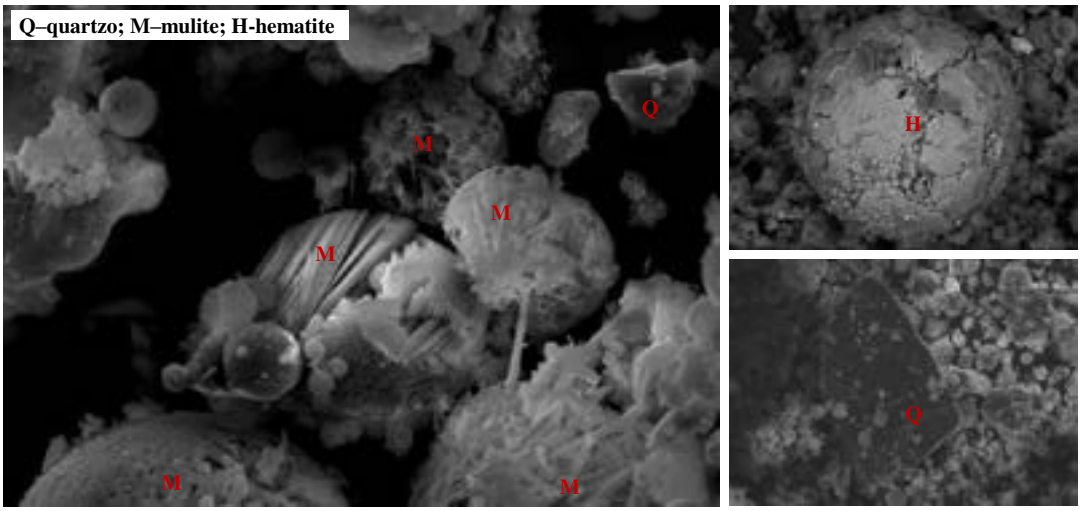


Figura 4 - Resultado do ataque com 1% *HF*-12 horas (esq x2.50k–dir sup x1.5k–dir inf x1.3k).

Para um estudo mais detalhado sobre os efeitos do ataque seletivo, as cinzas volantes foram ainda submetidas a uma análise por *MEV* e *EDX*. Foram criados mapas de análise química para identificação das fases mais importantes, que permitiram validar as análises mineralógicas prévias. Como exemplo, a Figura 4 apresenta microfotografias das cinzas volantes após ataque com 1% de *HF* durante 12 horas, onde os cristais de mulite (M) são dos mais abundantes, o que corrobora os resultados de *DRX* (Quadro 3). Também é percetível que as cinzas volantes não perderam a sua identidade, isto é, apesar de ter sido removida a superfície exterior das partículas, na grande maioria dos casos ainda é possível identificar os compostos originais, como quartzo e hematite (Q e H, respetivamente). De realçar ainda, que o consumo das fases cristalinas das cinzas volantes revela-se superior nas partículas mais finas, embora a granulometria não tenha sofrido, aparentemente, alterações importantes.

3.2 Quantificação das fases

Com base nos elementos recolhidos até ao momento, a análise por *FRX* (Quadro 1), bem como a massa molar dos vários compostos, determinou-se a distribuição detalhada das várias fases, baseado no trabalho de Filho [21]. Primeiro, calculou-se a distribuição mineralógica dos cristais, sabendo que o total das fases cristalinas é de 37.5%:

$$\text{Quartzo} \qquad 0.375 \cdot 37.15\% = 13.93\% \tag{8}$$

$$\text{Quartzo} \qquad 0.375 \cdot 37.15\% = 13.93\% \tag{9}$$

$$\text{Hematite} \qquad 0.375 \cdot 5.25\% = 1.97\% \tag{10}$$

Depois, conhecendo, através da análise de *DRX*, que cada molécula de mulite tem 4.52 átomos de alumínio e 1.48 átomos de oxigénio, determinou-se a quantidade de moléculas de oxigénio nos seus óxidos, sob a forma de dióxido de silício e óxido de alumínio:

$$\text{O do } SiO_2 \qquad (2 \cdot 1.48)/1 = 2.96 \tag{11}$$

$$\text{O do } Al_2O_3 \qquad (3 \cdot 4.52)/2 = 6.78 \tag{12}$$

Posteriormente, calculou-se a massa molar (*MM*) dos seus óxidos:

$$MM \text{ do } SiO_2 \qquad 1.48 \cdot 28.085 + 2.96 \cdot 15.999 = 88.92 \tag{13}$$

$$MM \text{ do } Al_2O_3 \qquad 4.52 \cdot 26.981 + 6.78 \cdot 15.999 = 230.43 \tag{14}$$

Sabendo que a massa molar da mulite é de 319.35, obteve-se a distribuição destes dois óxidos:

$$SiO_2 \qquad 88.92/319.35 = 27.84\% \tag{15}$$

$$Al_2O_3 \qquad 230.43/319.35 = 72.16\% \tag{16}$$

Assim como, a determinação do rácio destes óxidos de mulite nas cinzas volantes, uma vez que são função da respetiva distribuição mineralógica:

$$SiO_2 \text{ mul} \qquad 27.84\%/21.60\% = 6.01\% \tag{17}$$

$$Al_2O_3 \text{ mul} \qquad 72.16\%/21.60\% = 15.59\% \tag{18}$$

Por fim, com estes dados, foi possível realizar a composição da fase vítrea (ou amorfa), calculada pela diferença entre a composição em óxidos determinada por *FRX*, e os óxidos na fase cristalina:

$$SiO_2 \text{ vit} \qquad 55.10\% - 13.93\% - 3.01\% = 35.2\% \tag{19}$$

$$Al_2O_3 \text{ vít} \qquad 26.60\% - 15.59\% = 11.0\% \tag{20}$$

$$Fe_2O_3 \text{ vít} \qquad 5.70\% - 1.97\% = 3.7\% \tag{21}$$

No Quadro 6 expõe-se o resumo da análise mineralógicas das cinzas volantes e na Figura 5, a distribuição das suas fases. Confirma-se que o teor em óxidos da análise química das cinzas volantes não é *per si* indicativo da sua reatividade, uma vez que apenas 64% (35.2/55.1) do SiO_2 total e apenas 42% (11.0/26.6) do Al_2O_3 total são vítreos. Isso quer dizer, que apenas uma fração destes óxidos está disponível para a reação pozolânica. No entanto, é de realçar que a maior parcela de cinzas volantes é composta de matéria reativa, uma vez que 62.5% diz respeito à fase vítrea, o que contrasta com os 37.5% correspondentes à fase cristalina.

Quadro 6 - Análise mineralógica das cinzas volantes (esq) e distribuição das fases (dir).

Composição		**Fase cristalina**			**Fase vítrea**
Óxido	Total	Mulite	Quartzo	Hematite	Total
SiO_2	55.1%	6.0%	13.9%	-	35.2%
Al_2O_3	26.6%	15.6%	-	-	11.0%
Fe_2O_3	5.7%	-	-	2.0%	3.7%

Distribuição fases	
Cristalina	37.5%
Vítrea	62.5%

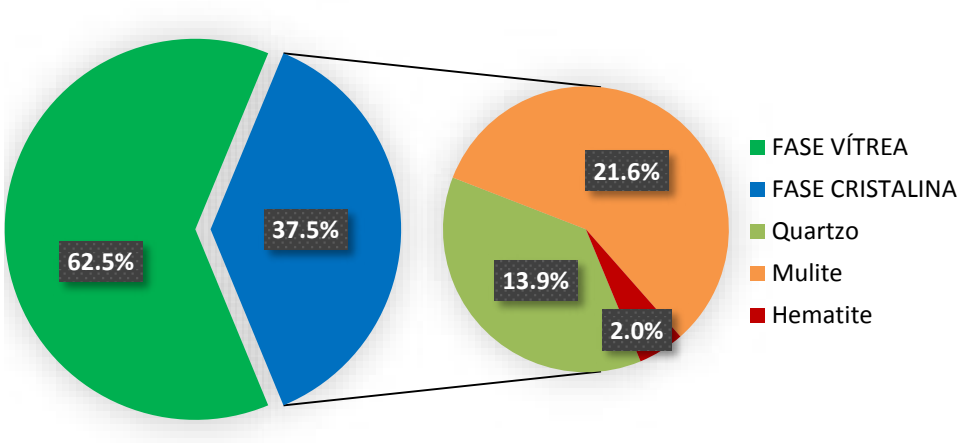


Figura 5 - Distribuição das fases das cinzas volantes.

4. CONCLUSÕES

Os resultados indicam que o uso do método de dissolução seletiva com ataque de ácido fluorídrico pode ser uma boa estratégia para a quantificação da fase vítrea e da fase cristalina das cinzas volantes. De acordo com a proporção determinada, poderá ser estimada a distribuição da composição química correspondente a estas duas fases, bem como avaliar o potencial reativo das cinzas volantes.

O teste de dissolução seletiva realizado com ácido clorídrico, a 1% durante 6 horas, revelou ser a melhor opção de ataque. Os resultados estiveram muito próximos dos que foram determinados por difração de raios X, sugerindo uma eficaz remoção total da fase vítrea, permitindo deste modo validar a metodologia seguida. Por outro lado, a utilização de concentrações mais elevadas de ácido fluorídrico, ou tempos de dissolução mais prolongados, demonstraram que a fase cristalina foi também atacada, o que evidencia um excessivo ataque químico e, consequentemente, preconiza um correto ajuste das condições de ensaio.

Finalmente, deve ser também realçado que a metodologia proposta permitiu demonstrar a importância da qualidade do filtro, do meio filtrante e da calcinação final da cinza volante, como fatores determinantes para a qualidade dos resultados finais. Com base nos resultados obtidos, espera-se que a metodologia proposta seja suficientemente precisa, que permita garantir uma quantificação confiável da fase vítrea presente nas cinzas volantes. Tal deverá ser avalizado por posteriores investigações, sugerindo-se também a aplicação desta metodologia a outro tipo de cinzas.

AGRADECIMENTOS

As instalações do MEV e do DRX foram financiadas por fundos do FEDER através do QREN – Aviso SAIECT-IEC/2/2010, Operação NORTE-07-0162-FEDER-000050

REFERÊNCIAS

[1] IPQ, 2012. *EN 450-1:2012. Fly ash for concrete. Part 1: Definition, specifications and conformity criteria (in Portuguese)*. Caparica, IPQ (Instituto Português da Qualidade).
[2] ABNT, 2010. *ABNT NBR 15895:2010. ABNT NBR 15895:2010. Pozzolanic materials - Determination of calcium hydroxide fixed - Modified Chapelles's method (in Portuguese)*. Rio de Janeiro, ABNT (Associação Brasileira de Normas Térmicas).
[3] Chancey, R.T., 2008. *Characterization of crystalline and amorphous phases and respective reactivities in a class F fly ash*. PhD. University of Texas at Austin.

[4] Rocha Junior, C.A.F.,Santos, S.C.A.,Souza, C.A.G.,Angélica, R.S. and Neves, R.F., 2012. Zeolite synthesis from boilers fly ash: physical, chemical and mineralogical characterization (in Portuguese). *Cerâmica*, 58(345), pp.43-52.
[5] Ibáñez, J.,Font, O.,Moreno, N.,Elvira, J.J.,Alvarez, S. and Querol, X., 2013. Quantitative Rietveld analysis of the crystalline and amorphous phases in coal fly ashes. *Fuel*, 105, pp.314-317.
[6] Fernández-Jimenez, A.,de la Torre, A.G.,Palomo, A.,López-Olmo, G.,Alonso, M.M. and Aranda, M.A.G., 2006. Quantitative determination of phases in the alkali activation of fly ash. Part I: potential ash reactivity. *Fuel*, 85(5-6), pp.625-634.
[7] Criado, M.,Fernández-Jiménez, A.,Torre, A.G.d.l.,Aranda, M.A.G. and Palomo, A., 2007. An XRD study of the effect of the SiO2/Na2O ratio on the alkali activation of fly ash. *Cement and Concrete Research*, 37(5), pp.671-679.
[8] Arjuan, P.,Silbee, M.R. and Roy, D.M., Quantitative determination of the crystalline and amorphous phases in low calcium fly ashes. In: H. Justnes ed. 1997. *Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Gothenburg, Sweden, June 2-6, 1997*. Göteborg, [Sweden]: Amarkai AB and Congrexpp. 2-6.
[9] Fernández-Jiménez, A. and Palomo, A., 2003. Characterisation of fly ashes. Potential reactivity as alkaline cements. *Fuel*, 82(18), pp.2259-2265.
[10] Belie, N.D.,Scrivener, K.,Lothenbach, B.,UGent., E.G.,Skibsted, J.,Snellings, R.,Vollpracht, A. and Villagran, Y., 2015. Determination of the degree of reaction of fly ash in blended cement. In: C. Shi and Y. Yao, *14th International Congress on the Chemistry of Cement (ICCC2015)*. Beijing, 13-16 October 2015, Elsevier.
[11] Palomo, Á.,Alonso, S. and Fernandez-Jiménez, A., 2004. Alkaline activation of fly ashes: NMR study of the reaction products. *Journal of the American Ceramic Society*, 87(6), pp.1141-1145.
[12] Reis, R.,Soares, J.,Camões, A. and Ribeiro, M., 2018. Traditional coatings as protection from high volume fly ash concrete against carbonation (in Portuguese). In: *CLB-MCS 2018-3º Congresso Luso-Brasileiro Materiais de Construção Sustentáveis* Coimbra, 14-16 February 2018.
[13] Cordeiro, L., 2009. *Analysis of the variation of the amorphism index of rice hull ash on pozzolanic activity (in Portuguese)*. MSc. Federal University of Rio Grande do Sul.
[14] Raverdy, M.,Brivot, F.,Paillere, A.M. and Dron, R., 1980. Appreciation of pozzolanic reactivity of minor components. In: *7th international congress on the chemistry of cement*. Paris, International Congress on the Chemistry of Cement.
[15] ASTM, 2005. *C618-05. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete*. West Conshohocken, ASTM (American Society for Testing and Materials).
[16] Pegop, 2013. *Fly ash from the Pego thermoelectric plant: self-control (in Portuguese)*. [email] (Personal communication).
[17] Földvári, M., 2011. *Handbook of thermogravimetric system of minerals*. Budapest: Geological Institute of Hungary.
[18] Brown, R.C. and Dykstra, J., 2011. Systematic errors in the use of loss-on-ignition to measure unburned carbon in fly ash. *Fuel*, 74(4), pp.574-574.
[19] Perry, R.H., 1999. *Perry's Chemical Engineers' Handbook*. 7th ed. New York: McGraw-Hill.
[20] IPQ, 2006. *EN 196-2:2006. Cements test methods. Part 2: chemical analysis of cement (in Portuguese)*. Caparica, IPQ (Instituto Português da Qualidade).
[21] Filho, J., 2008. *Systems Portland cement, fly ash and hydrated lime: hydration mechanism, microstructure and carbonation of concrete (in Portuguese)*. Tese de doutoramento. Universidade de São Paulo.
[22] Aughenbaugh, K.L.,Williamson, T. and Juenger, M.C.G., 2014. Critical evaluation of strength prediction methods for alkali-activated fly ash. *Materials and Structures*, 48(3), pp.607-620.
[23] Zhu, H.,Zhang, Z.,Zhu, Y. and Tian, L., 2014. Durability of alkali-activated fly ash concrete: chloride penetration in pastes and mortars. *Construction and Building Materials*, 65(2014), pp.51-59.
[24] Criado, M.,Fernández-Jiménez, A. and Palomo, A., 2010. Alkali activation of fly ash. Part III: Effect of curing conditions on reaction and its graphical description. *Fuel*, 89(11), pp.3185-3192.

Avaliação do comportamento mecânico de um novo ligante hidráulico amorfo de rácio Ca/Si = 1.1

Mariana Pinha[1] **Hugo Costa**[2] **Rodrigo Santos**[3] **João Pereira**[4]
Ricardo B. Horta[5] **Rogério Colaço**[6] **Eduardo Júlio**[7]

RESUMO

O desenvolvimento de novos cimentos mais sustentáveis é um desafio constante, motivado pela responsabilidade ambiental e necessidade de redução das emissões de dióxido de carbono antropogénico durante as próximas décadas. O novo cimento amorfo, desenvolvido pela parceria CIMPOR e Instituto Superior Técnico, apresenta baixo teor em cálcio, é hidraulicamente ativo e é produzido através de um processo que consiste no aquecimento de uma mistura de matérias-primas até à fusão, seguido de um arrefecimento rápido em água. As matérias-primas utilizadas na produção são as mesmas utilizadas na produção de clínquer Portland tradicional: calcário, areia e outro corretor de alumina com baixo teor em ferro. O produto final tem um rácio molar CaO/SiO_2 (C/S) de 1.1. Ao reduzir a percentagem de calcário utilizado na produção do cimento, as emissões de CO_2 são reduzidas proporcionalmente, uma vez que a descarbonatação do calcário é a principal fonte de emissão deste gás de efeito estufa. No presente trabalho, foram produzidas pela primeira vez, matrizes de argamassa com o novo cimento amorfo e foi realizada uma análise comparativa aos resultados obtidos de matrizes de argamassa produzidas com cimentos Portland tradicionais. Foram realizados ensaios de resistência mecânica à flexão e à compressão aos 3, 7, 28 e 56 dias e medida a evolução da retração ao longo deste período. Os resultados são promissores, principalmente quando o novo cimento amorfo é ativado com uma pequena percentagem de uma solução alcalina, de silicato de sódio e hidróxido de sódio, que lhe permite ter resistências da ordem de grandeza dos cimentos Portland tradicionais.

Palavras-Chave: Cimento amorfo, clínquer, ativador alcalino, resistências mecânicas, retração.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. mpinha_21@hotmail.com
[2]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. hcosta@isec.pt
[3]CIMPOR – Cimentos de Portugal, SGPS S.A., Lisboa, Portugal. RLSantos@intercement.com
[4]CIMPOR – Cimentos de Portugal, SGPS S.A, Lisboa, Portugal. JPereira@intercement.com
[5]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal.
[6]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. rogerio.colaco@ist.utl.pt
[7]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal; CERIS. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

As misturas cimentícias de betão, argamassas e caldas são soluções incontornáveis para o mercado mundial da construção, sendo o cimento Portland o ligante geralmente utilizado na matriz ligante. Em 2017 foram produzidos 4,100 milhões de toneladas de cimento em todo o mundo. Um novo estudo da *Moody's Investors Service* indica que a procura deste produto pode ainda crescer entre 12 e 23% até 2050 [1]. Estima-se que na produção de cimento Portland (*ordinary Portland cement* - OPC) são emitidos para a atmosfera 842 kg de CO_2 por cada tonelada de clínquer produzido [2]. O desafio é reduzir as emissões de CO_2 associadas à produção deste material e simultaneamente conseguir aumentar a produção, o que pressiona os produtores a reduzirem as emissões de CO_2 na produção. Depois do Acordo de Paris em 2015 a futura taxação das emissões do CO_2 é uma realidade e as indústrias precisam de se adaptar e desenvolverem novos cimentos, através de novos processos produtivos ou da utilização de cimentos compostos com menor dosagem de clínquer. Os principais constituintes do clínquer no cimento Portland contêm uma elevada quantidade de cálcio como a Alite (C_3S), a Belite (C_2S), o aluminato tricálcico (C_3A) e o ferroaluminato tetracálcico (C_4AF). O cálcio encontra-se na natureza em forma de calcário ($CaCO_3$), sendo que a sua descarbonatação contribui com cerca de 60% das emissões de CO_2 totais do processo. Assim, reduzindo a quantidade necessária de cálcio para obter um clínquer reativo, reduzem-se diretamente as emissões do CO_2 para a atmosfera.

O projeto CIMPOR/IST iniciado em 2012 pretende apresentar uma solução sustentada para esta problemática com uma abordagem totalmente inovadora: investigar a hidraulicidade de um clínquer amorfo com C/S<2. No seguimento deste projeto já foram desenvolvidos e publicados vários trabalhos: duas dissertações de mestrado [3,4], uma dissertação de doutoramento [5], vários artigos científicos [6–10] e registadas duas patentes. Estudos anteriores demonstraram um elevado incremento de resistência em pastas do amorfo quando ativado com uma solução alcalina [8]. A solução alcalina que originou melhores resultados de resistência mecânica, até à data, foi uma solução aquosa de Na_2SiO_3 (silicato de sódio, conhecido como vidro liquido) corrigida com NaOH (hidróxido de sódio) para obter um rácio molar Si/Na de 1,2 e um conteúdo total de 3% (em massa) de Na_2O. Na investigação desenvolvida, verificou-se uma diferença notável na relação água/cimento, A/C, necessária para a obtenção de uma trabalhabilidade fluido-plástica em pastas de cimento (cerca de 0,32 com cimento amorfo e 0,40 a 0,45 com OPC). É conhecida a influência da variação da relação A/C nas resistências mecânicas das misturas com OPC mas, no caso de misturas com cimento amorfo, a eficiência do amorfo é muito mais elevada para razões A/C muito baixas e tende a perder drasticamente o desempenho mecânico com o seu aumento. Este fator permite prever fortes dificuldades de encontrar um compromisso de desempenho mecânico (com baixa razão A/C) *versus* trabalhabilidade em misturas de argamassa e de betões com cimento amorfo, pois o elevado volume de agregados exige um aumento significativo da relação A/C. Nas misturas com OPC, esse compromisso de boa trabalhabilidade com baixos valores de A/C e consequente elevado desempenho mecânico é geralmente compensado pelo uso superplastificantes redutores de água, com princípios tensioativos. Contudo, em misturas com cimento amorfo o desafio é muito superior, porque o valor ótimo da razão A/C, em pastas, já é muito reduzido e a influência do aumento dessa razão na redução da resistência é muito superior à verificada em misturas com OPC, tornando o desafio de testar a eficiência dos superplastificantes correntes em misturas com cimento amorfo, a fim de resolver essa problemática, uma prioridade.

A investigação neste projeto continua a evoluir nesse sentido, originando o estudo apresentado no presente artigo, o qual tem como objetivo formular e caracterizar o comportamento de matrizes de argamassa com cimento amorfo e realizar uma comparação com matrizes de argamassa formuladas para betões correntes de OPC. No presente estudo estabeleceu-se o objetivo de formular betões correntes com três tipos de cimento OPC da CIMPOR, e betões com o cimento amorfo, tendo as formulações sido convertidas para as respetivas matrizes de argamassa, retirando a proporção de agregados grossos da formulação e normalizando as proporções dos constituintes ao volume unitário de produção.

2. MATERIAIS, FORMULAÇÕES E CONDIÇÕES DE PRODUÇÃO

2.1. Cimento amorfo

Como referido anteriormente, as matérias-primas utilizadas na produção do amorfo com baixo teor em cálcio C/S=1.1 são calcário, areia e um corretor de alumina com baixo teor em ferro. O calcário é utilizado como a maior fonte de cálcio, a areia como maior fonte de sílica e o FCC (*Fuel Catalytic Cracking*) como fonte de sílica e de componentes minoritários como a alumina Al_2O_3 ou o óxido de ferro Fe_2O_3. No Quadro 1 apresenta-se a composição química do amorfo C/S 1.1, resultado obtido da caracterização por fluorescência de raios-X (FRX) realizada à amostra de amorfo produzido para o presente trabalho. A produção do novo cimento amorfo ainda é realizada apenas à escala laboratorial. As matérias-primas são moídas e misturadas para produzir a farinha que é posteriormente colocada num cadinho de platina, e fundida a uma temperatura de 1550 ºC de forma a garantir a homogeneização da composição do material. O fundido é de seguida arrefecido rapidamente para que se consiga obter um material hidraulicamente activo.

Quadro 1. Composição química (%) do cimento amorfo com rácio molar C/S=1.1

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O
47,49	1,98	0,14	49,67	0,15	0,00	0,66	0,08

Na produção das amostras do cimento amorfo para o presente trabalho, o arrefecimento foi realizado em água, ou seja, o composto foi imediatamente vertido para dentro de água, logo depois de sair do forno, permanecendo imerso durante cerca de 30s. Depois de seco, Fig. 1.a, o cimento amorfo é moído num moinho de anéis, ficando pronto para utilização, Fig. 1.b.



a) antes da moagem b) depois da moagem

Figura 1. Clínquer amorfo.

Depois de sair do forno, o clínquer é quase 100% amorfo, com apenas duas fases cristalinas designadas wollastonite (β-CS) e pseudowollastonite (α-CS). O cimento amorfo não tem adições, pelo que é 100% clínquer, e tem menor finura do que os OPC correntes, com superfície de Blaine de 5130 cm^2/g. Para melhor compreensão da diferença do cimento Portland tradicional, relativamente ao amorfo (Quadro 1), a sua composição típica contem 67% de CaO, 22% de SiO_2, 5% de Al_2O_3, 3% de Fe_2O_3 e 3% de outros compostos minoritários [11]. A partir desta composição formam-se as quatro fases principais do clínquer destes cimentos, já previamente mencionadas, a Alite, a Belite, o aluminato tricálcico e o ferroaluminato tetracálcico, que são todas formas cristalinas. O clínquer do cimento Portland é fabricado em fornos rotativos que atingem temperaturas na ordem dos 1500ºC onde ocorre uma fusão parcial do material e onde se formam pedras de clínquer que depois são moídas e misturadas com adições para formar os diversos tipos de cimentos tradicionais que existem atualmente [11]. Além das diferenças significativas a nível dos compostos, entre o cimento amorfo e os OPC, existe ainda a diferença notável em relação à relação A/C, necessária para a obtenção de boa trabalhabilidade.

2.2. Cimentos OPC

As amostras dos três tipos de OPC da CIMPOR, selecionados para o presente estudo, foram analisadas através dos ensaios de controlo de produção da fábrica CIMPOR-Alhandra, de ensaios de difração realizados para identificar os seus componentes, estando em concordância com a NP EN 197-1:2001 [12]. Os OPC utilizados e os respetivos constituintes foram: (i) cimento CEM I 52,5 R, com massa

volúmica de 3,11 kg/dm^3, com 95% de clínquer e 5% de gesso, de elevada finura com uma superfície de Blaine de 4390 cm^2/g, garantindo as características de um cimento de elevada resistência; (ii) cimento CEM II A/L 42,5 R, com massa volúmica de 3,09 kg/dm^3, com 83% de clínquer, 13% de fíler calcário e 4% de gesso, com menor finura que o anterior e valor de superfície de Blaine de 4490 cm^2/g; (iii) cimento CEM II B/L 32,5 N, com massa volúmica de 2,98 kg/dm^3, com cerca de 67% de clínquer, 29% de fíler calcário e 4% gesso, com menor finura que os anteriores e superfície de Blaine de 4580 cm^2/g.

2.3. Agregados, água e adjuvante

A seleção dos agregados para a formulação dos betões e para a produção das correspondentes matrizes de argamassa foi efetuada de modo a obter misturas estáveis e homogéneas, com a compacidade adequada e boa trabalhabilidade. Utilizaram-se na formulação os seguintes agregados, cujas curvas são apresentadas na Figura 2: areia siliciosa fina 0/1mm, areia siliciosa media 0/4mm e um areão 4/8mm, todos com massa volúmica de 2,63 kg/dm^3, e brita calcária 6/14mm, com massa volúmica de 2,66 kg/dm^3; na produção das argamassas foram utilizadas apenas as areias. A água utilizada na produção das misturas foi a da rede pública de abastecimento de Coimbra e usou-se um superplastificante, à base de polímeros de éter-carboxilatos, da BASF com a designação MasterGlenium Sky526 (MGS 526).

2.4. Formulações das misturas

A formulação dos betões do presente estudo baseou-se na metodologia proposta por Lourenço *et al.*[13], ajustando inicialmente os parâmetros definidos para a pasta ligante (compacidade, teor de ar, dosagem de cimento), sendo o volume complementar do conjunto dos agregados distribuído pelas proporções obtidas do ajuste à curva de granulométrica de referência de Faury [13], Figura 3. Efetuaram-se pequenos ajustes aos parâmetros da curva de referência, de modo que o volume de agregados grossos fosse igual a 35% para os diferentes betões formulados. Assim, a formulação das respetivas matrizes de argamassa resulta da divisão das dosagens dos constituintes (exceto os agregados grossos) dos betões pela proporção complementar de 65%.

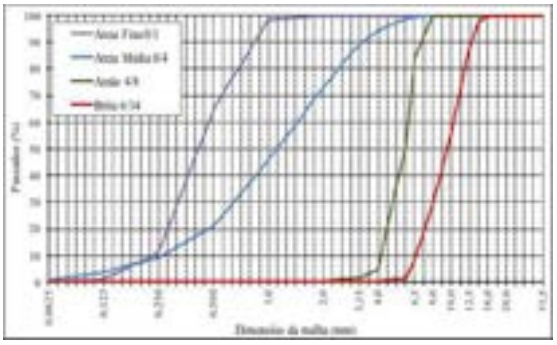


Figura 2. Granulometria dos agregados.

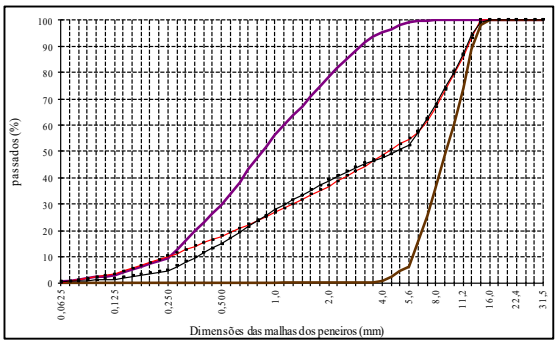


Figura 3. Ajuste granulométrico à curva de Faury.

Face à reduzida quantidade de cimento amorfo disponível (produzido em pequenas quantidades em laboratório), definiu-se estrategicamente a parametrização das misturas para uma dosagem de clínquer de 300 kg/m^3, embora o aumento da dosagem de cimento permitisse melhor trabalhabilidade das misturas com redução da relação água/clínquer, A/Clq, potenciando a eficiência do desempenho do amorfo. Note-se que, com a incorporação dos agregados, a razão A/C terá de ser ajustada para valores superiores aos das pastas, devido à absorção de água por estes componentes, tanto nas misturas com OPC como nas misturas com amorfo, embora com maior dificuldade no segundo caso, quer pelo baixo valor de A/C ótimo pela maior perda de desempenho com o aumento desse rácio. No entanto, com o aumento da dosagem de cimento amorfo, essa dificuldade seria atenuada pela menor necessidade de razão A/C, potenciando assim a melhoria da eficiência de desempenho.

2.4.1. Misturas com OPC

Nas misturas com cimento OPC (Quadro 2), optou-se por considerar duas séries: (i) a primeira com variação do tipo de OPC, com designação das misturas como C5, C4 e C3 (com cimentos CEM I 52,5R,

CEM II A/L 42,5R e CEM II B/L 32,5N, respetivamente), e mantendo a dosagem de clínquer em 300 kg/m^3 e a respetiva relação A/Clq em 0,565, com uma compacidade de 0,81 e teor de ar de 2%, tendo sido usada uma dosagem muito baixa de superplastificante (0,2% da massa de cimento); (ii) a segunda série com variação do tipo de OPC, com designação das misturas como C5 e C3A (com cimentos CEM I 52,5R e CEM II B/L 32,5N, respetivamente), mantendo a dosagem de cimento em 316 kg/m^3 e a respetiva relação A/C em 0,536, com uma compacidade de 0,81 e teor de ar de 2%, com dosagem muito baixa de superplastificante (0,2% da massa de cimento).

Na formulação das três misturas da primeira série (C5, C4 e C3), com clínquer constante de 300 kg/m^3, a dosagem de cimento utilizada em cada mistura aumenta e a relação A/C diminui, com a redução da classe de resistência dos cimentos, uma vez que a percentagem de clínquer na composição dos cimentos é distinta. A decisão de usar clínquer constante, nesta série, é baseada no facto de o cimento amorfo ser 100% clínquer, mas com consciência que esse parâmetro vai alterar as evoluções das resistências mecânicas, por um lado porque o CEM I 52,5R é mais fino e potencia maior desempenho mecânico, mas por outro lado o aumento da dosagem de cimento (com clínquer constante) potencia mais facilmente o aumento da trabalhabilidade e da compacidade, com consequente aumento de desempenho mecânico. A decisão foi realizada com o objetivo de comparar o cimento amorfo com os cimentos OPC, mantendo constante o parâmetro que mais influência as resistências mecânicas, o clínquer. A dosagem de superplastificante, sendo dependente da dosagem de cimento, permite obter misturas com a mesma relação A/Clq e com uma consistência muito plástica S4 em todas as misturas. A formulação da segunda série teve o objetivo de realizar uma comparação objetiva em relação ao cimento amorfo, usando uma dosagem de cimento constante e variando o tipo de cimento; neste caso, aproveitou-se a mistura C5 com 300 kg/m^3 de clínquer e 316 kg/m^3 de cimento, tendo sido complementada com a mistura C3A com 316 kg/m^3 de cimento e 212 kg/m^3 de clínquer. A comparação foi realizada utilizando os cimentos extremos a nível de resistência e de diferenciação das características de composição. A razão A/C de 0,536 foi assim também mantida constante nas duas misturas e reduziu-se a proporção do superplastificante na mistura C3A para 0,15% da massa de cimento, para obter uma consistência equivalente, uma vez que o cimento tem menor finura em relação ao CEM I 52,5R. Os resultados da caracterização em estado fresco, sendo consistentes com os parâmetros da formulação, permitem validar os parâmetros de formulação e avançar para a caracterização experiemental.

2.4.2. Misturas com cimento amorfo

Na formulação das misturas com cimento amorfo (Quadro 2), definiu-se inicialmente uma mistura com cimento amorfo e com uma relação A/C de 0,40, e uma mistura com cimento amorfo ativado alcalinamente com uma relação "solução aquosa alcalina"/cimento, AA/C de 0,4. Contudo, era previsível uma forte dificuldade a nível da consistência pretendida, pois apesar de ser um cimento de maior finura que os OPC, é mais eficiente para baixos valores de A/C e os agregados apresentam um grande volume na mistura, o que dificulta a trabalhabilidade. No entanto, alguns dos parâmetros fundamentais eram desconhecidos, tendo em conta que foi a caracterização pioneira em matrizes de argamassa com o cimento amorfo, em particular a relação A/C que garante a trabalhabilidade adequada e o respetivo teor de ar resultante. Na mistura sem ativador alcalino, a quantidade de clínquer de 300 kg/m^3 foi mantida e os restantes parâmetros foram ajustados experimentalmente, em função da reologia da argamassa. Uma vez que se comprovou a dificuldade a nível da trabalhabilidade, optou-se por subdividir em duas misturas: (i) a mistura CA_0,45 com cimento amorfo e uma relação A/C de 0,45 para aproximar a consistência às misturas com OPC; (ii) a mistura CA_0,40 com 0,2% de superplastificante (em relação à massa de cimento), aproximando igualmente a consistência. Apesar de se ter melhorado a consistência em relação à experiência preliminar da mistura com cimento amorfo e uma relação A/C de 0,40 e sem adjuvante, verificou-se ainda que ambas as misturas tinham pior trabalhabilidade em relação às misturas com OPC e as respetivas matrizes tinham um teor de ar muito superior, o que levou à redução da compacidade da mistura na formulação, resultando experimentalmente em perda de desempenho. A mistura com cimento amorfo ativado alcalinamente, com a solução apresentada na secção 2 e com a mesma dosagem de 300 kg/m^3 de cimento amorfo, permitiu reduzir a relação A/C para 0,38, sendo a relação AA/C de 0,4, com a consistência das anteriores. Mais uma vez, o teor de ar desta mistura foi demasiado elevado, dando lugar a uma matriz com uma elevada porosidade como será demonstrado com maior pormenor posteriormente.

Quadro 2. Formulação das misturas, composta pela proporção dos constituintes e pelos parâmetros

Constit. [kg/m³]e parâm.	*C5*	*C4*	*C3*	*C3A*	*CA_0,40*	*CA_0,45*	*CAA*
Cem I 52,5R	316	----	----	----	----	----	----
Cem II A/L 42,5R	----	361	----	----	----	----	----
Cem II B/L 32,5N	----	----	448	316	----	----	----
Cimento Amorfo	----	----	----	----	300	300	300
Água	169	169	169	169	119	135	110
SPl (MGS 526)	0,63	0,72	0,90	0,47	0,60	----	----
NaOH	----	----	----	----	----	----	8
Na_2SiO_3	----	----	----	----	----	----	34
Areia Fina 0/1	189	181	163	186	205	202	198
Areia Média 0/4	754	723	652	745	820	810	792
Areão 4/8+ Brita 6/14	930	930	930	930	930	930	930
Compacidade	0,810	0,810	0,810	0,810	0,845	0,840	0,860
A/C	0,536	0,468	0,378	0,536	0,40	0,45	0,38
A/Clq	0,565	0,565	0,565	0,801	0,40	0,45	0,38
AA/C	----	----	----	----	----	----	0,40
Clínquer [kg/m³]	300	300	300	212	300	300	300
Teor de ar [%]	2,0	2,0	2,0	2,0	3,5	2,5	3,0

3. PRODUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO

As matrizes de argamassa foram produzidas e caracterizadas segundo as normas NP EN 196 [14] e a norma NP EN 1015 [15], respeitando a formulação dos betões correspondentes; para efetuar as amassaduras respetivas, removeu-se a fração dos agregados grossos (35%vol.), dividindo as dosagens dos constituintes por 0,65. Uma vez que as formulações correspondem a matrizes de argamassas de betões, optou-se por adaptar a amassadura de forma próxima à dos betões, misturando sempre em velocidade única até formar a mistura de argamassa homogénea. Foram usados moldes triplos de 40×40×160 mm^3 para a produção dos provetes de caracterização (Fig. 4), quer de resistência mecânica quer da retração. Os provetes de OPC foram desmoldados 24 horas depois da produção e colocados imediatamente imersos em água à temperatura de 20ºC. Os provetes de amorfo só foram desmoldados ao fim de 3 dias para a realização dos primeiros ensaios, uma vez que têm um endurecimento mais lendo em idade jovem, e só foram colocados em água ao fim de 7 dias, não correndo o risco de se desfazerem por ainda não terem adquirido solidez e rigidez suficientes. Os provetes de retração foram colocados em câmara termo-higrométrica a 20 ºC e 50% de HR. No estado fresco, caracterizou-se a consistência das misturas, através do ensaio de espalhamento e caracterizaram-se a massa volúmica e o teor de ar, usando o aerómetro de 1,0 dm^3, de acordo com a NP EN 1015 [15], permitindo validar ou ajustar os parâmetros de formulação. As resistências mecânicas à flexão e à compressão (Fig. 5) foram caracterizadas aos 3, 7, 28 e 56 dias, usando 2 provetes prismáticos de cada mistura por idade. Foi efetuada a medição da evolução da retração com a idade, usando 3 provetes por cada mistura, através do dispositivo de medição (equipado com relógio comparador compatível). Finalmente foram realizadas imagens em MEV (microscopia eletrónica de varrimento) das zonas de fratura dos provetes para avaliar as ligações cimento-agregado. Estas imagens foram realizadas com amostras dos provetes ensaiados aos 28 dias, com todas as misturas com cimento amorfo e com a mistura C3A para comparação.



Figura 4. Provetes prismáticos das misturas produzidas com OPC (esq.) e com amorfo (dir.)



Figura 5. Provete de argamassa com amorfo ativado após rotura por flexão

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Caracterização em estado fresco

Os ensaios das argamassas em estado fresco dão lugar a algumas conclusões importantes, nesta fase inicial de caracterização do novo amorfo em argamassas. Os resultados de consistência, teor de ar (prev.-previsto e exp.-caracterizado) e massa volúmica (prev.-prevista e exp.-caracterizada) apresentam-se no Quadro 3. As argamassas de cimento amorfo demonstraram ter um valor de teor em ar mais elevado que as misturas de OPC, dando lugar ao aparecimento de porosidade excessiva nos provetes que influenciam negativamente a resistência mecânica. Este parâmetro tende a aumentar significativamente com a adição do adjuvante usado, além de se ter observado uma pequena tendência de exsudação. A consistência das argamassas com o cimento amorfo apresenta maior viscosidade, facto que se tinha observado em estudos anteriores de pastas com amorfo, originando argamassas homogéneas, estáveis e trabalháveis, mas com espalhamento inferior às misturas com OPC.

Quadro 3. Parâmetros de caracterização das argamassas em estado fresco.

Parâmetros	*C5*	*C4*	*C3*	*C3A*	*CA_0,40*	*CA_0,45*	*CAA*
Espalhamento [cm]	18,5	18,5	18,5	19,0	13,0	12,5	13,0
Teor de ar – prev. [%]	3,1	3,1	3,1	3,1	5,4	3,9	4,6
Teor de ar – exp. [%]	3,3	3,1	3,1	3,2	5,7	4,0	4,7
Massa vol. – prev. [kg/dm^3]	2,20	2,21	2,20	2,18	2,22	2,23	2,22
Massa vol. – exp. [kg/dm^3]	2,21	2,23	2,23	2,20	2,18	2,25	2,22

4.2. Resistências mecânicas à flexão e à compressão

A Fig. 6 mostra a evolução dos resultados médios de resistência à flexão e à compressão das misturas nas idades de 3, 7, 28 e 56 dias. Entre as misturas C5, C4 e C3, verifica-se um comportamento similar na evolução da resistência à flexão, uma vez que apresentam iguais valores da dosagem de clínquer e da relação A/Clq, e embora o C5 tenha um cimento com maior finura, o volume de pó na pasta aumenta gradualmente nas misturas C4 e C3, compensando a menor finura do cimento. Estas misturas não apresentam evolução significativa à flexão após os 28 dias.

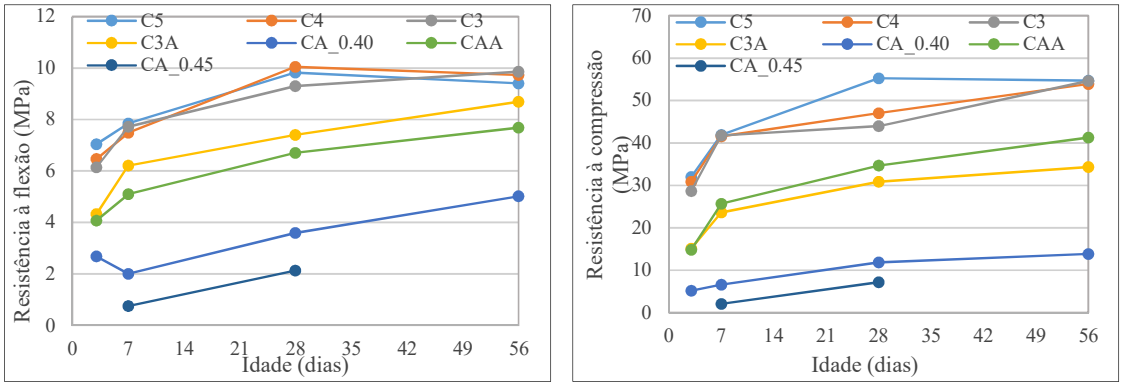


Figura 6. Evolução das resistências mecânicas com a idade: flexão (esq.); compressão (dir.)

Na resistência à compressão, os resultados mostram uma evolução mais rápida da mistura C5, entre os 7 e 28 dias, embora os valores se aproximem aos 56 dias de idade. A mistura C3A, apesar de ter uma dosagem de cimento e uma relação A/C iguais à mistura C5, apresenta uma amplitude de evolução mais baixa, em cerca de 20% à flexão e 40% à compressão, apresentando sinais de evoluir significativamente após os 28 dias. Nas misturas com cimento amorfo é notória uma evolução com a idade semelhante à da mistura C3A, embora com diferentes amplitudes. Além disso, a mistura com amorfo ativado, CAA, que apresentou valores cerca de 15% inferiores aos da mistura C3A à flexão, inverte o comportamento à compressão, apresentando valores cerca de 15% superiores; o excesso de porosidade será a causa mais

provável e aparenta ter maior influência nos resultados da flexão do que nos da compressão, pois o ensaio de flexão é mais sensível a características que alterem a compacidade das misturas, como é o caso da porosidade. É também importante referir que os ensaios à flexão apresentaram uma maior variabilidade de resultados dentro das amostras, apresentando um maior coeficiente de variação relativamente aos ensaios de compressão em todas as idades. Ainda assim, tendo em consideração que a consistência mais seca e o consequente aumento do teor de ar tendem a provocar perdas significativas de resistência mecânica em misturas cimentícias, é expectável que a resistência, tanto à flexão como à compressão, da mistura com amorfo ativado, CAA, possa mostrar um forte aumento, caso seja possível reduzir futuramente o teor de ar na matriz, com aumento de trabalhabilidade. Entre as misturas com amorfo, a mistura com amorfo ativado (CAA) mostra resistências mecânicas, à flexão e à compressão, muito mais elevadas, em relação à mistura CA_0,40, embora a diferença atenue com a idade na resistência à flexão, sendo a razão entre ambas de cerca de 2.5, 2.0 e 1.5 para as idades de 7, 28 e 56 dias, respetivamente; em compressão, os correspondentes valores dessa razão são de cerca de 3.0 para todas as idades. A comparação das misturas CA, com amorfo não ativado, demonstra a elevada influência que o aumento da razão A/C (igual á razão A/Clq) tem na redução da resistência mecânica. As resistências destas misturas são relativamente baixas, mas é necessário ter em conta que foi usada uma dosagem baixa de cimento amorfo, originando rácios A/C muito afastados dos valores ótimos em pastas. A análise dos resultados permite antever um forte aumento da eficiência de desempenho mecânico do cimento amorfo com a possível redução da relação A/C, através da utilização de adjuvantes (existentes ou desenvolvidos para o efeito) mais eficientes, que permitam melhorar a trabalhabilidade e reduzir a porosidade, ou até pelo aumento da dosagem de cimento, permitindo reduzir a relação A/C.

4.3. Retração

Os resultados dos ensaios de retração são apresentados na Fig. 7, com a evolução da retração dos provetes de 40x40x160mm³ ao longo de 56 dias, os quais demonstram que a retração evolui nestas misturas muito rapidamente até aos 7 dias, devido essencialmente à componente de secagem, atenuando a sua evolução após esta idade e tendem a estabilizar pouco depois dos 28 dias. As misturas com OPC apresentam curvas semelhantes de evolução da retração, quer em evolução quer em amplitude. A mistura de cimento amorfo não ativado, CA_0,40, apresenta menor retração, certamente devido à baixa cinética de reacção e também à menor quantidade de produtos de hidratação formados. Relativamente à mistura com amorfo ativado, CAA, os resultados apresentam uma evolução da retração com uma amplitude típica de misturas preparadas a partir de materiais ativados alcalinamente [16,17], de valor cerca de 3 vezes superior à das restantes misturas. Este é um fenómeno que tem sido estudado por outros autores que apontam o módulo SiO_2/Na_2O (rácio molar), a composição das matérias-primas [16] e a temperatura de cura [17] como parâmetros a controlar para atenuar o efeito da retração.

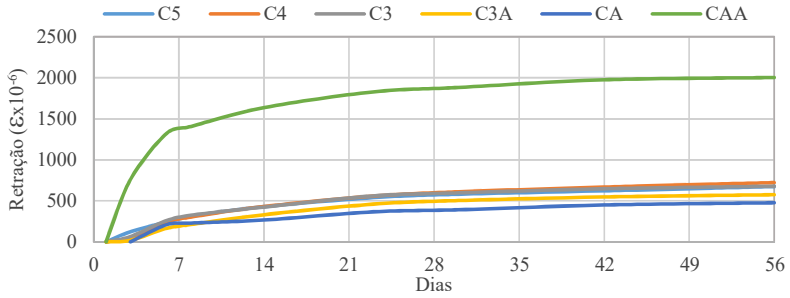


Figura 7. Evolução da retração dos provetes.

4.4. Análise das interfaces ligante-agregado com imagens MEV

Através do microscópio eletrónico de varrimento, MEV, produziram-se imagens de alta resolução da superfície de amostras das misturas C3A, CA_0,45 e CAA (Fig.8). A partir da morfologia/topografia da mesma foi possível identificar os agregados, ampliar a zona de interface dos mesmos com a matriz

ligante de cimento hidratado e até observar a estrutura dos produtos de hidratação do cimento, C-S-H, Fig. 8. Na mistura C3A, Fig. 8. a), as imagens mostram boa adesão matriz-agregados e revela uma amostra pouco porosa. Já as imagens MEV da mistura CAA (Fig.8. c)) apresentam muitos poros e alguns de dimensões significativas, mais um efeito também já reportado por Gao et al. pela utilização de ativações alcalinas em cimentos com escórias e cinzas volantes [16]. São também visíveis algumas fraturas nas zonas de ligação matriz-agregados.

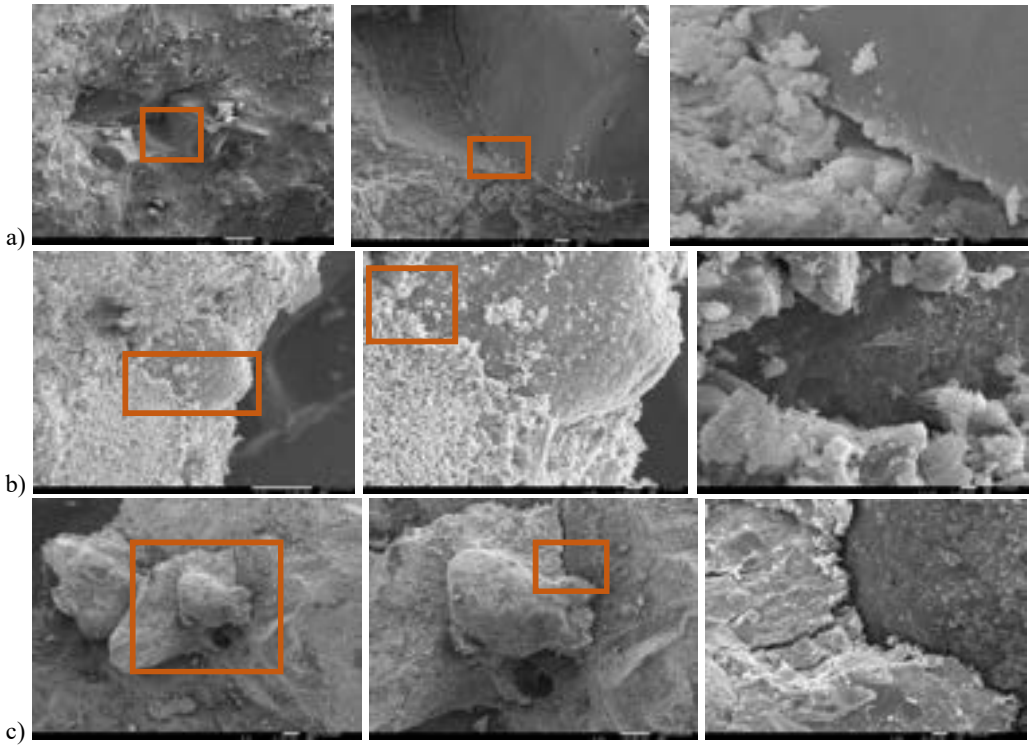


Figura 8. Imagens MEV com ampliações crescentes x10, x100 e x500; a) C3A; b) CA_0,45; c) CAA.

5. CONCLUSÕES

O presente artigo tem como objetivo apresentar as potencialidades do novo cimento amorfo com baixo teor em cálcio, caracterizar o comportamento de matrizes de argamassa com este cimento e finalmente realizar uma comparação destas com matrizes de argamassa de cimento OPC com uma formulação equivalente. As principais conclusões obtidas são:

- As formulações das misturas de cimentos OPC realizadas, para uma comparação objetiva do comportamento das matrizes de argamassa dos diferentes tipos de cimento, foram adequadas e os resultados demonstraram ser coerentes com o esperado, derivado do conhecimento que temos das propriedades dos mesmos.
- A porosidade excessiva nos provetes de cimento amorfo influenciou negativamente os valores de resistência mecânica. Esta porosidade é derivada da consistência menos plástica e da viscosidade do cimento amorfo que dificulta a saída do ar no processo de produção das misturas de argamassa.
- A mistura com cimento amorfo ativado alcalinamente (CAA) foi a que apresentou melhores resultados das misturas com este cimento, com valores de resistência à compressão 15% superiores aos da mistura C3A, de cimento CEM II B/L 32,5 N, mas mostrou ter uma retração 3 vezes superior à dos cimentos OPC.
- As misturas CA apresentam valores de resistência relativamente baixos em comparação com as outras misturas. Embora com diferentes amplitudes, estas misturas apresentam uma evolução das resistências com a idade semelhantes à da mistura C3A e demonstram a elevada influência que o aumento da razão A/C tem na redução das resistências mecânicas.

- O cimento amorfo tem potencial como futuro substituto do cimento Portland tradicional; com a otimização dos parâmetros apresentados, as resistências mecânicas do cimento amorfo podem ser da mesma ordem de valor que a do OPC, conseguindo assim um cimento equivalente, mas com reduzidas emissões de CO_2 na produção, para além de inúmeros benefícios químicos, como o seu baixo calor de hidratação e alta qualidade dos seus produtos de hidratação C-S-H.

Apesar destes resultados, como nota final é de referir que ainda há um importante caminho de investigação e desenvolvimento a percorrer por forma a melhorar e compreender diversos aspetos, nomeadamente (i) na componente química, a melhoria da cinética de hidratação, do poder de retenção de água e da otimização do processo de arrefecimento, bem como a diminuição da porosidade através de melhor trabalhabilidade com baixa razão A/C, pode levar a um incremento significativo na eficiência das resistências mecânicas; (ii) na produção, os tempos e velocidades de mistura, a quantidade de água, a potencialidade de novas adições, a energia de compactação e o processo de cura devem ser explorados para potenciar as características deste material; (iii) nas aplicações em engenharia, um novo desafio para a implementação de um novo cimento, com algumas semelhanças aos cimentos Portland tradicionais, mas com características diferentes, como a cor branco-cru, o baixo calor de hidratação, a baixa razão A/C e a viscosidade.

AGRADECIMENTOS

A primeira autora agradece à CIMPOR – Cimentos de Portugal, SGPS S.A. pelo apoio, disponibilização de instalações e equipamentos para a produção e a caracterização do cimento amorfo. Um agradecimento também à investigadora deste projeto Patrizia Paradiso pela realização das imagens de MEV, comentários e conselhos.

REFERÊNCIAS

[1] B. Cahill, “Announcement : Moody ’ s : Pressure building for energy-intensive cement producers to reduce greenhouse emissions,”.
[2] R. M. Andrew, “Global CO 2 emissions from cement production,” *Earth Syst. Sci. Data*, 2018.
[3] M. Inês and B. Horta, “Mecanismos de hidratação e otimização das condições de hidratação de cimentos de baixo teor em cálcio Engenharia de Materiais,” 2017.
[4] D. Santos, “Desenvolvimento de novos cimentos amigos do ambiente,”, 2015.
[5] R. Lino Santos, “New Hydraulic Binders with Low Calcium Content,” 2016.
[6] R. L. Santos *et al.*, “Novel high-resistance clinkers with 1.10 < CaO/SiO2< 1.25: Production route and preliminary hydration characterization,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 85, 2016.
[7] A. A. Freitas, R. L. Santos, R. Colaço, R. Bayão Horta, and J. N. Canongia Lopes, “From lime to silica and alumina: Systematic modeling of cement clinkers using a general force-field,” *Phys. Chem. Chem. Phys.*, vol. 17, no. 28, pp. 18477–18494, 2015.
[8] R. L. Santos, R. B. Horta, J. Pereira, T. G. Nunes, P. Rocha, and R. Colaço, “Alkali activation of a novel calcium-silicate hydraulic binder with CaO/SiO2= 1.1,” *J. Am. Ceram. Soc.*, 2018.
[9] R. L. Santos *et al.*, “Microstructural control and hydration of novel micro-dendritic clinkers with CaO/SiO<inf>2</inf> = 1.4,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 76, pp. 212–221, 2015.
[10] P. Paradiso, R. L. Santos, R. B. Horta, J. N. C. Lopes, P. J. Ferreira, and R. Colaço, “Formation of nanocrystalline tobermorite in calcium silicate binders with low C/S ratio,” *Acta Mater.*
[11] H. F. W. Taylor, “Cement chemistry,” 1990.
[12] Norma Portuguesa, *NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes. 2001*.
[13] J. (ISEC-C. Lourenço, E. (IST-L. Júlio, and P. (ISEC-C. Maranha, *Betões de agregados leves de argila expandida*. .
[14] Norma Portuguesa, “NP EN 196-1;2;3 - Methods of testing cement,” vol. 2006, 2009.
[15] Norma Portuguesa, *NP EN 1015 - Methods of test for mortar for masonry*, vol. 2006. 2010.
[16] X. Gao, Q. L. Yu, and H. Brouwers, “Assessing the porosity and shrinkage of alkali activated slag-fly ash composites designed applying a packing model,” *Constr. Build. Mater,* 2016.
[17] R. J. Thomas, D. Lezama, and S. Peethamparan, “On drying shrinkage in alkali-activated concrete: Improving dimensional stability by aging or heat-curing,” *Cem. Concr. Res.*, 2017.

Sessão 3A

Utilização da Plataforma Arduino para Monitoramento de Deformações e Deslocamentos em Viga de Concreto Armado

João Batista Lamari Palma e Silva[1] **Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho**[2] **Nadia Cazarim da Silva Forti**[3] **Lia Lorena Pimentel**[4]

RESUMO

A ocorrência de patologias em estruturas de concreto armado é algo quase que inevitável, ainda que inúmeros cuidados sejam tomados durante sua execução. Uma estrutura de concreto armado requer cuidados quanto a sua manutenção e conservação, afim de se evitar problemas futuros, bem como prolongar sua vida útil. É neste cenário que o Monitoramento da Integridade Estrutural (MEI) é utilizado, mediante a realização de inspeções visuais e de mensuração de grandezas relativas ao comportamento estrutural e ao ambiente em que a estrutura se encontra inserida. Contudo, o MEI tem empregado cada vez mais recursos automatizados, com a implementação de redes de sensores, conectadas a sistemas de aquisição de dados altamente avançados, que requerem a utilização de equipamentos e *softwares* de alto custo e de relativa complexidade de operação, fazendo com que muitas vezes o plano de monitoramento seja inviável. Com isto, a utilização da plataforma Arduino, composta por um microcontrolador de baixo custo, tem sido uma das saídas para inúmeros projetos em que se necessita a aquisição de dados. Este trabalho desenvolveu um aplicativo para *smartphones*, que faz o processamento das leituras dos dados de deformações e deslocamentos, coletados pelo microcontrolador (Arduino), mediante conexão sem fio. O funcionamento do sistema foi aferido em ensaio de flexão à 4 pontos, em viga de concreto armado bi apoiada, que teve dois extensômetros e dois transdutores de deslocamento instalados, respectivamente para medição de deformação especifica e deslocamentos. Os dados obtidos foram comparados àqueles lidos por um aquisitor comercial de referência, sendo que os dados lidos pelo sistema composto pelo *hardware* Arduino foram satisfatórios.

Palavras-chave: Monitoramento Estrutural; Viga de Concreto; *Arduino*.

1. INTRODUÇÃO

Averiguar a situação do concreto de uma estrutura é algo fundamental para avaliar as condições da estrutura como um todo, visto inclusive a necessidade de acompanhar seu desempenho bem como as condições de segurança da mesma, uma vez que com o aumento das patologias os custos com manutenção também crescem [1].

A exemplo das pontes de concreto, outras estruturas também necessitam de manutenção periódica, visto que a falta de manutenção em estruturas de concreto, certamente provoca a ocorrência de patologias [2].

Diversos fatores, como cargas superiores ao previsto em projeto; degradação dos materiais; e aumento da agressividade ambiental, podem provocar diversas manifestações patológicas nos mais variados tipos

[1]Mestrando/Engenheiro Civil, PUC - Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Brasil. lamaripalma@hotmail.com
[2]Professora Doutora, CEATEC, PUC - Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Brasil. anajacintho@gmail.com
[3]Professora Doutora, CEATEC, PUC - Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Brasil. nadiacazarim@yahoo.com.br
[4]Professora Doutora, CEATEC, PUC - Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Brasil. lialorenapimentel@gmail.com

de estruturas, como de pontes, viadutos e estádios, chegando até mesmo ao ponto de se interditar as mesmas, devido aos riscos de colapso. [3] coloca a avaliação das condições das estruturas como algo extremamente relevante.

Esta avaliação é feita também com a medição de grandezas *in situ*, através de equipamentos e inspeções que coletam informações capazes de subsidiar o monitoramento do comportamento estrutural, o que permite inclusive a detecção de anomalias estruturais a tempo de se intervir previamente na estrutura [4].

Com o monitoramento estrutural é possível se verificar a integridade e segurança de construções como pontes e viadutos, os quais devem passar por inspeções, instrumentação e análise computacional, fases estas que integram o monitoramento [5].

São inúmeras as técnicas disponíveis para avaliação das estruturas de concreto armado, contudo, os ensaios não destrutivos, tem sido alternativa em detrimento aos ensaios convencionais, situação esta que tem possibilitado o aumento no emprego das técnicas de monitoramento, inclusive por conta da qualidade dos resultados atingidos [1].

A utilização do Monitoramento da Integridade Estrutural (MEI) tem apresentado inúmeras vantagens, a exemplo de sua utilização em pontes, o que permite seu emprego desde a fase de projetos, com a análise de modelos até mesmo a fase operacional, onde a partir de um banco de dados dinâmico é possível verificar as condições da estrutura em tempo real e com boa precisão [6].

Entretanto, ainda que a utilização do Monitoramento da Integridade Estrutural possa promover redução de custos nas intervenções em estruturas, sua implementação ainda é um tanto cara, visto o alto custo de sensores, aquisitores de dados e computadores, o que em muitas vezes acaba impedindo sua utilização [7], daí a necessidade de se empregar tecnologias mais acessíveis, como a Plataforma *Arduino* (Fig. 1), a qual consiste em um sistema de *hardware* e *software* livres, com o emprego de um microcontrolador de baixo custo, o que permite a utilização de sensores e dispositivos eletrônicos dos mais variados tipos, com razoável facilidade de uso [8].

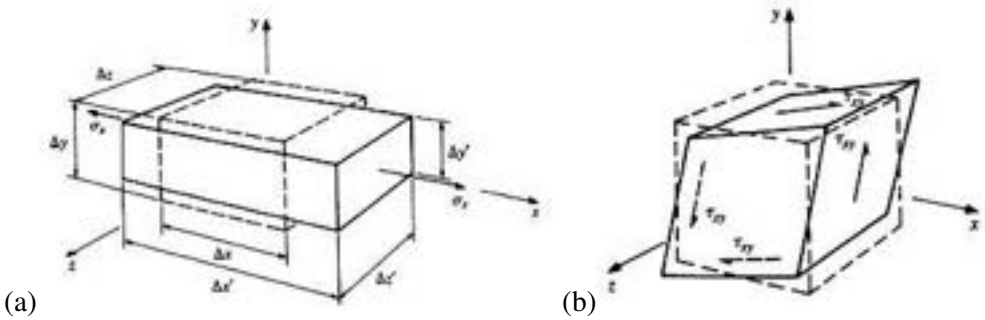


Figura 1. Hardware da Plataforma *Arduino* Modelo *UNO*
(fonte: https://store.arduino.cc/usa/arduino-uno-rev3)

O comportamento de uma estrutura, tem relação direta com as deformações, tensões e deslocamentos sofridos pela mesma, em razão das características da mesma e dos esforços em que se encontra submetida [9]. Isto posto, o monitoramento de grandezas como deslocamentos e deformações, são fundamentais para análise das condições de uma estrutura.

São seculares os estudos que mostram as relações entre tensões e deformações em estruturas sujeitas a ações externas, como o estabelecido em 1678 por *Robert Hooke* em um de seus experimentos com molas, o qual pode ter seu conceito extrapolado para estruturas sujeitas a pequenas deformações [10].

Considerando um corpo elástico, pequenas deformações ocorrem quando a estrutura está submetida a esforços, quando existem restrições de movimento que impeçam seu deslocamento. O deslocamento linear numa direção qualquer (no da ilustração da Fig. 2a direção x) é chamada de deformação linear. Quando a deformação ocorre em mais de uma direção que representa o elemento, de forma simultânea (plano x e y que no caso da Fig. 2b), dar-se o nome de deformação angular [11].



(a) (b)

Figura 2. Deformação atribuída a σ_x (a) e a τ_{xy} (b) [12]

As deformações em estruturas podem ser medidas através da utilização de diversos tipos de sensores, como por exemplo, o extensômetro de resistência elétrica (Fig. 3), do inglês *strain gauge*, o qual é instalado, por meio de colagem, diretamente sobre a estrutura que se pretende mensurar. Com a ocorrência de deformações na estrutura, as mesmas são transmitidas para o extensômetro, o qual tem sua resistência elétrica variada em função da deformação, provocando assim uma alteração nos sinais elétricos [13].

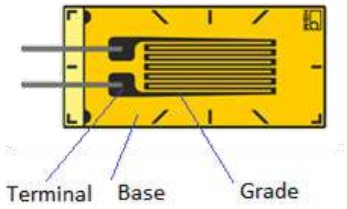


Figura 3. Extensômetro Uniaxial

(adaptado de https://www.hbm.com/pt/4561/ly-strain-gages-lineares-com-1-grid-de-medicao/)

Já o deslocamento em estruturas, é caracterizado pela mudança de posição do eixo de baricentro de uma peça, em qualquer uma de suas direções (x, y e z), a exemplo de uma viga de eixo reto como da Fig. 4, onde os deslocamentos verticais são maiores que os ocorridos nas demais direções, quando da aplicação de uma força "P". Tal deslocamento vertical, é comumente denominado flecha (v) [14].

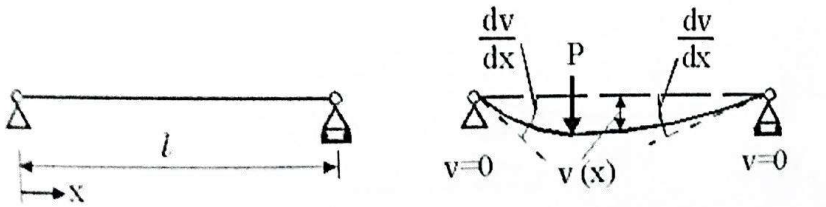


Figura 4. Viga indeformada (esquerda) e viga deformada (direita), adaptado de [14]

O monitoramento do deslocamento de estruturas civis, por meio da medição de flechas, com o uso de transdutores de deslocamento (Fig. 5), proporciona desde uma avaliação do processo construtivo até o acompanhamento de respostas estruturais não esperadas, o que colabora sobremaneira com os processos de avaliação das condições de segurança de uma estrutura [3].



Figura 5. Transdutor Potenciométrico Linear
(fonte: http://www.gefran.com/pt/br/products/74-py3-apalpador-com-ponta-de-rolamento)

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Sistema de Aquisição de Dados

Para utilizar o hardware do Arduino como um aquisitor de dados provenientes da leitura de um extensômetro de resistência elétrica, é necessária a utilização de um circuito elétrico tipo Ponte de Wheatstone, associado a um amplificador de sinais, que no caso em questão foi escolhido o módulo HX711 (Fig. 6), que além de amplificar os sinais, promove uma conversão analógica digital dos sinais a 24 bits, ou seja, superior à do Arduino UNO ou MEGA, que é de 10 bits.

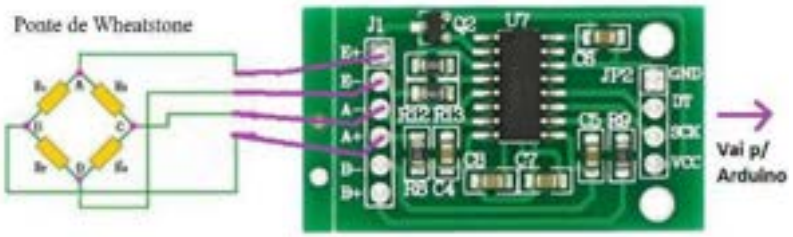


Figura 6. Esquema de ligação da Ponte de Wheatstone ao módulo HX711
(adaptado de http://iotdk.intel.com/docs/master/upm/hx711.jpeg)

O uso do módulo HX711 esta associado a células de carga, do inglês *load cell*, onde geralmente as quatro resistências (R1, R2, R3 e R4), são substituídas por extensômetros, entretanto, na pesquisa em questão, apenas uma das resistências foi substituída por um extensômetro, para que fosse viabilizada a leitura do mesmo quando instalado na viga ensaiada.

Já no caso das leituras decorrentes do transdutor de deslocamento, do tipo potenciométrico linear, as mesmas foram recebidas diretamente pelo hardware do Arduino por uma de suas portas Analógicas, sem a necessidade do uso de circuitos, amplificadores ou conversores, além daqueles já embutidos no próprio Arduino.

Os dados referentes as leituras dos sinais dos sensores de deformação e deslocamento, foram enviados do Arduino para um smartphone, via conexão *Bluetooth*®. Para tanto, foi desenvolvido um APP (aplicativo) para uso em dispositivos que contenham Sistema Operacional Android, por meio da plataforma *web MIT App Inventor* (www.ai2.appinventor.mit.edu), *open source*, desenvolvida pela Google® e atualmente mantida pelo *Massachusetts Institute of Technology* (MIT).

O aplicativo desenvolvido contém uma tela "Aquisição Local" com disponibilidade para 7 canais de leitura, sendo 6 canais para leitura do módulo HX711 e 1 canal para o transdutor potenciométrico de deslocamento.

A calibração do sistema é feita por meio indireto quando do uso de extensômetros, através de um resistor *shunt* e a calibração direta para o transdutor de deslocamento, quando conhecido o curso de deslocamento do mesmo.

2.2 Monitoramento de Deformações e Deslocamentos em protótipo de viga de concreto armado

O monitoramento de deformações e deslocamentos em vigas de concreto armado, contou com a utilização de protótipos de vigas atualmente utilizadas em pesquisas no Laboratório de Materiais de Construção e Estruturas, da Pontifícia Universidade Católica de Campinas (PUC-Campinas). Tais vigas de concreto armado, possuem as dimensões de 12,5cm de largura, 23,5cm de altura e 132cm de comprimento, dimensões estas e armadura proposta por [15], conforme Fig. 7.

Duas vigas foram instrumentada com dois extensômetros uniaxiais para concreto (modelo BX120-50AA), no centro longitudinal da face superior da mesma, conforme Fig. 8. Inicialmente na parte inferior, foram instalados dois transdutores de deslocamento, para medição da flecha.

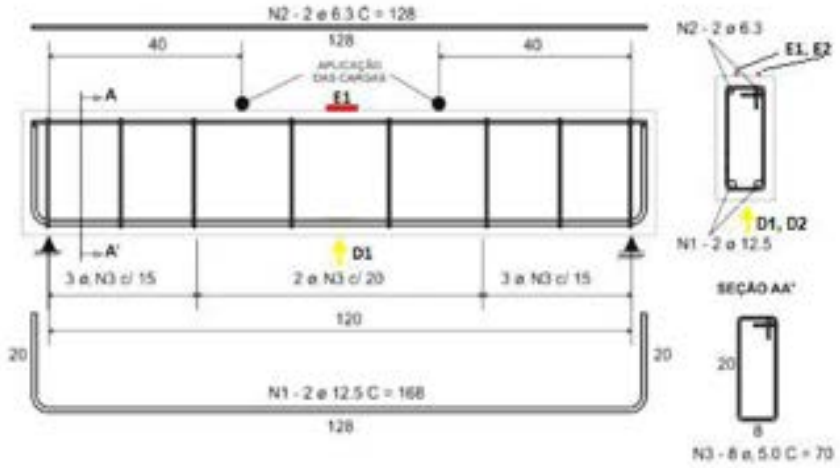


Figura 7. Detalhe das armaduras da viga com disposição dos extensômetros (E1 e E2) e dos transdutores de deslocamento (D1 e D2), adaptado de [15]

A instalação em duplicidade de ambos sensores (E1 e E2 / D1 e D2), se deu pelo fato de que as leituras dos mesmos ocorreram tanto pelo Arduino, quanto por um aquisitor de dados comercial de referência, neste caso um equipamento QuantumX-MX840A do fabricante HBM®.

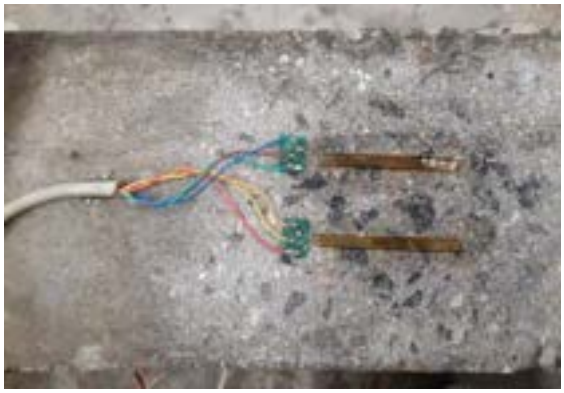


Figura 8. Extensômetros (E1 e E2) instalados no centro longitudinal da face superior da viga

As vigas foram ensaiadas, em um pórtico metálico com uma prensa de 60 toneladas, através do ensaio de flexão a 4 pontos, conforme esquema da Fig. 9, até a fissuração e/ou ruptura das vigas ensaiadas.

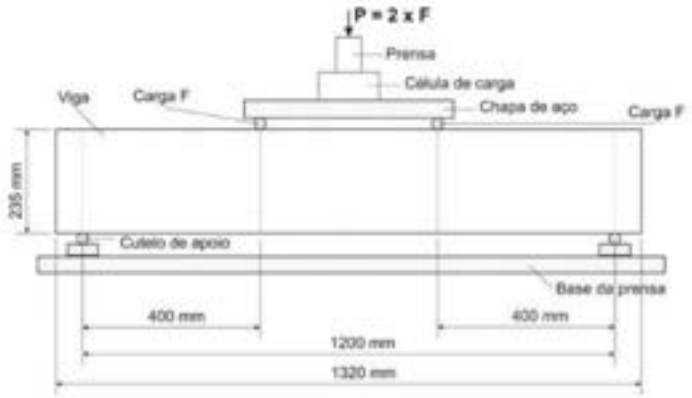


Figura 9. Esquema do ensaio de flexão à 4 pontos, adaptado de [15]

Os dados experimentais de deformação e deslocamento coletados tanto pelo sistema composto pela plataforma Arduino, quanto pelo aquisitor de dados de referências, foram comparados entre si. Além da comparação gráfica entre os resultados, foi calculada a média dos erros relativos (MER) (Eq. 1) nos trechos de aplicação da carga e determinado o Coeficiente de Correlação de Pearson (r) (Eq. 2), por meio do MS Excel®.

$$MER = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \sqrt{\left(\frac{x_i - \hat{x}_i}{x_i}\right)^2} \tag{1}$$

$$r = \frac{\sum(x-\bar{x})(y-\bar{y})}{\sqrt{\sum(x-\bar{x})^2 \sum(y-\bar{y})^2}} \tag{2}$$

3. RESULTADOS

As vigas denominadas T1 (Fig. 10) e T2, foram ensaiadas a flexão, sendo os dados de deformação específica coletados e processados, os quais são apresentados na Figs. 11, 12 e 13 em formato de gráfico.



Figura 10. Ensaio de flexão à 4 pontos da viga T1

A viga T1 foi ensaiada por duas vezes, sendo que no primeiro ensaio a mesma não foi levada a fissuração ou ruptura, ou seja, permaneceu integra para o segundo ensaio. No caso do 1º ensaio da viga T1, durante o trecho de deformação, compreendido entre o intervalo de 17 a 31 segundos, o erro relativo médio foi de aproximadamente 14,33% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,980 entre os dois sistemas de aquisição.

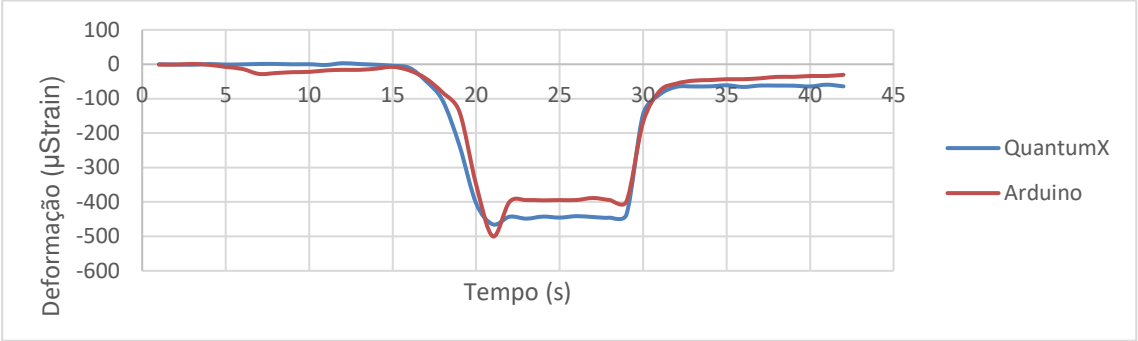


Figura 11. Gráfico das leituras de Deformação do 1º ensaio da viga T1

Já no caso do 2º ensaio da viga T1, durante o trecho de deformação, compreendido entre o intervalo de 12 a 39 segundos, o erro relativo médio foi de aproximadamente 18,21% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,996 entre os dois sistemas de aquisição.

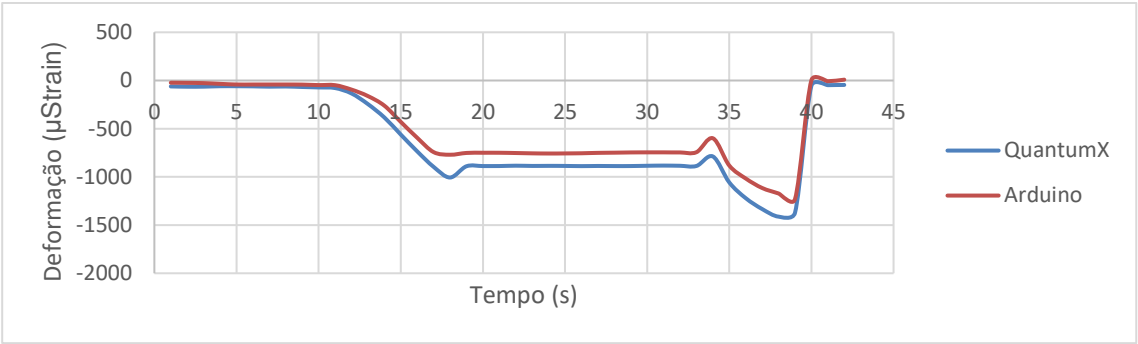


Figura 12. Gráfico das leituras de Deformação do 2º ensaio da viga T1

Por fim, no ensaio da viga T2, durante o trecho de deformação, compreendido entre o intervalo de 6 a 16 segundos, o erro relativo médio foi de aproximadamente 24,21% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,926 entre os dois sistemas de aquisição.

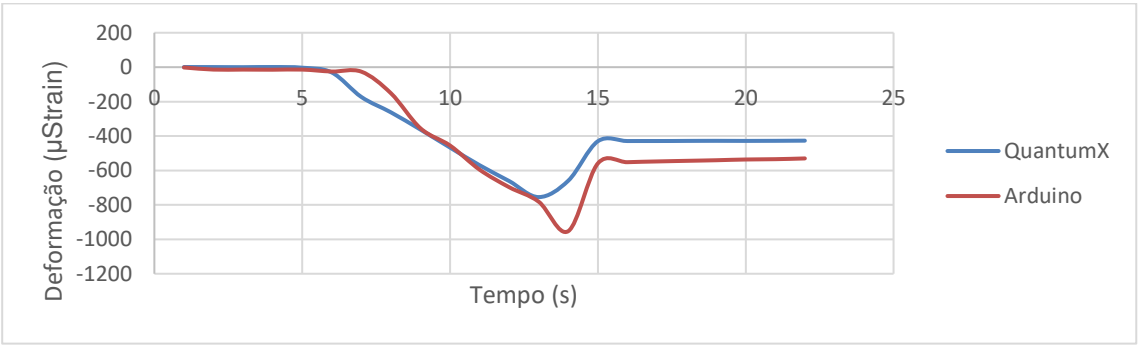


Figura 13. Gráfico das leituras de Deformação do ensaio único da viga T2

Em relação aos ensaios de deslocamentos, inicialmente foram ensaiadas as vigas denominadas FV2CE e REFCE. Para ambas as vigas os dados de deslocamento foram coletados e processados, os quais são apresentados nas Figs. 14 e 15 em formato de gráfico.

No caso do ensaio da viga FV2CE, durante o trecho de deslocamento, compreendido entre o intervalo de 19 a 65 segundos, o erro relativo médio foi de aproximadamente 19,80% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,995 entre os dois sistemas de aquisição.

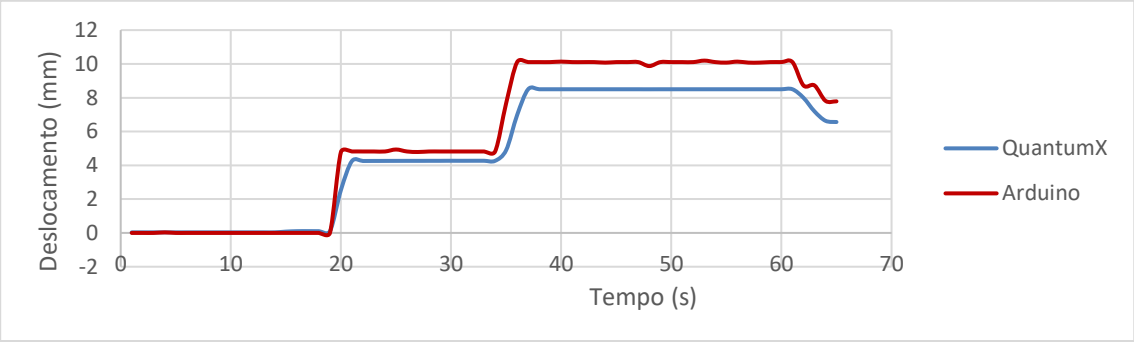


Figura 14. Gráfico das leituras de Deslocamento do ensaio da viga FV2CE

No ensaio da viga REFCE, durante o trecho de deslocamento, compreendido entre o intervalo de 60 a 128 segundos, o erro relativo médio foi de aproximadamente 143,10% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,952 entre os dois sistemas de aquisição.

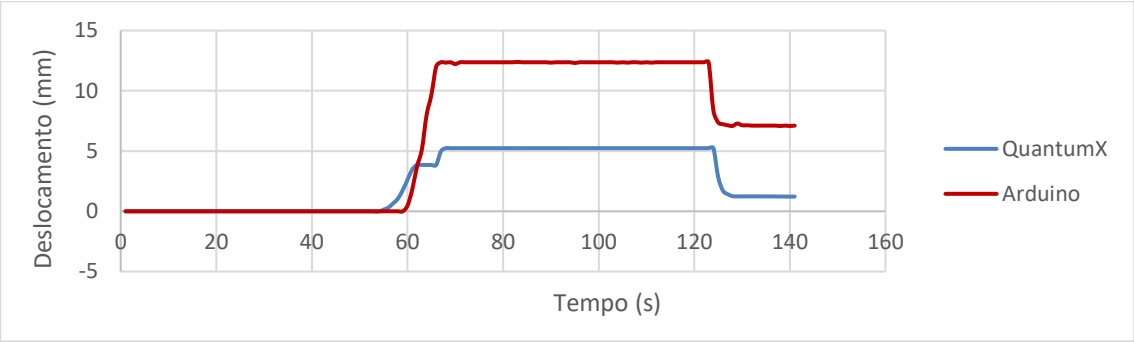


Figura 15. Gráfico das leituras de Deslocamento do ensaio da viga REFCE

Visto que o resultado da viga REFCE não se mostrou nada satisfatório, o ensaio de deslocamento foi refeito, com a instalação de um perfil tipo "L", para contato dos transdutores de deslocamento (Gefran® - modelo PY-3-F-025-S01M) instalados em tripé fixo, conforme Fig. 16, nas vigas FV1CE, FV1SE e T2 (Figs. 17, 18 e 19).



Figura 16. Perfil metálico instalado na lateral das vigas e transdutores instalados em tripé

No ensaio da viga FV1CE, durante o trecho de deslocamento, compreendido entre o intervalo de 21 a 37 segundos, o erro relativo médio foi de aproximadamente 11,45% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,999 entre os dois sistemas de aquisição.

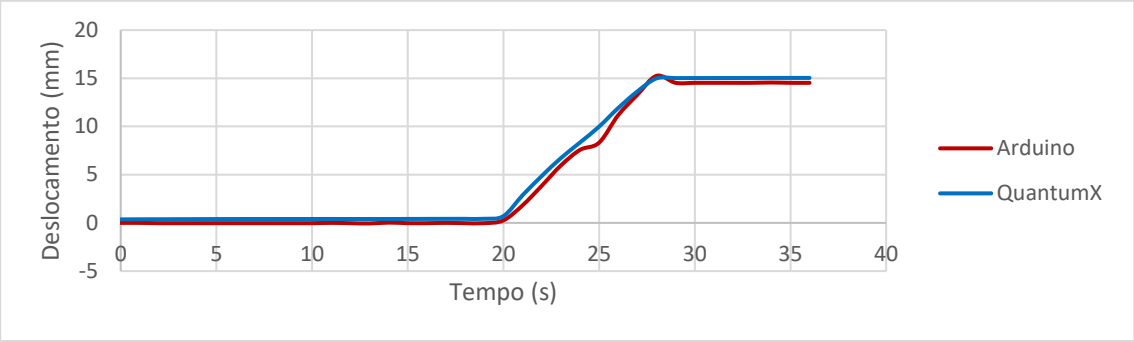


Figura 17. Gráfico das leituras de Deslocamento do ensaio da viga FV1CE

No ensaio da viga FV1SE, durante o trecho de deslocamento, compreendido entre o intervalo de 36 a 47 segundos, o erro médio foi de aproximadamente 155,34% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,963.

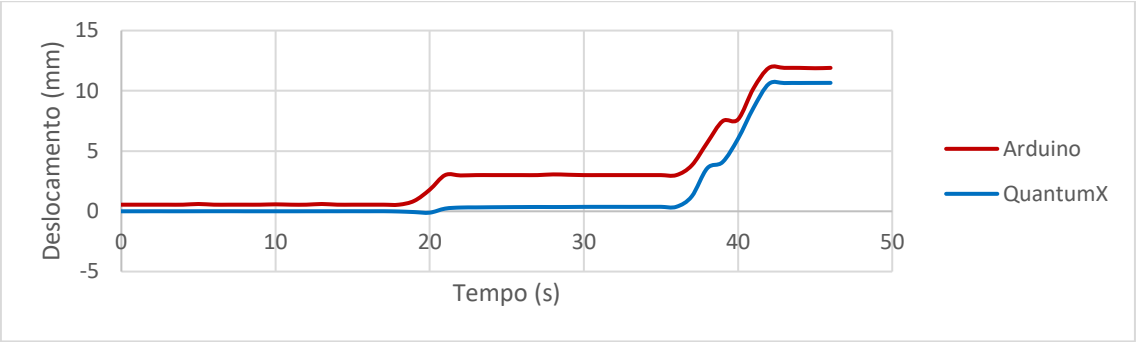


Figura 18. Gráfico das leituras de Deslocamento do ensaio da viga FV1SE

Por fim, no ensaio da viga T2, durante o trecho de deslocamento, compreendido entre o intervalo de 7 a 22 segundos, o erro médio foi de aproximadamente 6,38% e o Coeficiente de Correlação de Pearson 0,997.

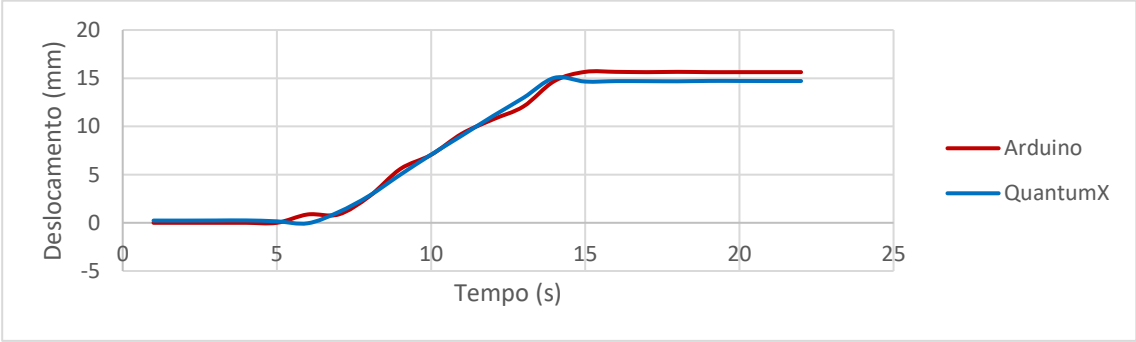


Figura 19. Gráfico das leituras de Deslocamento do ensaio da viga T2

4. CONCLUSÕES

No caso das deformações, a variação das leituras entre os equipamentos utilizados ficou dentro do esperado, visto inclusive se tratar de uso de extensômetros em dois pontos distintos de uma mesma viga de concreto, pontos estes que na prática não necessariamente possuem a mesma deformação, devido especialmente a heterogeneidade do concreto. Tais leituras de deformação, também apresentaram um ótimo sincronismo temporal entre si. Quanto aos ensaios de deslocamentos, dos cinco realizados, três apresentaram um percentual médio de erro dentro do esperado, com Coeficiente de Pearson superior a 0,99 o que indica uma ótima correlação entre as leituras dos equipamentos.

Por fim, a utilização da Plataforma Arduino, associada ao aplicativo desenvolvido para *smartphone* se mostrou compatível com este tipo de monitoramento estrutural em ensaios de curta duração. Entretanto, acredita-se que melhores resultados possam ser alcançados com o aperfeiçoamento do *hardware* proposto, ou seja, no caso de medições de deformação, por exemplo, com a utilização de resistores de maior precisão e baixa variabilidade. Já no caso da medição de deslocamentos, com um conversor analógico-digital (AD) superior, uma vez que o Arduino operou com uma taxa de conversão AD de 10bits, enquanto que o equipamento comercial de referência com uma taxa de 24bits.

REFERÊNCIAS

[1] Reginato, L. A. et al (2016). Monitoramento de estruturas de concreto armado através de ensaios ultrassônicos. Congresso Brasileiro de Patologia das Construções - CBPAT 2016. Belém do Pará/PA: 2016. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/301661041_Monitoramento_de_estruturas_de_concreto_armado_atraves_de_ensaios_ultrassonicos>

[2] Sousa, N. M. et al (2017). Estudo de Caso: Avaliação Patológica da Ponte Rodoviária da Rua José Borba Filho, Monteiro- PB. Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas, n. 1.

[3] Assis, W. S. DE (2007). Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil. São Paulo, SP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese de Doutorado.

[4] Santos, L. O. (2014). Monitoramento e ensaio de pontes. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro/RJ. Disponível em: http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_110.pdf

[5] Veloso, J. A. de C. N. L. A. C. M. (2016). Monitoramento de pontes em concreto armado da estrada de ferro Carajás - Brasil. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural Monitoramento, v. 13, n. 1, p. 7–25.

[6] Comisu, C.-C. et al (2017). Structural health monitoring of bridges. Roma-IT: Elsevier B.V. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.472>

[7] Depari, A. et al (2014). Development and evaluation of a WSN for real-time structural health monitoring and testing. Procedia Engineering, v. 87, p. 680–683.

[8] Apóstolo, D. E. F. M (2015). Soluções de Comunicação para Controlo e Monitorização de Motores. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. Dissertação de Mestrado.

[9] Andrade, R. G. M. DE; Trautwein, L. M.; Bittencourt, T. N (2013). Comparativo e calibração de modelos numéricos a partir de dados de monitoramento de uma ponte rodoviária curva de concreto armado. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 6, n. 1, p. 121–138.

[10] Balbinot, A.; Brusamarello, V. J. (2010). Instrumentação e Fundamentos de Medidas - Volume 1. 2º ed. Rio de Janeiro-RJ: LTC.

[11] Timoshenko, S. P.; Goodier, J. (1980). Teoria da Elasticidade. 3ª ed. Rio de Janeiro-RJ.

[12] Young, W. C.; Budynas, R. G. (2002). Roark's Formulas for Stress and Strain. Seventh ed. New York: McGraw-Hill.

[13] Guadagnini, P. H.; Saraiva, F.; Elisabeth, V. (2011). Projeto de um sensor eletrônico baseado em extensometria para medição de força. Lat. Am. J. Phys. Educ., v. 5, p. 753–762.

[14] Assan, A. E (2010). Resistência dos Materiais. Campinas-SP: Editora da Unicamp.

[15] Barros, A. R. D. B. (2009). Avaliação do Comportamento de Vigas de Concreto Auto-Adensável Reforçado com Fibras de Aço. Universidade Federal De Alagoas. Dissertação De Mestrado.

Controle tecnológico do concreto e suas repercussões na avaliação da confiabilidade de pilares de concreto armado



Fábio Costa Magalhães[1]



Mauro de Vasconcellos Real[2]



Luiz Carlos Pinto da Silva Filho[3]

RESUMO

Determinar de forma precisa as características e o comportamento do betão como material estrutural apresenta-se como uma tarefa fundamental de modo a garantir a confiabilidade das estruturas. Na medida em que se ampliam os controles das propriedades do material nas obras ao redor do mundo, crescem os casos de concretos cujas propriedades especificadas em projeto não são atendidas. Estes betões costumam ser denominados como "concretos não conformes". De forma geral, a questão da não conformidade recai sobre o não atendimento da resistência à compressão, uma vez que esta é a propriedade mais medida dentro do processo de controle. Dentre as possíveis causas do insucesso, surge a influência exercida pelos procedimentos de ensaio, incluindo neste as possíveis diferenças entre resultados oriundos de distintos laboratórios. Atualmente no Brasil, assim como em muitos outros países, não há uma rede de avaliação da qualidade do serviço prestado pelos laboratórios de controle tecnológico. Esta falta de padronização e de métodos de aprimoramento dos laboratórios gera, muitas vezes, descrédito acerca dos resultados de controle apresentados. Este artigo utiliza os resultados oriundos de distintos locais do controle tecnológico de uma mesma amassada de betão [1]. Os resultados apresentados são utilizados na avaliação da confiabilidade estrutural de pilares de edifícios usuais de betão armado dimensionados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6118 [2]. A capacidade resistente dos elementos estruturais é determinada através de um modelo computacional baseado no método dos elementos finitos. A segurança estrutural é avaliada através do valor do índice de confiabilidade determinado através do emprego de simulações de Monte Carlo. Os resultados mostram que diferentes locais de ensaio podem levar a elevadas variações na avaliação dos níveis de segurança estrutural.

Palavras-chave: betão não conforme; controle tecnológico; resistência à compressão; confiabilidade estrutural.

[1]Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil (LEMCC), Instituto Federal do Rio Grande do Sul (IFRS), Rio Grande, RS, Brasil. fabiocmagalhaes@gmail.com
[2]Escola de Engenharia (EE), Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Rio Grande,RS, Brasil. mvreal@gmail.com
[3]Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, RS, Brasil. lcarlos66@gmail.com

1. INTRODUÇÃO

A resistência à compressão do concreto é a propriedade mais utilizada como parâmetro para a aceitação e verificação da segurança de estruturas executadas com este material. O crescente incremento no uso e no controle tecnológico deste material, aliado à exigência cada vez maior por concretos de resistênciais mais elevadas, têm elevado o número de casos de materiais entregues cujos parâmetros especificados em projeto não são satisfeitos [3, 4 e 5]. Os concretos não conformes – como são conhecidos os lotes rejeitados – geram um clima de grande apreensão no âmbito da construção civil, fazendo com que os envolvidos na cadeia produtiva busquem soluções imediatas para contornar o problema. A identificação dos concretos não conformes envolve o não atendimento a algum termo de responsabilidade contratado; que pode ser a resistência à tração, o módulo de elasticidade, relação água/cimento, o consumo máximo de água ou mínimo de aglomerante. Porém, na grande maioria das vezes, a resistência à compressão é o termo efetivamente verificado. As causas que levam aos concretos não conformes podem ser inúmeras, desde fatores humanos, passando por materiais e processo produtivo até fatores relativos aos ensaios de aceitação.

O texto da norma brasileira ABNT NBR 12655 [6] exige que todo o concreto recebido deve passar por um controle de recebimento e posterior aceitação. O controle de recebimento consiste na verificação da consistência do concreto e a aceitação na constatação do atendimento à resistência especificada. No primeiro caso, um simples ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*) realizado conforme metodologia apresentada em [7] é capaz de verificar no instante do recebimento situações de anormalidade no concreto. No caso da resistência à compressão, esta verificação não ocorre de forma instantânea, devendo ser aguardado um determinado período – em geral de 28 dias – para a definitiva aprovação do lote do material. Nestas situações, os casos de não conformidade do concreto levam a sérios problemas de ordem técnica e financeira.

No caso específico do dimensionamento de pilares de concreto armado, a resistência à compressão tem influência direta na metodologia de cálculo. Como consequência, situações de não atendimento a este parâmetro acarretam em prejuízos para a segurança, gerando incertezas quando da análise de confiabilidade. Em geral, os procedimentos de dimensionamento estabelecidos pelas normas de projeto apresentam níveis preestabelecidos de segurança. Estes níveis são definidos a partir do uso de coeficientes parciais de ponderação dos esforços solicitantes e resistentes, calibrados através de modelos de simulação ou verificações de práticas anteriores. Quando surgem as situações de não conformidade do concreto, no entanto, a confiabilidade dos elementos estruturais é afetada pela alteração dos parâmetros iniciais, podendo acarretar em consideráveis perdas do nível de segurança esperado.

Inúmeros fatores acarretam na aleatoriedade da resistência à compressão do concreto (f_c). As características dos materiais do qual o mesmo é produzido, o processo produtivo (pesagem, mistura, manipulação, transporte) são algumas das principais causas do problema. Como consequência destes fatores, na grande maioria dos casos de não conformidade, o produtor do concreto é o primeiro alvo da desconfiança dos envolvidos, embora diversos outros fatores possam acarretar em resultados de resistência inferiores ao especificado. Determinar qual o agente causador do insucesso e as possíveis soluções no caso de não conformidades surge como uma importante questão na cadeia produtiva do concreto.

O impacto proporcionado pelos procedimentos de ensaio no resultado de resistência à compressão apresenta-se como um importante fator no controle de qualidade de uma estrutura de concreto. Conforme apresentado na referência [1], um concreto pode apresentar diferentes valores de resistência à compressão potencial dependendo do local onde o ensaio foi realizado. Em casos extremos, esta diferença pode fazer um concreto de boa qualidade ser classificado como não conforme ou um concreto não conforme ser aprovado no controle tecnológico. O presente trabalho apresenta uma análise da influência dos resultados de ensaios laboratoriais na confiabilidade de pilares de edifícios usuais de concreto armado dimensionados de acordo com a metodologia da norma brasileira ABNT NBR 6118 [2]. Foram utilizados os resultados de controle tecnológico do concreto de sete diferentes

laboratórios, apresentados [1]. A capacidade resistente dos elementos estruturais foi determinada através de um modelo computacional baseado no método dos elementos finitos, combinado com a simulação de Monte Carlo. A segurança estrutural foi avaliada através do valor do índice de confiabilidade. Os resultados mostram que diferentes locais de ensaio podem gerar a elevadas variações na avaliação dos níveis de segurança estrutural.

2. METODOLOGIA

Os resultados apresentados em [1] foram utilizados para avaliar a influência da resistência à compressão do concreto na confiabilidade de pilares. Os resultados são oriundos de um procedimento que simula a execução de pilares com concretos oriundos de uma mesma central dosadora, porém com controle tecnológico realizado por diferentes laboratórios. Para complementar a análise referente à influência proporcionada pelos resultados de laboratórios foram utilizados dados obtidos aos 28 dias e também aos 180 dias. Esta segunda data de rompimento busca simular tentativas de solução de possíveis situações de não conformidade com a utilização rompimento de testemunhos em data posterior à especificada em projeto. Rompimentos de testemunhos extraídos de blocos também foram realizados aos 180 dias. Os resultados obtidos estão apresentados na Fig. 1.

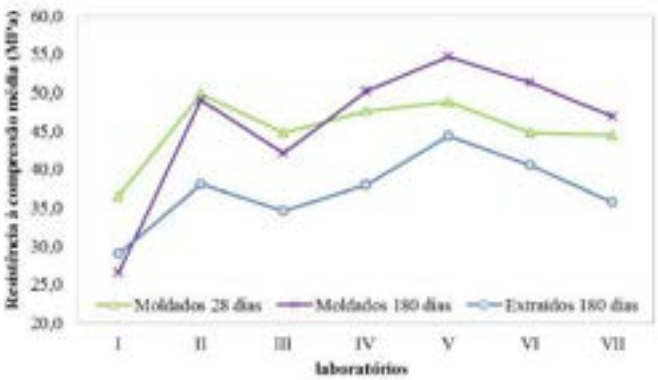


Figura 1. Resistência à compressão média durante as três campanhas para cada um dos sete laboratórios [1].

Com o objetivo de verificar a influência do local de ensaio na avaliação da confiabilidade de pilares de concreto armado foram analisados pilares com seção transversal quadrada de dimensões 40 x 40 cm, birrotulados, com três diferentes índices de esbeltez (λ): 26, 35 e 52. Foi considerada uma taxa geométrica de armadura (ρ) de 2,0 %, resultando em uma área de aço $A_s = 32$ cm² e uma excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) igual a 0,10 para todos os casos.

Os pilares analisados foram dimensionados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6118 [2]. As características geométricas e de carregamento dos elementos estruturais são apresentadas pela Fig. 2. Foram considerados pilares sujeitos a flexo-compressão normal, admitindo-se armadura dispostas em duas camadas.

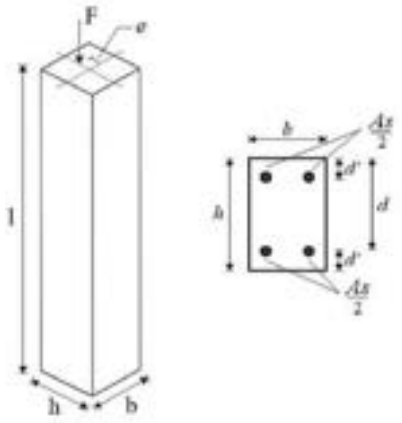


Figura 2. Geometria e carregamento dos pilares analisados.

Em acordo com a norma considerada, os parâmetros de cálculo da resistência à compressão do concreto (f_{cd}), resistência do aço (f_{yd}) e carregamento axial sobre o pilar (F_d) foram determinados, respectivamente, através das Eqs (1) (2) e (3).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1{,}4} \tag{1}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1{,}15} \tag{2}$$

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_k = 1{,}4 G_k + 1{,}4 Q_k \tag{3}$$

Onde f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, f_{yk} é a resistência característica do aço, G_k é o carregamento permanente característico e Q_k é o carregamento variável característico.

Foi considerada uma proporção de 2/3 de carregamento permanente (G_k) e 1/3 de carregamento variável (Q_k), simulando situação comum em edifícios usuais de concreto armado.

A excentricidade do carregamento *e* foi admitida como o somatório das excentricidades de primeira ordem (e_1) e de segunda ordem (e_2). A excentricidade de segunda ordem foi admitida através do processo aproximado definido em [2]:

$$e_2 = \frac{{L_e}^2}{10} \frac{0{,}005}{(\nu + 0{,}5)h} \tag{4}$$

Onde $\nu \geq 0{,}5$ é definido por:

$$\nu = \frac{F_d}{A_c . f_{cd}} \tag{5}$$

Dada a seção transversal com armadura conhecida, fez-se a verificação da carga de projeto com o emprego de iterações na flexo-compressão normal considerando-se duas camadas de armadura pela metodologia da ABNT NBR 6118 [2]. Considerando-se um concreto com resistência característica à compressão f_{ck} = 40 MPa e um aço CA-50 (f_{yk} = 50 kN/cm²), foi determinada a carga de projeto dos pilares Estes valores são apresentados, juntamente com as propriedades mecânicas dos elementos analisados, através do Quadro 1.

Quadro 1. Geometria, e definição do carregamento dos pilares analisados.

f_{ck} *(MPa)*	*Seção transversal (cm)*	*Comprimento (cm)*	λ	ρ *(%)*	*As (cm²)*	e_1 *(cm)*	e_2 *(cm)*	F_k *(kN)*	F_d *(kN)*
40,0	40 x 40	300	26	2,0	32,0	4,0	0,80	2910,7	4075
		400	35				1,46	2807,1	3930
		600	52				3,51	2510,7	3515

Para a análise da capacidade resistente dos pilares dimensionados, fez-se a modelagem com o emprego de elemento finitos para pórticos planos, com dois nós e três graus de liberdade por nó. O sistema de equações não-lineares, devido às não-linearidades física e geométrica, é resolvido iterativamente através do método quase-Newton BFGS. O carregamento é aplicado em pequenos incrementos até a ruptura do pilar, obtendo-se assim sua carga de ruptura naquela simulação. Na etapa de projeto foram adotados diagramas tensão-deformação simplificados, cuja função principal é a garantia de um dimensionamento seguro. Na avaliação da confiabilidade, no entanto, é preciso utilizar um modelo que represente o comportamento experimental da estrutura, por isso adotou-se modelo proposto pelo FIB Model Code [8] para o concreto. Para o aço foi utilizado um diagrama bilinear simplificado [9].

É admitido que o momento fletor cresce proporcionalmente à carga axial aplicada, ou seja, a excentricidade inicial (e_1) é considerada constante. Em termos de excentricidade relativa (e/h) pode-se definir a função estado limite (função de desempenho) conforme a Eq. (6) cuja representação está apresentada esquematicamente na Fig. 3.

$$g(\boldsymbol{X}) = R - S = \left[P^2 + \left(\frac{P.e}{h}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} - \left\{(G+Q)^2 + \left[(G+Q)\frac{e}{h}\right]^2\right\}^{\frac{1}{2}} \tag{6}$$

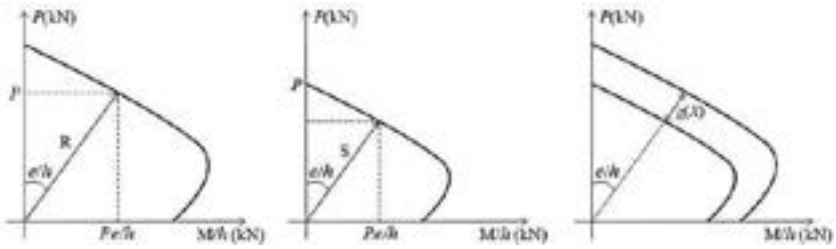


Figura 3. Obtenção da função de desempenho [10].

Uma alternativa para a determinação do índice de confiabilidade β é definida por [11] na forma:

$$\beta = \frac{E[g(\boldsymbol{X})]}{\sqrt{Var[g(\boldsymbol{X})]}} \tag{7}$$

Onde *E[]* representa o valor esperado e *Var[]* representa a variância de $g(\boldsymbol{X})$. O índice de confiabilidade é relacionado com a probabilidade de falha P_f através através da Eq. [8].

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{8}$$

Onde Φ representa a função de distribuição normal.

Um conjunto de valores de resistência de ruptura do pilar é gerado pelo Método de Monte Carlo considerando-se as propriedades das variáveis de entrada geradas em cada simulação. Através da distribuição de probabilidades de *g(X)*, é possível calcular o índice de confiabilidade (β). Para os casos considerados, o número de 500 simulações de Monte Carlo demonstrou ser suficiente para a convergência de β.

As características das variáveis aleatórias utilizadas na análise probabilística estão, resumidamente, apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2. Parâmetros e distribuição de probabilidades das variáveis relacionadas à resistência e às solicitações dos pilares analisados.

Variável Aleatória		*Dist. de Prob.*	*Média (μ)*	*Desvio Padrão (σ)*	*Coef. de Variação (V)*	*Valor Característico*	*Referência*
Concreto	f_c	Normal	f_{cm}	-	0,10	f_{ck}	*
	E_c	-	E_{cm}	0,00	0,00	E_{cm}	-
Armadura	f_y	Normal	f_{ym}	-	0,05	f_{yk}	-
	E_S	-	E_S	0,00	0,00	E_S	-
Seção transversal	b	Normal	b_{nominal}	0,50	-	b_{nominal}	[3]
	h	Normal	h_{nominal}	0,50	-	h_{nominal}	
	d	Normal	d_{nominal}	0,50	-	d_{nominal}	
Carga Permanente	G	Normal	$1{,}05.G_k$	-	0,10	G_k	[12]
Carga Variável	Q	Gumbel	$1{,}00.\ Q_k$	-	0,25	Q_k	

*valores da análise laboratorial apresentados em [1]

A estimativa de erro do modelo numérico, relatica às diferenças proporcionadas pela avaliação numérica da carga de ruptura dos pilares, foi realizada segundo as recomendações apresentadas em [13]. Foi admitido um erro do modelo com uma distribuição normal de probabilidades, média unitária e coeficiente de variação igual a 0,075, obtidas a partir de análise comparativa baseada em ensaios experimentais de diversos autores conforme apresentado em [3].

A resistência característica à compressão do concreto definida no momento do dimensionamento foi de 40 MPa, sendo os resultados obtidos nos diferentes laboratórios utilizados conforme apresentados na Fig. 1. O coeficiente de variação (V_{fc}) considerado foi igual a 0,10 para todas estas simulações, visto que o intuito é apresentar parâmetros coerentes com a variabilidade executiva do material; não variabilidades internas como seria se utilizados os valores de V_{fc} obtidos da análise laboratorial.

3. RESULTADOS

A partir dos resultados do controle tecnológico do concreto obtidos por cada um dos sete laboratórios e apresentados na Fig. 1, foram determinadas as cargas de ruptura dos pilares considerados. A média e a dispersão considerada para os parâmetros foram mantidas inalteradas entre as simulações, tendo sido alterado apenas o valor da resistência média à compressão do concreto de acordo com o relatório de cada laboratório.

Os resultados obtidos para os índices de confiabilidade (β), considerando-se a resistência do concreto obtida por cada um dos laboratórios, estão apresentados na Fig. 4. São apresentados os valores de β para os pilares de índices de esbeltez iguais a 26, 35 e 52, considerando-se as idades de rompimento do concreto aos 28 e aos 180 dias.

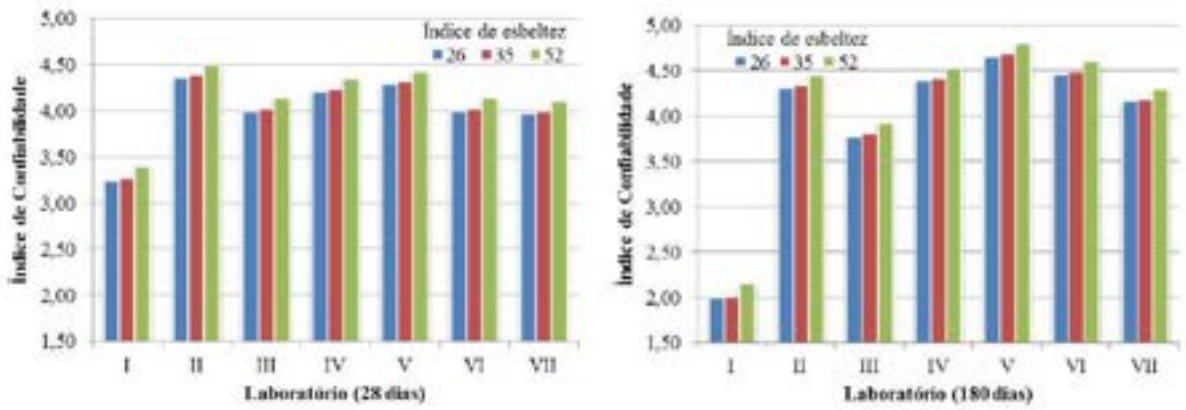


Figura 4. Índices de confiabilidade considerando-se os resultados obtidos aos 28 e aos 180 dias por cada laboratório.

Na Fig. 5 são apresentados comparativamente os índices de confiabilidade para as idades de 28 e 180 dias. Nota-se que, como os resultados dos laboratórios I, II e III foram menores aos 180 dias do que aos 28, houve redução da estimativa de β ao longo deste período. Numa análise comparativa, percebe-se que há coerência no índice de confiabilidade para uma mesma idade, independente do índice de esbeltez do pilar analisado. Este fato mostra a importância da resistência à compressão como parâmetro para a garantia da segurança estrutural de pilares de concreto armado.

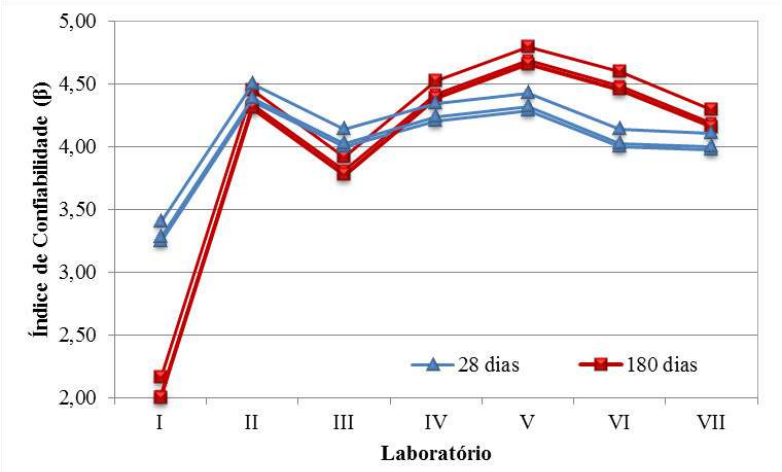


Figura 5. Comparativo do índice de confiabilidade em função da idade de ruptura dos corpos de prova.

Na Fig. 6 apresenta-se uma análise comparativa entre a resistência média à compressão estimada por cada um dos laboratórios nas idades de 28 e 180 dias. Verifica-se uma esperada correlação entre o índice de confiabilidade do elemento e a resistência à compressão considerada para o concreto.

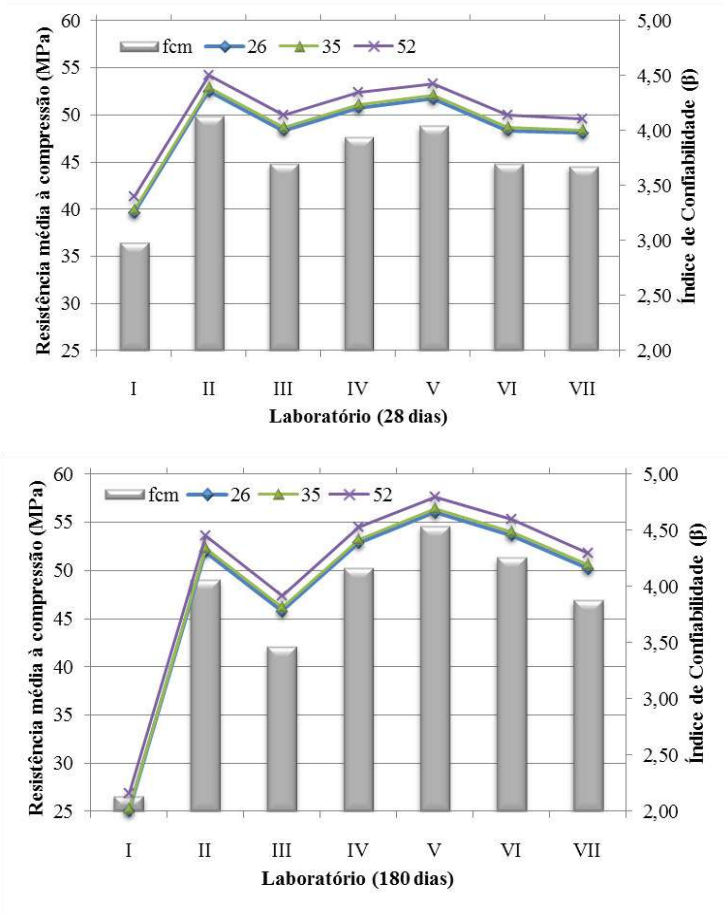


Figura 6. Comparativo do índice de confiabilidade e a resistência média à compressão determinada por cada laboratório.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados expostos, verifica-se o quanto os resultados de resistência à compressão do concreto podem influenciar na estimativa de segurança dos elementos estruturais analisados. Este fato mostra o quanto problemas de falta de qualidade no controle tecnológico podem acarretar em preocupações desnecessárias ou, na pior situação, em falsas considerações de segurança estrutural.

Verifica-se, também, uma maior vulnerabilidade aos concretos não conformes em termos de confiabilidade para os pilares de menor índice de esbeltez. Isto ocorre devido a maior armadura necessária no momento do dimensionamento de pilares de maior esbeltez, reduzindo o efeito do não atendimento ao valor estabelecido para o f_{ck}.

O controle tecnológico realizado de forma inadequada tende a acarretar em grandes distorções na avaliação de confiabilidade de determinada estrutura. Notadamente, o fato de um mesmo concreto apresentar testemunhos rompidos aos 180 dias com resistências inferiores às obtidas aos 28 dias evidencia um grave problema de qualidade do processo dentro dos laboratórios envolvidos.

Magalhães [14] apresenta uma pesquisa com a influência das situações de não conformidade do concreto na confiabilidade de pilares usuais de edifícios de concreto armado. Neste trabalho fica evidente a influência decorrente do não atendimento da resistência à compressão do concreto especificada em projeto. A constatação desta importância torna ainda mais fundamental a busca por resultados confiáveis do controle tecnológico do material.

Dentro do âmbito do controle de qualidade do concreto, existem diferentes fatores que acarretam a possibilidade de desvios e levam a uma avaliação de não conformidade do material (Magalhães [3]). Na realidade, deve-se atentar ao fato de que, muito embora nas situações de não conformidade a responsabilidade recaia quase que exclusivamente sobre as concreteiras, têm-se muitos outros atores inseridos na cadeia produtiva cuja responsabilidade não pode ser esquecida.

A considerável dispersão dos resultados apresentados por diferentes laboratórios de ensaio é um forte indício da necessidade de se estabelecer um programa de certificação dos laboratórios de controle tecnológico e seus profissionais. No Brasil, este processo foi iniciado através do Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal (NQCP) implementado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) que busca a garantia de confiabilidade dos resultados obtidos. A estimativa mais confiável dos parâmetros que influenciam o nível de segurança dos elementos estruturais irá permitir maior garantia de desempenho e menores custos com os fatores de segurança presentes nas metodologias de dimensionamento.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao apoio financeiro do Campus Rio Grande do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul (IFRS).

REFERÊNCIAS

[1] Magalhães, F. C [et al.] (2013). Concreto não conforme – Análise da influência do local do ensaio nos resultados de resistência à compressão de um mesmo lote. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto.

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 (2014): Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

[3] Magalhães, F. C. (2014) A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Tese de doutoramento.

[4] Caspeele, R. [et al.] (2014) Influence of quality control of concrete on structural reliability: assessment using a Bayesian approach. Materials and Structures. v.47, pp.105-116.

[5] Santiago, W. C.; Beck, A. T. (2011) A study of Brazilian concrete strength (non-) compliance and its effects on reliability of short columns. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. v.04, n.04, p.663-690.

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12655 (2015): Concreto de cimento Portland: Preparo, controle e recebimento – Procedimento.

[7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 67 (2014): Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.

[8] Fédération Internationale du Béton. FIB (CEB-FIP) Model Code 2010: First complete draft. Bulletin 55, v.1. Lausanne, Switzerland.

[9] Araújo, J. M.; Real, M. V. (2002) Formulações para avaliação da confiabilidade no projeto de pilares de concreto armado. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural.

[10] Nogueira, H. A. T. (2006) Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado projetados segundo a NBR 6118:2003. Universidade Federal de Minas Gerais. Dissertação de Mestrado.

[11] Ang, A. H-S; Tang, W. H. (1984) Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: Decision, risk, and reliability. New York, John Wiley & Sons.

[12] Galambos, T. V. [et al.] (1982). Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Pratice. Journal of Structural Engineering. v.108, p.959-977.

[13] Mirza, S. A.; Skrabek, B.W. (1991) "Reliability of Short Composite Beam-Column Strength Interaction". Journal of the Structural Division, v. 117, pp. 2320-2339.

[14] Magalhães, F. C. [et al.] (2016). "The problem of non-compliant concrete and its influence on the reliability of reinforced concrete columns". Materials and Structures, v. 49, pp. 1485-1497.

Monitorização da integridade estrutural: técnicas de deteção de dano aplicadas a um modelo laboratorial





Lucas Lima[1] **Carlos Rodrigues**[2] **Carlos Félix**[3]

RESUMO

A monitorização da integridade estrutural deverá avaliar o desempenho das estruturas e fazer um diagnóstico do seu estado, em tempo útil. Para além de instrumentação fiável, procura-se que um sistema de monitorização integre técnicas de deteção de dano capazes de assinalar, autonomamente e de forma eficaz, as ocorrências anómalas com significado estrutural.
O presente trabalho explora os resultados experimentais de um modelo laboratorial devidamente instrumentado. Neste modelo, valida-se o desempenho do sistema de monitorização estrutural, totalmente autónomo, com base na resposta da estrutura perante os efeitos ambientais. Numa fase intermédia de um período de monitorização de seis meses, foi introduzido um dano no modelo, alterando seu padrão de comportamento, o que permitiu a avaliação e a comparação da eficácia de diferentes técnicas e algoritmos para a deteção de dano. Conjuntamente, foi criado um modelo numérico em elementos finitos com o objetivo de simular outros cenários de dano no modelo físico, auxiliando na validação das técnicas de deteção de dano.
Metodologias baseadas no histórico de dados são assim exploradas e combinadas com vista à deteção de alterações comportamentais e à caracterização de danos estruturais. Particular foco é dado às técnicas de deteção de dano baseadas na análise estatística de dados (*data-driven*), integrando modelos de regressão e modelos de variáveis latentes. Diferentes algoritmos baseados em modelos de regressão múltipla, redes neuronais artificiais e máquinas de vetores suporte são analisados e comparados a partir da exploração dos dados recolhidos no modelo laboratorial.

Palavras-chave: monitorização da integridade estrutural (SHM), deteção de dano, regressão múltipla linear (MLR), redes neuronais artificiais (ANN), máquinas de vetores suporte (SVM).

1. INTRODUÇÃO

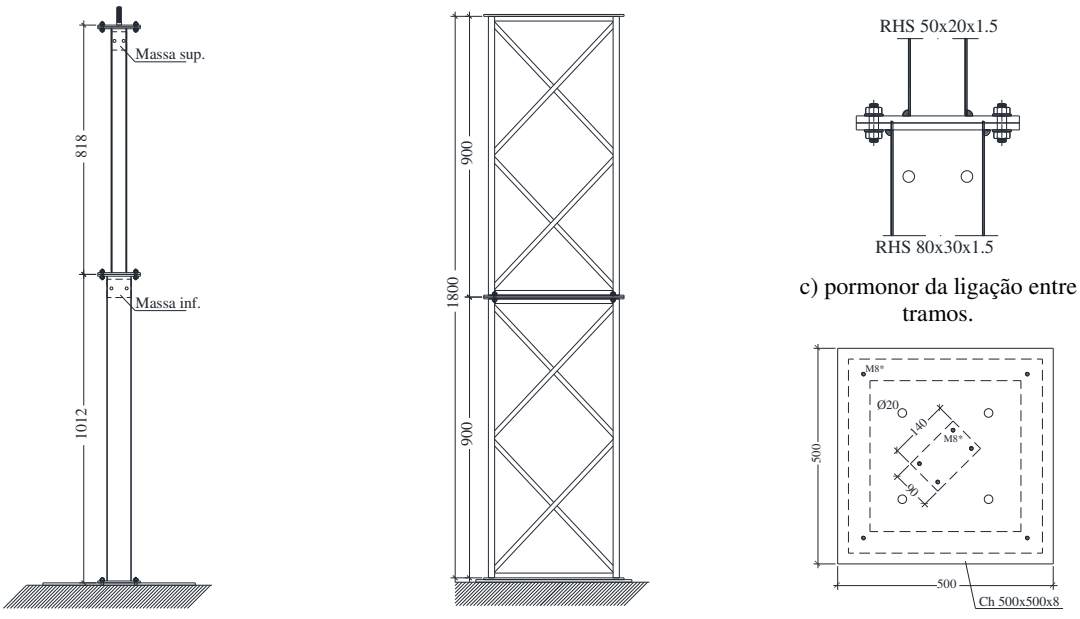
A automatização do processo de monitorização estrutural, desde a recolha de dados a partir de instrumentação específica, passando pela avaliação da condição da estrutura a partir desses dados, até à

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT/LABEST, Porto, Portugal. lucaslima@fe.up.pt
[2]Instituto Superior de Engenharia do Porto, CONSTRUCT/LABEST, Porto, Portugal. cfg@isep.ipp.pt
[3]Instituto Superior de Engenharia do Porto, CONSTRUCT/LABEST, Porto, Portugal. csf@isep.ipp.pt

geração de alarmes aquando da deteção de danos estruturais, dá origem ao conceito de monitorização da integridade estrutural (SHM) [1]. Alia-se assim a componente experimental com o processamento automático de dados de forma a obter informação relevante, em tempo útil e com o mínimo esforço de interpretação, sobre a estrutura e sobre a sua condição [2, 3].
Neste contexto, destaca-se a importância atual das técnicas de deteção de dano no sentido de ter sistemas capazes de detetar, de forma fiável, com o mínimo de omissões e falsos alarmes, a ocorrência de alterações no comportamento da estrutura. Distinguem-se, para o efeito, as técnicas baseadas em modelos (*model-based*) e em dados (*data-driven*) que têm vindo a emergir [4].
Diferentes metodologias baseadas no histórico de dados podem ser exploradas e combinadas com vista à deteção de alterações comportamentais e à caracterização de danos. Procurando o reconhecimento e classificação de relações e padrões, são extraídos indicadores de alterações na condição de uma estrutura tendo em conta a evolução da sua resposta perante os diferentes efeitos ambientais experimentados.
Neste trabalho, analisa-se a condição de uma estrutura modelo, quer por via numérica quer por via experimental, a partir da análise dos dados da monitorização aplicando técnicas *data-driven*. Testa-se a eficácia e compara-se o desempenho de algoritmos de deteção de dano baseados em: i) regressão múltipla; ii) redes neuronais artificiais; e iii) máquinas de vetores suporte.

2. METODOLOGIA

Para validação da composição de um sistema de monitorização estrutural foi adotado o modelo laboratorial representado na Fig. 1 [5]. Este modelo físico busca reproduzir o comportamento de uma torre ou pilar de uma ponte, pretendendo-se encastrado na base e exposto aos efeitos ambientais correntes, nomeadamente resultantes de variações de temperatura uniformes e diferenciais sobre a estrutura.
O modelo é composto, no seu tramo inferior, por um perfil RHS 80 x 40 x 1.5 mm com comprimento de 1.00 m, e, no tramo superior, por um perfil RHS 50 x 20 x 1.5 mm com comprimento de 0.80 m, conforme mostra a Fig 1-a). A união dos dois tramos é feita nas suas extremidades por chapas soldadas aos perfis RHS, com dimensões 140 x 90 x 6 mm, unidas entre si por 4 parafusos (Fig 1-c), perfazendo um comprimento total do modelo de 1.83 m.
A chapa de base soldada no modelo é aparafusada em uma chapa maior, de dimensões 500 x 500 x 8mm (Fig 1-d), permitindo o encastramento da estrutura numa superfície de reação rígida (por exemplo, uma laje de betão armado). Para a fixação dos sensores, o modelo conta com uma estrutura de reação envolvente independente constituída por cantoneiras e chapas (Fig 1-b).



a) alçado do modelo. b) alçado da estrutura de reação envolvente. c) pormenor da ligação entre tramos. d) chapa de base do modelo.

Figura 1. Caracterização do modelo laboratorial [5].

2.1 Monitorização do modelo

Para a monitorização do modelo, foram instalados diversos sensores ao longo do seu comprimento. O posicionamento de cada um na estrutura foi estrategicamente definido de acordo com a grandeza a ser medida (Fig. 2). Foram definidos três patamares principais para instalação dos sensores, sendo o primeiro patamar na zona inferior do modelo, na sua base, zona propícia para coleta de dados de extensões e rotações, sendo instalados um inclinómetro e dois extensómetros, em faces opostas do perfil; o segundo patamar foi estabelecido no centro geométrico intermédio do modelo, zona propícia para a coleta do deslocamento horizontal, acelerações, rotações e extensões, recorrendo-se, para o efeito, a um inclinómetro, um LVDT, um acelerómetro e mais dois extensómetros; e o terceiro patamar é dado no nível superior do modelo, onde são de interesse a coleta do deslocamento horizontal com mais um LVDT, acelerações e rotações (Fig. 3). Da mesma maneira, foram instalados sensores de temperatura em zonas próximas aos sensores de movimento citados anteriormente, acrescendo a temperatura ambiente e a temperatura no interior do edifício onde se encontra o modelo.

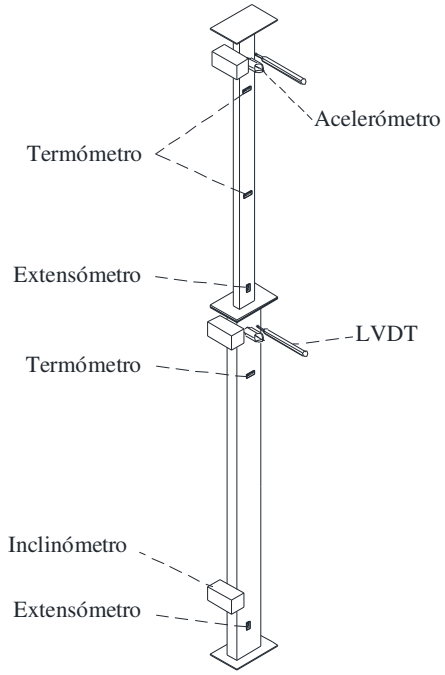
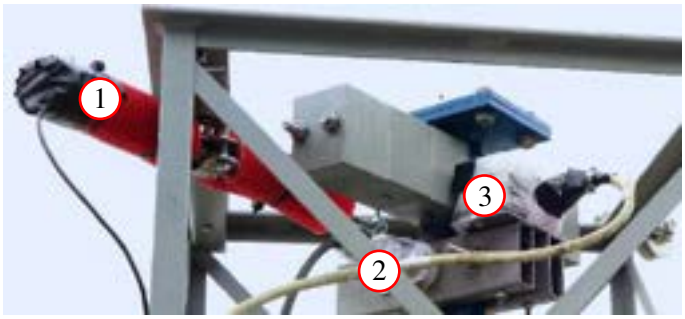
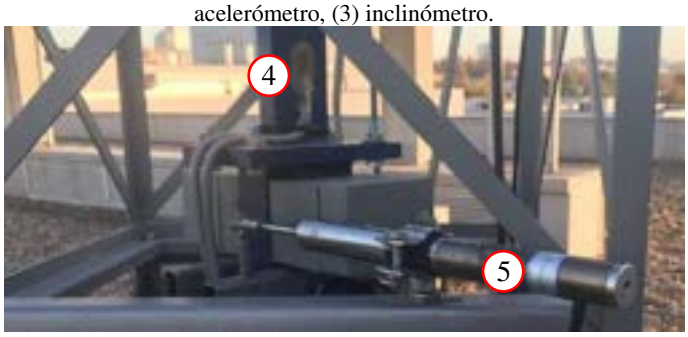


Figura 2. Esquema do posicionamento dos sensores no modelo.



a) Grupo de sensores do nível superior: (1) LVDT protegido, (2) acelerómetro, (3) inclinómetro.



b) Grupo de sensores do nível intermédio: (4) extensómetro, (5) LVDT pré-proteção.

Figura 3. Instrumentação do modelo laboratorial.

Os sinais elétricos emitidos pelos sensores são coletados por um sistema de aquisição de sinais cDAQ-9188. Posteriormente são processados num computador com software de arquitetura específica (*LabView*) e armazenados com uma frequência de uma leitura a cada 15 minutos.

2.2 Campanha experimental

Durante a fase experimental, o modelo esteve instalado na cobertura do edifício H, situado no campus da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), onde esteve exposto a ações ambientais exteriores correntes. Para a simulação de alterações no comportamento estrutural do modelo, foram propostas duas fases: na primeira, a estrutura foi ligada à junta de dilatação do edifício H por meio de um cabo de aço; na segunda fase, a estrutura permaneceu livre, sem qualquer interferência além da ação ambiental.
Na Fig.4, é ilustrado o esquema de ligação da primeira fase, que teve a finalidade de introduzir restrições e movimentações adicionais no modelo através da estrutura envolvente, no caso, o edifício. Para tal, foi conectado um cabo de aço no topo do modelo (ponto A da Fig. 4-a) até à junta de dilatação do edifício

H (ponto D da Fig. 4-b), perfazendo um comprimento de 65 m de cabo. Por conseguinte, o modelo, para além de ser sensível à variação uniforme e diferencial da temperatura sobre si mesmo, passou a ter interação com o efeito térmico sobre o cabo de aço e com a movimentação do edifício H onde se fixa o cabo na proximidade da junta de dilatação.



a) modelo conectado pelo cabo de aço ao edifício H da FEUP.



b) pontos de ligação do cabo de aço:(B) base do modelo, (C) ponto mais distante após a junta de movimentação, (D) junta de movimentação.

Figura 4. Esquema de ligação do modelo com a estrutura envolvente.

A janela de dados apresentada neste trabalho compreende o período entre janeiro a junho de 2018, totalizando uma observação de 157 dias, onde a alteração do estado do modelo da primeira para a segunda fase foi efetuada no dia 95.

3. APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE DETEÇÃO DE DANO

Para a identificação de um comportamento estrutural diferente do comum, é necessário conhecer primeiramente um padrão de comportamento sadio da estrutura. A metodologia a ser adotada consiste em estabelecer um algoritmo capaz de descrever o comportamento da estrutura com base numa variável intimamente ligada à sua excitação, no caso, a temperatura [6]. Estabelecido o algoritmo e ultrapassada a fase de conhecimento sadio da estrutura, identificada como fase de treino, a técnica deve ser capaz de detetar diferenças incomuns entre os valores medidos fisicamente pelos sensores presentes na estrutura e os valores projetados artificialmente pelos algoritmos, alertando assim para uma mudança de comportamento no padrão dos dados sempre que se justifique.
Deste modo, no presente caso de estudo as variáveis elegíveis para predizer os movimentos do modelo são todas as temperaturas medidas pelo grupo de sensores. Verifica-se que a qualidade de predição dos modelos, independente do seu algoritmo, está diretamente relacionada com variáveis preditoras, sendo capazes, ou não, de justificar o comportamento de resposta da estrutura.

3.1 Pré-processamento dos dados

Após realizada a aquisição de dados dos sensores, inicia-se o pós-processamento dos mesmos, onde a primeira etapa é a filtragem [1], na qual são retirados os outliers e o sinal é submetido a um filtro passa-baixo, que permite a passagem das frequências relevantes estipuladas até sua frequência de corte.
Na fase seguinte, os dados são divididos em dois grupos de variáveis, sendo o primeiro o das variáveis preditoras, ou de entrada, e o segundo grupo das variáveis de resposta, ou de saída.

Após a separação, especial enfoque é dado às variáveis preditoras, as quais são submetidas a um processo de transformação, dando origem às variáveis latentes. A criação dessas variáveis baseia-se aqui na divisão de uma só variável preditora em duas, dando origem a uma componente lenta e outra componente rápida da temperatura. Este processo é realizado por aplicação de um filtro no domínio da frequência do sinal, colhendo os dados acima ou abaixo da frequência de corte. Esta técnica permite englobar efeitos lentos e rápidos da temperatura além da sua normalização, isolando efeitos independentes e pontuais do padrão de comportamento [6] e fornecendo mais dados aos modelos numéricos para uma justificação mais robusta da resposta da estrutura.
Tendo em conta o número de sensores com medição de grandezas diferentes, adotou-se também a organização dos dados em *clusters*. Para além da condensação, esta técnica é também útil quando um ou mais sensores possam avariar e haja perda de sinal, onde devido à arquitetura do *cluster*, a ausência do sensor defeituoso não afeta a entrada de dados para os algoritmos de predição [3]. O processo é baseado no agrupamento das séries de dados com alta correlação, diminuindo a janela de dados e otimizando o processo de cálculo dos algoritmos preditores na etapa seguinte.

3.2 Algoritmos preditores

A etapa de predição é decisiva na metodologia para a deteção de dano. Diversos são os algoritmos utilizados para descrever tendências de comportamento em séries temporais citados na literatura. Entre eles, especial enfoque será aqui dado a i) regressão múltipla linear, ii) máquinas de vetores suporte e iii) redes neuronais artificiais.

3.2.1 Regressão Múltipla Linear

A regressão múltipla linear (MLR, do inglês *Multiple Linear Regression*) é um método que modela a relação linear entre variáveis preditoras de entrada X para uma variável de resposta Y (Eq. (1)).

$$Y = \beta_0 + \beta_1 \cdot X_1 + \beta_2 \cdot X_2 + \cdots + \beta_K \cdot X_K + \varepsilon \qquad (1)$$

Em que β_0 é a constante de regressão, β_K são os coeficientes de regressão e ε é o termo de erro aleatório. O mesmo modelo pode ser escrito em notação matricial, com a previsão da constante e coeficientes de regressão dados por $\hat{\beta} = (\mathbf{X^T X})^{-1}\,\mathbf{X^T Y}$ e a resposta prevista do modelo por $\hat{Y} = \hat{\beta}\,\mathbf{X}$. O erro da previsão ou resíduo é expresso por $\varepsilon = Y - \hat{Y}$ [8].
Baseado no método dos mínimos quadrados, no período de treino, o modelo é ajustado para minimizar a diferença entre a soma ao quadrado da diferença entre a variável observada (Y) e a variável prevista pelo modelo ($\hat{Y}$) [7].

3.2.2 Máquinas de Vetores Suporte

As máquinas de vetores suporte (SVM, do inglês *Support Vector Machines*) são um modelo baseado em *machine learning*, com aprendizagem estatística supervisionada. Esta técnica toma as variáveis de entrada, mapeando-as em um espaço tridimensional. Baseia-se no objetivo de classificação dos dados de forma a separá-los em duas categorias (SVM utilizada neste trabalho é do tipo linear binário), atribuindo para isso os vetores suporte, que são os valores dos dados de entrada mais próximos entre si, estando cada um em sua categoria. Após essa definição, são aplicadas as técnicas de *kernel* (conferindo capacidade de resolução de problemas não-lineares) para estabelecer um hiperplano que separe as duas categorias com a maior distância possível entre si. A classificação de danos constitui uma técnica *cluster* e torna o modelo mais robusto a *outliers* [9,10,11]. Aplicando-se funções *kernel* (lineares, gaussianas ou polinomiais) para a separação de dados, o modelo é capaz de descrever séries não-lineares.

3.2.3 Redes Neuronais Artificiais

As redes neuronais artificiais (ANN, do inglês *Artificial Neural Networks*) são outro modelo baseado em *machine learning*, onde sua arquitetura é inspirada no funcionamento do sistema nervoso dos seres

vivos. A rede neuronal artificial abordada neste trabalho baseia-se em camadas de entrada, uma camada oculta (*perceptron*), onde estão presentes os neurónios, e camadas de saída.
A rede em questão é treinada com amostras de treino, constituindo a aprendizagem supervisionada. Um modelo é assim estabelecido com base nos dados de entrada e saída disponíveis para treino.
Os dados de entrada passam pelos neurónios que atribuem, numa transformação linear, pesos e *bias* ao valor original. Na sequência, uma função de ativação, responsável pela capacidade da rede na resolução de problemas não-lieares, verifica a qualidade dos pesos e *bias* atribuídos ao neurónio, ativando ou não o mesmo. Comparando os dados de saída da rede com os observados é feita a ponderação dos pesos dos neurónios em cada iteração, fazendo com que a rede aprenda a reproduzir a menor diferença entre os dados gerados e os observados [12,13].
A rede utilizada neste trabalho segue o padrão *feedforward*, com a camada de entrada composta pelas variáveis preditoras, uma camada oculta composta por três neurónios – número obtido experimentalmente validando a melhor performance, e com a camada de saída constituída pelas respostas das observações. Os pesos e *bias* são atualizados de acordo com algoritmo de treino *resilient backpropagation*.

3.3 Identificação de dano

No que diz respeito à identificação de qualquer comportamento fora do usual da estrutura, foi aplicado o gráfico de controlo multivariado de Hotelling (T^2). O parâmetro T^2 permite a monitorização em simultâneo de diversas variáveis de uma série temporal única. São assim estabelecidas duas fases para construção do gráfico. Na primeira, o algoritmo é moldado com os dados da estrutura no seu período de comportamento normal, sendo estabelecida a sua matriz de covariância. Na segunda fase, o algoritmo segue coletando os novos dados, e se houver alguma diferença de padrão nos mesmos, o gráfico toma valores para outro patamar, acima da linha de controlo [8]. Para a alimentação do algoritmo T^2, será utilizada a diferença entre os dados observados pelos sensores e os dados gerados a partir das regressões dos algoritmos preditores, também denominado por resíduo.
Foi adotada uma metodologia com o objetivo de minimizar a variância dos dados de saída do algoritmo T^2 entre o período de treino e o período pós treino. Consiste em tomar o período de treino e separa-lo em "n" grupos independentes contendo um número mínimo de 96 observações, período de um dia, impedindo assim a quebra da auto-correação dos dados. Separados os "n" grupos, é definida, de acordo com o algoritmo preditor, a fração de grupos a serem por ele treinados, e a quantidade que deve permanecer sem treino. Dentro de um *loop* é então aplicado o algoritmo T^2 sobre o resíduo da regressão dos "n" grupos, escolhidos aleatoriamente a cada iteração, que em toda a extensão do período de treino devem obedecer a uma variância máxima estabelecida. O resultado é um gráfico de controlo T^2 que, ultrapassado o seu período de treino, tem a mínima variância com o período seguinte de pós-treino, contribuindo assim para o destacamento nítido de um dano no gráfico de controlo.
Os limites de controlo do gráfico de Hotelling foram adotados de forma alternativa à tradicional, sendo definidos empiricamente após testes em cenários de dano. A metodologia adotada prevê dois limites: (i) o primeiro é estabelecido com o valor máximo do T^2 obtido durante a fase de treino, (ii) o segundo limite é dado pelo primeiro mais 1.5 vezes o desvio padrão do período de treino. Na Fig. 5 é exposta a sequência de etapas citadas até esta secção.



Figura 5. Sequência de etapas da metodologia proposta.

4. RESULTADOS

4.1 Aplicação das técnicas de deteção de dano a um modelo numérico

Antes da aplicação expedita das técnicas de deteção de dano ao modelo físico, foi criado um modelo em elementos finitos, onde foi possível experimentar de diversos cenários de dano para ajuste das técnicas

utilizadas. Severidades de dano com diferentes intensidades foram aplicadas aos modelos de deteção de dano para validação e comparação da sua eficácia.

Pretende-se reproduzir com este modelo as condições-fronteira e a instrumentação do modelo laboratorial previamente apresentado. Foram introduzidas como ações as variações de temperatura medidas no modelo físico através dos respetivos termómetros. Consequentemente, com base na resposta do modelo, foram criadas séries de dados artificiais correspondentes às grandezas nos pontos instrumentados, onde foi introduzido complementarmente ruído artificial baseado no ruído original de cada tipo de sensor.

O dano aplicado no modelo numérico consistiu na introdução de um apoio elástico no seu topo (Fig. 6), onde a sua constante elástica é variável de acordo com a intensidade de dano pretendida. Foram então propostos três cenários, onde de acordo com a constante elástica da mola, a média da média aritmética da série temporal dos sensores (variáveis de resposta) foi reduzida na sua amplitude em 5%, 15% e 25% da sua média original. São apresentados na Fig. 7 os resultados do gráfico de controlo de Hotelling (T^2) para os diferentes métodos de regressão.



Figura 6. Estrutura modelada em elementos finitos com danos de diferentes intensidades.

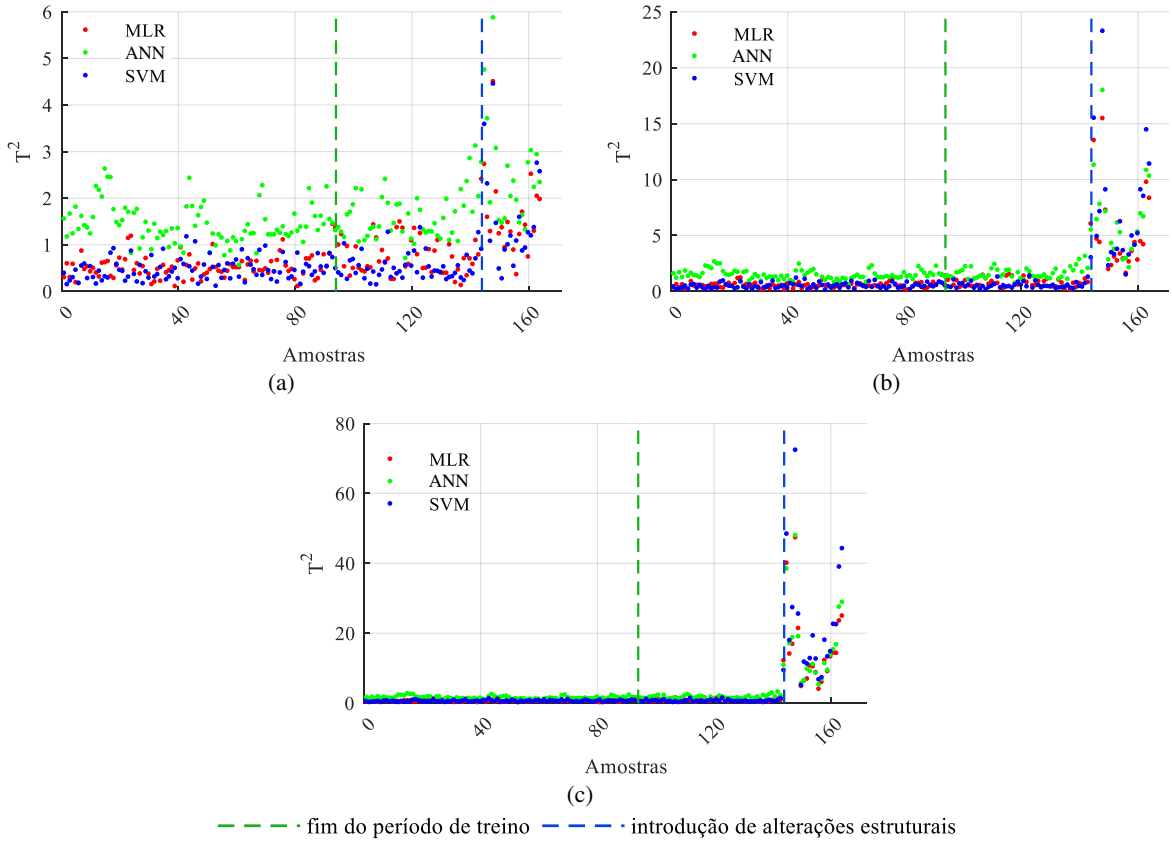


Figura 7. Aplicação do gráfico de controlo nos diferentes métodos de regressão com intensidades de dano de 5% (a), 15% (b) e 25% (c).

Para o efeito de comparação numérica, apresentam-se no Quadro 1, os valores obtidos nos gráficos de controlo de Hotelling. Os três algoritmos preditores apresentaram resultados satisfatórios quanto à deteção de dano, destacando-se entre si no comportamento do algoritmo pós treino, onde a MLR obteve a maior diferença percentual (K1) no desvio-padrão de dados, seguida pela ANN e SVM com um desvio inferior. Também se destacam entre si na proporção de afastamento quanto à presença de dano (K2) onde a SVM obteve o maior afastamento, seguida pela MLR e ANN. Face a estes resultados, tanto a metodologia proposta como os três algoritmos preditores foram validados para a deteção de dano.
Na geração dos modelos de regressão, observou-se, contudo, uma sensibilidade maior e pior desempenho quanto à utilização das variáveis preditoras pela SVM. Por essa razão, não foram utilizadas variáveis latentes e clusters, na téncina SVM, sendo utilizadas como variáveis preditoras os dados filtrados.

Quadro 1. Resultados obtidos por meio do gráfico de Hotelling (T2) para o modelo numérico.

	Fase de treino	Fase pós-treino e pré-dano	K1 (%)	Fase pós-dano (5%)	K2 (%)	Fase pós-dano (15%)	K2 (%)	Fase pós-dano (25%)	K2 (%)
				MLR					
Média	0.52	0.76	47	1.63	115	5.14	578	15.39	1927
Desvio-padrão	0.26	0.43	66	-		-		-	
				ANN					
Média	1.43	1.61	12	2.53	57	6.42	299	7.24	1280
Desvio-padrão	0.42	0.52	23	-		-		-	
				SVM					
Média	0.47	0.52	11	1.54	194	16.27	911	22.56	4205
Desvio-padrão	0.23	0.29	23	-		-		-	

K1: Diferença percentual entre a fase de treino e pós-treino/pré-dano.
K2: Diferença percentual entre a média de valores da fase pós-treino/pré-dano e a fase pós-dano.

4.2 Aplicação das técnicas de deteção de dano ao modelo laboratorial

Apresenta-se na Fig. 8 o resultado das técnicas anteriores aplicadas aos resultados experimentais coletados no modelo físico instalado no exterior. Conforme abordado no item 2.2, há duas fases distintas de comportamento da estrutura, sem dano e com dano, separadas no gráfico de controlo de Hotelling (Fig. 8) pela linha azul tracejada. A intensidade da alteração no comportamento da estrutura é de aproximadamente 30%, valor estimado por regressões. Note-se que o período compreendido após o treino do modelo e antes da alteração estrutural tem um tamanho reduzido devido ao também reduzido período de treino, de 91 dias.

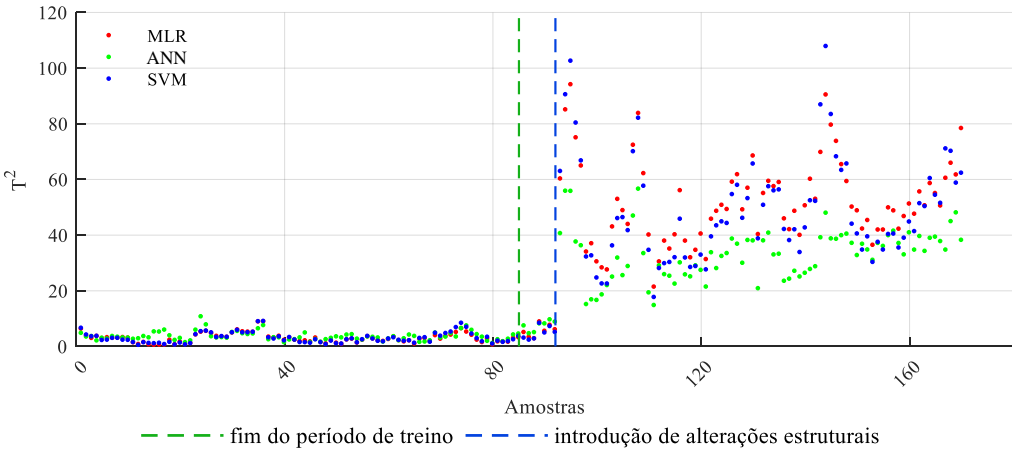


Figura 8. Gráfico de controlo para os diferentes métodos de regressão no modelo laboratorial.

Apresenta-se no Quadro 2, a comparação numérica dos valores obtidos nos gráficos de controlo de Hotelling para o modelo laboratorial. O padrão de comportamento dos algoritmos segue próximo dos obtidos pelo modelo numérico, onde os três algoritmos preditores foram eficazes ao detetar a alteração

imposta na estrutura, diferindo entre si no comportamento pós-treino e pré-dano. A ANN obteve a maior diferença percentual (K1) na média de valores, seguida pela MLR e SVM, e diferem de forma idêntica a análise do modelo numérico no período pós-dano, onde a SVM obteve o maior afastamento (K2), seguida pela MLR e ANN.

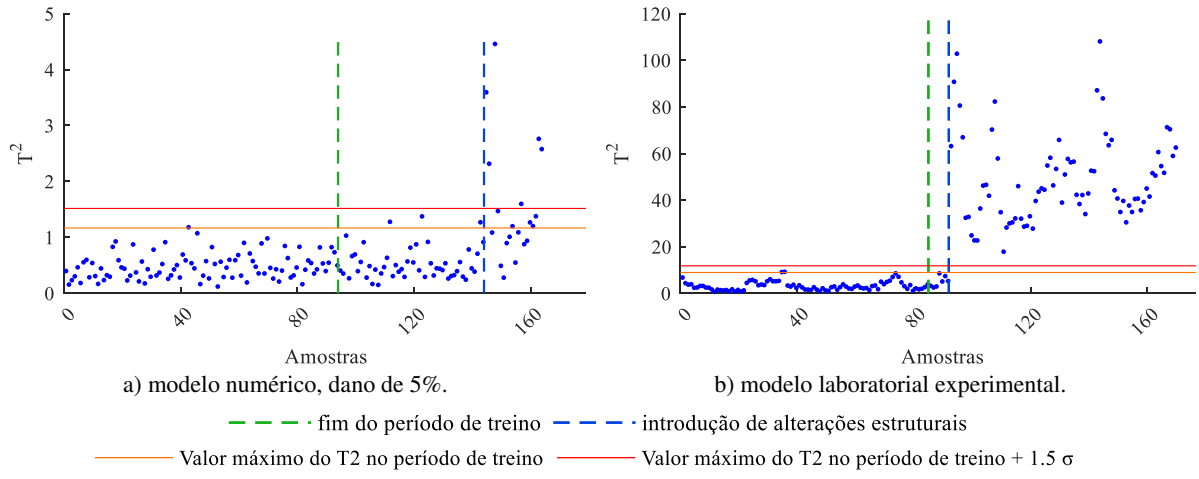
Quadro 2. Resultados obtidos por meio do gráfico de Hotelling (T2) para o modelo laboratorial.

	Fase de treino	Fase pós-treino e pré-dano	K1 (%)	Fase pós-dano	K2 (%)
MLR					
Média	2.83	5.52	95	51.83	838
Desvio-padrão	1.73	2.17	25	-	
ANN					
Média	3.48	7.30	110	33.10	353
Desvio-padrão	1.64	1.89	15	-	
SVM					
Média	2.89	4.71	63	48.71	934
Desvio-padrão	1.91	2.31	21	-	

K1: Diferença percentual entre a fase de treino e pós-treino/pré-dano.
K2: Diferença percentual entre a média de valores da fase pós-treino/pré-dano e a fase pós-dano.

5. CONCLUSÕES

As técnicas de deteção de dano apresentadas neste trabalho apresentaram um desempenho muito satisfatório, revelando-se capazes de identificar uma alteração no padrão de comportamento da estrutura já em 5%. O algoritmo SVM destacou-se, quando comparado com MLR e ANN, pela menor variância após a fase de treino e por ter uma média mais afastada entre o período de treino e após o dano.
Os modelos de regressão baseados em *machine learning* (SVM e ANN) revelaram ter uma maior flexibilidade quando comparados com o modelo MLR, pois, em cada iteração, têm as suas propriedades atualizadas, gerando respostas diferentes e possibilitando a escolha do modelo mais próximo da resposta desejada. Em contrapartida exigem um tempo de treino superior ao do modelo baseado em MLR.
A metodologia apresentada no item 3.3, propondo a divisão dos dados em grupos para posterior treinamento pelos algoritmos preditores e obtenção do gráfico de controlo de Hotelling com uma menor variação dos dados na passagem da fase de treino para pós-treino foi satisfatória (Fig. 9).



a) modelo numérico, dano de 5%. b) modelo laboratorial experimental.

Figura 9. Gráficos de controlo dados pelo algoritmo SVM apresentando limites de controlo.

A Fig. 9 apresenta os limites de alerta propostos para vigilância e alerta. Os limites estabelecidos no gráfico de Hotelling foram respeitados, sendo evidenciado nos dados artificiais que após o período de treino, pode haver dados pontualmente entre os dois limites (Fig. 9-a). A violação do limite superior corresponde, contudo, efetivamente à ocorrência de danos estruturais.

É assim verificado que a metodologia proposta tem capacidade de deteção de um provável dano, demonstrando a sua capacidade de aplicação em sistemas de monitorização do comportamento estrutural de obras de forma automática e efetiva e acusando alterações na condição da estrutura em tempo real.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.; e Projeto nº 31355 "Uma abordagem inteligente para a manutenção de pontes existentes", cofinanciado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. (PIDDAC) e pelos Fundos Europeus Estruturais e de Investimento (FEEI), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI).

REFERÊNCIAS

[1] L.A. Bisby. (2005). An introduction to structural health monitoring, ISIS and SAMCO Educational Module 5.

[2] Robert-Nicoud, Y., B. Raphael, and I. F. Smith. (2005). System Identification through Model Composition and Stochastic Search. Journal of Computing in Civil Engineering, Vol.19, pp. 239–247. doi:10.1061/(asce)0887-3801(2005)19:3(239).

[3] D. Posenato. (2009). Model-Free Data Interpretation for Continuous Monitoring of Complex Structures, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Tese de doutoramento.

[4] Cavadas, F., Smith, I. F. and Figueiras, J. (2013). Damage Detection Using Data-Driven Methods Applied to Moving-Load Responses. Mechanical Systems and Signal Processing, Vol.39, pp. 409–425. doi:10.1016/j.ymssp.2013.02.019.

[5] Magalhães, D. (2015). Conceção e Análise de um Demonstrador para a Monitorização Estrutural, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Tese de mestrado.

[6] Santos, J., Crémona, C., Orcesi, A. D. and Silveira, P. (2013). Multivariate Statistical Analysis for Early Damage Detection. Engineering Structures Vol. 56 pp. 273–85. doi:10.1016/j.engstruct.2013.05.022.

[7] Mata, J. (2011). Interpretation of Concrete Dam Behaviour with Artificial Neural Network and Multiple Linear Regression Models. Engineering Structures, Vol. 33, pp. 903–910. doi:10.1016/j.engstruct.2010.12.011.

[8] Montgomery, D. C. (2009). Introduction to Statistical Quality Control. New York: J. Wiley & Sons.

[9] Ben-Hur, A., Horn, D. Siegelmann, H., and Vapnik, V. (2000). A Support Vector Clustering Method. Proceedings 15th International Conference on Pattern Recognition. ICPR-2000. doi:10.1109/icpr.2000.906177.

[10] Cortes, C., Vapnik, V. (1995). Support-Vector Networks. Machine Learning Vol. 20 (3) pp. 273–297. doi:10.1023/a:1022627411411.

[11] Lorena, A., Carvalho, A. (2003). Introdução às máquinas de vetores suporte (Support Vector Machines). Technical Report 192, Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação, Universidade de São Paulo, São Carlos.

[12] Bishop, C. M. (2013). Pattern Recognition and Machine Learning. New York: Springer.

[13] RAUBER, W. (1997). Redes Neurais Artificiais. Departamento de Informática da Universidade Federal do Espírito Santo. Encontro Regional de Informática, Nova Friburgo, RJ e Vitória, ES, Brasil. Disponível em: https://inf.ufes.br/~thomas/pubs/eri98.pdf. Acesso em julho de 2018.

Métodos de identificação modal no domínio do tempo Testes numéricos e aplicação à Barragem do Cabril





Matilde Freitas[1] **Ana Prior**[2] **Sérgio Oliveira**[3]

RESUMO

Os métodos de identificação modal podem ser divididos em duas categorias principais, métodos no domínio da frequência e métodos no domínio do tempo, abordando-se neste artigo apenas os métodos no domínio do tempo.

Os dois métodos de identificação modal no domínio do tempo são utilizados para estimar os parâmetros modais de uma estrutura. Para sistemas completamente observados é aplicada uma técnica de inferência estatística para a estimação dos parâmetros de uma equação diferencial estocástica, o chamado Método da Máxima Verossimilhança (MMV). Para sistemas parcialmente observados é usado o método Stochastic Subspace Identification-Covariance (SSI-Cov). Ambos os métodos são implementados em MATLAB e aplicados à análise dos resultados obtidos em simulações numéricas de vibração de um modelo de um edifício de 20 pisos e de um modelo de elementos finitos de uma barragem abóbada.

O principal objetivo deste artigo é contribuir para o desenvolvimento e utilização dos métodos de identificação modal no domínio do tempo para a análise de vibrações ambientais em grandes barragens. O método SSI-Cov é testado na barragem do Cabril utilizando registos de acelerações gerados numericamente através de um modelo de elementos finitos da barragem (considerando excitação do tipo ruído branco) e, em seguida, o método utilizado para a análise de registos reais de vibrações medidas na barragem do Cabril, com um sistema de monitorização de vibrações em contínuo instalado *in situ*, desde 2008.

Palavras-chave: Barragens abóbada, identificação modal, modelos de elementos finitos 3D, monitorização, reabilitação.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, em engenharia civil, tem vindo a generalizar-se a utilização das técnicas de monitorização de vibrações para caracterizar experimentalmente a condição estrutural das obras construídas: *health monitoring*.

[1]Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ADECivil, Lisboa, Portugal. matildefreitas@hotmail.com
[2]Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ADMatemática, Lisboa, Portugal. afpontes@adm.isel.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal soliveira@lnec.pt

O objetivo desta caraterização não invasiva, prende-se muitas vezes com a necessidade de se obter informação sobre o estado real das estruturas com vista a projetar intervenções de reabilitação que, como se sabe, é uma área que tem vindo a assumir uma importância crescente na construção; tal facto deve-se, por um lado, a fatores económicos que têm levado à contração do investimento na construção de novas obras, e por outro lado, à presente necessidade de manter em boas condições de operacionalidade e segurança a grande quantidade de obras existentes, muitas delas já com várias décadas de vida e que, em muitos casos, já evidenciam sinais de deterioração.

As técnicas de monitorização de vibrações são utilizadas também após a ocorrência de sismos intensos, para apoio aos trabalhos de inspeção pós-sismo, usualmente efetuados no caso das estruturas mais importantes, recorrendo aos denominados ensaios de vibração ambiente. Estas técnicas foram pioneiramente aplicadas no ramo da engenharia aeroespacial, nomeadamente no âmbito do programa aeroespacial americano implementado pela NASA[1] e, mais tarde, adotada no âmbito da caracterização de estruturas de engenharia civil [2]–[4]. Hoje em dia é geralmente aceite como uma boa opção o recurso à técnica de medição e análise de vibrações em estruturas de engenharia civil, com vista à identificação das suas principais características dinâmicas, ou parâmetros modais: frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais, na perspetiva de obter informação sobre o seu estado de deterioração/conservação. A realização de estudos/ensaios para obter uma boa caracterização do estado de deterioração de uma estrutura é fundamental para fazer uma correta avaliação das suas condições de segurança e funcionalidade e para definir eventuais intervenções de reabilitação.
Existem dois tipos de métodos de identificação modal: Métodos no Domínio da Frequência e os Métodos no Domínio do Tempo. Neste trabalho apenas são abordados os métodos de identificação modal no domínio do tempo.

O principal objetivo deste trabalho é contribuir para o desenvolvimento e utilização dos métodos de identificação modal de estruturas no domínio do tempo, na perspetiva da sua utilização na análise de vibrações em grandes barragens, devidas a excitação ambiente, através da apresentação e implementação computacional em MATLAB dos dois métodos referidos anteriormente.

2. MONITORIZAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

Os sistemas de observação e monitorização do comportamento dinâmico de estruturas consistem num conjunto de aparelhos e instrumentos de medição nela instalados que permitem o registo, a recolha e a apresentação dos dados relativos às principais grandezas que caracterizam o comportamento dinâmico dessa estrutura (ver Figura 1).

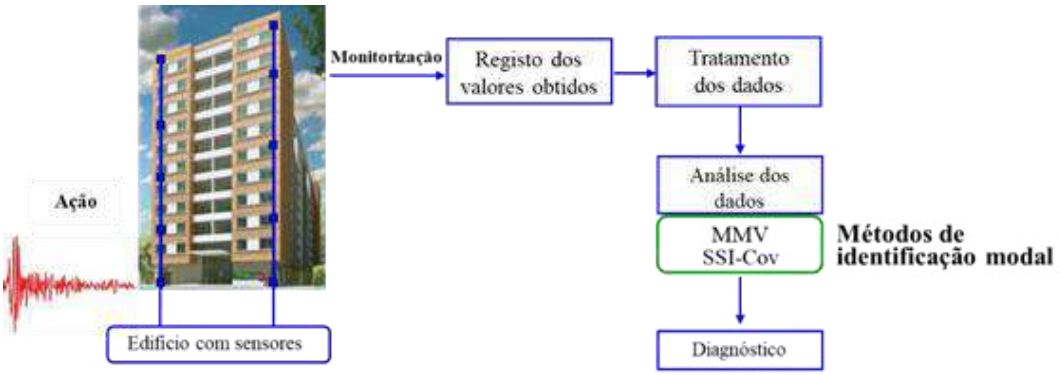


Figura 1. Esquema ilustrativo de um sistema de monitorização estrutural.

3. MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

Os métodos de identificação modal no domínio do tempo ou métodos paramétricos baseiam-se no ajuste de modelos às séries temporais de resposta ou às correspondentes funções de correlação, métodos de uma fase ou de duas fases, respetivamente.

Para um sistema estrutural de N graus de liberdade com matriz de massa $\underline{m}$, matriz de rigidez $\underline{k}$ e matriz de amortecimento $\underline{c}$ (matrizes simétricas de ordem N) a equação de equilíbrio dinâmico, Eq. (1), para forças externas aplicadas $\underset{\sim}{f} = \underset{\sim}{f}(t)$ é escrita em velocidades e deslocamentos $\underset{\sim}{x}$ utilizando a equação da matriz de estado $\underline{A}$[5]

$$\dot{\underset{\sim}{x}} = \underline{A}\,\underset{\sim}{x} + \underline{B}\underset{\sim}{f}_R \tag{1}$$

No caso do Método da Máxima Verossimilhança[6] (MMV), o objetivo é estimar a matriz de estado ($\underline{A}$) do sistema completamente observado, o que requer a observação de velocidades e deslocamentos em todos os graus de liberdade. No caso do método Stochastic Subspace Identification-Covariance (SSI-Cov), aplicável a casos reais de sistemas parcialmente observados, é necessário adicionar a equação de observação em que se explicitam os graus de liberdade observados e qual o tipo de grandezas observadas, deslocamentos, velocidades e/ou acelerações.

No método MMV não se considera a equação de observação já que a formulação deste método, no caso do presente trabalho, requer que se observem velocidades e deslocamentos em todos os graus de liberdade do sistema, no entanto, este método pode ser estendido para o caso de sistemas parcialmente observados, sendo necessário, neste caso, acrescentar a equação de observação e adaptar a formulação[7].

3.1 Método da Máxima Verosimilhança

No caso de a excitação ser do tipo ruído branco, a parcela $\underline{B}\underset{\sim}{f}_R$ não pode ser considerada explicitamente, sendo usual admitir que pode ser descrita matematicamente como um processo de Wiener $\underset{\sim}{W}(t)$, neste caso a equação dinâmica é escrita na forma diferencial estocástica, Eq. (2)

$$d\underset{\sim}{x} = \underline{A}\,\underset{\sim}{x}\,dt + \underline{\Sigma}^{1/2} d\underset{\sim}{W} \tag{2}$$

$$\underline{A} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix} \text{ e } \underline{\Sigma}^{1/2} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{\sigma}^{1/2} \end{bmatrix}$$

Sendo $\underline{\sigma}^{1/2}$, $\underline{m}$, $\underline{k}$, e $\underline{c}$ matrizes quadradas reais de ordem N, $\underline{\sigma}$ é uma matriz positiva e $\underline{m}$ uma matriz invertível, supõe-se que os valores próprios da matriz $\underline{A}$ são complexos com parte real negativa. Considere-se ainda a condição inicial dada por um vetor $\underset{\sim}{x}_0$ conhecido em $\mathbb{R}^{2N}$. Admite-se que o processo $\underset{\sim}{x} = \underset{\sim}{x}(t)$ é observado no intervalo [0, T], sem perda de generalidade. O objetivo é estimar a matriz de estado $\underline{A}$, no instante T com base nas observações do processo $\underset{\sim}{x} = \underset{\sim}{x}(t)$, em tempo contínuo, no intervalo de tempo [0, T].

O estimador da matriz de estado $\underline{A}$, denominado de estimador de máxima verossimilhança (EMV) de $\underline{A}$, obtém-se maximizando a função log-verossimilhança, que, no caso das equações diferenciais estocásticas é construída a partir da derivada de Radon-Nikodym da medida gerada pelo processo $\underset{\sim}{x} = \underset{\sim}{x}(t)$ com respeito à medida de Wiener[8]. A derivada de Radon-Nikodym da medida gerada pelo processo $\underset{\sim}{x} = \underset{\sim}{x}(t)$ com respeito à medida de Wiener é dada por[9] , Eq. (3)

$$\frac{dP_{\underset{\sim}{x}}}{dP_{\underset{\sim}{W}}}\left(\underset{\sim}{x}\right) = \exp\left(\operatorname{tr}\left(\underline{\Sigma}^{\dagger}\underline{A}\int_0^T \underset{\sim}{x}\, d\underset{\sim}{x}^{T} - \frac{1}{2}\underline{A}^{T}\underline{\Sigma}^{\dagger}\underline{A}\int_0^T \underset{\sim}{x}\,\underset{\sim}{x}^{T} dt \right)\right) \tag{3}$$

Sendo a função de log-verosimilhança, Eq. (4)

$$L(\underline{A}) = \ln\left(\frac{dP_{\underset{\sim}{x}}}{dP_{\underset{\sim}{W}}}\left(\underset{\sim}{x}\right)\right) \tag{4}$$

O Estimador de Máxima Verossimilhança (EMV) de $\underline{A}$ é obtido maximizando a função de log-verossimilhança, Eq, (4), obtendo-se o EMV da matriz de estado $\underline{A}$, Eq. (5)

$$\hat{\underline{A}}=\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ \hat{\underline{A}}_{N+1:2N} \end{bmatrix},\quad \hat{\underline{A}}_{N+1:2N}=\left(\int_0^T \underset{\sim}{x}\, d(x_{N+1}\ x_{N+2}\ \dots\ x_{2N})\right)^T\left(\int_0^T \underset{\sim}{x}\,\underset{\sim}{x}^T dt\right)^{-1} \tag{5}$$

Para uma melhor compreensão e análise das propriedades do EMV, refere-se o trabalho[10].

Por fim, é de referir que a implementação computacional do estimador, Eq. (5), permite determinar a estimativa da matriz de estado, cujos valores e vetores próprios correspondem à estimativa das frequências naturais da estrutura, amortecimentos modais e configurações modais.

3.2 Método SSI-Cov: Stochastic Subspace Identification-Covariance

No método Stochastic Subspace Identification-Covariance (SSI-Cov) à equação dinâmica, Eq. (1), é adicionada a equação de observação $\underset{\sim}{y}=\underset{\sim}{y}(t)$, Eq. (6):

$$\begin{cases} \dot{\underset{\sim}{x}}=\underline{A}\,\underset{\sim}{x} + \underline{B}\underset{\sim}{f}_R \\ \underset{\sim}{y}=\underline{C}\,\underset{\sim}{x} + \underline{D}\underset{\sim}{f}_R \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \begin{bmatrix} \dot{\underset{\sim}{u}} \\ \dot{\underset{\sim}{v}} \end{bmatrix}=\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}}_{(n\times n),\,n=2N}\begin{bmatrix} \underset{\sim}{u} \\ \underset{\sim}{v} \end{bmatrix}_{(n\times 1)}+\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1}\underline{s} \end{bmatrix}}_{(n\times n_I)}\underset{(n_I\times 1)}{\underset{\sim}{f}_R} \\ \underset{(n_O\times 1)}{\underset{\sim}{y}}=\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{C}_d-\underline{C}_a\underline{m}^{-1}\underline{k} & \underline{C}_v-\underline{C}_a\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}}_{(n_O\times n)}\begin{bmatrix} \underset{\sim}{u} \\ \underset{\sim}{v} \end{bmatrix}+\underbrace{\underline{C}_a\underline{m}^{-1}\underline{s}}_{(n_O\times n_I)}\underset{(n_I\times 1)}{\underset{\sim}{f}_R} \end{cases} \tag{6}$$

Onde as matrizes $\underline{C}_a$, $\underline{C}_v$ e $\underline{C}_d$ contém valores nulos e unitários indicando os graus de liberdade em que são medidas acelerações, velocidades e deslocamentos, respetivamente. Neste caso, a estimativa da matriz de estado é obtida usando as histórias observadas[11].

4. TESTE A UM EDIFÍCIO SIMPLES. MÉTODO DA MÁXIMA VEROSIMILHANÇA

No caso de sistemas completamente observados, o método a utilizar para fazer a identificação modal[5] é o MMV. Desenvolveu-se um programa em MATLAB que permite utilizar este método, o ModID_MLM1.0.

Para um edifício N pisos, as matrizes de massa $\underline{m}$, rigidez $\underline{k}$, amortecimento $\underline{c}$ e estado $\underline{A}$ encontram-se representadas na Figura 2, bem como, a curva de amortecimento de Rayleigh.

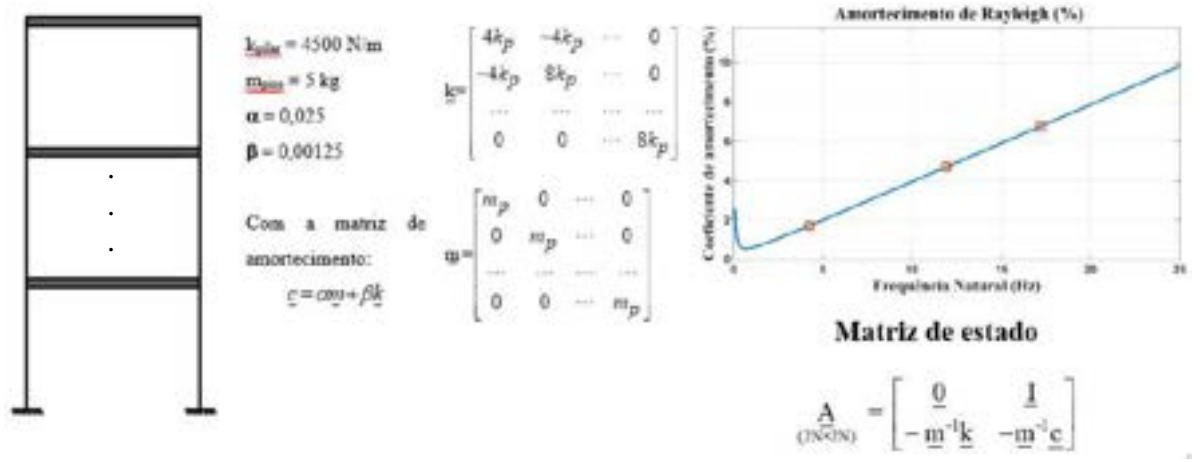


Figura 2. Edifício de N pisos. Matrizes de rigidez, massa, amortecimento e de estado; curva de Rayleigh.

A resposta sob excitação do ruído branco que servirá como *input* para o programa que utiliza o MMV foi obtida a partir do programa desenvolvido em MATLAB, DynBuildings1.0, este programa permitiu gerar as histórias "observadas" de deslocamentos e velocidades com duração de T = 500 s ($\Delta t = 0.0002$ s), geradas numericamente para todos os pisos (Figura 3a), considerando uma excitação do tipo ruído branco dada por uma distribuição normal com um desvio padrão unitário e média nula (acelerograma aplicado na base, Figura 3b).

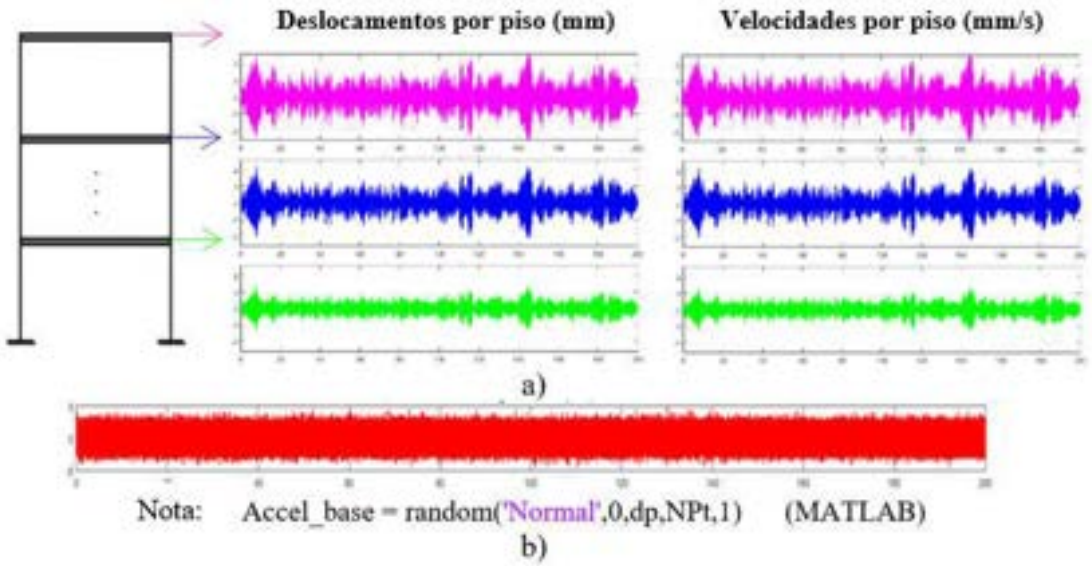


Figura 3. Edifício de N pisos. Resposta sob excitação do tipo ruído branco. a) Histórias "observadas" de deslocamentos e velocidades; b) Acelerograma aplicado na base.

Uma vez que o EMV converge em média para os valores reais das frequências naturais da estrutura, foram feitas 100 simulações e calculadas as suas trajetórias médias. A Figura 4 mostra as trajetórias médias que ilustram a convergência do EMV ao longo de um período de 500 s, são ainda representadas as frequências naturais f_n e os amortecimentos modais ξ_n, obtidos a partir dos valores próprios λ_n da matriz de estado estimada: $f_n = |\lambda_n|/2\pi$ e $\xi_n = - \mathrm{Re}(\lambda_n)/|\lambda_n|$.

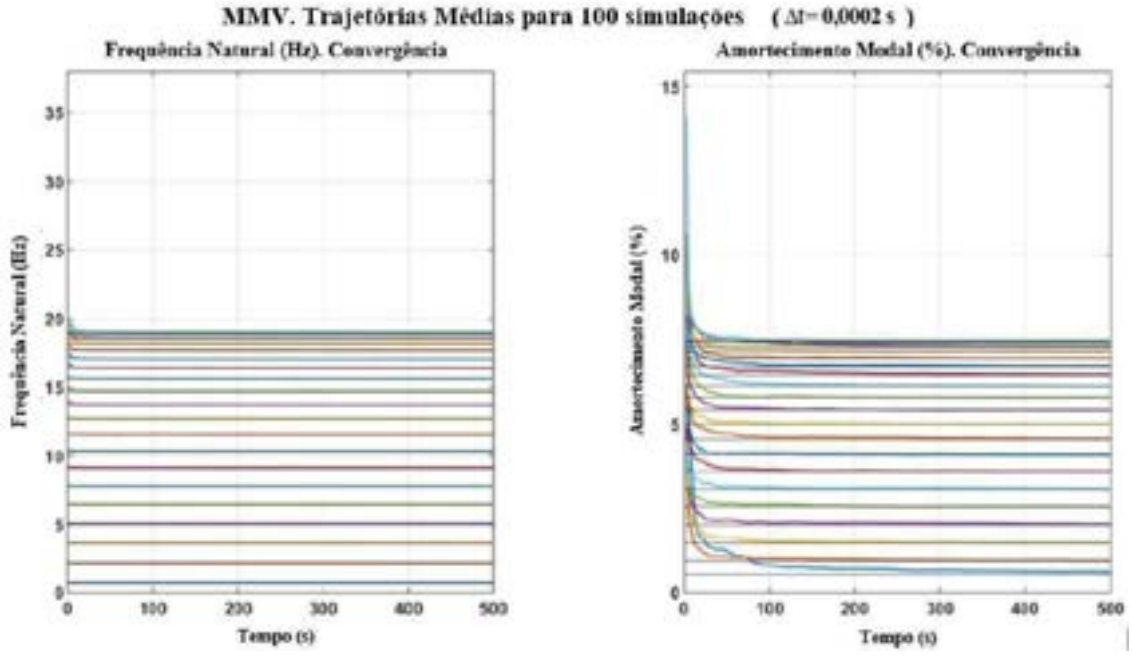


Figura 4. Edifício de 20 pisos. Frequências naturais e amortecimentos modais: trajetórias médias que ilustram o processo de convergência do EMV ao longo do período de 500 s.

A partir da análise dos valores apresentados na Figura 4, verifica-se que os resultados obtidos pelo modelo analítico (linhas cinzas) e os resultados estimados pelo MMV, em relação às frequências naturais e aos amortecimentos modais, estão de acordo.

5. BARRAGEM DO CABRIL

A barragem do Cabril (Figura 5), a mais alta de Portugal, está localizada no rio Zêzere e está em funcionamento desde 1954.

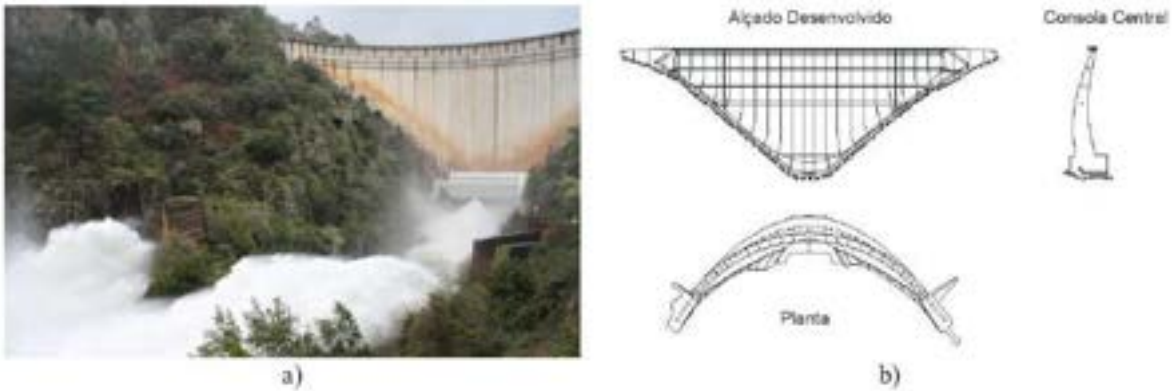


Figura 5. Barragem do Cabril. a) Vista de jusante. b) Alçado desenvolvido, consola central e planta.

O corpo da barragem do Cabril consiste numa abóboda de dupla curvatura, com a particularidade de apresentar maior espessura no coroamento (ver consola central Figura 5). Tem 132 m de altura máxima acima da fundação e um desenvolvimento de 290 m, no coroamento, entre encontros. O perfil central tem uma espessura na base de 20,2 m, junto ao soco, e possui uma espessura mínima de 4,5 m à cota 290 m.

Após o primeiro enchimento da barragem, em 1954, foi detetada uma fendilhação horizontal no paramento de jusante, situada numa faixa entre os 15 e os 30 m abaixo do coroamento, desde essa data, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) tem acompanhado o processo de fendilhação e tem desenvolvido modelos numéricos com vista a estudar a influência da fendilhação na segurança estrutural da barragem.

5.1 Modelo de elementos finitos adotado para geração dos registos de vibrações sob excitação aleatória

Nesta secção é utiliza-se o programa DynDam1.0, que é um programa de elementos finitos 3D (EF3D), para análise dinâmica de barragens em regime elástico-linear, considerando a hipótese de massas de água associadas de Westergaard, com um coeficiente de redução de 50%[12] para gerar numericamente histórias de acelerações na barragem do Cabril considerando excitação aleatória do tipo ruído branco[5], conforme representado na
Figura 6. O objetivo é gerar as referidas histórias de acelerações em alguns pontos no corpo da barragem, com vista a simular histórias "observadas" em obra, para agora testar o programa ModID_SSICov1.0 com dados referentes a uma barragem: as frequências, amortecimentos e configurações modais identificadas a partir das histórias de acelerações geradas numericamente podem ser comparadas com as do modelo EF3D o que permitirá testar eficazmente o programa de identificação modal ModID_SSICov1.

No modelo de elementos finitos 3D (
Figura 6a) foi adotada uma discretização com um total de 202 elementos (106 na barragem e 96 na fundação) e 1569 pontos nodais.

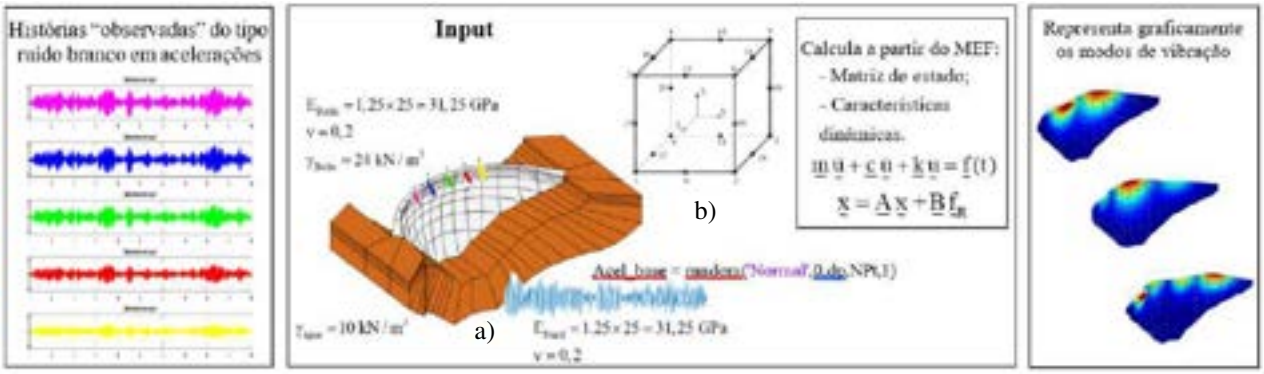


Figura 6. Malha de EF do conjunto barragem-fundação: a) Discretização utilizada no programa DynDam1.0; b) Tipo de elemento finito considerado (tipo cubo, isoparamétrico, com 20 pontos nodais).

5.1.1 *Aplicação do método SSI-Cov. Teste numérico*

Nesta seção o programa ModID_SSICov1.0 é testado com base em histórias de acelerações geradas numericamente com o modelo de EF3D da barragem do Cabril, atrás descrito.

Foram geradas numericamente histórias de acelerações "observadas" num dado número de pontos da barragem, para uma cota de água de 260 m. Estas histórias geradas constituem os "inputs" do programa ModID_SSICov1.0, que, a partir das histórias de acelerações em vários pontos, identifica as frequências naturais da barragem (configurações modais e amortecimentos modais), as quais poderão ser comparadas com os respetivos valores calculados numericamente com o MEF3 (com o DynDam1.0).

Os valores a seguir apresentados referem-se a registos de vibrações gerados numericamente com o MEF3D (utilizando o programa DynDam1.0) e à respetiva identificação modal com o método SSI-Cov (utilizando o programa ModID_SSICov1.0).

Considerando a barragem "observada" em 13 pontos do coroamento, são medidas as histórias de acelerações nos 13 acelerómetros, obtendo-se o diagrama de estabilização representado na Figura 7., para uma ordem do modelo de 35, com andamento unitário a partir da ordem 20 e um período de observação de 100 s, com um intervalo de tempo de 0,02 s.

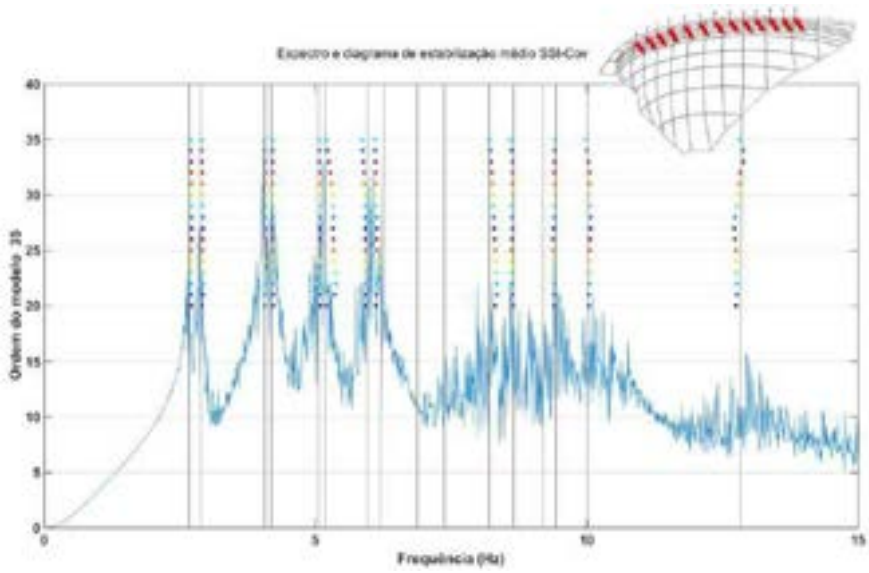


Figura 7. Barragem do Cabril (água à cota 260 m): utilização de histórias de acelerações radiais em 13 pontos no coroamento.

Verifica-se que utilizando registos de acelerações em 13 pontos os resultados da identificação modal são bastante satisfatórios, tendo sido bem captadas as frequências dos 8 primeiros modos e ainda as frequências dos modos 11, 12, 14, 15 e 22.

5.2 Monitorização do comportamento dinâmico da barragem do Cabril

Nas grandes barragens de betão, como é o caso da barragem do Cabril, é fundamental tratar a informação recolhida "in situ", por forma a caracterizar o seu comportamento dinâmico ao longo do tempo. Assim, é importante caracterizar experimentalmente as curvas que representam a variação das principais frequências naturais em função do nível da água, o que se pode conseguir com base na monitorização em contínuo, registando e analisando a resposta da obra sob excitação ambiente/operacional.

Para o controlo de segurança de barragens são necessários, não só equipamentos de medição, como também aplicações computacionais para o registo automático das medições e software para o tratamento e análise dos dados, permitindo obter informação fiável e organizada.

Em 2008 foi instalado na barragem do Cabril um sistema para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da obra[13], com o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT - Plano Nacional de Re-Equipamento Científico) e da EDP. Este sistema, constituído por 16 acelerómetros uniaxiais e 3 triaxiais, permite a medição de acelerações em contínuo, com uma frequência de amostragem de 1000 Hz, na zona superior da barragem e nos encontros, como se pode observar na Figura 8.

Os principais parâmetros de configuração deste sistema são definidos de modo a medir continuamente e com precisão a resposta dinâmica da barragem sob diferentes ações: excitação ambiente, excitação operacional e ações sísmicas de diferentes magnitudes.

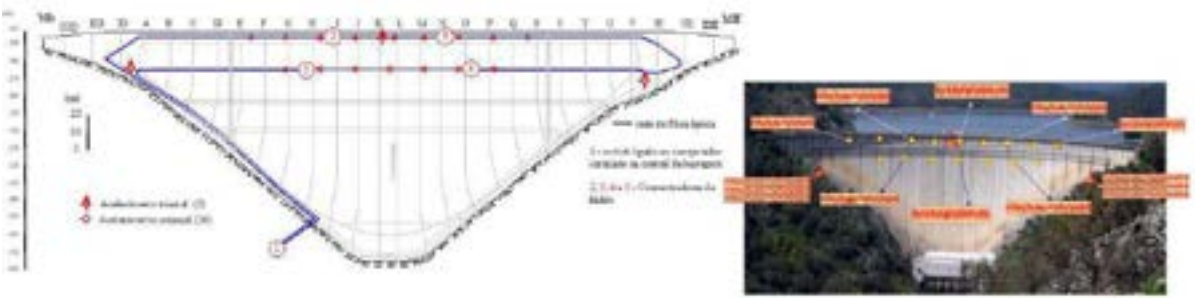


Figura 8. Posição dos acelerómetros utilizados na monitorização de vibrações em contínuo da barragem do Cabril (16 acelerómetros uniaxiais instalados no corpo da barragem).

5.2.1 *Aplicação do método SSI-Cov. Valores reais*

A aplicação do método SSI-Cov foi feita com o programa ModID_SSICov1.0, desenvolvido em MATLAB, onde o "input" foram os registos das histórias medidas nos 16 acelerómetros existentes na barragem. Foi utilizado o ficheiro do dia 14 de fevereiro de 2014 com as acelerações registadas entre as 15:00 e as 16:00 horas, do qual se analisou o intervalo de tempo entre os 1000s e os 1200s. A Figura 9 apresenta os resultados obtidos pelo método SSI-Cov relativamente às frequências naturais, para os 16 acelerogramas.

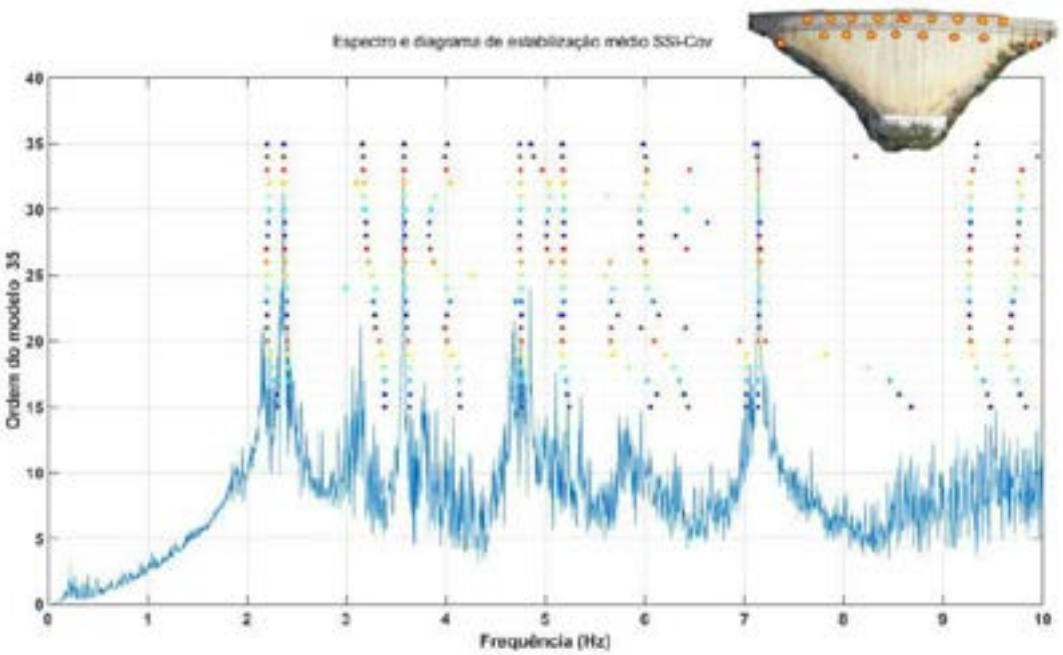


Figura 9. Barragem do Cabril, resultados experimentais referentes a medições obtidas em obra a 14 de fevereiro de 2014, entre as 15:00 e as 16:00 horas.

Os oito primeiros modos foram os que melhor convergiram para valores expetáveis. Acresce-se que os modos de ordem mais baixa são os mais importantes para uma análise do ponto de vista do comportamento estrutural.

6. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitem concluir que é de todo o interesse a implementação dos métodos no domínio do tempo, na identificação modal das características dinâmicas das estruturas monitorizadas em contínuo, particularmente na análise de vibrações em grandes barragens, devido à excitação ambiente. Verifica-se que estes métodos permitem obter valores semelhantes aos dos modelos numéricos, tendo uma maior fiabilidade, bem como a existência de mais fontes de comparação, para além dos já utilizados e conhecidos métodos no domínio da frequência.

É de realçar que foi pela primeira vez implementado o método MMV para o estudo de estruturas em situações completamente observadas, mesmo que apenas estudado numericamente, verifica-se que este apresenta resultados bastante favoráveis relativamente ao cálculo das características modais pretendidas. Relativamente à aplicação do método SSI-Cov ao modelo numérico em EF3D da barragem, verifica-se que os valores foram na sua maioria superiores aos do modelo gerado pelo MEF3D, porém, à medida que se aumenta o número de pontos "observados", melhor são os resultados obtidos pelo método SSI-Cov.

A análise dos valores obtidos pelo método SSI-Cov aplicado a uma situação real, barragem do Cabril, permite verificar que os resultados das frequências naturais identificados por este método, se encontram em concordância com os identificados pelo FDD-SVD[13], método implementado no software para análise dos dados recolhidos com o sistema automático de monitorização da barragem do Cabril, atualmente em utilização.

REFERÊNCIAS

[1] Houbolt, J. C. (1975). On Identifying Frequencies and Damping in Subcritical Flutter Testing, NASA, Langley Res. Center Flutter Testing Tech.; pp. 1-42, California.

[2] Abdel-Ghaffar, A. M.; Scanlan, R. H. (1985). Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: I. Suspended Structure. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, N.4, pp. 463–482.

[3] Portugal, A. (1990). Caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão através de ensaios 'in situ'. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico/LNEC.

[4] Portugal, A.; Caetano, E. (1992). Experimental evaluation of the dynamic characteristics of portuguese dams. In: 10TH World Conference on Earthquake Engineering (10 WCEE).

[5] Freitas, M. (2017). Monitorização de vibrações em estruturas. Métodos de identificação modal no domínio do tempo. Trabalho Final de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

[6] Prior, A. (2015). Estimação de parâmetros em modelos estocásticos de estruturas com comportamento dinâmico linear e quasi linear. Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

[7] Campillo, F.; Le Gland, F. (1989). MLE for partially observed diffusions: direct maximization vs. the em algorithm Stochastic Process and their Applications. Vol. 33, N. 2, pp. 245–274.

[8] Basawa, I.; Rao, B. L. S. (1980). Asymptotic inference for stochastic processes. Stochastic Process and their Applications. Vol. 10, N. 3, pp. 221–254.

[9] Lipster, R. S.; Shiryaev, A. N. (1977). Statistics of Random Processes. Berlin: Springer-Verlag.

[10] Prior, A. [et al.] (2017). On maximum likelihood estimation of the drift matrix of a degenerated O–U process. Stochastic Process and their Applications. Vol. 20, N. 1, pp. 57–78.

[11] Peeters, B. (2000). System identification and damage detection in civil engineering. Universidade Católica de Lovaina.

[12] Oliveira, S. [et al.] (2017). Pressões hidrodinâmicas em barragens abóbada. Resultados numéricos e experimentais. Revista Mecânica Experimental (ISSN 1646-7078). Ver. da Associação Portuguesa de Análise Experiemntal de Tensões. APAET. Vol. 28, pp. 55-62. Ed. Prof. J. Sousa Cirne, CEMUC/FCTUC.

[13] Mendes, P. (2010). Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto/LNEC.

Monitorização dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão nas pontes do Criz II e de São João das Areias





L. Oliveira Santos[1] **Xu Min[2]** **Luís Freire[3]**

RESUMO

As pontes de São João das Areias e de Criz II foram afetadas pelo desenvolvimento de reações expansivas do betão, que afetaram particularmente os seus pilares e fundações, motivando importantes trabalhos de reabilitação destes elementos estruturais. No decurso destes trabalhos, as duas obras de arte foram instrumentadas visando proceder à caracterização dos efeitos estruturais das referidas reações expansivas, tanto em termos da perda de rigidez como da evolução temporal dessa degradação.

Palavras-chave: ponte betão armado, monitorização estrutural, reações expansivas do betão

1. INTRODUÇÃO

As pontes de São João das Areias, do Criz I e do Criz II foram projetadas pelo Prof. Edgar Cardoso, partilhando a mesma solução estrutural, tendo sido construídas entre 1976 e 1979. Tal como a generalidade das obras de arte inseridas na rede viária da Barragem da Aguieira, estas pontes foram afetadas por reações expansivas do betão, nomeadamente reações álcalis-sílica (RAS) e sulfática interna (RSI), cujo diagnóstico foi efetuado através de um conjunto de ensaios laboratoriais, que permitiram caracterizar os fenómenos expansivos e a avaliação do potencial de expansão.

Estas reações expansivas afetaram particularmente os pilares e fundações destas obras de arte, motivando uma empreitada para a sua reabilitação, concluída em dezembro de 2017. Estes trabalhos de reabilitação constituíram uma excelente oportunidade para se proceder à caracterização *in situ* dos efeitos estruturais das referidas reações expansivas, através de uma adequada monitorização do seu comportamento em serviço.

Pretende-se nesta comunicação divulgar o trabalho experimental realizado, os objetivos que nortearam a sua definição e a forma como foi implementado, uma vez que se trata de um trabalho pioneiro numa temática que tem vindo a causar uma preocupação crescente no meio técnico nacional.

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal. luis.osantos@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal. xumin@lnec.pt
[3]Infraestruturas de Portugal, Lisboa, Portugal. luis.freire@infraestruturasdeportugal.pt

2. DESCRIÇÃO DAS OBRAS DE ARTE E DOS PROJETOS DE REABILITAÇÃO

2.1 Solução estrutural

As duas obras de arte são em betão armado pré-esforçado, partilhando a mesma solução estrutural, constituída por um tabuleiro, com 15,20 m de largura, que acomoda uma faixa de rodagem com duas vias, cuja secção transversal é composta por uma laje vigada, com quatro vigas longitudinais afastadas entre si de 4 m e por carlingas nas secções de apoio, de meio vão dos tramos extremos e de terços de vão dos tramos intermédios.

Os pilares são em betão armado, compostos por um único fuste, de secção transversal oca, em forma de losango com vértices agudos chanfrados, inscrita num retângulo com 6,0 m × 3,0 m, tendo as paredes uma espessura de 0,20 m. Os pilares são encimados por um capitel, cuja altura que varia entre 1,00 m e 3,00 m, com uma espessura de 0,80 m, que suporta os aparelhos de apoio. No topo dos pilares foram previstos alçapões de acesso ao interior. Ao nível inferior, os pilares dispõem de um embasamento, igualmente com secção oca em losango, com uma espessura de parede de 0,70 m, que faz a ligação à fundação. A fundação é direta, através de sapatas de forma octogonal irregular, inscrita num retângulo com 8,0 m×4,0 m, e com uma altura de 1,50 m.

2.2 Ponte do Criz II

A ponte sobre o rio Criz, situada ao Km 59.3 da EN 234, no trecho Barril - Santa Comba Dão, correntemente designada por Ponte do Criz II, é constituída por oito tramos, com vãos extremos de 30 m e seis vãos intermédios de 40 m, que perfazem um comprimento total de 300 m (Figura 1). As alturas dos pilares variam entre cerca de 27 m e 70 m, sendo que os pilares P2 a P6 se encontram fundados no interior da albufeira, com uma profundidade máxima de cerca de 35 m (pilar P3).



Figura 1. Ponte do Criz II antes da reabilitação dos pilares e fundações.

Após a realização entre 2007 e 2010 da reabilitação e reforço estrutural dos encontros, capitéis dos pilares e tabuleiro, que foi reforçado com pré-esforço exterior [1], a reabilitação dos pilares e fundações, em 2016 e 2017, consistiu na substituição das sapatas dos pilares extremos por novas sapatas e, nos restantes pilares, na execução de estacas ϕ1,50 m com camisa metálica perdida, encabeçadas por maciços em betão armado pré-esforçado (Figura 2), que garantirão a transferência de carga para as novas fundações, caso seja necessário [2].

O fuste dos pilares P2, P3 e P4, que apresentam alturas totais de cerca de 60 m, foram também reforçados por meio de encamisamento em betão armado acima da cota de topo do maciço de estacas até à cota de 145,5 m. De forma a eliminar a diferença de pressões nas paredes dos fustes, devido às pressões da betonagem do maciço, foram simultaneamente betonados os maciços de encabeçamento das estacas e, com betão simples, o interior dos fustes, entre as cotas 120,00 e 126,50.



Figura 2. Ponte do Criz II no final da reabilitação dos pilares e das fundações.

2.3 Ponte de São João das Areias

A Ponte São João das Areias sobre o rio Mondego situa-se na EN 234-6 entre o Km 005+114 e Km 005+375. A ponte tem um comprimento total de 260 m, que se divide em sete tramos, os interiores com vãos de 40 m e os extremos com vãos de 30 m (Figura 3). A altura dos pilares da ponte varia entre 17,2 m e 50,6 m.

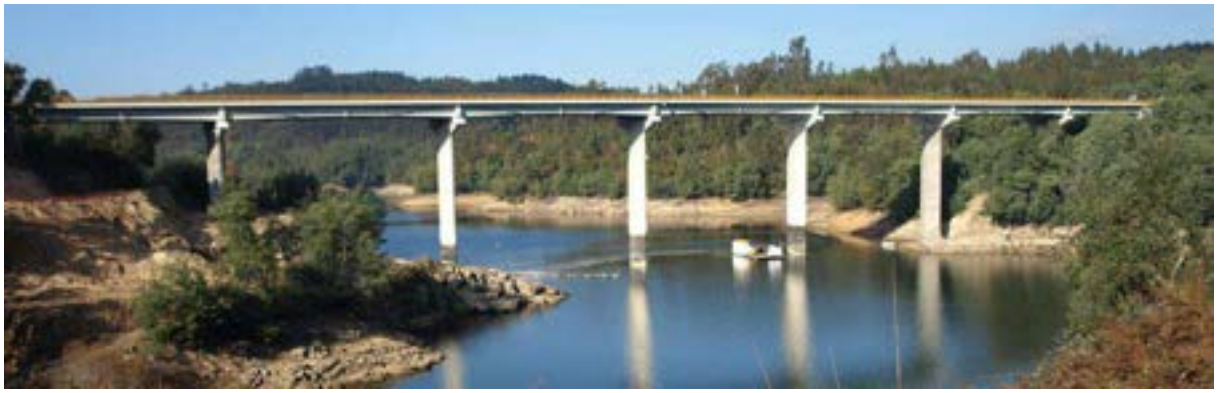


Figura 3. Ponte de São João das Areias antes da reabilitação dos pilares e fundações.

Entre 2011 e 2012, a obra de arte beneficiou de uma intervenção visando o reforço estrutural do tabuleiro e dos encontros, que incluiu a substituição dos aparelhos de apoio e a alteração das condições de apoio, tendo sido instalados quatro amortecedores viscosos no encontro esquerdo [3].

O projeto de reabilitação dos pilares e das fundações, da autoria do Prof. Júlio Appleton [4] incidiu, fundamentalmente sobre os pilares P2 a P5, que estão implantados na albufeira e que apresentam danos devidos às reações expansivas. Nos pilares P2 a P4 foram executadas estacas ϕ1,20 m em torno da sapata existente, ligadas ao pilar através de maciços pré-esforçados, numa solução semelhante à utilizada na ponte do Criz II. O pilar P5 foi reforçado através da execução de microestacas, solidarizadas com o pilar por recurso a um maciço de betão armado pré-esforçado com 1,50 m de espessura, realizado à mesma cota que os restantes maciços.

Nestes quatro pilares foi implementada uma solução de encamisamento exterior do fuste do pilar entre a face superior do novo maciço e uma cota superior em 0,50 m à cota máxima de exploração da albufeira, que é de 126,30 m (Figura 4). O encamisamento, realizado com betão moldado com 0,14 m de espessura, visa proporcionar um confinamento nas zonas em que os pilares apresentam maior fissuração e limitar o acesso de água ao betão original da ponte [5]. Complementarmente, foi preenchido o interior do pilar com betão leve simples, até a uma cota igual à do topo do encamisamento exterior.



Figura 4. Vista geral da Ponte de São João das Areias no final da reabilitação dos pilares e das fundações.

3. MONITORIZAÇÃO EFETUADA

Os sistemas de monitorização estrutural instalados em ambas as obras durante os trabalhos de reabilitação dos pilares e fundações são semelhantes. O seu objetivo específico é a caracterização do comportamento estrutural associado ao processo expansivo do betão, em particular da parte submersa dos pilares. O desenvolvimento das reações expansivas do betão irá, previsivelmente, diminuir a rigidez do betão, o que irá originar uma transferência de carga do fuste original dos pilares para as estacas. Pretende-se, por um lado, quantificar o processo de degradação do betão afetado, isto é, a perda de rigidez dos pilares, e, por outro lado, aferir a sua evolução ao longo do tempo.

A satisfação dos requisitos referidos será baseada na medição das extensões nas estacas de dois pilares de cada ponte. Com efeito, a previsível transferência de cargas do fuste dos pilares para as estacas será monitorizada, em ambas as pontes, através dos extensómetros de corda vibrante instalados no interior das estacas dos pilares nos pilares P2 e P3, instalados a uma cota frequentemente atingida pelo nível da água. A disposição das secções instrumentadas desta forma (secções S2 e S3) é idêntica nas duas obras, como se pode observar na Figura 5, relativa à Ponte do Criz II, e na Figura 6, referente à Ponte de São João das Areias.

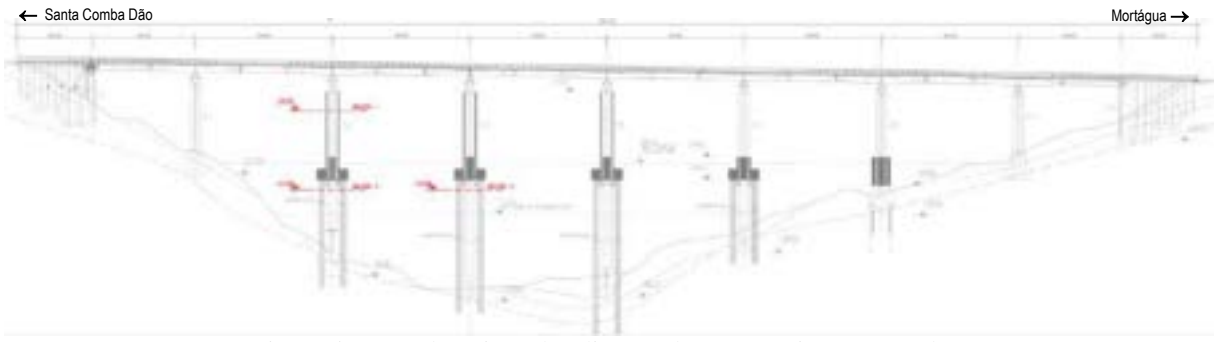


Figura 5. Ponte do Criz II: localização das secções instrumentadas.

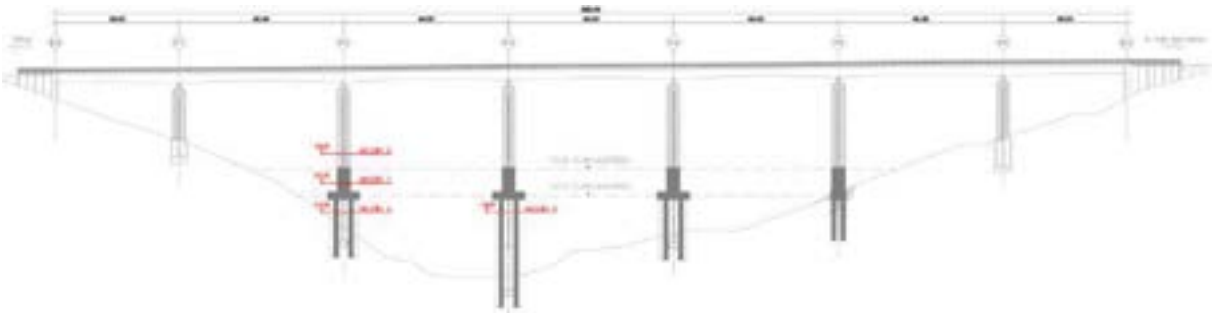


Figura 6. Ponte de São João das Areias: localização das secções instrumentadas.

Estes extensómetros foram instalados nas armaduras das estacas, quando estas ainda se encontravam junto ao estaleiro (Figura 7). O seu posicionamento vertical foi garantido através da fixação a duas barras posicionadas para esse efeito que foram soldadas às armaduras principais das estacas de forma a garantir a sua posição, e consequentemente a posição dos extensómetros. Posteriormente, as armaduras foram transportadas numa barcaça até ao respetivo pilar e instaladas no interior da camisa metálica. Na Figura 8 apresenta-se um pormenor de um extensómetro de corda vibrante durante a instalação da armadura no interior da camisa metálica, precedendo a betonagem da estaca (Figura 9).

Para o mesmo efeito, em cada face dos pilares instrumentados foi também instalado um extensómetro na superfície do fuste original, com uma orientação vertical (Figura 10), disposto à mesma cota dos sensores das estacas. Nessas secções foram ainda instalados dois extensómetros com uma orientação horizontal, minimizando a influência do carregamento, de forma a detetar os fenómenos expansivos do betão. Representa-se na Figura 11 a disposição dos sensores nas duas secções instrumentadas ao nível das estacas, em ambas as pontes.



Figura 7. Extensómetro instalado na armadura de uma estaca.



Figura 8. Extensómetro durante o posicionamento de armadura



Figura 9. Extensómetros durante a betonagem de estaca



Figura 10. Extensómetro na superfície do fuste original de pilar

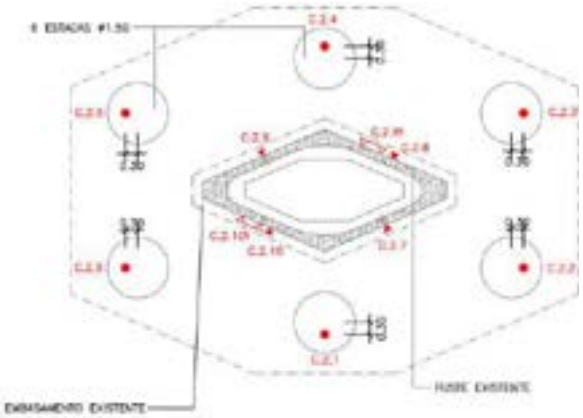


Figura 11. Disposição dos extensómetros nas estacas e na superfície do fuste original dos pilares

O facto de os pilares instrumentados serem encamisados desde o maciço de encabeçamento das estacas, quase integralmente no caso da ponte do Criz II e parcialmente no caso da ponte de São João das Areias, motivou a instrumentação de uma secção neste troço de um dos pilares instrumentados, de forma a melhor caracterizar o eventual processo de transferência de esforços. Para este efeito, foi instrumentada uma secção do pilar P2 (secção S1 em ambas as pontes) com oito extensómetros de embeber no betão, dois em cada parede do encamisamento do fuste (Figura 12).

Por fim, atendendo a que parte significativa dos pilares da Ponte de São João das Areias não foi encamisada, numa secção próxima do topo do pilar P2 (secção S0) foram instalados dois extensómetros de corda vibrante superficiais, bem como dois LVDT, visando monitorizar a evolução da sua deformação. Complementarmente foram instalados sensores de resistividade ao longo da espessura de duas paredes com diferentes condições de exposição, conjuntamente com sensores de temperatura do tipo PT100, tendo em vista a monitorização da humidade no interior do betão, decorrente nomeadamente da pluviosidade (Figura 13).



Figura 12. Extensómetro no interior do betão de encamisamento

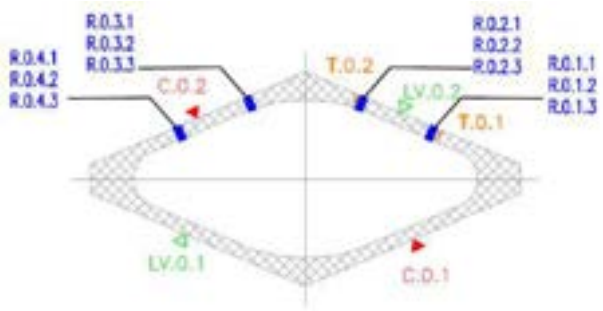


Figura 13. Extensómetros no betão de encamisamento de um pilar

A medição da temperatura ambiente é assegurada por um termómetro elétrico de resistência do tipo Pt100, posicionado sob o tabuleiro, no topo do pilar P2. No interior do betão a temperatura será medida pelos termístores incorporados nos extensómetros de embeber, para além dos termómetros do tipo Pt100 embebidos no interior do betão, como representado na Figura 13. De igual modo, os extensómetros instalados à superfície possuem termístores incorporados.

Em ambas as pontes, as medições realizadas com os sensores instalados nos pilares P2 e P3 são centralizadas no topo do pilar P2, onde está instalado um armário contendo dois módulos de expansão de canais *Datataker CEM20*. Para este efeito os cabos foram fixados ao fuste do respetivo pilar, sendo os cabos provenientes do pilar P3 posteriormente elevados para o tabuleiro e conduzidos pela caleira técnica até ao topo do pilar P2. Estes módulos estão, por sua vez, ligados através de cabos alojados na caleira técnica a um logger *Datataker DT80G*, instalado no encontro E1, permitindo a realização automática das medições com os diversos sensores. O acesso remoto à informação obtida é assegurado por um router também instalado no encontro E1.

4. RESULTADOS INICIAIS

A morosidade dos processos expansivos torna expectável que apenas se possam extrair conclusões ao fim de alguns anos de monitorização. Contudo, os resultados iniciais são fundamentais para a caracterização da situação atual e, consequentemente, para a deteção de eventuais alterações decorrentes da degradação do betão.

A título ilustrativo apresentam-se alguns dos resultados obtidos desde o início do corrente ano, nomeadamente, a evolução das extensões no betão de encamisamento do pilar P2, na Figura 14, e na nas estacas do pilar P3, na Figura 15, ambas relativas à ponte do Criz II e evidenciando uma variação que não é significativa.

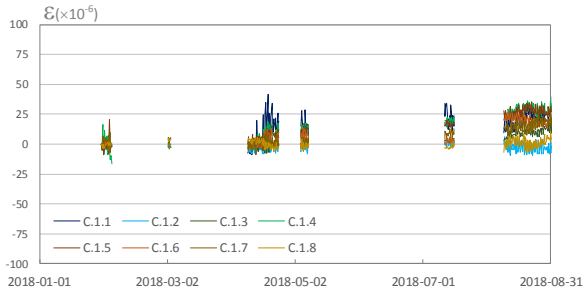


Figura 14. Ponte do Criz II: extensões no betão de encamisamento do pilar P2.

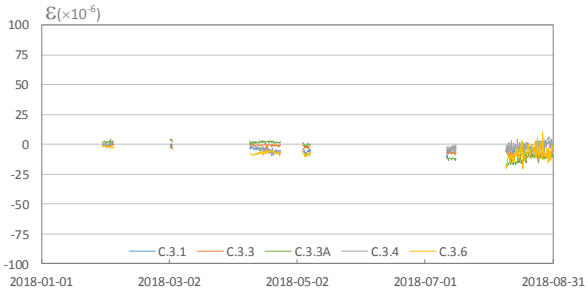


Figura 15. Ponte do Criz II: extensões nas estacas do pilar P3.

De igual forma, a Figura 16 é constituída pela representação das temperaturas medidas no interior destas estacas do pilar P3, conjuntamente com a temperatura ambiente, medida ao nível do tabuleiro. Ressalta desta figura a menor amplitude da temperatura no interior das estacas, como expectável.

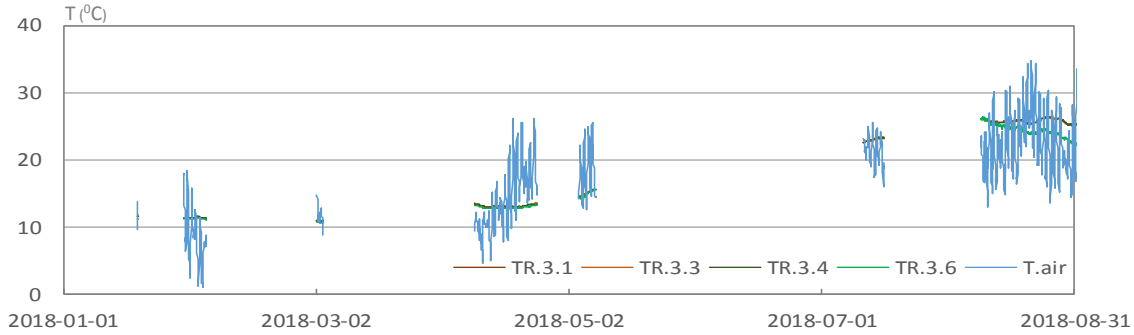


Figura 16. Ponte do Criz II: temperatura ambiente e no interior das estacas do pilar P3.

Por fim, apresentam-se as extensões medidas nas estacas dos dois pilares instrumentados na Ponte de São João das Areias, bem como nos respetivos fustes originais: a Figura 17 é constituída pelos valores medidos no pilar P2 e na Figura 18 estão representados os valores medidos no pilar P3.

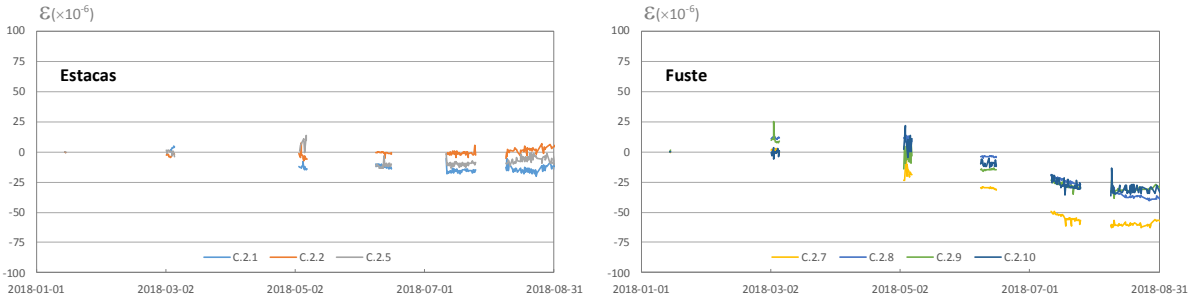


Figura 17. Ponte de S. João das Areias: extensões medidas nas estacas e no fuste do pilar P2 (secção S2)

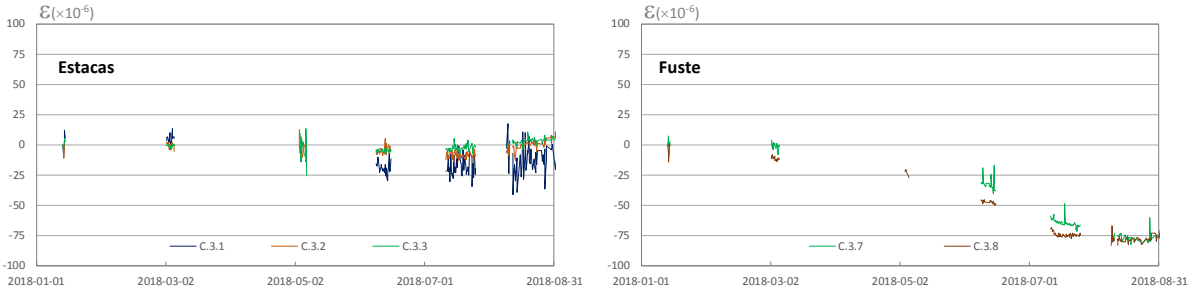


Figura 18. Ponte de S. João das Areias: extensões medidas nas estacas e no fuste do pilar P3 (secção S3)

Em ambos os casos, as deformações não variam de forma significativa, embora se verifique uma tendência de alongamento nos sensores instalados no fuste dos pilares.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os sistemas de monitorização da integridade estrutural instalados nas Pontes do Criz II e de São João das Areias, para além do contributo que dará para uma gestão eficiente da obra através da recolha de informação experimental relativa à segurança, funcionalidade e durabilidade, constitui uma oportunidade pioneira de caracterizar os efeitos estruturais decorrentes das reações expansivas do betão. Com efeito, a degradação do betão resultante do desenvolvimento das reações expansivas irá provocar uma perda de rigidez que, no sistema estrutural resultante do reforço dos pilares e fundações, dará origem a uma transferência de carga destes elementos para as estacas.

Os referidos sistemas de monitorização foram concebidos com um grande foco nesta questão, compreendendo a medição de extensões no interior do betão das estacas dos pilares P2 e P3 e a medição de extensões à superfície do betão do fuste destes pilares numa cota abaixo do maciço de encabeçamento das estacas. Foram também instalados extensómetros de corda vibrante no interior do betão de encamisamento do pilar P2, a uma cota significativamente superior à do maciço, de forma a detetar uma eventual participação deste betão na sustentação das cargas. A medição de temperaturas no interior e à superfície do betão é assegurada pelos termístores incluídos nos extensómetros de corda vibrante utilizados, sendo a temperatura ambiente medida através de um termómetro elétrico de resistência. O sistema de aquisição e transmissão de dados permite a realização destas tarefas de forma automática.

Os primeiros resultados obtidos são ainda precoces, face à morosidade com que se processam os fenómenos expansivos. Os resultados futuros perspetivam-se relevantes para uma melhor compreensão do desempenho destas obras e, principalmente, pelo contributo que o conhecimento adquirido dará para a fundamentação de decisões relativas a outras obras afetadas pelo mesmo problema.

REFERÊNCIAS

[1] TRIEDE (2005). EN 234 – Pontes sobre o rio Criz (I e II): Projecto de Reabilitação e Reforço Estrutural, Projeto de execução.

[2] TRIEDE (2011). EN 234 – Pontes sobre o rio Criz (I e II): estudo de reabilitação/substituição dos pilares, Projeto de execução.

[3] CivilSer (2006). Reabilitação e reforço da ponte de São João das Areias na EN 234-6. Projeto de execução.

[4] A2P (2011). Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6. Projeto de execução.

[5] Appleton, Júlio (2016). Reabilitação da ponte de S. João das Areias. II Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão. Lisboa

Sensores de betão com adição de negro de fumo





Emanuel Pereira[1] **André Monteiro**[2] **Paulo Cachim**[3]

RESUMO

As estruturas de engenharia civil são suscetíveis de degradação devido às diferentes solicitações a que estão sujeitas durante o seu tempo de serviço. Uma vez deteriorados, os materiais não voltam a desempenhar devidamente as funções para as quais foram projetados, necessitando de intervenções de forma a evitar a perda de funcionalidade da estrutura. O aumento da durabilidade das construções é um fator chave para a sua sustentabilidade, sendo sabido que uma adequada monitorização estrutural contribui fortemente para o aumento do tempo de vida útil. Reduzem-se assim os consumos de matéria-prima e os custos, contribuindo para um maior equilíbrio ambiental. Os sistemas de monitorização tradicionais são usualmente constituídos por sensores externos à estrutura que apresentam diversos inconvenientes, como custos elevados, problemas na interface e compatibilidade com a estrutura de suporte. Os recentes avanços na área da nanotecnologia têm permitido o desenvolvimento de uma nova família de betões que atuam como sensores. Devido à existência da relação entre determinadas propriedades mecânicas do material e as suas propriedades elétricas, é possível a monitorização de parâmetros estruturais, como a deformação.

O objetivo do trabalho aqui apresentado é o desenvolvimento de sensores de betão com carbono para gestão e monitorização de infraestruturas rodoviárias. Os sensores baseiam-se na alteração das propriedades elétricas do betão quando é adicionado negro de fumo à mistura. As características distintivas destes sensores são o seu baixo custo, devido ao baixo custo das matérias-primas associadas, a sua resistência e a sua durabilidade, proporcionadas pelo betão. A aplicação privilegiada destes sensores será a gestão e monitorização de infraestruturas rodoviárias. No presente trabalho foram testadas várias composições para o betão contendo negro de fumo em sensores com 16x4x4 cm^3, e os seus resultados analisados em termos de relações deformação/resistividade, para diversas formas de carregamento, de forma a avaliar qual a melhor composição para os sensores.

Palavras-chave: Piezoresistividade, monitorização estrutural, betão piezoresistivo, sensores de deformação à base de betão piezoresistivo, negro de fumo.

[1]Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. emanuelpereira@ua.pt
[2]RISCO & Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal pcachim@ua.pt
[3]RISCO & Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal pcachim@ua.pt

1. INTRODUÇÃO

A maioria das infraestruturas existentes são construídas em betão e, devido à sua degradação ao longo do tempo, surgiu a necessidade de controlar e monitorizar o estado de degradação das mesmas.

Os compósitos "inteligentes", à base de matriz cimentícia piezoresistiva, com capacidades autossensoras são bastante úteis para a monitorização estrutural da saúde de infraestruturas a longo prazo. Nos últimos anos, têm vindo a desenvolver-se este tipo de compósitos adicionando nano partículas condutoras e semicondutoras verificando-se que para além de terem a capacidade de auto detetar a sua própria tensão, também são duráveis e compatíveis com as estruturas de betão [1].

O desenvolvimento da monitorização estrutural da saúde de infraestruturas permite uma avaliação mais eficaz das tensões e deformações que ocorrem nas infraestruturas. Esta monitorização é realizada com o auxilio de um *software* de computador de forma a recolher informações de parâmetros críticos da infraestrutura, como a taxa de corrosão, a abertura de fendas, cargas, humidade e o pH [2]. De forma a realizar esta monitorização é necessário colocar sensores em pontos estratégicos da infraestrutura [3].

Estes sensores, podem ser realizados com compósitos matriz cimentícia piezoresistiva, que é um material relativamente recente, e que ainda se encontra em fase de desenvolvimento, e que atraiu muita atenção da comunidade científica e profissional devido ao seu elevado desempenho em condutividade elétrica, baixo custo e elevadas propriedades mecânicas [4]. Atualmente, ainda se encontram em fase de estudo, procurando-se manipular estes compósitos de forma a substituir os materiais frequentemente usados na construção por materiais mais eficientes e multifuncionais [5].

O foco principal deste trabalho é tirar partido da capacidade piezoresistiva do betão adicionando materiais condutores elétricos, como o negro de fumo, originando assim um material compósito multifuncional com a capacidade de monitorizar, a longo prazo, infraestruturas como vias, pontes e edifícios.

Estes compósitos multifuncionais com capacidade de monitorização, ou sensores de deformação com matriz cimentícia piezoresistiva, foram desenvolvidos em laboratório com o intuito de no futuro poderem ser implementados nas vias de circulação automóvel e, com a devida monitorização e a interação da roda do veículo com os sensores aplicados, ser possível, por exemplo, verificar a degradação e abertura de fendas da via com a passagem do mesmo, a velocidade ou realizar a sua pesagem em movimento.

A utilização deste tipo de monitorização, não só melhora a vida da infraestrutura a longo prazo, como também a segurança e viabilidade da mesma.

Neste trabalho apresentam-se os resultados de uma campanha experimental para determinação da percentagem de negro de fumo a utilizar na composição do betão, de forma a otimizar o desempenho e a capacidade de condução elétrica do betão. Um estudo realizado por [2]**,** refere que a percentagem ideal de negro de fumo com vista a melhorar o desempenho mecânico do betão é de aproximadamente 4%, enquanto que percentagens entre 7 e 10% são mais focadas para fins de deteção e monitorização.

2. BASES DO MÉTODO

2.1. Piezoresistividade

A piezoresistividade é uma propriedade física dos materiais e é definida como a mudança da resistividade elétrica quando sujeita a uma tensão mecânica. Resulta da variação da resistência de contacto entre os enchimentos elétricos, cargas elétricas e entre materiais à base de cimento sob uma carga compressiva [2, 3] .

De forma a induzir o efeito piezoresistivo em materiais à base de cimento, é necessário adicionar substâncias condutoras à matriz, como as fibras de carbono, nanotubos de carbono ou o negro de fumo, aumentando assim a sua condutividade elétrica [5, 6] .

Como referido anteriormente, o efeito piezoresistivo pode ser induzido em materiais à base de cimento adicionando substâncias condutoras à sua matriz. Estas substâncias são constituídas por produtos metálicos e derivados do carbono, como as fibras de aço, fibras de carbono, nanotubos de carbono e negro de fumo [5].

O material condutor utilizado nos ensaios laboratoriais foi o negro de fumo, não só por ser um material economicamente mais viável, mas também por ser de fácil utilização e manuseamento.

2.2. Negro de fumo

Os produtos modernos de negro de fumo são descendentes diretos das chamadas "lâmpadas negras" originadas na China antiga há mais de 3500 anos e eram utilizadas para a pigmentação de tintas, no entanto não eram muito puras e diferiam bastante da composição química do negro de fumo atual. Desde meados da década de 1970, a maioria dos negros de fumo começou a ser produzido pelo processo do forno de óleo, também conhecido como "forno negro" [7]. É um carbono elementar praticamente puro com a forma de nanopartículas coloidais, sendo estas constituídas por peças grafíticas e amorfas, aglomeradas com tamanhos médios entre 10 e 100 nm, dependendo do mecanismo de formação [8], que são produzidas por combustão incompleta ou decomposição térmica de hidrocarbonetos gasosos ou líquidos em condições controladas. A estrutura nanométrica do negro de fumo é um dos fatores principais que faz com que este seja altamente compressível. Devido à sua compressibilidade, o negro de fumo pode propagar-se ao ser comprimido, esta propagação melhora a sua condutividade elétrica [9].

Existem dois processos que produzem praticamente todo o negro de fumo existente no mundo, estes são conhecidos como o "forno negro" e o "negro térmico", sendo o processo do "forno negro" o mais comum. O processo do "forno negro" utiliza óleos aromáticos como matéria prima, o forno de produção utiliza um reator fechado de forma a atomizar o óleo em condições extremamente controladas de temperatura e pressão. A matéria prima é introduzida numa corrente de gás quente, onde se vaporiza formando partículas de carbono microscópicas. Na maioria dos reatores, a taxa de reação é controlada por vapores ou pulverizadores de água. O negro de fumo produzido é então transportado através do reator, arrefecido e recolhido em filtros num processo contínuo [7]. A sua aparência física é a de um pó negro finamente dividido Fig. 1, é utilizado em pneus, borracha e produtos de plástico, tintas de impressão e revestimentos. Está relacionado com propriedades de área superficial especifica, tamanho da partícula, estrutura, condutividade e cor. A comunidade científica considera que o negro de fumo é um material não tóxico, e como não é solúvel em água, a sua propagação através de águas subterrâneas é pouco provável [10] . Aproximadamente 90% do negro de fumo é utilizado em aplicação de borracha, 9% como pigmento e 1% para as numerosas aplicações possíveis como proteção ultravioleta ou agentes condutores elétricos [7].



Figura 1. Negro de fumo representado com diferentes tamanhos de partículas, retirado de [11]

3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Foram realizados provetes com dimensões 16x4x4 cm^3 compostos por cimento Portland CEM II, areia fina (< 1 mm), policarboxilato (Sika ViscoCrete 3002 HE), também conhecido por super plastificante de alto desempenho (SP) e negro de fumo (NF) N330 das quais as composições se encontram nos Quadros 1 e 2. Foram também utilizadas quatro redes galvanizadas com abertura de aproximadamente 5 mm com dimensões 4x3 cm, e dois extensómetros com resistência de 119.5 ± 0.4 Ω e um GF de 2.07 ± 1.5%.

Quadro 1. Propriedades do negro de fumo utilizado

Densidade [g/cm^3]	*Densidade aparente* [g/cm^3]	*Área de superfície* [m^2/g]
1.7 – 1.9	0.368	78

Quadro 2. Propriedades do super plastificante utilizado

Massa volúmica [kg/dm^3]	*pH* [+23 ± 2ºC]	*Teor de sólidos* [%]	*Teor em cloretos* [%]
1.06 ± 0.02	4.3 ± 1.0	26.5 ± 1.3	< 0.1

As relações utilizadas em peso ou volume aparente, para a realização da amostra estão representadas no Quadro 3. E as proporções das misturas realizadas estão representadas no Quadro 4.

Quadro 3. Relações utilizadas para o fabrico da amostra

Água/Cimento [Peso]	*Agregado/Cimento* [Volume aparente]	*NF/Cimento* [Peso]	*SP/Cimento* [Peso]
0.55	2	0.065	0.03

Quadro 4. Proporções dos materiais utilizados para o fabrico da amostra (kg/m^3)

Cimento	*Água*	*Agregados*	*NF*	*SP*
545.7	300.1	1265.1	35.5	16.4

A mistura foi realizada adicionando a água e o negro de fumo com metade do super plastificante num recipiente, seguidamente foi feita a sonicação da mistura obtida, durante aproximadamente 45 minutos.

Como o negro de fumo é uma substância muito fina é relativamente difícil esta absorver a água, mas ao utilizar ondas sonoras na mistura através da sonicação as partículas de negro de fumo vão dissolver-se mais facilmente.



Figura 2. Sonicação da mistura

Posteriormente, a solução obtida foi adicionada ao cimento e foi misturada durante 5 minutos até obter uma mistura homogénea. Em seguida juntou-se a areia e a metade do super plastificante que ainda não tinha sido utilizada misturando por mais 5 minutos.

Já na cofragem, a mistura foi vibrada durante 45 segundos, de forma a retirar o máximo de bolhas de ar existentes. Por fim foram colocadas as redes galvanizadas espaçadas de 2 cm da extremidade do provete e 4 cm entre elas, como pode ser verificado na Fig. 3. Estas redes vão ser utilizadas como elétrodos para os ensaios de piezoresistividade.



Figura 3. Provete final obtido com 6.5% de NF

Durante 28 dias, o tempo de cura do betão, as amostras permaneceram na câmara climática com temperatura de 20 ºC e 95% de humidade relativa. Passado os 28 dias, as mesmas foram colocadas numa estufa com temperatura de 60 ºC durante 2 dias. Desta forma, foi possível eliminar quase na totalidade a água que existia nos provetes de forma a não afetar os ensaios de piezoresistividade.

Depois dos provetes secos, as superfícies laterais dos provetes foram limpas e com a aplicação de uma cola epóxi (Araldite) foram aplicados os extensómetros, um em cada lado do provete entre os elétrodos do meio. Este método pode ser observado na Fig. 4.



Figura 4. Aplicação dos extensómetros

4. ENSAIOS DE PIEZORESISTIVIDADE

Os ensaios de piezoresistividade foram realizados com auxílio de uma prensa (Shimadzu press AG-IC) com carga máxima de 100 kN, a variação da resistividade foi monitorizada através de um sistema de aquisição de dados (Data Taker DT80). Foi aplicada uma diferença de potencial constante de 12V aos elétrodos externos, enquanto que nos elétrodos internos a corrente elétrica foi medida com uma resistência de 120 Ω.

Uma vez que a prensa é metálica, o provete foi isolado nas extremidades por uma placa de acrílico com aproximadamente 0.5 cm de espessura, isto de forma a evitar a dissipação da corrente elétrica para a prensa.
Em seguida foi aplicada uma força de 2 kN no eixo maior até a resistividade estabilizar, após estabilizar foi aplicada uma carga cíclica (10 ciclos) a uma velocidade de 250 N/s e com amplitudes de 15 kN.

De forma a compreender os resultados obtidos, é preciso ter em conta as seguintes equações, as Eqs. (1) e (2) representam a resistência de um material sendo esta expressa em Ohms (Ω). A resistência depende de uma propriedade denominada por resistividade (ρ), cuja unidade padrão é o ohm.metro ($\Omega.m$) e representa a resistência de um material de área de secção transversal sobre o comprimento do mesmo e pode ser expressa pela Eq. (3).

$$R = \frac{U}{I} \tag{1}$$

$$R = \frac{l}{A}\rho \tag{2}$$

$$\rho = \frac{A}{l}R \tag{3}$$

De notar que a área (A) é apenas a área de contacto entre os elétrodos e o material e não a área total do elétrodo.

A deformação do provete foi obtida por cada um dos extensómetros aplicados entre os elétrodos do meio, calculando a sua média posteriormente, sendo esta representada pela linha a vermelho no gráfico da força em relação à deformação na Fig. 5. É também possível observar um ligeiro incremento da deformação à medida que os 10 ciclos de completam, isto acontece devido ao material ter um comportamento plástico, ou seja, a deformação que ocorre quando a força é aplicada não se anula totalmente quando a força volta ao início do ciclo.

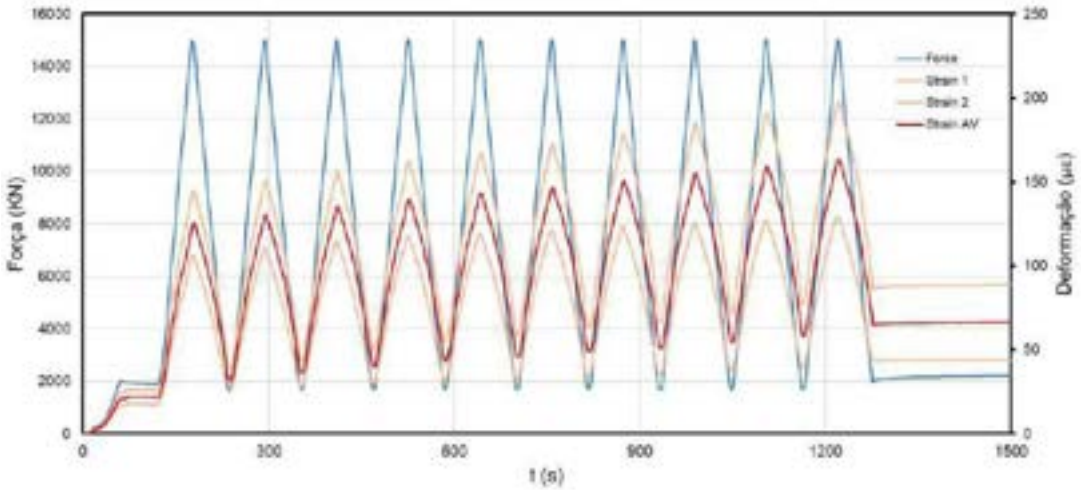


Figura 5. Força vs Deformação

De forma a ser possível a análise o gráfico da Fig. 6 é necessário ter em conta a mudança fracionária da resistividade (MFR) que é representada pela Eq. (4). Sendo esta a diferença entre a resistividade final e a inicial em fração com a resistividade inicial.

$$MFR = \frac{\rho(t) - \rho 0}{\rho 0} \tag{4}$$

Assim é possivel compreender o que acontece à resistividade do provete quando a força é aplicada, se o provete possuir um comportamento piezoresistivo, a resistividade vai diminuir à medida que a força aumenta, ou seja, as particulas de negro de fumo vão ficar mais próximas umas das outras e consequentemente a eletricidade vai ter menos dificuldade em circular entre elas.

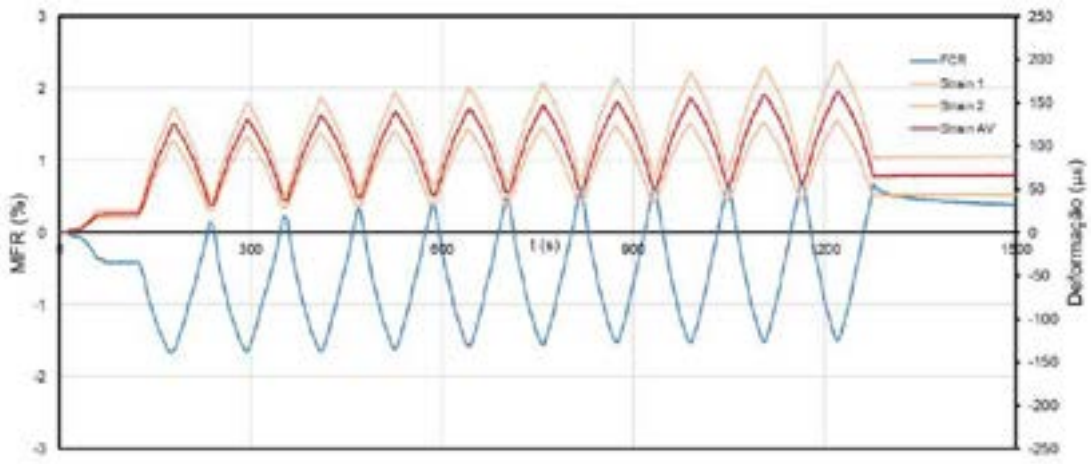


Figura 6. MFR vs Deformação

5. CONCLUSÕES

Estes tipos de sensores são de fácil fabricação, e podem ser utilizados para várias finalidades, contudo, a geometria do sensor e a disposição dos elétrodos, são tópicos que podem ser melhorados. No futuro vai desenvolver-se outro tipo de sensores, embora utilizando a mesmo metodologia e aquisição de dados, melhorando a disposição dos elétrodos, os quais já se vão encontrar dentro do próprio provete. Vai ser também instalado um sensor de temperatura, o que vai permitir um registo de temperatura ao longo do

tempo. Consequentemente estes novos sensores, embora possam ter um investimento inicial mais elevado, não só vão ser de fácil fabrico como também de mais fácil instalação.

REFERÊNCIAS

[1] Li, H., Xiao, H., & Ou, J. (2008). Electrical property of cement-based composites filled with carbon black under long-term wet and loading condition. *Composites Science and Technology*, *68*(9), 2114–2119. https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2008.03.007

[2] Monteiro, A. O., Cachim, P. B., & Costa, P. M. F. J. (2017). Self-sensing piezoresistive cement composite loaded with carbon black particles. *Cement and Concrete Composites*, *81*, 59–65. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.04.009

[3] Han, B., & Ou, J. (2007). Embedded piezoresistive cement-based stress/strain sensor. *Sensors and Actuators, A: Physical*, *138*(2), 294–298. https://doi.org/10.1016/j.sna.2007.05.011

[4] Chen, B., Li, B., Gao, Y., Ling, T. C., Lu, Z., & Li, Z. (2017). Investigation on electrically conductive aggregates produced by incorporating carbon fiber and carbon black. *Construction and Building Materials*, *144*, 106–114. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.168

[5] Monteiro, A. O. (2017). Development of a multifunctional carbon black/cement composite for traffic monitoring.

[6] Azhari, F., & Banthia, N. (2012). Cement-based sensors with carbon fibers and carbon nanotubes for piezoresistive sensing. *Cement and Concrete Composites*, *34*(7), 866–873. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.04.007

[7] International Carbon Black Association. (2017). What is Carbon Black. Retrieved November 20, 2017, from http://www.carbon-black.org/index.php/what-is-carbon-black

[8] Pawlyta, M., Rouzaud, J.-N., & Duber, S. (2015). Raman microspectroscopy characterization of carbon blacks: Spectral analysis and structural information. *Carbon*, *84*, 479–490. https://doi.org/10.1016/j.carbon.2014.12.030

[9] Wen, S., & Chung, D. D. L. (2007). Partial replacement of carbon fiber by carbon black in multifunctional cement-matrix composites. *Carbon*, *45*(3), 505–513. https://doi.org/10.1016/j.carbon.2006.10.024

[10] Monteiro, A. O., Loredo, A., Costa, P. M. F. J., Oeser, M., & Cachim, P. B. (2017). A pressure-sensitive carbon black cement composite for traffic monitoring. *Construction and Building Materials*, *154*, 1079–1086. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.053

[11] Gerhard (Geert) J. Bleys. (2017). ISOCYANATE-BASED POLYMER FOAM COMPOSITE WITH IMPROVED THERMAL INSULATION PROPERTIES. Retrieved November 20, 2017, from https://purpatents.com/2014/06/18/improved-black-insulation-foams/

Sessão 3B

Estimativa semi-probabilística da vida útil de betões estruturais de agregados leves sujeitos a corrosão induzida por carbonatação





Sofia Real[1] **José A. Bogas**[2]

RESUMO

O presente artigo aborda a estimativa semi-probabilística da vida útil dos betões estruturais de agregados leves (BEAL) sujeitos a carbonatação, tendo por base um extenso trabalho experimental anteriormente realizado em BEAL com diferentes relações água/ligante, tipos de agregado e tipos e volumes de ligante. Tendo em consideração a metodologia semi-probabilística sugerida pela especificação LNEC E465 (2007), são apresentados ábacos de previsão de vida útil dos BEAL com agregados leves de diversas massas volúmicas em função da relação água/cimento, para diferentes recobrimentos nominais. Seguindo a metodologia prescritiva definida no Anexo F da norma europeia NP EN 206 (2013) e na especificação LNEC E464 (2007), são sugeridos limites de composição para betões sujeitos a diferentes classes de exposição em ambiente de carbonatação (XC1 a XC4), de modo a satisfazer uma vida útil prevista de 50 anos. Não foram sugeridos limites de resistência à compressão, dado que, um estudo anterior, se verificou que a durabilidade dos BEAL não deve ser caracterizada em função da sua resistência mecânica. Verifica-se que, mesmo quando são consideradas pastas de baixa a moderada qualidade, a corrosão induzida por carbonatação não deverá ser o mecanismo determinante para a vida útil de estruturas de BEAL, desde que sejam adotados recobrimentos apropriados.

Palavras-chave: Betão estrutural de agregados leves; Vida útil; Corrosão induzida por carbonatação.

1. INTRODUÇÃO

A previsão de vida útil de estruturas de betão pode ser dividida em metodologias prescritivas e baseadas no desempenho. A maioria dos documentos normativos relativos à durabilidade baseiam-se em metodologias prescritivas, que implicam a especificação de limites de parâmetros como a relação água/cimento (a/c), resistência à compressão, tipo e teor de ligante, dependendo da classe de exposição, recobrimento e vida útil prevista. Esta abordagem é adotada pelo Anexo F da norma portuguesa NP EN 206 [1], em que são estabelecidas as composições prescritas para betões de massa volúmica normal (BAN) com CEM I para uma vida útil de 50 anos. No entanto, o conhecimento da vida útil dos betões estruturais de agregados leves (BEAL) ainda é reduzido. Além disso, não existem estudos fundamentados que validem os valores prescritos por esta norma.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. sofia.real@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jose.bogas@tecnico.ulisboa.pt

Nas últimas décadas, têm sido desenvolvidos e implementados modelos de vida útil baseados no desempenho [2]. Os documentos normativos fib34 [3], CEB238 [4], RILEM Report 14 [5], ACI 365.1R [6] e Duracrete R17 [7], entre outros. Nestes documentos, a previsão de vida útil baseia-se na teoria dos estados limite adotada no projeto estrutural. Com base no modelo de Tuutti, a despassivação das armaduras pode ser considerada um estado limite de serviço para a corrosão induzida por carbonatação [8]. A vida útil de uma estrutura de betão armado, associada a um nível de deterioração aceitável, pode ser obtida através da soma do período de iniciação e do período de propagação até que o estado limite de serviço seja atingido. Têm sido propostos vários modelos para corrosão induzida por carbonatação dos BAN [7, 9, 10], com base no princípio de que a corrosão se inicia quando a frente de carbonatação atinge as armaduras. Com base no método dos fatores de segurança, a metodologia de projeto de vida útil adotada neste estudo encontra-se associada à probabilidade máxima aceitável, P_a, de não excedência da vida útil pretendida, t_L (Eq.(1)).

$$P\{t_L < t\} \leq P_a \quad (1)$$

Com base numa extensa campanha experimental envolvendo a resistência à carbonatação dos BEAL [11], este estudo pretende analisar a vida útil de BEAL com diferentes tipos de agregado, sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. A previsão de vida útil é realizada de acordo com um modelo baseado no desempenho sugerido pela especificação LNEC E465 [12]. Assim, são apresentados ábacos de previsão de vida útil de BEAL em função da relação água/cimento, para diferentes recobrimentos. Finalmente, com base na análise de vida útil realizada, são sugeridos limites de composição para BEAL e BAN sujeitos a diferentes classes de exposição em ambiente de carbonatação, de acordo com a NP EN 206 [1], de modo a satisfazer uma vida útil prevista de 50 anos.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este estudo tem como base um estudo anteriormente realizado, acerca da influência de diferentes parâmetros na resistência à carbonatação dos BEAL [11]. Para o estudo, foram selecionados quatro tipos de agregado grosso leve: dois de argila expandida de origem nacional (Leca e Argex: Argex 2-4 e Argex 3-8F); um de cinzas volantes sinterizadas (ALCS) proveniente de Inglaterra (Lytag); um de ardósia expandida proveniente dos EUA (Stalite). As principais características destes agregados com porosidades bastante distintas são indicadas no Quadro 1. Para os betões de referência produzidos com agregados grossos de massa volúmica normal, foram selecionadas duas britas calcárias de diferente granulometria (Bago de arroz e Brita 1, Quadro 1). Tanto as duas frações de Argex como as de brita calcária foram posteriormente combinadas de modo a possuírem granulometria idêntica à dos restantes agregados grossos leves (66% Brita 1 e 34% Bago de Arroz; 30% Argex 3-8F e 70% Argex 2-4). Todos os betões foram produzidos com areia natural siliciosa, correspondendo a cerca de 30% de Areia Fina e 70% de Areia Grossa. Na produção dos betões foi utilizado cimento tipo I 42,5R, cinzas volantes (Cz), sílica de fumo (SF) e filer calcário (FL) [11]. Nas misturas de maior compacidade, foi ainda utilizado um superplastificante de base policarboxilica.

Para cada tipo de agregado, os betões foram produzidos tendo em consideração diferentes relações a/l e tipos e volumes de ligante, conforme referido em Bogas et al. [11]. Os betões foram produzidos com 350 L/m^3 de agregado grosso com uma dimensão máxima de 11,2 mm. Em média, foi utilizado 0,3% da massa de cimento de superplastificante em misturas com relação a/c de 0,45. Os betões foram produzidos de acordo com o referido por Bogas et al. [11]. Para cada mistura, foram produzidos provetes cilíndricos de ϕ105x50 mm, seccionados de cilindros de 250 mm de altura para determinação da resistência à carbonatação de acordo com a especificação LNEC E391 [13]. Após desmoldagem às 24 horas, os provetes foram sujeitos a 6 dias de cura húmida. Após a cura húmida, os cilindros foram seccionados e colocados em câmara controlada a 20±2ºC e 50±5% HR até aos 28 dias. De seguida, procedeu-se à impermeabilização das duas faces dos provetes, de modo a garantir apenas a penetração radial de CO_2. Os ensaios foram realizados numa câmara de carbonatação acelerada a 60±5% HR, 23±3 ºC e 3±0,1% CO_2. Os provetes foram retirados da câmara de carbonatação às seguintes idades: 28, 91, 182, 273 dias e 1 ano, para betões com relação a/c de 0,45; 7, 28, 91, 119, 182, 273 dias e 1 ano, para betões com relação a/c de 0,55; 7, 14, 28, 56, 91 e 119 dias para betões com relação a/c de 0,65. Após

serem retirados da câmara, cada provete foi partido em 4 partes, tendo as superfícies sido pulverizadas com uma solução de fenolftaleína a 0,2%.

Quadro 1. Caracterização dos agregados

Propriedade	*Agregados leves*					*Agregados de massa volúmica normal*			
	Leca	*Argex 2-4*	*Argex 3-8F*	*Lytag*	*Stalite*	*Bago de Arroz*	*Brita 1*	*Areia Fina*	*Areia Grossa*
Massa volúmica seca (kg/m^3)	1076	669	597	1338	1483	2646	2683	2605	2617
Baridade seca (kg/m^3)	624	377	330	750	760	1309	1346	1569	1708
Absorção às 24h (%)	15,8	21,4	19,3	17,9	3,6	0,7	0,4	0,2	0,3
Fração granulométrica (d_i/D_i)[a)]	4/11,2	4/8	4/11,2	4/11,2	8/16	0/8	4/11,2	0/1	0/4
Porosidade aberta (%)	40,7	55,5	58,0	39,8	14,9	-	-	-	-

[a)] d_i – dimensão mínima do agregado; D_i – dimensão máxima do agregado

A profundidade de carbonatação foi obtida através da medição da largura da área carbonatada do betão que corresponde à zona não colorida do betão. A zona rosada do betão corresponde à área não carbonatada, em que o pH é superior a 9. Com base na primeira lei de difusão de Fick, a profundidade de carbonatação, x_c, no tempo, t, pode ser definida de acordo com a Eq. 2, onde K_C é o coeficiente de carbonatação obtido por regressão linear entre x_c e t^n, sendo n usualmente assumido de valor 0,5, especialmente para condições de ensaio constantes no tempo [14].

$$x_c = x_0 + K_C \times t^n \quad (2)$$

3. METODOLOGIA SEMI-PROBABILISTICA DA E465

3.1 Metodologia geral de projeto de durabilidade

A norma portuguesa NP EN 206 [1] remete o projeto de durabilidade de estruturas de betão através de metodologias prescritivas e baseadas no desempenho para as especificações LNEC E464 [13] e E465 [12], respetivamente. A especificação LNEC 465 [12] segue a metodologia semi-probabilistica do RILEM Report 14 [5], enquadrada na abordagem dos fatores parciais de segurança da EN1990 [15]. A vida útil pretendida, t_g, é afetada de um fator de segurança, γ, através da Eq. (3), em que t_L é a vida útil de cálculo, t_i é o período de iniciação e t_p é o período de propagação. A norma europeia EN1990 [15] estabelece as classes de fiabilidade RC1, RC2 e RC3, associadas a índices mínimos de fiabilidade, β, de 1,2, 1,5 e 2,0, a que correspondem os fatores de segurança para estado limite de utilização, g, de 2,0, 2,3 e 2,8,resptivamente. Os β estão associados a uma probabilidade máxima de falha, P_f, de 11,5x10^{-2}, 6,7x10^{-2} e 2,3x10^{-2}, respetivamente (Eq. (4)). Na determinação dos fatores parciais de segurança, assume-se que t_L é representada por uma distribuição log-normal com um coeficiente de variação de 0,5.

$$t_L = \gamma t_g = \gamma(t_i + t_p) \quad (3) \qquad P_f = \phi(-\beta) \quad (4)$$

Além disso, o estado limite de serviço é definido como fendilhação do betão por corrosão das armaduras, de forma a permitir a estimativa do t_p, de acordo com o modelo de Tuutti [16], para as classes XC1 a XC4 definidas na NP EN 206 [1]. A metodologia da E465 [12] consiste na estimativa do t_p e na determinação do período de iniciação de projeto, t_{ic}, garantindo o cumprimento da Eq. (5).

$$t_{ic} = \gamma t_i = \gamma(t_g - t_p) \quad (5)$$

3.2 Modelação do período de iniciação

De acordo com a E465 [12], o modelo de previsão do período de iniciação aplicado neste estudo baseia-se na primeira lei de Fick, assumindo fluxo de CO_2 estacionário de concentração na atmosfera constante igual a 0,7x10^3 kg/m^3, segundo a Eq. (6), em que R_{ca} corresponde à resistência à carbonatação (kg.ano/m^5), k_0 o fator relativo às condições de ensaio (k_0=3), k_1 o fator que tem em conta a humidade

relativa do betão e n o fator que permite considerar a influência da molhagem/secagem ao longo do tempo (Quadro 2), k_2 o fator que considera a influência da cura (k_2=1, para cura normalizada), t_0 o período de referência (t_0=1 ano) e c o recobrimento (m), correspondendo ao recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, definido na norma europeia EN1992-1-1 [17] para cada classe de exposição, assumindo uma classe estrutural S4 associada a uma vida útil pretendida de 50 anos (Quadro 2). De acordo com a EN1992-1-1 [17], o recobrimento nominal, c_{nom}, corresponde à soma do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, e do desvio esperado, Δc_{dev} (recomendado 10 mm).

$$R_{ca} = \frac{1{,}4 \times 10^{-3} t_{ic}}{c^2} k_0 k_1 k_2 \left(\frac{t_0}{t_{ic}}\right)^{2n} \Leftrightarrow t_{ic} = \left(\frac{R_{ca} c^2}{1{,}4 \times 10^{-3} k_0 k_1 k_2 t_0^{2n}}\right)^{\frac{1}{1-2n}} \quad (6)$$

Quadro 2. Parâmetros ambientais, k_1 e n, tempo de propagação, t_p, estimado para t_g de 50 anos, de acordo com a E465 [12], e recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, de acordo com a EN1992-1-1[17]

Classe de exposição	*Parâmetros ambientais*		t_p *(anos)*	$c_{min,dur}$ [a)] *(mm)*
	k_1	n		
XC1	1	0	>100	15
XC2	0,2	0,18	10	25
XC3	0,77	0,02	45	25
XC4	0,41	0,09	15 (região seca) 5 (região húmida)	30

[a)] $c_{min,dur}$ definido para classe estrutural S4

3.3 Modelação do período de propagação

O modelo considerado na E465 [12] para a estimativa do período de propagação baseia-se na intensidade de corrente eletroquímica, de forma a estimar períodos de propagação mínimos. Este modelo recorre à lei de Faraday para a estimativa do período de propagação, t_p, através da Eq.(7), onde ϕ_0 é o diâmetro inicial das armaduras (mm), α um fator de valor 2 para corrosão induzida por carbonatação e I_{cor} a intensidade de corrente de corrosão ($\mu A/cm^2$). A redução do raio das armaduras, k, que provoca o início da fissuração é dada pela Eq.(8), em que c é o recobrimento (mm), ϕ_0 o diâmetro inicial das armaduras passivas e f_{cd} a resistência à compressão diametral do betão (MPa).

$$t_p = \frac{\phi_0}{1{,}15 \alpha I_{cor}} \quad (7) \qquad k = \left(74{,}5 + 7{,}3\frac{c}{\phi_0} - 17{,}4 f_{cd}\right)\left(\frac{0{,}2}{\phi_0}\right) \quad (8)$$

Os períodos de propagação mínimos recomendados pela E 465 [12] para cada classe de exposição e uma vida útil pretendida de 50 anos encontram-se no Quadro 2.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1 Estudo anterior da resistência à carbonatação [11]

Num estudo anterior [11], foram estabelecidas relações entre o coeficiente de carbonatação acelerada, K_C, e a relação a/c, por tipo de agregado. Com base nos resultados obtidos, foi sugerido um modelo bifásico que descreve a resistência à carbonatação dos BEAL, tendo sido analisados dos coeficientes de carbonatação, K_{C1} e K_{C2}, correspondentes às fases 1 e 2 do modelo bifásico, respetivamente. O modelo propõe que até que a frente de carbonatação ultrapasse uma camada de D_{max}/2 a D_{max} (dimensão máxima do agregado grosso) e atinja os AL, a taxa de carbonatação dos BEAL é semelhante à dos BAN da mesma composição, K_{C1}. Após esta fase, a taxa de carbonatação, K_{C2}, depende do tipo de agregado. Considerou-se razoável e conservativo considerar a contribuição da fase 1 apenas nos BEAL com relação a/c inferior a 0,5.

Os resultados obtidos evidenciaram uma maior participação dos AL na taxa de carbonatação com o incremento da relação a/c. Em geral, a redução da massa volúmica dos AL conduziu a K_{C2} mais elevados nos BEAL correspondentes. Assim, tipificou-se o comportamento dos BEAL de acordo com a origem

e massa volúmica dos AL, tendo-se distinguido as seguintes classes para AL expandidos (ALE): ρ_{AL}<1000 kg/m^3 (AL de porosidade elevada); 1000< ρ_{AL} <1400 kg/m^3 (AL de porosidade moderada); ρ_{AL} >1400 kg/m^3 (AL de porosidade reduzida); e para ALCS: ρ_{AL}>1300 kg/m^3. A partir dos resultados obtidos, foi possível estimar a resistência à carbonatação, R_{ca}, acelerada, em função da relação a/c, para cada tipo de agregado (Eq. (9), Quadro 3). Na Eq. (9), R_{ca} corresponde ao quociente do dobro da concentração de CO_2 na câmara de carbonatação acelerada (54x10^{-3} kg/m^3 para 3% de CO_2) e do quadrado do coeficiente de carbonatação, K_C. R_{ca} foi obtida assumindo que os BEAL se encontram em fase 2 (K_{C2}), tendo-se desprezado o potencial contributo da fase 1. Os BAN foram calculados de acordo com a fase 1 (K_{C1}).

$$R_{ca} = \frac{0{,}108}{[f(a/c) \times 10^{-3}]^2} (kg.ano/m^5) \quad (9)$$

Quadro 3. *f(a/c)* para estimativa de R_{ca} na Eq. (9)

Tipo de agregado	*Classe de massa volúmica*	K_{C1} *(mm/ano^{0,5}) a/c<0,45*	K_{C2} *(mm/ano^{0,5})*
ALE	ρ_{AL}<1000 kg/m^3	136,7(a/c)-54,4	220,8(a/c)-81,1
	1000< ρ_{AL} <1400 kg/m^3		181,9(a/c)-67,4
ALCS	1000< ρ_{AL} <1400 kg/m^3	(para a/c>0,45, K_{C1} é desprezado)	128,0(a/c)-43,1
	ρ_{AL}>1300 kg/m^3		159,2(a/c)-50,3

4.2 Previsão de vida útil de acordo com a E465 [12]

A vida útil dos BEAL mais comuns sujeitos a corrosão induzida por carbonatação foi estimada de acordo com a metodologia semi-probabilística da E465 [12]. Esta metodologia de fatores parciais de segurança baseia-se na Eq. (6) para modelar o período de iniciação, t_i, que depois é dividido por um fator de segurança, γ, associado a um nível de fiabilidade e somado a um período mínimo de propagação, t_p, dado pelo Quadro 2 de forma a obter a vida útil pretendida, t_g, de acordo com a Eq. (10), decorrente das Eqs. (3) e (5).

$$t_g = \frac{t_i}{\gamma} + t_p \quad (10)$$

Assim, com base na metodologia da E465 [12], foram definidos ábacos para previsão da vida útil dos BEAL com diferentes tipos de agregado, em função da sua relação a/c ou do coeficiente de carbonatação acelerado e a resistência à carbonatação (Figuras A.1-A.4, em Anexo). A determinação da vida útil foi realizada para as diversas classes de exposição, exceto para XC1, que corresponde a condições que não são relevantes para a corrosão induzida por carbonatação, com períodos de propagação superiores a 100 anos. Apenas foi considerada a classe de fiabilidade RC2, associada à probabilidade máxima de falha de 6,7%, com um fator de segurança de 2,3, para uma vida útil pretendida de 50 anos. Esta análise foi realizada para diferentes recobrimentos nominais (20 ≤ c_{nom} ≤ 60 mm), tendo o c_{nom} especificado por EN1992-1-1 [17] para cada classe de exposição sido destacado com uma curva tracejada. Além disso, apresenta-se também uma linha tracejada representativa da vida útil pretendida de 50 anos.

Tendo em conta os resultados e os recobrimentos apresentados no Quadro 2, conclui-se que os betões com relação a/c<0,5 apresentam elevada resistência à carbonatação, conduzindo a longos períodos de iniciação, que ultrapassam largamente a vida útil pretendida, independentemente do tipo de agregado e classe de exposição. Os ábacos demonstram que os BEAL com ALE mais densos (ρ_{AL} >1400 kg/m^3) podem apresentar resistências à carbonatação consideravelmente superiores a outros tipos de BEAL, em especial com relações a/c elevadas.

O cumprimento da vida útil pretendida em betões com relações a/c intermédias está relacionado com o tipo de agregado e condições de exposição, uma vez que estas afetam diretamente a taxa de carbonatação. Tendo em conta os recobrimentos nominais de referência, as relações a/c de 0,65, 0,55 e 0,5 conduzem a vidas úteis de BEAL com ALE de elevada porosidade (ρ_{AL} <1000 kg/m^3) superiores a 50 anos, para as classes de exposição XC2, XC3 e XC4, respetivamente. O mesmo se verifica para BEAL com ALE de porosidade intermédia (1000< ρ_{AL} <1400 kg/m^3) com relações a/c de 0,70, 0,60 e 0,55, para BEAL

com ALE de porosidade reduzida (ρ_{AL} >1400 kg/m^3) com relações a/c de 0,85, 0,65 e 0,60, para BEAL com ALCS (ρ_{AL} >1300 kg/m^3) com relações a/c de 0,70, 0,60 e 0,50 e para BAN com relações a/c de 0,85, 0,70 e 0,65, para as classes de exposição XC2, XC3 e XC4, respetivamente. De referir que os valores obtidos para os BEAL com ALCS se assemelham aos obtidos para os BEAL com ALE de porosidade moderada e que os valores obtidos para os BEAL com ALE de porosidade reduzida se aproximam dos obtidos para os BAN. Assim, desde que sejam adotados recobrimentos adequados, a carbonatação não é um mecanismo determinante para a durabilidade dos BEAL, mesmo para os com pastas de baixa a moderada qualidade, pelo que será pouco provável que a corrosão induzida por carbonatação seja o mecanismo dominante na estimativa de vida útil de estruturas de BEAL.

Note-se que nesta análise semi-probabilística, o efeito benéfico da fase 1 do modelo bifásico de carbonatação foi desprezado para os BEAL com relação a/c superior a 0,5. Para ter em conta o modelo bifásico, o período de iniciação, t_{ic}, deve ser estimado de acordo com a Eq. (11), baseada na Eq. (5), em que R_{ca1} e R_{ca2} são as resistências à carbonatação acelerada das fases 1 e 2, respetivamente, D_{max} é o diâmetro máximo do agregado grosso e os restantes parâmetros se encontram definidos em 3.2.

$$t_{ic} = \left[\left(\frac{R_{ca1}\left(\frac{D_{max}}{2}\right)^2}{1.4 \times 10^{-3} k_0 k_1 k_2 t_0^{2n}} \right)^{0.5} + \left(\frac{R_{ca2}\left(c - \frac{D_{max}}{2}\right)^2}{1.4 \times 10^{-3} k_0 k_1 k_2 t_0^{2n}} \right)^{0.5} \right]^{\frac{2}{1-2n}} \quad (11)$$

Assim, tendo em consideração o potencial contributo da fase 1, prever-se-iam maiores vidas úteis nos BEAL sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. Por exemplo, um BEAL com AL de elevada porosidade (ρ_{AL} <1000 kg/m^3) e relação a/c de 0,45 pode apresentar a mesma resistência à carbonatação que um BAN para profundidades de carbonatação de até 5 mm (D_{max}/2), pelo que, para os recobrimentos do Quadro 2, a vida útil seria cerca de 1,66 (XC2), 1,17 (XC3) e 1,39 (XC4) vezes superior à obtida quando se desprezou a fase 1 do modelo bifásico.

5. METODOLOGIA PRESCRITIVA

Com base nas equações definidas no Quadro 3 e no modelo da E 465 [12] definiram-se valores limite para a composição dos BEAL e BAN, para uma classe de fiabilidade RC2 e uma vida útil pretendida de 50 anos. Assim, no Quadro 4 apresenta-se a proposta de tabela prescritiva com base nos ensaios acelerados. Estes limites foram definidos por tipo de agregado e classe de exposição, em vez de por tipo de ligante e classe de exposição como recomendado pela NP EN 206 [1] e pela E 464 [13], uma vez que conforme anteriormente verificado a resistência à carbonatação de um betão pode ser obtida em função da relação a/c, independentemente do tipo de ligante. Os limites prescritos incluem o recobrimento nominal mínimo, a relação a/c máxima e o teor de ligante mínimo. A relação a/c máxima foi definida de acordo com os resultados dos ensaios acelerados. O recobrimento nominal mínimo foi definido de acordo com os valores recomendados pela EN1992-1-1 [17]. De forma semelhante, o teor de ligante mínimo foi estabelecido de acordo com a NP EN 206 [1] e a E 464 [13], considerando a produção de betão conforme com D_{max} até 12,5 mm, conforme usualmente considerado para os BEAL. Dado que nestes documentos os valores recomendados são referentes a betões produzidos com agregados com D_{max} entre 20 e 32 mm, o teor de ligante adotado no Quadro 4 resultou da multiplicação dos valores recomendados por um fator de 1,23, conforme sugerido pela E 464 [13].

Por outro lado, ao contrário do sugerido pela NP EN 206 [1] e pela E 464 [13], no Quadro 4 não foram prescritas classes de resistência mínimas, uma vez que, conforme verificado por Bogas et al. [11], a durabilidade de BEAL não deve ser caracterizada em função da resistência à compressão, sendo mais adequada a prescrição de valores limite para a relação a/c. O Quadro 4 permite concluir que, apesar de pequenas diferenças entre classes de exposição, a máxima relação a/c dos BEAL com ALE de massa volúmica reduzida e moderada deverá ser, em média, cerca de 0,20 e 0,15 inferior à dos BAN, respetivamente. No entanto, os BEAL com ALE mais densos podem ser especificados com aproximadamente os mesmos limites que os BAN, atingido desempenhos semelhantes em termos de

durabilidade. O desempenho dos BEAL com ALCS deverá ser semelhante ao dos BEAL com ALE de massa volúmica moderada.

Quadro 4. Limites de composição recomendados para BEAL e BAN sujeitos a corrosão induzida por carbonatação para um vida útil pretendida de 50 anos (classe de fiabilidade RC2)

Tipo de ligante	*CEM I; CEM II/A[a]; CEM II/B[b]; CEM IV/A[c]; CEM IV/B[d]*																			
Tipo de agregado	*BEAL*																*BAN*			
	ALE												*ALCS*							
	ρ_{AL} < 1000 kg/m³				1000 < ρ_{AL} < 1400 kg/m³				ρ_{AL} > 1400 kg/m³				ρ_{AL} > 1300 kg/m³							
Classe de exposição	*XC1*	*XC2*	*XC3*	*XC4*	*XC1*	*XC2*	*XC3*	*XC4*	*XC1*	*XC2*	*XC3*	*XC4*	*XC1*	*XC2*	*XC3*	*XC4*	*XC1*	*XC2*	*XC3*	*XC4*
Recobrimento nominal mínimo (mm)	25	35	35	40	25	35	35	40	25	35	35	40	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima relação a/c	0,65	0,65	0,55	0,50	0,70	0,70	0,60	0,55	0,85	0,85	0,65	0,60	0,70	0,70	0,60	0,50	0,85	0,85	0,70	0,65
Teor de ligante mínimo (kg/m³)	320	350	350	370	320	350	350	370	320	350	350	370	320	350	350	370	260	280	280	300

[a] CEM II/A-D (6 e 9% SF); CEM II/A-V (15% Cz); CEM II/A-L (15% FL); [b] CEM II/B-V (30% Cz); CEM II/B-L (30% FL);
[c] CEM IV/A (10% SF e 20% Cz); [d] CEM IV/B (10% SF e 40% Cz)

Os valores da máxima relação a/c prescritos no Anexo F da NP EN 206 [1] para os BAN com CEM I (a/c<0,60 para XC2; a/c<0,55 para XC3; a/c<0,50 para XC4) são inferires aos indicados no Quadro 4. Os valores especificados na E 464 [13] para os BAN (a/c<0,65 para XC2; a/c<0,60 para XC3 e XC4) são menos conservativos que os da NP EN 206 [1], e consequentemente, apresentam menores diferenças em relação aos indicados no Quadro 4, variando cerca de 0,20 para a classe XC2 e 0,05 para a classe XC4. De facto, de acordo com outros autores [18-20], os valores recomendados pela NP EN 206 [1] para betões com CEM I podem ser demasiado conservativos. No entanto, é necessário intensificar a investigação nesta área para validar os valores prescritos, nomeadamente tendo em conta resultados experimentais de exposição a ambiente real. Por esta razão, foram produzidos e estão a ser monitorizados provetes com as mesmas composições sujeitos a diferentes ambientes de exposição real.

6. CONCLUSÕES

No presente artigo, estimou-se a vida útil dos BEAL produzidos com diferentes tipos de ligante sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. As principais conclusões foram:

- ✓ Avaliaram-se as equações para estimativa da resistência à carbonatação acelerada em função da relação a/c, e os resultados foram utilizados na metodologia baseadas no desempenho com fatores parciais de segurança, de acordo com o sugerido pela E 465 [12], o anexo nacional da NP EN 206 [1].
- ✓ Com base na metodologia dos fatores parciais de segurança da E465 [12], estimou-se a vida vida útil dos BEAL e BAN sujeitos a corrosão induzida por carbonatação para as classes de exposição definidas na NP EN 206 [1], tendo resultado em ábacos de previsão de vida útil dos BEAL e BAN em função da relação a/c e da resistência à carbonatação acelerada, tendo em conta diferentes recobrimentos.
- ✓ Com base na análise de vida útil executada, foram prescritos limites de composição para cada classe de exposição, para uma vida útil prevista de 50 anos.
- ✓ Os resultados revelam que mesmo quando são consideradas pastas de baixa a moderada qualidade, a corrosão induzida por carbonatação não deverá ser o mecanismo determinante para a vida útil de estruturas de BEAL, desde que sejam adotados recobrimentos apropriados.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho de investigação foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), através do projeto PTDC/ECM-COM1734/2012. Os autores agradecem ainda o apoio do CEris/IST no financiamento do presente trabalho e a colaboração das empresas Saint-Gobain Weber Portugal, Argex, Stalite, Lytag, SECIL e BASF pelo fornecimento dos materiais utilizados durante a campanha experimental. O primeiro autor gostaria de agradecer o financiamento da FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/100397/2014.

REFERÊNCIAS

[1] NP EN 206 (2013) Betão – Especificação, desempenho, produção e conformidade. IPQ.

[2] RILEM TC 230-PSC (2016) Performance based specifications and control of concrete durability. Beushausen H, Luco L-F (eds) RILEM State-of-the-Art Reports, Vol. 18, Springer, Netherlands, 373p. doi: 10.1007/978-94-017-7309-6.

[3] fib 34 (2006) Model code for service life design. CEB-FIB, fib bulletin 34, 116p.

[4] CEB 238 (1997) New approach to durability design – An example for carbonation induced corrosion. CEB, CEB bulletin 238, Switzerland, 138p.

[5] RILEM TC 130-CSL (1996) Durability design of concrete structures. Sarja A, Vesikari E (eds) RILEM Report 14, E&FN Spon, London, UK, 165p.

[6] ACI 365.1R (2000) Service-life prediction – State-of-the-art report. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 44p.

[7] DuraCrete R17 (2000) Final Technical Report - General guidelines for durability design and redesign, The European Union - Brite EuRam III, Document BE95-1347/R17, 138p.

[8] fib 3 (1999) Structural concrete – Textbook on behaviour, design and performance (Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990) Vol. 3: Durability – Design for fire resistance – Member design – Maintenance, assessment and repair – Practical aspects, CEB-FIP, fib bulletin 3, 292p.

[9] Papadakis VG, Fardis MN, Vayenas CG (1992) Hydration and carbonation of pozzolanic cements. ACI Materials Journal, Vol. 89, N 2, pp.119-130.

[10] Holm TA, Bremner T, Vaysburd A (1988) Carbonation of marine structural lightweight concrete. In: Malhotra VM (ed) Second International Conference on Performance of Concrete in Marine Environment, St. Andrews, NB, Canada, ACI SP 109, pp. 667-676.

[11] Bogas JA, Real S, Ferrer B (2016) Biphasic carbonation behaviour of structural lightweight aggregate concrete produced with different types of binder. Cement and Concrete Composites, Vol. 71, pp.110-121.

[12] LNEC E 465 (2007) Betões – Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS. LNEC, Lisboa, Portugal.

[13] LNEC E 464 (2007) Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais. Especificação LNEC, Lisboa, Portugal.

[14] Kropp, J. (1995). Relations between transport characteristics and durability, in: J. Kropp, H.K. Hilsdorf (Eds.), Performance Criteria for Concrete Durability – State of the art report by Rilem Technical Committee TC 116-PCD, Performance of concrete as a criterion of its durability, Rilem Report 12, E&FN Spon, pp. 65-89.

[15] EN 1990 (2002) Eurocode: Basis of structural design. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, Belgium, 87p.

[16] Tuutti K (1982) Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 468p.

[17] EN 1992-1-1 (2004) Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, CEN, Belgium, 225p.

[18] Ribeiro MSS, Ribeiro AB, Gonçalves AF (2009) Resistance of concrete to carbonation, predicted and measured values in natural exposure. In: 2nd International Workshop on Concrete Durability and Service Life Planning (ConcreteLife'09), 7-9 September 2009, Haifa, Israel.

[19] Marques PF, Chastre C, Nunes A (2013) Carbonation service life modelling of RC structures for concrete with portland and blended cements. Cem.Conc.Comp. Vol. 37, pp.171-184.

[20] Marques PF, Costa A (2010) Service life of RC structures: Carbonation induced corrosion. Prescriptive vs. performance-based methodologies. Const.Build.Mat. Vol. 24, pp.258-265.

ANEXO

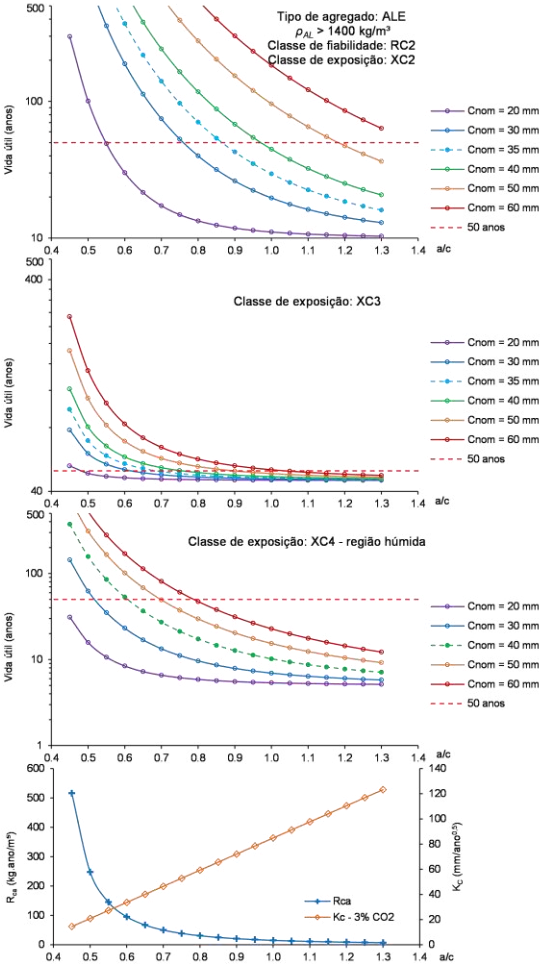


Figura A.1 – Vida útil de BEAL com ALE mais densos sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom}, em função da relação a/c, da resistência à carbonatação, R_{ca}, e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2, K_C, para uma classe de fiabilidade RC2.

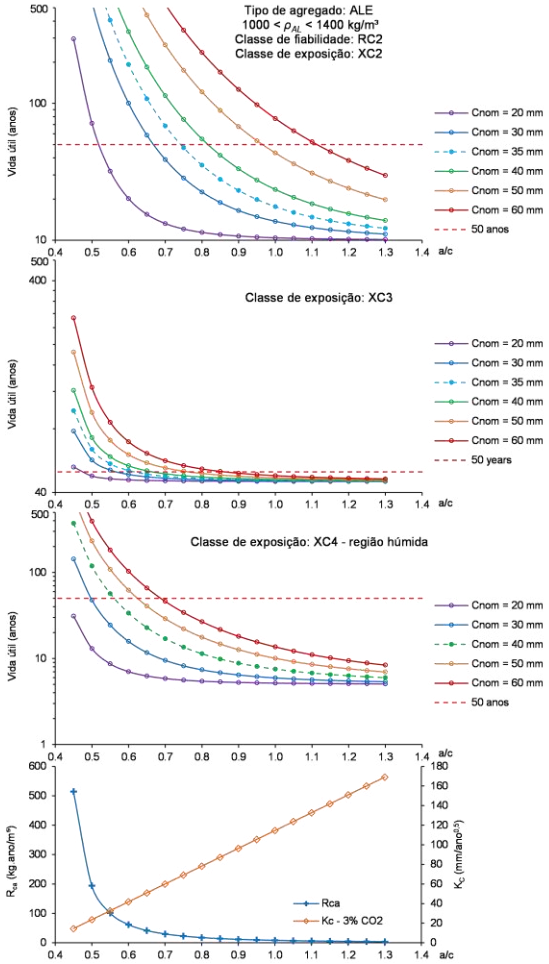


Figura A.2 – Vida útil de BEAL com ALE de massa volúmica intermédia sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom}, em função da relação a/c, da resistência à carbonatação, R_{ca}, e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2, K_C, para uma classe de fiabilidade RC2.

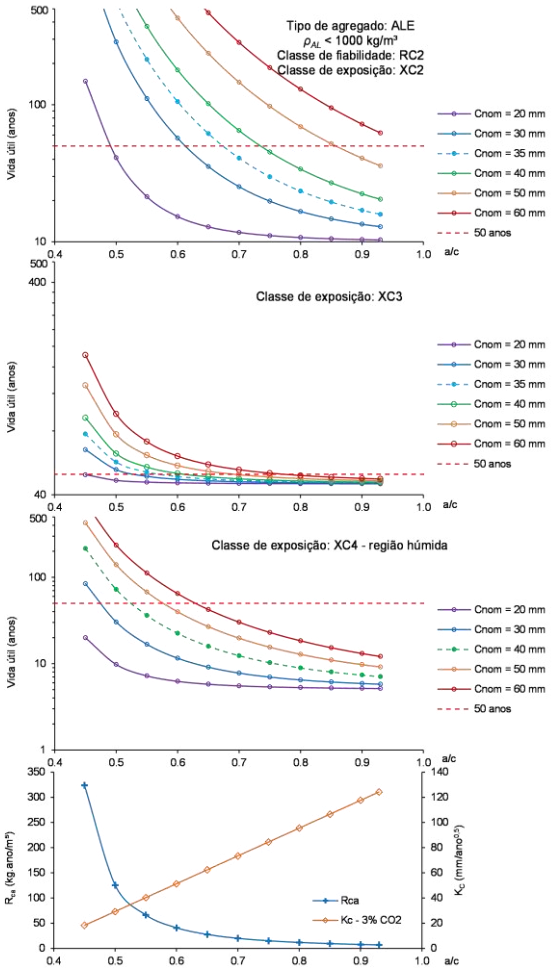


Figura A.3 – Vida útil de BEAL com ALE mais porosos sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom}, em função da relação a/c, da resistência à carbonatação, R_{ca}, e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2, K_C, para uma classe de fiabilidade RC2.

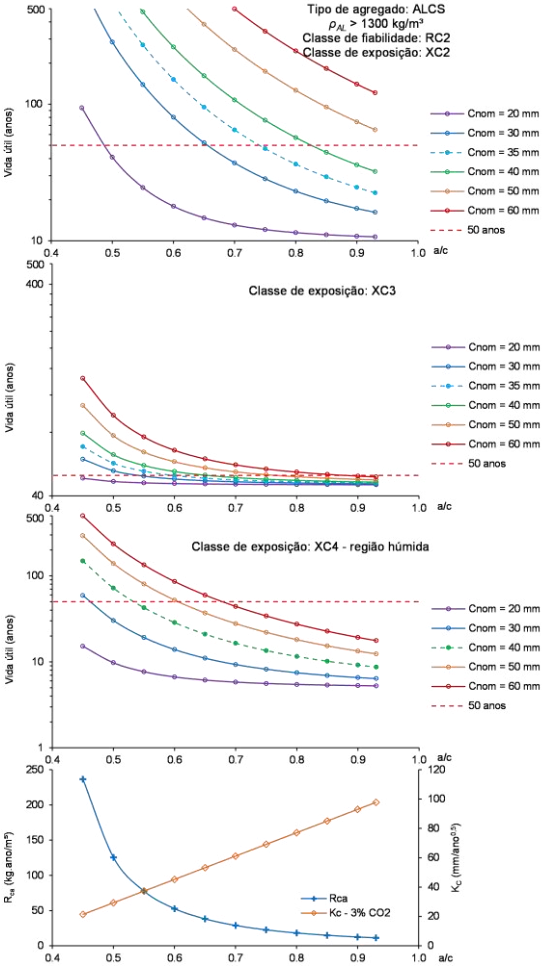


Figura A.4 – Vida útil de BEAL com ALCS sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom}, em função da relação a/c, da resistência à carbonatação, R_{ca}, e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2, K_C, para uma classe de fiabilidade RC2.

Análise da microdureza de matrizes cimentícias com materiais pozolânicos

Carla Mabel M. de A. e Silva[1]; Yuri Sotero Bomfim Fraga[2]; Ivan Santos Dortas[3]; Luiz Henrique P. Santos[4]; César Douglas B. dos Santos[5]

RESUMO

Com o desenvolvimento do setor construtivo, é notório o aumento significativo do consumo de materiais utilizados neste ramo, em especial os cimentícios. Tem-se buscado por materiais que proporcionem estruturas duráveis e ao mesmo tempo amigáveis ao meio ambiente. A incorporação de materiais pozolânicos em matrizes cimentícias em substituição ao cimento Portland aponta para uma significativa melhoria das propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade, as quais são proporcionadas por sua maior homogeneidade quando comparadas a matrizes sem esta incorporação, além disso, implicam em um efeito benéfico ao meio ambiente. Existem vários tipos de pozolanas que podem ser utilizadas em matrizes cimentícias, como o metacaulino, a argila calcinada e o fíler calcário. Apesar disso, é necessária uma investigação do desempenho de matrizes cimentícias com incorporação de pozolanas contemplando, não só aspectos relativos às propriedades mecânicas dos mesmos em escala macroestrutural, mas, principalmente, aspectos inerentes ao seu comportamento micromecânico, no qual está inserida a microdureza. A dureza de um material é definida pela sua habilidade em resistir a uma deformação local permanente. Desse modo, este trabalho teve como objetivo investigar o comportamento micromecânico relacionado às variações da dureza microestrutural de matrizes cimentícias com incorporação de materiais pozolânicos e comparar estes resultados com a resistência à compressão. Foram analisadas a microdureza de quatro caldas de cimento, sendo uma referência (100% de cimento Portland) e outras três caldas com 15% de substituição do cimento Portland por materiais pozolânicos, sendo eles: metacaulino, argila calcinada e filer calcário. Através dos resultados, foi possível verificar que a substituição do cimento Portland por materiais pozolânicos resultou em diferentes resultados tanto no desempenho mecânico quanto na microdureza.

Palavras-chave: Matrizes Cimentícias; Pozolanas; Microdureza; Resistência à Compressão.

1. INTRODUÇÃO

Com a crescente industrialização e consequentemente o respectivo desenvolvimento do setor construtivo, é notório um aumento significativo do consumo de materiais utilizados neste ramo. Dentre os materiais construtivos, os mais relevantes e utilizados são os cimentícios, nos quais estão inclusos argamassas, betões e seus derivados.

O uso de cimento Portland é uma alternativa viável e económica mundialmente para a construção dos mais diversos tipos de estruturas, apesar de ser detentor de uma certa susceptibilidade aos ataques químicos e esforços termo-mecânicos. No entanto, tem-se buscado por novos materiais que

[1] Universidade de Brasília, Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Brasília, Brasil. carlamabeleng@gmail.com
[2] Universidade de Brasília, Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Brasília, Brasil. yurisotero.engcivil@gmail.com
[3] Universidade Tiradentes, Departamento de Engenharia Civil, Aracaju, Brasil. ivansantosdortas@hotmail.com
[4] Universidade Tiradentes, Departamento de Engenharia Civil, Aracaju, Brasil. l.henrique.engcivil@gmail.com
[5] Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. up201710809@fe.up.pt

proporcionem estruturas duráveis e ao mesmo tempo amigáveis ao meio ambiente, sendo ainda capazes de atender às demandas cada vez mais arrojadas da engenharia moderna. Essa busca justifica-se ainda pela constante necessidade de se reduzir os elevados custos de recuperação estrutural e aumentar a servicibilidade das estruturas [1].

Atualmente vários estudos vêm sendo desenvolvidos no mundo acerca dos efeitos da incorporação de pozolanas nas propriedades de matrizes cimentícias tanto em seu estado fresco quanto endurecido. A maioria deles mostram uma significativa melhoria das propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade destas matrizes as quais são proporcionadas por sua maior homogeneidade quando comparadas a matrizes sem esta incorporação.

Pesquisas mostram que matrizes modificadas aparentam apresentar uma melhoria de suas propriedades reológicas, mecânicas e de durabilidade, quando comparadas às matrizes sem adição. De acordo com alguns estudos, a substituição do cimento Portland por pozolanas, implica em um duplo benefício ao meio ambiente: agregando valor a resíduos cuja exposição na natureza é fonte de grande degradação ambiental e reduzindo o consumo de cimento, cuja problemática ambiental provocada pela sua produção é mundialmente reconhecida [2].

A pozolana quando introduzida num sistema à base de cimento Portland e em presença da água, reage com o hidróxido de cálcio (CH), não apenas consumindo-o, mas também produzindo novos compostos cimentícios mais resistentes, como o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), o que é designado como reação pozolânica [3].

Além do efeito pozolânico, o uso de pozolanas proporcionam também o efeito fíler, que pode ser observado quando as partículas finamente divididas da pozolana residual (que não reage com os produtos de hidratação do cimento) e outros compostos formados durante a reação pozolânica, como os cálcio aluminato hidratados (C-A-H), atuam reduzindo a porosidade da estrutura resultante. Assim, a combinação dos efeitos pozolânico e fíler pode representar uma contribuição importante para a resistência e durabilidade da calda endurecida [3].

Pode-se inferir que os principais efeitos da reação pozolânica nas matrizes cimentícias são o refinamento do tamanho dos poros e o estímulo à formação da fase silicato de cálcio hidratado (C-S-H), com consumo da fase portlandita (CH), o que proporciona um maior teor da fase cimentante, e pode acarretar em melhorias significativas das propriedades destas matrizes uma vez que promovem uma estrutura mais homogênea e densa, consequentemente mais resistente e menos permeável [3].

O desempenho de uma pozolana em uma matriz cimentícia não depende somente de fatores inerentes ao material pozolânico, como composição química, teor de substituição, finura, e massa específica, mas também da proporção dos materiais, relação água/cimento, tipo de cimento e de agregados, presença de aditivos químicos, idade e grau de hidratação da matriz. Tal desempenho denominado como reatividade ou índice de atividade do material pozolânico é geralmente avaliado em função da resistência à compressão axial de argamassas normalizadas, possuindo a mistura de controle (0% de substituição) como referência [4].

De acordo com sua reatividade, um material pozolânico em substituição ao cimento pode contribuir ou não para o ganho de resistência à compressão através da reação pozolânica, a medida que, se a pozolana utilizada possuir elevada atividade, a mesma produzirá uma quantidade de hidratos maior do que a quantidade de cimento substituído produziria, ocasionando um incremento na resistência, ocorrendo efeito inverso para pozolanas de baixa atividade [4].

Existem vários tipos de pozolanas que podem ser utilizados em matrizes cimentícias, como o metacaulino, a argila calcinada e o fíler calcário. O metacaulino é uma pozolana ultrafina, produzida através da calcinação do caulino em temperaturas entre 700 e 900 ºC e moída até a finura de 0,7 m²/g ou 0,9 m²/g. A temperatura de queima ou calcinação é extremamente importante e afeta diretamente a atividade pozolânica do produto resultante [5, 6].

A utilização do metacaulino é indicado para adquirir aumento de resistência do betão, principalmente nas primeiras idades. Após 14 dias de cura, a contribuição do metacaulino ao ganho de resistência é menor. O aumento de resistência à compressão do betão com metacaulino é devido ao efeito fíler, onde as partículas de metacaulino preenchem os espaços entre as partículas de cimento, aceleram a hidratação do cimento e a reação pozolânica. Embora o volume de poros aumente ligeiramente nas caldas contendo metacaulino, a estrutura de poros da calda é refinada [7].

A argila calcinada é obtida através do processo de ativação térmica e moagem de um solo argilosos. As partículas de pozolana de argila calcinada tem o formato esférico e uma finura muito grande. A maioria das partículas possuem um diâmetro entre menor que 1 µm e 100 µm, a superfície específica Blaine tem valores entre 250 m²/ kg e 600 m²/ kg. A grande superfície específica da argila calcinada possibilita a reação com o hidróxido de cálcio [5].

Um betão contendo pozolana de argila calcinada possui uma resistência inicial menor que a de um betão de referência, fato que se deve principalmente ao fato da redução na quantidade de cimento, que foi substituído pela argila calcinada e, ainda, devido à pequena taxa de dissolução da sílica em virtude da pequena superfície específica apresentada pela argila calcinada, de apenas 300 a 400 m²/kg. Em maiores idades, o betão com pozolana de argila calcinada passa a apresentar maior resistência, pois uma maior quantidade de sílica em solução estará presente e, consequentemente, uma maior quantidade de gel de C-S-H é formada, levando ao desenvolvimento da resistência [8].

Em relação ao fíler calcário, trata-se de um pó fino proveniente da rocha calcária [9]. A ação do fíler calcário se dá tanto por meio do efeito físico como químico, de forma que não constitui um material completamente inerte, como se tem definido [10]. O efeito físico ocorre devido à sua finura, que gera um bom empacotamento. Já a ação química, se dá principalmente durante a hidratação do cimento nas primeiras idades, funcionando como agente de nucleação para a produção de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H, além de acelerar a hidratação dos minerais do clínquer, especialmente o C_3S, contribuindo para o aumento da resistência à compressão [11].

A presença do material pozolânico em matrizes cimentícias é capaz de promover alterações microestruturais não apenas na fase aglomerante, reduzindo sua porosidade, como também na zona de transição entre esta matriz e os demais componentes do compósito, como agregados, fibras ou armaduras metálicas, o que promove variações tanto na rigidez quanto no modo de ruptura dos materiais contendo adições desta natureza [3].

Sendo assim, é necessária uma investigação do desempenho de matrizes cimentícias com incorporação de pozolanas contemplando, não só aspectos relativos às propriedades mecânicas dos mesmos em escala macroestrutural, mas, principalmente, aspectos inerentes ao seu comportamento micromecânico, de forma a contribuir com o melhor entendimento do efeito pozolânico. Com o avanço da tecnologia está sendo desenvolvida uma tendência na determinação das propriedades mecânicas dos materiais de engenharia através de técnicas experimentais não destrutivas, na qual está inserida a microdureza. A microdureza é uma das técnicas não-destrutivas mais comumente empregada para avaliar as propriedades mecânicas dos mais diversos tipos de materiais como vidros, plásticos, polímeros, cerâmicas e materiais cimentícios [3].

Alguns estudos tem sido desenvolvidos sobre a utilização da técnica de microdureza em matrizes cimentícias hidratadas, buscando entender o seu comportamento segundo parâmetros tecnológicos importantes para as propriedades de engenharia, considerando que as respostas obtidas mediante a aplicação desta técnica apresentam uma boa correlação com as propriedades mecânicas como a resistência à compressão e o módulo de elasticidade [12].

A dureza (H) de um material é definida pela sua habilidade em resistir a uma deformação local permanente. O ensaio para determinar a dureza é baseado na produção de indentações (deformações plásticas), em pequenas áreas da superfície de interesse no material analisado, pela aplicação de carga, estática ou dinâmica, utilizando-se um indentador de geometria e propriedades mecânicas conhecidas.

Nos ensaios denominados de microdureza Vickers, o indentador, geralmente confeccionado em diamante, é dotado de forma piramidal [12].

O ensaio de microdureza fornece respostas em termos de profundidade de penetração ou tamanho da indentação. A segunda opção se apresenta como a mais simples e a mais utilizada. Nesta opção, os valores de dureza são determinados a partir de uma relação direta entre a carga aplicada e a área da indentação produzida (ou área de contato) em unidades de tensão [13].

Os valores de dureza obtidos estão diretamente relacionados com o quadrado da média das diagonais medidas durante o ensaio, sendo assim, a variação nas dimensões dessas diagonais está associada unicamente a erros experimentais relativos ao ensaio. Porém, sabe-se que em compósitos cimentícios, a presença de fases de maior dureza pode promover grande efeito na variação destas grandezas [14].

Desse modo, este artigo tem como objetivo investigar o comportamento micromecânico relacionado às variações da dureza microestrutural de matrizes cimentícias com incorporação de materiais pozolânicos e comparar estes resultados com a resistência à compressão.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Composição das caldas de cimento

As caldas de cimento (CP I) foram preparadas com relação água/aglomerante igual a 0,40, variando o teor de aditivo superplastificante (Tecflow 50N da Grace) até alcançar o espalhamento de 140±10mm no ensaio de mini slump. Foram moldados onze corpos de prova por traço com metodologia de mistura estabelecida pela norma brasileira [15], sendo cinco para verificar a resistência à compressão aos 7 dias, cinco para resistência à compressão aos 28 dias e um utilizado para o ensaio de microdureza aos 28 dias. Foi preparada uma calda referência (100% de cimento Portland) e outras três caldas com 15% de substituição do cimento Portland por materiais pozolânicos, sendo eles: metacaulino, argila calcinada e filer calcário. Esse teor de substituição foi escolhido após a análise dos resultados de outros pesquisadores [16-20]. Os corpos de prova foram colocados em cura submersa em água saturada com cal até a idade de análise. Na figura 1 são mostradas as caldas estudadas.



Figura 1. Amostas das caldas estudadas.

2.1.2 Materiais utilizados na preparação das amostras

Antes do ensaio de microdureza, foi necessária uma preparação da superfície das amostras. Desta forma, os materiais utilizados para esta preparação foram: álcool etílico hidratado 70%, lixas nº 80, 100, 120, 180, 220, 280, 320, 360, 400, 600, 800, 1200 e 2400, pano de polimento, pasta de diamante 6 µm (policristalina 10 gramas) e um pulverizador (recipiente para colocar o álcool). Na figura 2 são mostrados os materiais utilizados na preparação das amostras.



Figura 2. Materiais utilizados na preparação da amostra: (1) lixas; (2) pasta de diamante; (3) álcool; (4) pulverizador de álcool; (5) pano de polimento.

2.2 Métodos

2.2.1 Preparação das amostras

Inicialmente as amostras passaram por um processo de preparação antes de serem submetidas ao ensaio de microdureza Vickers. A preparação consistiu no processo de lixamento e polimento das superfícies das amostras, objetivando a obtenção de uma superfície plana, lisa e polida. Para este procedimento foi utilizado o equipamento Polipan 2D da marca Pantec.

O Polipan 2D possui um suporte para serem fixadas as lixas e/ou pano de polimento e possui a capacidade de duas velocidades de rotação, 300 e 600 rpm. Para o lixamento das amostras foram utilizadas as lixas de forma crescente, ou seja, iniciou-se pela lixa de nº 80 (que possui granulação mais grosseira) e finalizou na lixa de nº 2400 (granulação mais fina), sendo utilizada a velocidade de rotação de 300 rpm.

Antes de iniciar o lixamento, as lixas foram previamente umedecidas com o álcool, sendo esse procedimento repetido periodicamente, ou seja, à medida que as lixas iam secando, ia sendo pulverizado mais álcool sobre esta, de forma que o sistema nunca ficasse seco.

As amostras permaneceram em cada lixa por cerca de 4 minutos, sendo esse tempo dependente da situação que estava sua superfície, fato que era controlado visivelmente. A cada troca de lixa, a amostra era girada 90º, de forma que as ranhuras que as lixas iniciais deixavam deviam formar um quadriculado. Para facilitar esse controle, foi desenhado na superfície superior das amostras duas setas (A e B) que formavam 90º entre si, dessa forma, se na lixa anterior a amostra estivesse no sentido de (A), na lixa posterior deveria está obrigatoriamente no sentido de (B).

Após finalizar o uso de todas as lixas, as amostras passaram pelo polimento através da utilização do pano de polimento, o qual antes de iniciar o procedimento foi lubrificado com a pasta de diamante em pequena quantidade. O polimento durou até que não fosse verificadas marcas nas amostras.

2.2.2 Ensaio de microdureza Vickers

O ensaio de microdureza consistiu na aplicação de uma carga estática de 1 kgf sobre a superfície de interesse na amostra por 10 segundos, a qual produziu uma indentação (deformação plástica). O

indentador utilizado no microdurômetro foi o piramidal de base quadrada, confeccionado em diamante. O equipamento utilizado para medir a microdureza foi o Microhardness tester FM – 700 da Future-Tech, conforme mostrado na figura 3.



Figura 3. Microhardness tester FM - 700.

Este equipamento possui ainda um microscópio acoplado que permite visualizar e medir o tamanho da indentação. Para a melhor visualização foi utilizada a lente M10/0,25 da Future-Tech Japan. A partir das medidas das diagonais da indentação através de uma ferramenta do equipamento, foi possível obter o resultado da microdureza na própria tela do aparelho. A microdureza Vickers pode ser obtida através da Eq. (1) [3].

$$HV = c\frac{P}{d^2} \tag{1}$$

Onde:
HV: Microdureza Vickers;
P: Carga aplicada durante o ensaio – kgf;
d: Média das diagonais medidas durante o ensaio - mm (conforme figura 4);
c: Constante relacionada às características do indentador utilizado (geralmente equivalente a 1,8544 considerando pirâmide de base quadrada).

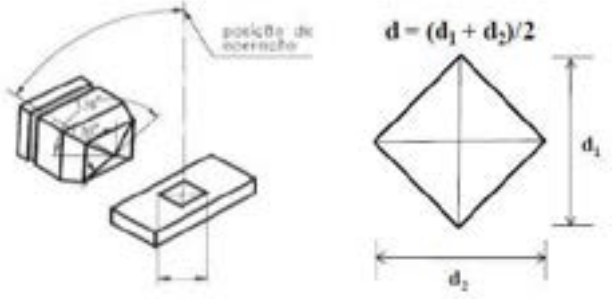


Figura 4. Desenho esquemático de um indentador Vickers e de sua indentação [3].

Dessa forma, não foi necessário fazer nenhum cálculo manualmente, pois o próprio equipamento já forneceu todos os resultados. Na figura 5 é mostrada uma indentação feita na superfície de uma das amostras.

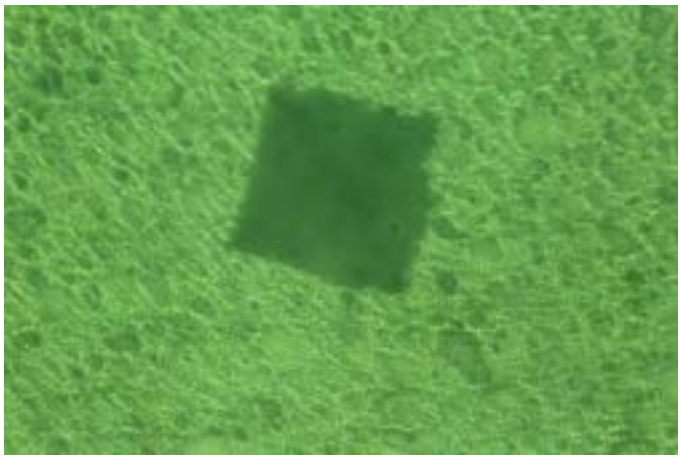


Figura 5. Indentação em uma das amostras analisadas.

Foi medida a microdureza em seis pontos de cada amostra. A partir dos resultados, foi calculada a média de microdureza para cada tipo de material.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme o ensaio de microdureza Vickers, foram medidas a microdureza em seis pontos distintos na superfície de cada amostra e estabelecida a média entre elas, sendo as seguintes amostras: referência (utilizando 100% de cimento Portland em sua composição), metacaulino (contendo 15% de metacaulino substituindo o cimento Portland), argila (contendo 15 % de argila calcinada substituindo o cimento Portland) e fíler (contendo 15% de fíler calcário substituindo o cimento Portland). O Quadro 1 mostra os resultados das medições da microdureza e sua média para cada tipo de matriz cimentícia.

Quadro 1. Valores da microdureza em cada ponto das amostras e suas médias aos 28 dias.

Pontos	Referência	Argila	Metacaulino	Fíler
1	15,1	19,2	17,3	14,1
2	16,1	17,8	14,7	9,3
3	15,2	19,6	15,6	11
4	16,3	16,7	13,2	12,5
5	15,6	24,4	14,7	12
6	14,1	22,7	16,7	13,2
Média	**15,4**	**20,1**	**15,4**	**12**
Desvio padrão	**0,73**	**2,68**	**1,36**	**1,55**

De acordo com os dados, observa-se que a amostra que obteve a maior média de microdureza foi a calda de cimento contendo 15 % de argila calcinada substituindo o cimento Portland, alcançando uma média de microdureza de 20,1. A calda de cimento referência (100% de cimento Portland) e a calda de cimento contendo 15% de metacaulino substituindo o cimento Portland, obtiveram uma média de microdureza Vickers idênticas, equivalente a 15,4. Já a calda de cimento contendo 15% de fíler calcário substituindo o cimento Portland foi a que obteve a menor média de microdureza Vickers, com valor igual a 12,0.

No Quadro 2 podem ser observados os resultados das médias de resistência à compressão de 5 corpos-de-prova para essas mesmas caldas aos 7 e 28 dias.

Quadro 2. Valor da média da resistência à compressão.

Período	Resistência à compressão (MPa)			
	Referência	Argila	Metacaulino	Fíler
7 dias	34,74	41,02	51,22	30,20
28 dias	44,62	52,54	57,39	40,05

Com os resultados do Quadro 1 e do Quadro 2, foi possível correlacionar graficamente a microdureza Vickers e a resistência à compressão das caldas aos 28 dias, como mostrado na Figura 6.

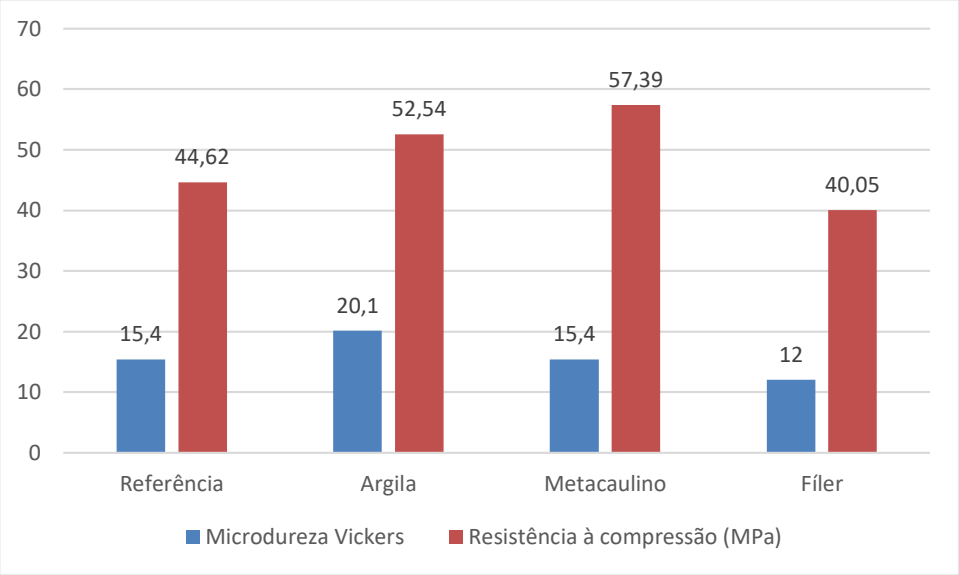


Figura 6. Correlação gráfica entre a microdureza Vickers e a resistência à compressão aos 28 dias.

Através da Figura 6, é possível observar que há uma divergência em relação à calda com resistência mais alta e maior valor da microdureza, pois conforme os resultados da microdureza Vickers, a calda contendo argila calcinada substituindo parcialmente o cimento Portland é a detentora de maior dureza, porém em relação à resistência à compressão, a mais resistente é a calda contendo metacaulino substituindo parcialmente o cimento Portland nas duas idades analisadas.

O fato da calda com argila calcinada ter obtido um valor de microdureza superior ao da calda com metacaulino, pode ser em consequência da presença de fases de maior dureza nos pontos onde foram realizadas as medições.

Em relação à calda referência e à calda contendo fíler calcário substituindo parcialmente o cimento Portland, é possível notar uma correlação dos resultados, pois a resistência à compressão dessas duas amostras seguiram a mesma tendência da microdureza, sendo o fíler calcário considerado o menos resistente entre as amostras analisadas, assim como o detentor de menor valor de microdureza.

4. CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos, concluiu-se que a presença de material pozolânico em matrizes cimentícias promove alterações microestruturais nos materiais. Isso foi confirmado pelos resultados dos valores da microdureza, em que a calda contendo argila calcinada substituindo parcialmente o cimento Portland obteve um maior valor de microdureza do que a calda referência (sem substituição).

Em relação à comparação dos resultados de microdureza das caldas cimentícias com os resultados de resistência à compressão, foi verificado uma divergência dos resultados das caldas contendo metacaulino e argila calcinada, pois a calda com argila calcinada obteve uma microdureza maior do que a calda com metacaulino, fato que na resistência à compressão foi inverso, a calda com metacaulino foi mais resistente do que a calda com argila calcinada. Já os resultados de microdureza e resistência à compressão para as caldas referência e com fíler calcário seguiram uma correlação, conforme o esperado.

Dessa forma, concluiu-se que os materiais pozolânicos agem de forma distinta na microestrutura das caldas, sendo necessária a utilização de técnicas complementares para um melhor entendimento dos seus efeitos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelas bolsas de mestrado aos dois primeiros autores.

REFERÊNCIAS

[1] Sharp, J.H. [et al.] (1999). Thaumasite formation in Portland-limestone cement pastes. Cement and Concrete Research, pp. 1331- 1340.

[2] Gonçalves, J.P. (2009). Performance evaluation of cement mortars modified with metakaolin or ground brick. Construction and Building Materials, pp. 1971-1979.

[3] Vieira, A.A.P. (2010). Microdureza aplicada ao estudo do dano em revestimentos compósitos para superfícies metálicas. Universidade Federal da Paraíba, Tese de doutoramento.

[4] Gonçalves, J.P. (2005). Desenvolvimento e caracterização de concretos de baixo impacto ambiental contendo argila calcinada e areia artificial. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Tese de doutoramento.

[5] Neville, A.M. (1997). Propriedades do concreto. São Paulo: PINI.

[6] Sabir, B. B. [et al.] (2001). Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. Cement and Concrete Composites, v.23, n.6, pp. 441-454.

[7] Khatib, J.M.; Wild, S. (1996). Pore size distribution of metakaolin paste. Cement and Concrete Research, v.26, n.10, pp. 1545- 1553.

[8] Lacerda, C.S.; Helene, P. (2002). Metacaulim: A nova opção para concretos de alto desempenho. In: Reunião Anual do IBRACON. Belo Horizonte.

[9] Dana, J.D. (1993). Manual of mineralogy. Revisão: C. Klein; C.S. Hurlbut Jr. 21st ed. New York: John Wiley & Sons, 681 p.

[10] Taylor, H.F.W. (1990). Cement Chemistry. London: Academic Press.

[11] Bosiljkov, V.B. (2003). SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler. Cement and Concrete Research, v.33, n.9, pp.1279-1286.

[12] Glinicki, M.A.; Zielinski, M (2004). Depth-sensing indentation method for evaluation of efficiency of secondary cementitious materials. Cement and Concrete Research, pp. 721-724.

[13] Quinn, G.D. [et al.] (2004). A standard reference material for Vickers hardness of ceramics and hardmetals. In: Hardness Measurements Theory and Application in Laboratories and Industries. Nacional Institute for Standards and Technology: Washington, D. C.

[14] Araújo, P.M. (2000). Etude par indentation interfaciale de l'adhérence du revêtemente Ni-Cr projete thermiquement: Influence de l'hydrogène et effets thermiques. Lille: Universite des Sciences et Technologies de Lille.

[15] ABNT NBR 16606. 2017, Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro, 8p.

[16] Antoni, M. [et al.] (2012). Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. Cement and Concrete Research, pp. 1579-1589.

[17] Taylor-Lange, S. C. [et al.] (2015). Calcined kaolinite–bentonite clay blends as supplementary cementitious materials. Applied Clay Science, pp. 84-93.

[18] Kuliffayová, M. [et al.] (2012). Thermal behaviour and characterization of cement composites with burnt kaolin sand. Journal of thermal analysis and calorimetry, pp. 425-432.

[19] Tironi, A. [et al.] (2015). Ternary blended cement with limestone filler and kaolinitic calcined clay. In: Calcined Clays for Sustainable Concrete. Springer, Dordrecht, pp. 195-201.

[20] Tironi, A. [et al.] (2014). Thermal analysis to assess pozzolanic activity of calcined kaolinitic clays. J Therm Anal Colorim, pp. 547-556.

Efeito da carbonatação na difusão de cloretos através de misturas cimentícias com cinzas volantes

Raphaele Malheiro[1], João Pinto[1], Aires Camões[1] e Gibson Meira[2]

RESUMO

A incorporação de resíduos e subprodutos industriais aos betões tem sido uma das alternativas encontradas para tentar reduzir o consumo mundial de cimento e, consequentemente, torná-lo um produto mais eco-eficiente. Neste sentido, e sabendo que um betão durável também promove a eco-eficiência do material, o trabalho em causa investiga a durabilidade de materiais cimentícios com incorporação de cinzas volantes (CV) face à ação combinada da penetração de cloretos e da carbonatação.

O aumento da quantidade de aluminatos proporcionada pela substituição de cimento por CV é um dos fatores que conduz a diminuição da quantidade de cloretos livres uma vez que os aluminatos reagem quimicamente com os cloretos. Por outro lado, devido às reações pozolânicas, inerentes à utilização de CV, o $Ca(OH)_2$ presente na matriz é consumido, facilitando o avanço da frente de carbonatação. Muito pouco é conhecido acerca da ação combinada da carbonatação e da penetração de cloretos em materiais cimentícios contendo CV.

Para este estudo, foram moldados provetes em argamassa contendo 20 e 40% de CV em substituição da massa de cimento CEM I 42.5R e relação água/ligante 0,50. Após 90 dias de cura e 15 dias de pré-condicionamento, os provetes foram introduzidos na câmara de carbonatação (20ºC, 55% de HR e 4% de CO_2) onde permaneceram por 15, 60 e 90 dias. Terminado o período de carbonatação, os provetes foram submetidos ao ensaio de difusão de cloretos por migração com base na especificação LNEC E 463.

Os resultados sugerem que as argamassas carbonatadas apresentam um coeficiente de difusão de cloretos diferente do alcançado para as argamassas que não sofreram carbonatação, independentemente da percentagem de CV. Esta diferença deve ser tida em consideração, principalmente, em ambientes sujeitos à ação dos cloretos e, ao mesmo tempo, fortemente contaminados com CO_2.

Palavras-chave: Materiais cimentícios, Materiais eco-eficientes, Cinzas volantes, Carbonatação, Difusão de cloretos**.**

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Torgal e Jalali (2011) [1], os materiais de construção eco-eficientes são aqueles que, entre várias alternativas possíveis, apresentam um menor impacto ambiental. Dito isto, é possível inferir que materiais cimentícios como, por exemplo, o betão ou a argamassa, ao substituírem parte do cimento por resíduos ou subprodutos industriais, podem ser considerados, em determinadas situações, materiais cimentícios eco-eficientes.

[1]Centro de Território, Ambiente e Construção (CTAC) - Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. raphamalheiro@gmail.com, jlgp1.5@gmail.com e aires@civil.uminho.pt.
[2]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, João Pessoa, Brasill. gibsonmeira@yahoo.com.

A fim de tornar as estruturas de betão mais sustentáveis desde a fase de conceção, a incorporação de resíduos ou subprodutos industriais à sua composição tem sido cada vez mais comum. No caso da incorporação de cinzas volantes (CV), além de imprimirem um carater sustentável ao betão, estas cinzas têm sido frequentemente utilizadas com o objetivo de tornar a matriz mais resistente à ação dos cloretos [2]. Jung *et al.* (2007) [3], por exemplo, estudaram misturas de betão com substituição de cimento, em massa, por 0% e 20% de CV concluindo que misturar CV ao betão é extremamente eficaz para a prevenção da penetração de iões cloreto. O mesmo foi confirmado por outros autores [4, 5, 6].

Entretanto, no que diz respeito à carbonatação, quando se fala em incorporação de CV por substituição do cimento, existe um efeito duplo resultante do emprego destas adições. Se por um lado a redução da permeabilidade reduz a penetração do dióxido de carbono na estrutura, por outro, as reações pozolânicas, e o consequente consumo de hidróxido de cálcio, diminuem a reserva alcalina do betão, resultando numa frente de carbonatação mais rápida quando comparada aos betões fabricados sem esta adição [7, 8].

O efeito combinado dos mecanismos de degradação do betão é uma realidade e é um tema que tem tido maior atenção da comunidade científica [2, 9, 10], especialmente, a partir dos anos 2000. Apesar dos estudos até agora desenvolvidos, ainda não há consenso sobre os resultados que esta sinergia, provocada pela ação simultânea de cloretos e da carbonatação, pode trazer para a durabilidade do betão.

Montemor *et al.* (2002) [11] estudaram o efeito da adição de CV no processo de corrosão em argamassas expostas, simultaneamente, aos cloretos e à carbonatação. Para tal, moldaram amostras com 0%, 15% e 30% de CV, em massa, para substituir o uso do cimento. Tendo decorrido durante 4 meses, o ensaio contou com duas abordagens, uma na câmara de carbonatação, num ambiente com 5% de CO_2 e 15% de NaCl em forma de *spray* e outra, em ambiente de laboratório (carbonatação natural) e, semanalmente, expostos a 15% de NaCl em forma de *spray*. Terminado o período de ensaios, traçaram o perfil de cloretos e chegaram à conclusão de que a adição de CV em ambientes contendo cloretos é de todo benéfica. Contudo, se este ambiente além de conter cloretos for fortemente poluído por CO_2, a incorporação de CV pode acelerar o processo de corrosão.

Com o mesmo objetivo, Malheiro *et al.* (2014) [12], avaliaram uma matriz cimentícia contendo cinzas volantes quanto à ação combinada da carbonatação e dos iões cloreto. Foram moldados provetes com 40% de CV (em substituição da massa de ligante). Após 90 dias de cura os provetes foram submetidos a 12 ciclos de imersão (3,50% NaCl)/secagem (4% CO_2) e 12 ciclos de referência, perfazendo um total de 168 dias de ensaio. Os resultados indicaram que os provetes submetidos à ação combinada apresentam um perfil de cloretos com teores superiores quando comparados à ação exclusiva destes iões.

Face ao exposto, e tendo em conta que a durabilidade das estruturas está intrinsecamente ligada à sua sustentabilidade, o principal objetivo deste estudo é estudar o efeito da carbonatação na difusão de cloretos em materiais cimentícios eco-eficientes, neste caso, materiais cimentícios com incorporação de CV.

2. PROCEDIMENTO LABORATORIAL

2.1 Materiais e composição em estudo

Neste trabalho foram utilizados dois tipos de materiais ligantes: cimento Portland CEM I 42.5R e cinzas volantes. As CV utilizadas foram provenientes do Departamento de Carvão e Cinzas da PEGOP Energia Elétrica, S.A, são resultado da queima de carvão de origem Sul-africana e Colombiana e sua composição química pode ser vista no Quadro 1. Já a composição química do cimento pode ser vista no Quadro 2.

Quadro 1. Composição química das cinzas volantes.

SiO_2 [%]	Al_2O_3 [%]	Fe_2O_3 [%]	CaO [%]	MgO [%]	K_2O [%]	Na_2O [%]	TiO_2 [%]	P_2O_5 [%]	Perda ao fogo [%]	Restantes elementos [%]
55,10	26,60	5,70	2,58	1,30	1,41	0,26	1,33	0,73	3,07	1,92

Quadro 2. Composição química do cimento.

SiO_2 [%]	Al_2O_3 [%]	Fe_2O_3 [%]	CaO [%]	MgO [%]	SO_3 [%]	K_2O [%]	Na_2O [%]	Cl^- [%]	Perda ao fogo [%]	Resíduo insolúvel [%]	Restantes elementos [%]
20,33	4,59	3,06	62,30	2,12	3,10	0,76	0,19	0,07	1,78	1,21	0,49

Foram utilizados agregados finos com um módulo de finura de 5,04 e agregados grossos com um tamanho máximo de 12,70 mm. Nas amassaduras foi utilizada água da rede pública de abastecimento da cidade de Guimarães - Portugal, uma vez que a mesma costuma apresentar um teor de cloretos bastante reduzido, inferior a 10 mg/l Cl^-.

2.2 Moldagem dos provetes

Com o objetivo de acelerar os efeitos causados pela carbonatação e pela ação dos cloretos, optou-se por utilizar provetes em argamassa em detrimento aos provetes em betão uma vez que estes apresentam uma rede porosa mais compacta do que os provetes em argamassa.

Foram estudadas argamassas com diferentes percentagens de substituição de cimento por CV, designadamente, 20 e 40%. A razão mássica utilizada foi de 1:3 de ligante e areia. Para determinação da razão água/ligante, foi fixado o espalhamento na ordem dos 180 mm, para o qual foi utilizado um processo iterativo, sendo adicionados 0,20 l de água até o espalhamento pretendido ser alcançado. Desta forma, para a argamassa com 20% de CV obteve-se uma relação a/l igual a 0,51 e para a argamassa com 40% de CV obteve-se uma relação água/ligante igual a 0,50. O ensaio de espalhamento foi realizado de acordo com a EN 1015-3 (2004) [13].

As dimensões dos provetes foram definidas tendo em conta os ensaios acelerados utilizados. Assim, após a sua execução, a argamassa foi colocada em moldes com Ø100 x 50 mm^2, que permaneceram 24 horas em câmara húmida, protegidos com película plástica para dificultar a evaporação da água da mistura. Em seguida, os provetes foram desmoldados e imersos em água, durante 90 dias, potenciando, assim, o desenvolvimento das reações pozolânicas inerentes à utilização das CV.

2.3 Ensaios acelerados utilizados

A fim de estudar o efeito da carbonatação sobre a difusão de cloretos em argamassas com CV, foram utilizados dois tipos de ensaios acelerados, a carbonatação acelerada e a difusão de cloretos por migração. Estes ensaios serão comentados nos itens a seguir.

Vale referir que, de forma a alcançar os objetivos pretendidos, os provetes foram submetidos primeiro ao ensaio de carbonatação e, em seguida, ao ensaio de penetração de cloretos.

2.3.1 Carbonatação acelerada

Após o período de cura, com o objetivo de equilibrar a humidade entre o provete e o ambiente, optou-se por utilizar uma etapa de pré-condicionamento que antecedesse o ensaio de carbonatação. Para tal, os provetes estiveram em ambiente laboratorial durante um período de 15 dias, com temperatura e humidade monitoradas (23ºC ± 2 e 70% ± 2).

Terminado o pré-condicionamento, os provetes foram revestidos com parafina (Figura 1) de modo a que a carbonatação ocorresse unidireccionalmente, ou seja, a face superior e a lateral foram pintadas,

deixando a base por pintar de modo a permitir a entrada de CO_2 pela mesma. Após o processo de pintura, os provetes repousaram em ambiente de laboratório por 24 horas, sendo, de seguida, introduzidos na câmara de carbonatação.



Figura 1. Provetes revestidos com parafina.

O ensaio de carbonatação propriamente dito foi desenvolvido com base na CEN/TS12390-12-FinalDraft, 2010 [14], adotando os seguintes parâmetros: 20ºC, 55% de HR e 4% de CO_2. Os provetes estiveram em câmara de carbonatação por três períodos: 15, 60 e 90 dias. Em seguida, o revestimento em parafina foi removido para que os provetes pudessem seguir para o ensaio de difusão de cloretos por migração.

Importa dizer que, para garantir que nenhum resíduo de parafina, que, por ventura, tenha penetrado de maneira um pouco mais profunda do que a superfície e permanecesse na face do provete, procedeu-se a uma retificação da face que estava coberta com parafina (Figura 2). A face através da qual houve a penetração do CO_2, que é a mesma face por onde haverá a penetração de Cl^-, não foi retificada.



Figura 2. Retificação da face do provete que esteve revestida com parafina.

2.3.2 Difusão de cloretos por migração

Após o período de carbonatação estudado, os provetes em argamassa foram ensaiados com base no ensaio acelerado de difusão de cloretos por migração, descrito na especificação LNEC E463 (2004) [15]. Para as amostras do grupo I, a parafina foi removida e, em seguida, todas as amostras foram submetidas ao ensaio de resistência à penetração de cloretos.

Assim, as amostras foram previamente saturadas numa solução de $Ca(OH)_2$ sob condições de vácuo e armazenadas na mesma solução durante 18 ± 2h. Posteriormente, foi montado o esquema de ensaio como o representado na Figura 3. A solução catódica é uma solução a 10% em massa de NaCl em água, sendo a solução anódica uma solução de NaOH 0,3 N em água destilada. A duração do ensaio e voltagens aplicadas foram determinadas com base na corrente inicial pré-estabelecida de 30 V [15].

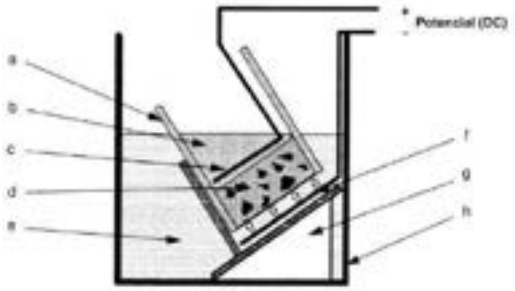


Figura 3. Esquema de montagem de ensaio, onde: a - manga de borracha, b - solução anódica, c - ânodo, d - provete, e - solução catódica, f - cátodo, g - suporte, h - reservatório catódico [15].

No final do ensaio, as amostras foram partidas diametralmente e de forma perpendicular à direção da penetração dos agentes agressores, CO_2 e Cl^-. Para os provetes submetidos à ação combinada, as metades foram usadas de diferentes maneiras: a primeira foi aspergida com uma solução de fenolftaleína (1% álcool etílico a 70%) [16], a fim de determinar a frente carbonatada; e a segunda foi aspergida com 0,1 N de $AgNO_3$, a fim de determinar a profundidade de penetração dos cloretos (Figura 4). Para os provetes de referência, submetidos apenas à ação dos cloretos, as duas metades foram aspergidas apenas com a solução de $AgNO_3$ 0,1 N. As profundidades de cloretos registadas, foram usadas para determinar o coeficiente de difusão dos iões Cl^- através da equação indicada em [15].

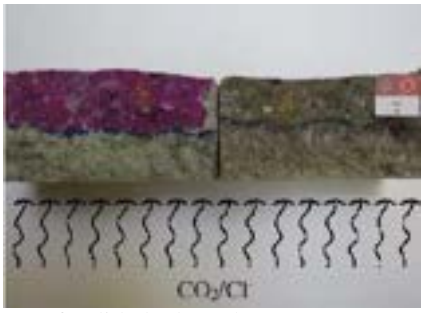


Figura 4. Determinação da profundidade de carbonatação (esquerda) e da profundidade de penetração de cloretos (direita), após a conclusão do ensaio combinado [17].

Importa referir que os provetes de referência estiveram em ambiente de laboratório, devidamente protegidos do contato com o CO_2, durante todo o período em que os demais provetes estiveram em câmara de carbonatação.

3. RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 Provetes de referência - apenas penetração de cloretos

As Figuras 5 e 6 apresentam os valores de coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário, D, obtidos após os provetes terem estado meio, dois e três meses acondicionados em ambiente de laboratório e, em seguida, terem sido submetidos ao ensaio de migração de cloretos.

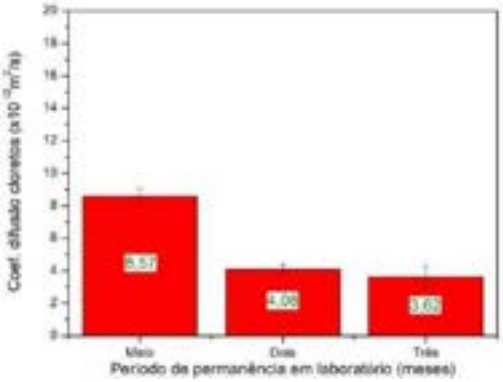


Figura 5. Coeficiente de difusão de cloretos obtidos para provetes de referência com 20% de CV.

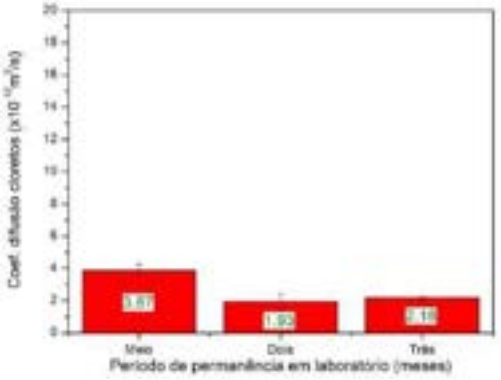


Figura 6. Coeficiente de difusão de cloretos obtidos para provetes de referência com 40% de CV.

As Figuras 5 e 6 deixam claro que o aumento na incorporação de CV diminui o coeficiente de difusão de cloretos para todos os períodos estudados.

Sobre a variação de D com o período de ensaio, observa-se uma redução nos valores de D obtidos para dois e três meses de ensaio quando comparados aos valores obtidos para 15 dias de ensaio. Este comportamento verifica-se para as duas composições estudadas apesar de ser mais evidente para os provetes com incorporação de 20% de CV, onde a diferença de valores verificada entre 15 dias e 3 meses de ensaio é de, aproximadamente, 5,00 x 10^{-12} m^2/s.

3.2 Provetes submetidos à ação combinada - carbonatação seguida de penetração de cloretos

3.2.1 Carbonatação

O Quadro 3 apresenta os valores de carbonatação obtidos para os três diferentes períodos estudados.

Quadro 3. Profundidade de carbonatação obtida para os provetes submetidos à ação combinada.

Nome	*Profundidade de carbonatação (mm)*					
	0,5 mês	*Cov (%)*	*2 meses*	*Cov (%)*	*3 meses*	*Cov (%)*
Argamassa 20% CV	5,98	*19,06*	9,82	*10,69*	13,67	*11,99*
Argamassa 40% CV	12,37	*10,51*	17,59	*8,81*	21,53	*8,55*

Os valores de profundidade de carbonatação apresentados no quadro acima deixam claro que, independentemente da quantidade de CV utilizada, há um aumento na profundidade de carbonatação com o aumento do período de exposição ao CO_2. Este comportamento vai ao encontro dos resultados encontrados na literatura [7, 18].

3.2.2 Penetração de cloretos

As Figuras 7 e 8 apresentam os valores de coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário, D, obtidos após os provetes terem estado meio, dois e três meses em câmara de carbonatação e, em seguida, terem sido submetidos ao ensaio de migração de cloretos.

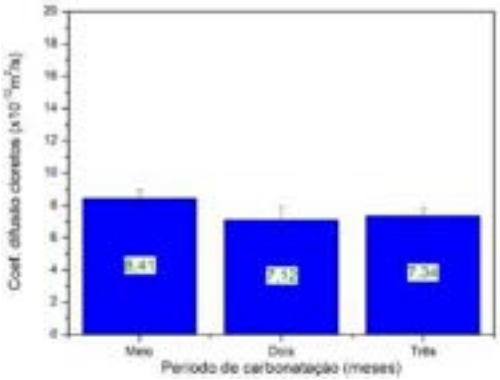


Figura 7. Coeficiente de difusão de cloretos obtidos para provetes com 20% de CV, submetidos à ação combinada.

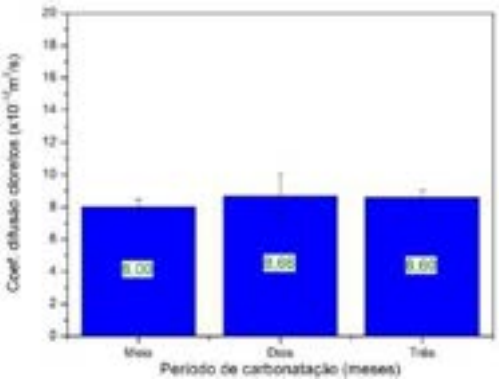


Figura 8. Coeficiente de difusão de cloretos obtidos para provetes com 40% de CV, submetidos à ação combinada.

As Figuras 7 e 8 mostram, ao contrário do esperado, uma diferença pouco significativa nos valores de D obtidos para as diferentes percentagens de incorporação de CV. Sobre a variação de D com o período de ensaio, pode-se dizer que não há uma tendência clara de comportamento. Na verdade, os valores mantém-se algo estáveis ao longo dos períodos estudados. O reduzido intervalo de tempo entre os períodos estudados poderá estar na causa deste comportamento de proximidade entre valores.

3.3 Comparação entre resultados

O cruzamento entre os resultados de coeficiente de difusão de cloretos obtidos para os provetes submetidos à ação combinada e para os provetes de referência podem ser vistos nas Figuras 9 e 10.

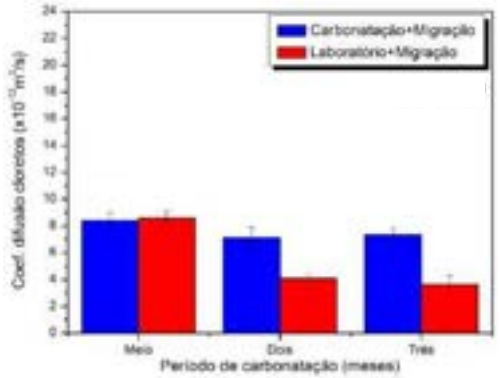


Figura 9. Coeficiente de difusão de cloretos obtidos para provetes com 20% de CV.

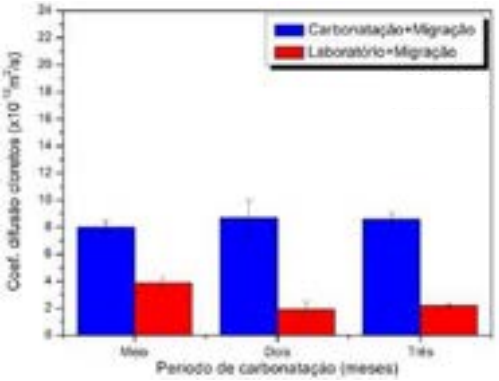


Figura 10. Coeficiente de difusão de cloretos obtidos para provetes com 40% de CV.

Ao analisar a Figura 9 observa-se que os provetes com 20% de CV, logo nos primeiros 15 dias de ensaio, atingem coeficientes de difusão semelhantes tanto para o caso de referência quanto para a ação combinada. A maior diferença no comportamento destes provetes reside no fato de haver uma redução significativa no valor do coeficiente de difusão, com o aumento no período de ensaio, para o caso dos provetes de referência, enquanto que para os provetes submetidos à ação combinada esta redução é pouco expressiva. Já para os provetes com 40% de CV, Figura 10, observa-se que os provetes submetidos à ação combinada atingem valores de coeficientes de difusão superiores aos provetes de referência logo nos 15 dias de ensaio e, neste caso, estes valores tendem a manter-se algo estável com o aumento do período de ensaio.

De maneira geral é possível perceber um aumento do coeficiente de difusão de cloretos para as argamassas sujeitas à ação combinada, quando comparadas com as argamassas de referência, independentemente de quantidade de CV incorporadas. Contudo, este aumento no coeficiente de

difusão é mais percetível para as argamassas com maior incorporação de CV, ou seja, 40%. Neste caso, para os provetes submetidos a três meses de ensaio, observa-se um aumento de quase quatro vezes neste coeficiente.

De acordo com estes resultados, as argamassas com CV têm a sua resistência à penetração de cloretos bastante reduzida quando os provetes, além de estarem inseridos em ambientes com cloretos, estão, também, fortemente sujeitos à ação do CO_2. Esta situação pode ocorrer em alguns microclimas específicos como, por exemplo, em viadutos com elevado tráfego de automóveis e que, ao mesmo tempo, encontra-se sujeito à utilização de sais de degelo. Além disso, é importante lembrar que apesar das condições necessárias para a penetração máxima de cloretos e a ocorrência da carbonatação serem bastante diferente (poros saturados e poros parcialmente preenchidos, respetivamente), as diferentes estações do ano podem proporcionar condições para as duas situações ocorrerem numa mesma estrutura. Assim sendo, utilização de CV em materiais cimentícios que possam estar sujeitos à ação combinada dos cloretos e da carbonatação deve ser feita com parcimónia.

Importa lembrar que as condições aceleradas assumidas nos ensaios, apesar de buscarem semelhança à realidade, criam um ambiente próprio, onde a dinâmica dos fenómenos envolvidos pode ser bastante diferente. Dessa forma, comparações entre os resultados aqui apresentados e aqueles obtidos em exposições reais devem ser feitas com cautela. Além disso, é evidente que para tornar mais robustas as afirmações aqui apresentadas, são necessários estudos mais aprofundados que utilizem, por exemplo, maiores períodos de ensaio e diferentes percentagens de CV. Esta investigação apenas colabora com o longo e importante caminho que ainda precisa ser feito nesta área do conhecimento.

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos é possível concluir que, para as argamassas com CV, sob as condições estudadas, a carbonatação exerce uma forte influência sobre o coeficiente de difusão de cloretos por migração, aumentando-o, o que faz com que este tipo de material tenha a sua eficiência à penetração de cloretos reduzida face à ação combinada destes dois agentes agressores.

Estas afirmações devem ser tidas em consideração no que toca ao desenvolvimento de investigações futuras sobre o tema e, também, durante a utilização destas cinzas em materiais cimentícios inseridos em ambientes sujeitos à ação dos cloretos e, ao mesmo tempo, fortemente contaminados com CO_2.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) pelo suporte financeiro a esta pesquisa. Os autores agradecem ainda à SECIL pela disponibilização de cimento utilizado nesta pesquisa, à PEGOP Energia Elétrica pela disponibilização das cinzas volantes e à CIMENTEIRA DO LOURO e à BRITAMINHO pelo fornecimento dos agregados utilizados.

REFERÊNCIAS

[1] Torgal, F; Jalali, S. (2010). A sustentabilidade dos materiais de construção. 2ª Edição. TecMinho, 460 p.

[2] Malheiro, R.; Camacho, G.; Camões, A.; Meira, G.; Amorim, T.; Ferreira, R.; Reis, R. (2016). Influence of Carbonation on the Chloride Ion Diffusion Coefficient in Fly Ash Concrete. II International Conference on Concrete Sustainability ICCS16.

[3] Jung, S.; Choi, Y.; Lee, B. (2007). Influence of carbonation on the chloride diffusion in concrete. SB07 Seoul: Proceedings of the International Conference on Sustainable Building Asia.

[4] Chindaprasirt, P.; Chotithanorm, C.; Cao, H. T.; Sirivivatnanon, V. (2007). Influence of fly ash fineness on the chloride penetration of concrete. Construction and Building Materials, V. 21, pp. 353-361.

[5] Cheewaket, T.; Jaturapitakkul, C.; Chalee, W. (2010). Long term performance of chloride binding capacity in fly ash concrete in a marine environment. Construction and Building Materials, V. 24, pp. 1352-1357.

[6] Varga, I.; Spragg, R.; Bella, C.; Castro, J.; Bentz, D.; Weiss, J. (2014). Fluid transport in high volume fly ash mixtures with and without internal curing. Cement and Concrete Composites, V. 45, pp. 102-110.

[7] Vaghetti, Marcos (1999). Efeitos da cinza volante com cinza da casca de arroz ou sílica ativa sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland. Universidade Federal de Santa Maria, Dissertação de Mestrado.

[8] Neville, A. M. (1997). Propriedades do concreto. 2ª Edição. Pini, São Paulo.

[9] Leivo, M.; Sistonen, E.; Al-Neshawy, F.; Piironen, J.; Kuosa, H.; Holt, E.; Koskinem P.; Nordqvist, C. (2011). Research Report VTT-R-09119-11: Effect of interacted deterioration parameters on service life of concrete structures in cold environments. Laboratory test results 2009 - 2011. VTT Technical Research Centre of Finland.

[10] Malheiro, R.; Camões, A.; Ferreira, R.; Meira, G.; Amorim, T. (2014). Effect of carbonation on the chloride diffusion of mortar specimens exposed to cyclic wetting and drying. XIII International Conference on Durability of Building, Materials and Components, p.482-489.

[11] Montemor, M.; Cunha, M.; Ferreira, M.; Simões, A. (2002). Corrosion behaviour of rebars in fly ash mortar exposed to carbon dioxide and chlorides. Cement and Concrete Composites, V. 24, pp.45-53.

[12] Malheiro, R.; Camões, A.; Meira, G.; Amorim, M.; Ferreira, R.; Reis, R. (2014). Avaliação de Matriz Cimentícia Contendo Cinzas Volantes Frente à Ação Combinada da Carbonatação e dos Iões Cloreto. 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia Estrutural.

[13] EN 1015-3. 2004, Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table).

[14] CEN/TS12390-12-FinalDraft. 2010, Testing hardened concrete - Part 12: Determination of the potential carbonation resistance of concrete: Accelerated carbonation method. Brussels: European Committee for Standardization.

[15] E463. 2004, Betões - Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

[16] RILEM-CPC-18 (1988). Measurement of hardened concrete carbonation depth. Material and Structures , V. 18, pp. 453-455.

[17] Malheiro, Raphaele (2018). Durabilidade do betão à ação combinada da carbonatação e dos iões cloreto considerando a presença de cinzas volantes. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Tese de Doutoramento.

[18] Younsi, A.; Turcry, P.; Aït-Mokhtar, A.; Staquet, S. (2003). Accelerated carbonation of concrete with high content of mineral additions: Effect of interactions between hydration and drying. Cement and Concrete Research, V. 43, pp. 25-33.

Caracterização e incorporação de cinzas volantes de biomassa em argamassas


Elisabete Teixeira[1]


Aires Camões[1]


Fernando G. Branco[2]

RESUMO

Hoje em dia, o sector da construção tenta encontrar soluções de utilização de alguns resíduos, com o intuito de minimizar os problemas relacionados com a produção do cimento e com a durabilidade do betão. Alguns estudos mostram que as cinzas volantes de biomassa (CVB) apresentam propriedades que permitem a sua utilização como material pozolânico. Contudo, existem ainda algumas limitações na sua utilização, nomeadamente as questões relacionadas com as barreiras comerciais.

Este trabalho foca-se no efeito da sua utilização como material substituto do cimento na produção de argamassas, com três níveis de substituição do cimento (20, 40 e 60%m). Em cada nível de substituição foram estudadas propriedades frescas e endurecidas das argamassas produzidas, como por exemplo, espalhamento, resistências mecânicas e absorção de água.

Os resultados mostraram que o espalhamento das argamassas diminuiu com o aumento da quantidade de cinzas adicionada. Argamassas com 20%m de substituição do cimento apresentaram os melhores valores em termos de resistência mecânicas e absorção de água.

O uso de CVB parece ser promissor, tendo em conta que as argamassas com até 20% de substituição apresentaram bons resultados em termos de qualidade e durabilidade. Estes resultados indicam que o uso de CVB, na produção de outros materiais, por exemplo em betões, pode conduzir a bons resultados, contribuindo inclusive para uma melhoria na sustentabilidade desses materiais, tendo em conta que se substitui cimento por um resíduo, sem se comprometer a qualidade e a durabilidade dos mesmos.

Palavras-chave: Argamassas; Cimento; Cinza Volante de Biomassa; CVB; Resistências Mecânicas; Sustentabilidade

[1]CTAC, Department of Civil Engineering, School of Engineering, University of Minho, Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal.
[2]ISISE – Coimbra, Department of Civil Engineering, University of Coimbra, Rua Luís Reis Santos - Pólo II da Universidade, 3030 - 788 Coimbra Portugal

1. INTRODUÇÃO

Hoje em dia, as questões da sustentabilidade são uma das preocupações de todos os sectores económicos, sendo também de extrema importância no sector da construção. O betão é um dos materiais mais utilizados no setor da construção, pois possui diversas características importantes, tais como uma boa resistência mecânica e durabilidade, boa resistência ao fogo, preço acessível e disponibilidade. No entanto, a utilização do betão origina um impacto significativo no meio ambiente, pois a sua produção necessita de um elevado consumo de energia, e incorpora um alto teor de recursos naturais [1].

O aumento das emissões de dióxido de carbono para a atmosfera, é um fator com cada vez maior importância em termos globais. A produção de cimento Portland origina a libertação de grandes quantidades de CO_2 para atmosfera e, consequentemente, contribui para problemas ambientais relacionados com as alterações climáticas e a produção de gases com efeito de estufa. [2]. Na produção de cada tonelada de cimento Portland é libertada uma quantidade entre 800 e 1200 kg de dióxido de carbono [2] e a indústria do cimento contribui com cerca de 7% do total de emissões deste gás para a atmosfera [3]. No fabrico de cimento também existe um elevado consumo de energia, cujo impacto ambiental deve ser tido em conta. O consumo de energia relacionado com o processo de fabrico do cimento é apenas ultrapassado pela produção de alumínio e de aço, alcançando valores próximos a cerca de 4 GJ por tonelada [3,4].

Diversas soluções têm sido exploradas com o objetivo de minimizar os problemas ambientais relacionados com a produção de cimento e, consequentemente, com a produção de betão. Um exemplo é a incorporação de cinzas volantes provenientes de centrais termoeléctricas. A substituição de grandes quantidades de cimento por cinzas volantes é benéfica sob o ponto de vista económico, da eficiência energética, da durabilidade e dos benefícios ecológicos e ambientais [5].

A utilização de cinzas volantes de carvão (CVC) como material substituto do cimento é justificada, por exemplo, pelo facto de estas possuírem menor calor de hidratação e serem um subproduto da combustão do carvão, sendo por isso mais baratas do que o clínquer. As cinzas volantes são usadas frequentemente como substituto do cimento no betão, em percentagens de substituição de 0 a 40% do seu peso. No entanto, sabe-se atualmente que o uso de betão com 50% ou mais de substituição de cimento por cinzas volantes pode ter benefícios em termos técnicos e ambientais [1]. Contudo, a elevada substituição do cimento por cinzas volantes leva a alguns problemas, tais como: retardamento no ganho de resistência mecânica inicial, devido à reacção pozzolânica ser mais lenta, e a menor resistência contra a carbonatação, que pode conduzir a problemas de corrosão nas armaduras de aço [6].

Em países como Portugal, existe um compromisso em aumentar a produção de energia eléctrica através do recurso a fontes de energias renováveis em vez de fontes não renováveis, como por exemplo a combustão de carvão. Uma das fontes que tem tido um aumento na sua utilização é a biomassa, principalmente através da combustão de resíduos florestais. Para além disso, existem sectores, como por exemplo o sector da pasta do papel, que produz uma considerável quantidade de resíduos florestais cuja única forma de gestão é a combustão para a produção de calor e energia utilizados nas próprias indústrias. Apesar de esta estratégia ser uma boa forma de aumentar a produção de energia através de fontes renováveis, conduz a um novo problema, que está relacionado com o aumento da produção de cinzas resultantes da combustão da biomassa. Estas cinzas necessitam de uma gestão adequada que, em Portugal, e na atualidade, consiste unicamente na sua colocação em aterro [7].

As cinzas volantes de biomassa apresentam algumas semelhanças em termos de características quando comparadas com as cinzas volantes de carvão. Contudo, são mais alcalinas que aquelas, possuindo mais concentração em elementos químicos alcalinos, como por exemplo óxidos de cálcio, sódio e potássio [8,9]. Diversos estudos foram realizados com a utilização de cinzas volantes de biomassa usadas sozinhas ou misturadas com cinzas volantes de carvão, como material substituto do cimento, onde se verificaram bons resultados em termos de qualidade, durabilidade e sustentabilidade [10-14].

Os resultados obtidos nesses estudos permitem inferir que a utilização das cinzas volantes de biomassa pode ser uma solução para a mitigação de problemas relacionados com o betão, nomeadamente a questão da diminuição da alcalinidade em betões com elevado volume de adições, da sustentabilidade dos betões produzidos e uma melhor solução para a gestão final deste resíduo.

O presente estudo tem como principal objetivo verificar se o uso de cinzas volantes de biomassa seria capaz de mitigar os problemas relacionados com os betões com elevados teores de adições. Assim, foi estudado um conjunto de formulações em argamassas, com três níveis de substituição do cimento por CVB, tendo sido analisado o seu efeito nas propriedades frescas e endurecidas das argamassas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Na preparação das argamassas foram utilizadas duas cinzas como materiais de substituição do cimento: uma cinza volante de carvão proveniente de uma central termoeléctrica e uma cinza volante de biomassa resultante da combustão de resíduos florestais, como casca de eucalipto e pinho, usados como combustível na produção de calor e energia para o sector da pasta do papel. A caracterização física e química destas cinzas encontra-se apresentada em [15].

Foram preparadas sete formulações (Quadro 1) com três níveis de substituição do cimento: 20, 40 e 60%m. Nessas formulações foi utilizado um cimento CEM I 42.5R proveniente da empresa Secil e uma areia rolada de 0/4 mm comercial como agregado. Todas as misturas foram preparadas com 1 parte em massa de ligante. 2,5 partes em massa de agregado. 0,5 de razão água/ligante.

Quadro 1. Formulações de argamassas estudadas

Formulação	*[%] de substituição*	*Cimento*	*CVB*	*CVC [kg/m^3]*	*Areia*	*A/L*
100C	0	300	0	0	750	0,5
20CVC	20	240	60	0	750	0,5
20CVB	20	240	0	60	750	0,5
40CVC	40	180	120	0	750	0,5
40CVB	40	180	0	120	750	0,5
60CVC	60	120	180	0	750	0,5
60CVB	60	120	0	180	750	0,5

2.1 Propriedades Frescas e Endurecidas das Argamassas

2.1.1 Trabalhabilidade

A consistência das argamassas frescas foi determinada de acordo com o procedimento apresentado na norma EN 1015-3:1998 [16]. O espalhamento foi quantificado através da medição do diâmetro médio da amostra fresca. A amostra fresca foi introduzida num molde definido em duas camadas, entre cada camada foi realizada uma compactação de 15 batidas, para assegurar um enchimento uniforme do molde. Após o enchimento, o molde é levantado na vertical e o espalhamento da amostra é realizado no disco da mesa batendo a mesa de fluxo 15 vezes a uma frequência constante (1 batida por segundo), sendo medido o diâmetro logo de seguida (Fig. 1).



Figura 1. Teste de Espalhamento.

2.1.2 Porosidade Aberta

As amostras de argamassas para a determinação da porosidade aberta foram preparadas em moldes com dimensões de 40x40x160mm^3. As amostras foram primeiramente testadas para a resistência à flexão, obtendo-se duas metades, aproximadamente com as mesmas dimensões. Após a flexão, uma das partes de cada amostra de argamassa foi usada no teste de absorção de água por capilaridade e a outra na realização deste teste. Todas as amostras foram secas a 60±5ºC, até se atingir uma massa constante, de acordo com EN 1015-10 [17]. Após a secagem, as amostras foram imersas em água até não se observar nenhum aumento na massa aparente do provete entre duas medidas consecutivas. De seguida, as amostras foram pesadas dentro de água. O volume de cada amostra foi determinado de acordo com Eq. (1).

$$V_s = \frac{m_{s,sat} - m_{s,i}}{\rho_w} \quad (1)$$

Onde,

Vs é o volume do provete de argamassa, [m^3];

$m_{s,sat}$ é a massa do provete saturado [kg];

$m_{s,i}$ é a massa aparente do provete saturado imerso em água [kg];

ρ_w é a densidade da água [kg/m^3].

2.1.3 Resistências mecânicas

As amostras de argamassas usadas nos ensaios de resistência mecânicos foram preparadas em provetes de 40x40x160 mm^3. Os moldes foram cobertos com filme plástico para evitar a perda de água e armazenados numa câmara húmida durante 24 horas. Após este período, realizou-se a desmoldagem e os provetes foram armazenados na câmara húmida (T=20ºC e HR=60%) até ao dia do ensaio, de acordo com EN 1015-11:1999 [18]. A resistência à flexão foi determinada no equipamento de teste" LLOYDS Instruments Universal", com capacidade máxima de 50kN (Fig. 2). A determinação da resistência à flexão foi efetuada de acordo com Eq. (2).

$$Rf = 1.5\frac{Fl}{bd^2} \quad (2)$$

Onde,

Rf é a resistência à flexão, [MPa];

F é a força máxima aplicada, [N];

l é a distância entre os eixos de suporte, [mm];

b é a largura do provete de prova, [mm];

d é o comprimento do provete de prova, [mm].

A resistência à compressão das argamassas foi avaliada nas duas partes dos provetes resultantes do teste de resistência à flexão (Fig. 2), tendo sido calculada como a máxima força suportada pelo provete dividida pela sua área transversal. Os valores das resistências mecânicas foram obtidos após 2, 7, 28, 56, 90 e 180 dias de cura e são uma média de três amostras para cada formulação de argamassa.



Figura 2. Teste para obtenção das resitências mecânicas das argamassas em estudo.

2.1.4 Absorção de águapor capilaridade

A absorção de água por capilaridade foi realizada de acordo com EN 1015-18:2002 [19]. Para assegurar que a água apenas passava pelos capilares de uma face do provete a ensaiar, as amostras foram revestidas com silicone (Fig. 3 (a)), com a excepção da face oposta à exposta à água (Fig. 2(b)). O coeficiente de absorção por capilaridade (Fig. 2(c)) foi definido pela representação de uma linha recta entre os pontos (referentes a pesagens do provete) medidos entre os 10 e 90 minutos e calculado com base na Eq. (3).

$$C = 0.1(M1-M0) \quad (3)$$

Onde,

C é o coeficiente de absorção de água, [kg/(m^2.$min^{0.5}$)];

M1 é a massa [g] do provete após 90 min;

M2 é a massa [g] do provete após 10 min.

(a) (b) (c)



Figura 3. Teste de absorção de água por capilaridade: (a) amostra coberta com silicone, (b) face exposta à água; (c) aparatus.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Espalhamento

Os valores obtidos para o ensaio de espalhamento para cada mistura de argamassa são apresentados na Fig. 4. Observou-se que os valores do espalhamento das misturas com cinzas de carvão são similares aos observados para a mistura de referência (100C), para os três níveis de substituição do cimento. Contudo, é observado que, com o aumento do teor de cinzas volantes de biomassa, o diâmetro de espalhamento das argamassas diminui, verificando-se o menor valor para as argamassas com 60%m de substituição do cimento. Isto é devido ao facto das cinzas volantes de biomassa serem um material higroscópico [7], ou seja, é necessário mais água para manter o mesmo nível de trabalhabilidade que a amostra de referência.

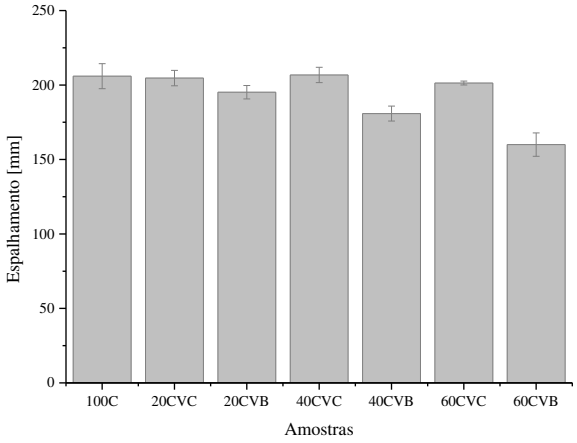


Figura 4. Valores obtidos no ensaio de espalhamento para cada mistura.

3.2 Absorção de água por imersão das argamassas endurecidas

Os valores obtidos para o volume de água absorvido pelas argamassas endurecidas no ensaio de absorção de água por imersão encontram-se apresentados na Fig. 5. Todas as argamassas com cinzas volantes (carvão e biomassa) exibem valores ligeiramente inferiores aos observados para a argamassa de referência. Estes resultados mostram um efeito positivo na porosidade das misturas com cinzas, uma vez que o menor volume de água absorvida indica uma menor porosidade do material. A menor porosidade pode estar relacionada com uma densificação da matriz ligante quando são utilizadas cinzas como material substituto do cimento.

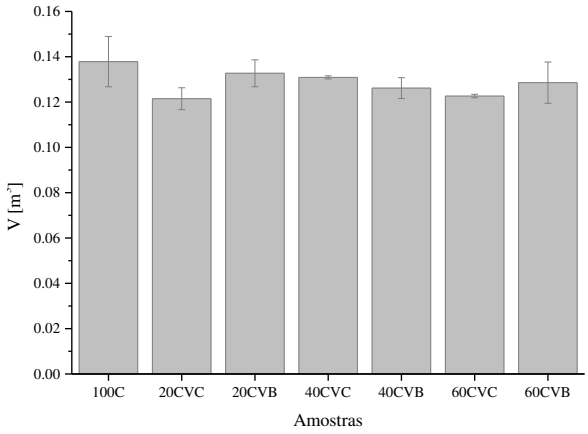


Figura 5. Valores obtidos para o volume no ensaio de absorção de água por imersão.

3.3 Resistências Mecânicas

Os valores obtidos para a resistência à flexão das argamassas em estudo encontram-se apresentados na Fig. 6. Como se pode verificar, de forma geral, os valores aumentam com o aumento do período de cura, sendo este resultando expectável, e relacionado com o endurecimento do material. Por outro lado, é observada uma diminuição da resistência das argamassas à flexão com o aumento da substituição do cimento pelas duas cinzas volantes e os valores obtidos para as argamassas com cinzas são inferiores aos obtidos para a argamassa de referência, com a excepção dos 90 dias para a argamassa com 20% de substituição do cimento por CVB.

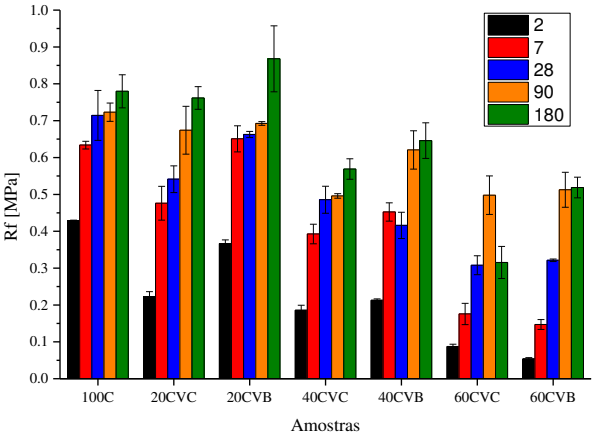


Figura 6. Valores obtidos para a resistência à flexão para cada formulação.

Os valores para a resistência à compressão encontram-se apresentados na Fig. 7. Assim como foi verificado na resistência à flexão, os valores das argamassas com as duas cinzas apresentam menores resistências à compressão do que a argamassa de referência, o que pode estar relacionado com o facto de as argamassas com cinzas volantes possuirem uma menore velocidade de reacção, que leva a um endurecimento mais lento [20].

Argamassas com 20%m de substituição do cimento por CVC e por CVB apresentaram os maiores valores de resistência à compressão entre os três níveis de substituição do cimento. Uma importante observação é o facto de os valores de resistência à compressão de argamassas com cinzas volantes de biomassa serem ligeiramente superiores aos observados nas argamassas com a mesma percentagem de substituição do cimento por cinzas volantes de carvão.

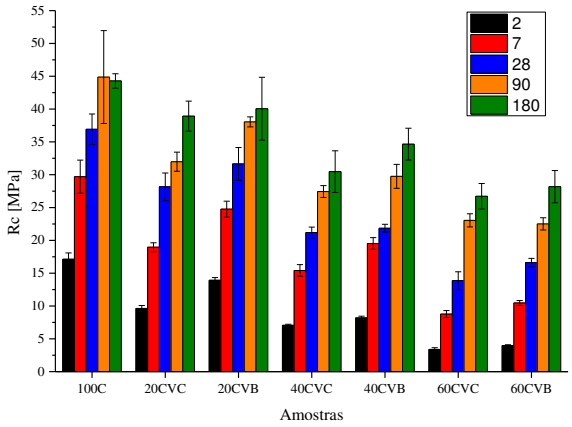


Figura 7. Valores obtidos para a resistência à compressão para cada formulação.

3.4 Absorção de água por capilaridade

O efeito da presença de cinzas volantes de biomassa no coeficiente de absorção de água por capilaridade, em argamassas com 28 dias de cura encontra-se apresentado na Fig. 8. Verificou-se que o coeficiente de absorção de água por capilaridade aumenta com o aumento de substituição do cimento por cinzas volantes de biomassa e de carvão.

É importante referir que, ao contrário das argamassas com cinzas volantes de carvão, as argamassas com cinzas volantes de biomassa apresentam um coeficiente inferior e similar ao da argamassa de referência para 20%m e 40%m de substituição do cimento, respectivamente. Contudo, em todas as percentagens de substituição, as argamassas com cinzas volantes de biomassa apresentam valores inferiores aos das argamassas com cinzas volantes de carvão. Este resultado revela um efeito positivo

das cinzas volantes de biomassa, que é possivelmente devido a um efeito maior de enchimento, que conduz a argamassas menos porosas, quando se usam cinzas volantes de biomassa. Verificou-se anteriormente que o uso de cinzas volantes de biomassa em materiais de construção contribui para uma boa compacidade da mistura [21].

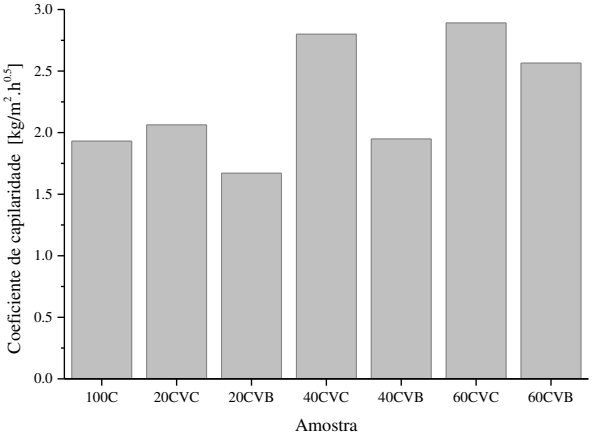


Figura 8. Valores obtidos para o coeficiente de absorção de água por capilaridade para cada formulação.

4. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo a análise do efeito do uso de cinzas volantes de biomassa como material de substituição do cimento, com o intuito de encontrar soluções para a mitigação dos problemas de betões com elevado teor de adições.

A utilização de cinzas volantes de biomassa condiciona a trabalhabilidade das misturas pois, como estas cinzas são um material higroscópico, absorvem alguma da água necessária para a trabalhabilidade da mistura. Observou-se, também, uma diminuição das resistências mecânicas em comparação com argamassa produzida utilizando apenas cimento como ligante. No entanto, verificou-se que os valores obtidos para estas argamassas são superiores aos observados para as argamassas com cinzas volantes de carvão, que é o material pozzolâncio mais utilizado em todo o mundo.

A conclusão retirada para os valores de resistência, foi também observada na análise dos coeficientes de absorção de água por capilaridade: verificou-se que este coeficiente aumenta com o aumento da percentagem de substituição do cimento. No entanto, este aumento é menos evidente nas argamassas produzidas com CVB do que nas argamassas contendo CVC. De facto, as argamassas com 20 e 40%m de CVB apresentaram valores de coeficiente de absorção de água por capilaridade inferiores ou similares aos da argamassa só com cimento. Em todas as percentagens de substituição, apresentaram valores inferiores aos obtidos nas argamassas com cinzas volantes de carvão.

Os resultados mostraram que a utilização de cinzas volantes de biomassa conduz a diversos efeitos positivos quando usadas em substituição do cimento em materiais de matriz cimentícia. Os resultados indicam que possivelmente serão de esperar também efeitos positivos na mitigação dos problemas dos betões com adições. Para além disso,tratando-se de um resíduo sólido industrial, são geridas com a sua disposição em aterro.e a sua incorporação em betões é uma opção mais sustentável para a gestão final das cinzas volantes.

AGRADECIMENTOS

Os autores querem agradecer à FCT (Fundação para a Ciência e Tecnologia – Portugal) e ao programa doutoral Eco-Construction and Rehabilitation por ajudarem no suporte financeiro através da bolsa com a referência PD/BD/52661/2014. Este trabalho foi também financiado pelo FEDER, através de fundos do programa "Competitivity Factors Operational Programme" - COMPETE e por fundos nacionais através do projecto POCI-01-0145-FEDER-007633 e pelo programa operacional regional CENTRO2020 no âmbito do projecto CENTRO-01-0145-FEDER-000006.

REFERÊNCIAS

[1] Meyer, C. (2009). The greening of the concrete industry. Cement and Concrete Composites, Vol. 31, pp. 601–605.

[2] P.-C. Aïtcin, *Binders for durable and sustainable concrete*, Taylor & F., vol. 16. London and New York: Taylor & Francis, 2008.

[3] Metha, P.K. (2004). High-performance, high-volume fly ash concrete for sustainable development. International Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology, pp.3-14

[4] Camões, A. (2005). Betões de elevado desempenho com elevado volume de cinzas volantes. Restoration. Ecology, Vol. 23, pp. 55–64.

[5] Demis, S. Tapali, J.G., Papadakis V.G. (2014). An investigation of the effectiveness of the utilization of biomass ashes as pozzolanic materials. Construction and Building Materials, Vol. 68, pp. 291–300.

[6] Rashad, A.M. (2015). An exploratory study on high-volume fly ash concrete incorporating silica fume subjected to thermal loads. Journal of Cleaner Production, Vol. 87, pp. 735–744.

[7] Barbosa, R., Lapa, N., Dias, D Mendes, B. (2013). Concretes containing biomass ashes: Mechanical, chemical, and ecotoxic performances. Construction and Building Materials, Vol. 48, pp. 457–463.

[8] Dahl, O. Nurmesniemi, H. Pöykiö, R .,Watkins, G. (2009). Comparison of the characteristics of bottom ash and fly ash from a medium-size (32 MW) municipal district heating plant incinerating forest residues and peat in a fluidized-bed boiler. Fuel Processing Technology, Vol. 90, pp. 871–878.

[9] Demeyer, A. Voundi Nkana, J.C., Verloo, M.G. (2001). Characteristics of wood ash and influence on soil properties and nutrient uptake: An overview. Bioresource Technology, Vol. 77, pp. 287–295.

[10] Rajamma, R., Senff, L Ribeiro, M.J. Labrincha, J.A. Ball, R.J., Allen, G.C., Ferreira V.M. (2015). Biomass fly ash effect on fresh and hardened state properties of cement based materials. Composites Part B, Vol. 77, pp. 1–9.

[11] Rajamma, R.(2011). Biomass fly ash incorporation in cement based materials. Department of Civil Engineering of the University of Aveiro. Tese de Doutoramento.

[12] Wang, S. Miller, A. Llamazos, E. Fonseca, F. Baxter, L. (2008). Biomass fly ash in concrete: Mixture proportioning and mechanical properties. Fuel, Vol. 87, pp.365-371.

[13] Ban, C.C. Ramli, M. (2011). The implementation of wood waste ash as a partial cement replacement material in the production of structural grade concrete and mortar : An overview. Resources, Conservation & Recycling, Vol. 55, pp. 669–685.

[14] Teixeira, E.R., Mateus, R. Camões, A.F., Bragança, L., Branco, F.G. (2016). Comparative environmental life-cycle analysis of concretes using biomass and coal fly ashes as partial cement replacement material. Journal of Cleaner Production, Vol. 112, pp. 2221–2230.

[15] Teixeira, E.R., Camões, A., Branco, F.G., Tarelho, L. (2016). Biomass and coal fly ash as cement replacement on mortar properties. Proc. of ICCS16 - II International Conference on Concrete Sustainable, pp. 1–12.

[16] EN 1015-3. 1998, European Standard, Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table), Brussels: CEN.

[17] EN 1015-10. 1999, European Standard, Methods of test for mortar for masonry - Part 10: Determination of dry bulk density of hardened mortar, Brussels: CEN.

[18] EN 1015-11. 1999, European Standard, Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, Brussels: CEN.

[19] EN 1015-18. 2002, European Standard, Methods of test for mortar for masonry — Part 18: Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar, Brussels: CEN.

[20] Tkaczewska, E., Małolepszy, J. (2009) .Hydration of coal-biomass fly ash cement. Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 2694–2700.

[21] Cuenca, J., Rodríguez, J., Martín-Morales, M., Sánchez-Roldán, Z., Zamorano, M. (2013). Effects of olive residue biomass fly ash as filler in self-compacting concrete. Construction and Building Materials, Vol. 40, pp. 702–709.

Influência da adição de pozolanas naturais e de cinzas de combustão no desempenho de betões eco eficientes com baixo teor de cimento

Keila Robalo[1] **Hugo Costa**[2] **Ricardo do Carmo**[3] **Eduardo Júlio**[4]

RESUMO

A preocupação ambiental relacionada com os produtos do setor da construção incentiva o desenvolvimento de betões eco eficientes, visando a redução da dosagem de cimento Portland e a incorporação de produtos naturais ou subprodutos industriais. No presente estudo, apresenta-se o desenvolvimento de betões com baixo teor de cimento (LCC - low cement concrete) e com adições de cinzas volantes e de pozolanas naturais. As cinzas volantes, provenientes das centrais termoelétricas, são consideradas subprodutos pouco ecológicos, uma vez que resultam de combustão, e a sua disponibilidade e preço são variáveis; contudo, são genericamente usadas nas formulações de LCC, em substituição ao cimento, tirando partido dos comprovados benefícios pozolânicos e da melhoria de trabalhabilidade. Torna-se assim fundamental procurar substituir as cinzas volantes por pozolanas naturais mais ecológicas para a produção desse tipo de betão. Os principais objetivos consistiram em: (i) definir as composições e caraterizar betões com dosagem de cimento reduzida, variando entre 125 e 175 kg/m^3, fixando a dosagem de pó na pasta em 350 kg/m^3 e considerando a adição combinada de fíler calcário e de cinzas volantes da classe F; e (ii) estudar a influência da adição de pozolanas naturais, em alternativa às cinzas volantes, nas propriedades mecânicas e na trabalhabilidade dos betões em estudo. No estudo das composições dos betões, ajustou-se a dosagem de adjuvante e efetuou-se o ajuste granulométrico que maximizava a compacidade, com o objetivo de otimizar o desempenho da pasta.

Caracterizaram-se inicialmente as matrizes de argamassa das misturas, em termos de consistência e de resistências à compressão e à flexão. Posteriormente, os betões foram caracterizados tanto no estado fresco, quanto à consistência e à massa volúmica, como no estado endurecido, relativamente às resistências à compressão, flexão e tração, tendo ainda sido medido o módulo de elasticidade. Conclui-se que é possível produzir betões com um bom desempenho, com apenas 125 kg/m^3 de cimento e com adições de pozolanas dos Açores e de Cabo Verde.

Palavras-chave: betão eco eficiente; baixa dosagem de cimento; pozolanas naturais; cinzas volantes; desempenho mecânico.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. keila.robalo@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. hcosta@isec.pt
[3]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. carmo@isec.pt
[4]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal; CERIS. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de betões eco eficientes é incentivado pela necessidade premente de assegurar a sustentabilidade do setor da construção. Uma das formas de desenvolver estes betões é reduzir o impacte ambiental inerente à produção de betão, uma vez que são produzidos anualmente mais de $10x10^9$ toneladas de betão e o cimento é responsável por, aproximadamente, 7% do CO_2 libertado na atmosfera [1]. A produção de betões eco eficientes, que utilizam baixa dosagem de cimento (LCC) na sua formulação, contribui para a sustentabilidade das estruturas de betão, dado que permite reduzir significativamente o uso de clínquer, em comparação aos betões correntes, e aproveitar resíduos industriais como adições em substituição parcial do primeiro, o que reduz bastante o impacte ambiental [2, 3]. A redução da dosagem de cimento, principalmente da parcela de clínquer, pode ser compensada através da otimização granulométrica, da utilização de cimentos de elevada resistência, da diminuição da água de amassadura, da utilização de superplastificantes e da substituição parcial do cimento por adições [2-5].

O aumento da compacidade reduz implicitamente a necessidade de pasta ligante, visto que existe menos espaço disponível entre as partículas [4, 5], levando a uma menor necessidade de partículas de ligante e de água. Os betões LCC com baixa dosagem de pó na pasta (cerca de 250 kg/m^3) dificilmente têm trabalhabilidade com consistência plástica, mas o aumento da dosagem de pó na pasta (até cerca de 300 a 350 kg/m^3), com a incorporação de adições de fíler, pode viabilizar essa especificação de comportamento no estado fresco, fundamental na betonagem [6, 7]. No que respeita às adições na indústria da produção do betão, um dos subprodutos industriais mais utilizado é a cinza volante, a qual promove o aumento da trabalhabilidade e melhora as suas propriedades mecânicas e de durabilidade [8-12]. Dadas as suas comprovadas vantagens, este produto passou a ser tão valorizado que, face ao aumento de procura e à incerteza de disponibilidade, apresenta já um preço bastante elevado, o que pode pôr em causa o seu uso sustentado. Os principais estudos realizados sobre formulação e caracterização dos LCC baseiam-se essencialmente na substituição de cimento por cinzas volantes, e provam objetivamente que as adições e os parâmetros de formulação têm elevada influência nas propriedades mecânicas e de aderência do betão [3-9]. Contudo, não existem estudos relevantes sobre a adição de pozolanas naturais na pasta dos LCC, em alternativa às cinzas volantes; assim, é necessário realizar estudos que viabilizem o uso de outros produtos (naturais ou subprodutos industriais, preferencialmente pozolânicos e mais ecológicos) que possam ser utilizados como substituição parcial, não só do cimento Portland, mas também das cinzas volantes, para garantir benefícios ambientais e económicos na produção destes betões. Neste contexto selecionaram-se duas pozolanas naturais de origem insular, de Cabo Verde e dos Açores, como adições na pasta dos LCC, procurando constituir uma solução alternativa mais sustentável do que as já desenvolvidas à base de cinzas volantes.

Neste contexto, o principal objetivo desta investigação consiste em desenvolver betões com baixo teor de cimento (LCC - *low cement concrete*) e com adições de pozolanas naturais em substituição de cinzas volantes, sem comprometer significativamente as propriedades especificadas para o betão. Assim, o trabalho desenvolvido consistiu resumidamente em: (i) definir as composições e caraterizar betões com dosagem de cimento reduzida, entre 125 e 175 kg/m^3, fixando a dosagem de pó na pasta em 350 kg/m^3 para garantir boa trabalhabilidade e considerando a adição combinada de cinzas volantes da classe F e de fíler calcário; e (ii) estudar a influência da adição de pozolanas naturais (de Cabo Verde e dos Açores), em alternativa às cinzas volantes, nas propriedades mecânicas e na trabalhabilidade dos betões em estudo, bem como das respetivas matrizes de argamassa. No estudo das composições, ajustou-se a dosagem de adjuvante e efetuou-se o ajuste granulométrico que maximizava a compacidade, com o objetivo de otimizar o desempenho da pasta ligante.

Caracterizaram-se inicialmente as matrizes de argamassa das misturas, em termos de consistência e teor de ar no estado fresco e de resistências à compressão e à flexão no estado endurecido. Posteriormente, os betões foram caracterizados tanto no estado fresco, quanto à consistência e à massa volúmica, como no estado endurecido, relativamente às resistências à compressão, flexão e tração, tendo ainda sido medido o módulo de elasticidade. Através da análise dos resultados de caracterização experimental, estudou-se a influência das adições usadas nas formulações de LCC com diferentes dosagens de cimento

e estudou-se a influência da substituição de cinzas volantes por pozolanas naturais, no que respeita às propriedades do betão.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

A seleção dos materiais para a produção dos betões foi feita de modo a obter betões com elevadas compacidades, boa trabalhabilidade e bom desempenho mecânico. Assim, neste trabalho experimental foram utilizados os seguintes constituintes: cimento Portland CEM I 52,5R da Secil-Maceira com a massa volúmica de 3,15 kg/dm^3; quatro adições (fíler calcário da Omya, cinza volante da Secil-Sines, pozolana natural da ilha de Santo Antão - Cabo Verde e pozolana natural dos Açores, com massas volúmicas de 2,70 kg/dm^3, 2,30 kg/dm^3, 2,23 kg/dm^3 e 2,38 kg/dm^3, respetivamente); água da rede pública; superplastificante *MasterGlenium SKY* 526 da BASF, com a massa volúmica de 1,06 kg/dm^3 e quatro agregados (areia siliciosa fina 0/1mm, areia media 0/4mm e um areão 4/8mm, todos com massa volúmica de 2,63 kg/dm^3, e brita calcária 6/14mm, com massa volúmica de 2,66 kg/dm^3). As curvas granulométricas dos agregados adotados são apresentadas na Figura 1.

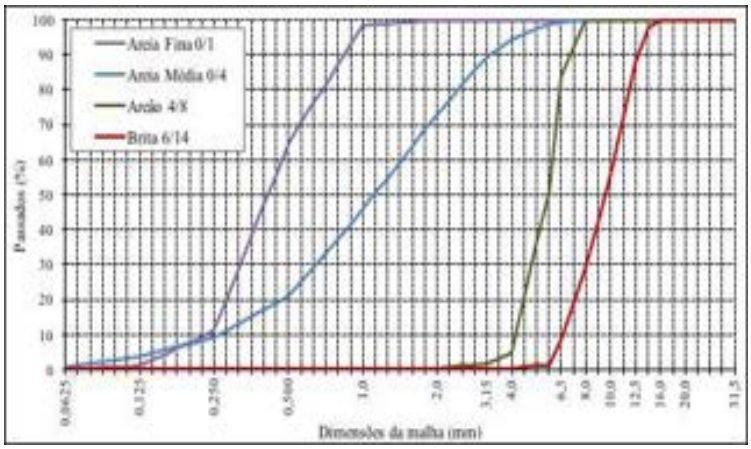


Figura 1. Granulometria dos agregados utilizados.

2.2 Composição dos betões

A composição das misturas apresentadas nesse estudo baseou-se na metodologia proposta por Lourenço *et al.* [13], e posteriormente desenvolvida por Costa [14, 15], e recorrendo à curva de referência de Faury, uma vez que confere geralmente melhor coesão e trabalhabilidade a estes tipos de betões [6]. Conhecidas as propriedades dos materiais constituintes dos betões, desenvolveram-se várias amassaduras preliminares destinadas a calibrar alguns parâmetros da composição, com o objetivo de otimizar a pasta ligante das misturas de referência: misturas com dosagem de cimento reduzida entre 125 e 175 kg/m^3, fixando a dosagem de pó na pasta em 350 kg/m^3 e considerando a adição combinada de fíler calcário e de cinzas volantes da classe F.

Seguidamente, escolheram-se duas matrizes de argamassa, correspondentes às misturas otimizadas de formulação dos respetivos betões, que foram designadas de M125CV (mistura com 125 kg/m^3 de cimento, 100 kg/m^3 de filer calcário e 125 kg/m^3 de cinza volante) e M175CV (mistura com 175 kg/m^3 de cimento, 100 kg/m^3 de filer calcário e 75 kg/m^3 de cinza volante). Substituíram-se as cinzas volantes pelas adições de pozolanas naturais, originando as misturas: M125PC e M175PC – misturas com pozolanas da ilha de Santo Antão - Cabo Verde; M125PA e M175PA - misturas com pozolanas dos Açores. Para estas misturas, a dosagem de adjuvante foi ajustada experimentalmente de modo a maximizar a compacidade e, consequentemente, otimizar o desempenho da pasta ligante. As matrizes de argamassa das misturas foram caracterizadas em termos de consistência e de resistências à compressão e à tração por flexão.

Finalmente, foram produzidos os betões correspondentes às matrizes de argamassas desenvolvidas, nomeadamente: 125CV; 175CV; 125PC; 175PC; 125PA e 175PA, cujos constituintes apresentam-se no Quadro 1. Estes betões foram caracterizados no estado fresco, quanto à consistência e à massa volúmica, e no estado endurecido, relativamente às resistências à compressão, à tração por compressão diametral e por flexão, tendo ainda sido medido o módulo de elasticidade.

Quadro 1. Composição das misturas.

Materiais [kg/m^3]	*175CV*	*175PC*	*175PA*	*125CV*	*125PC*	*125PA*
Cem I 52,5R	175	175	175	125	125	125
Filer calcário	100	100	100	100	100	100
Cinzas volantes	75	----	----	125	----	----
Pozolana de Cabo Verde	----	75	----	----	125	----
Pozolana dos Açores	----	----	75	----	----	125
MasterGlenium SKY 526	2,1	2,3	4,6	1,4	2,3	6,5
Areia Fina 0/1mm	181	179	179	185	182	183
Areia Média 0/4mm	762	753	752	739	729	731
Areão 4/8mm	92	91	91	92	92	91
Brita 6/14 mm	894	890	884	898	894	887
Água	128	128	131	129	128	129
Compacidade	0,855	0,850	0,845	0,855	0,850	0,845
A/L	0,366	0,365	0,373	0,368	0,365	0,368
A/C	0,732	0,731	0,747	1,030	1,023	1,031

2.3 Caracterização experimental

2.3.1 Matrizes das argamassas do betão

Para a produção das matrizes das argamassas dos betões, prepararam-se misturas de 2 dm^3 e os seus constituintes foram pesados numa balança digital com precisão de 0,01 g. Posteriormente procedeu-se à amassadura das mesmas, enchimento dos moldes e à respetiva compactação de acordo com a NP EN 196-1 [16]. Foram usados moldes triplos de 40×40×160 mm^3 para produzir os provetes.

No estado fresco, caracterizou-se a consistência, através do ensaio de espalhamento, segundo a norma EN 1015-3 [17], e controlaram-se a massa volúmica e o teor de ar, usando o aerómetro de 1,0 dm^3, de acordo com a NP EN 1015 [18, 19] em comparação à previsão considerada na formulação.

A resistência à compressão e à tração foram caracterizadas em conformidade com a norma NP EN 196-1 [16]. Em relação à segunda propriedade, foi realizado ensaio à flexão de 3 pontos, até à rotura, de dois provetes de cada tipo de argamassa aos 7 e aos 28 dias. Foi registada a carga máxima suportada pelo provete e calculou-se a tensão máxima que a referida força provoca na fibra mais afastada do eixo neutro. A resistência à compressão da argamassa foi determinada dividindo o valor médio da carga de rotura pela área da superfície de contacto, 40x40 mm^2, nas metades dos provetes resultantes do ensaio de flexão.

2.3.2 Ensaio dos provetes do betão

O ensaio de resistência à compressão do betão foi realizado em conformidade com a norma NP EN 12390-3 [20]. Esse ensaio foi realizado aos 7 e aos 28 dias e foram ensaiados, para cada tipo de betão e para cada uma das idades, três provetes cúbicos de 150 mm de aresta.

O ensaio de caracterização de módulo de elasticidade foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 397 [21] e utilizando provetes prismáticos de 100×100×400 mm^3. O ensaio foi efetuado aos 28 dias e foram caracterizados dois provetes para cada tipo de betão, com recurso a uma prensa universal com 200 kN de capacidade, através da aplicação de uma carga cíclica , entre os valores mínimo e máximo e medindo as correspondentes deformações [21].

A resistência à tração foi determinada aos 28 dias, recorrendo aos ensaios de flexão e de compressão diametral. O ensaio de flexão foi realizado em conformidade com a norma NP EN 12390-5 [22]. Para o

efeito, foram preparados dois provetes prismáticos, de 100x100x400 mm^3, de cada tipo de betão, e ensaiados à flexão de 3 pontos até à rotura. O valor médio da resistência à tração por flexão corresponde à tensão normal de tração que o valor médio da carga de rotura provoca na fibra extrema tracionada. O ensaio de compressão diametral foi efetuado de acordo com a norma NP EN 12390-6 [23] em três provetes prismáticos de 100x100x200 mm^3, para cada tipo de betão produzido.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 No estado fresco

Os resultados dos ensaios de espalhamento e de teor de ar realizados nas matrizes de argamassa dos betões são apresentados no Quadro 2. Neste são igualmente apresentados os resultados da massa volúmica estimada na composição e medida, registando-se desvios inferiores a 0,2%.

Quadro 2. Resultados dos ensaios de espalhamento, teor de ar e massa volúmica

			Massa volúmica (kg/dm^3)		
	Teor de Ar (%)	Espalhamento (cm)	Estimada	Medida	Δ
M175CV	2,4	19,0	2,26	2,26	-0,2%
M175PC	3,1	16,5	2,24	2,24	0,0%
M175PA	3,1	16,5	2,24	2,24	0,1%
M125CV	2,1	21,0	2,24	2,26	1,0%
M125PC	3,5	17,0	2,21	2,21	0,0%
M125PA	3,2	15,5	2,21	2,22	0,2%

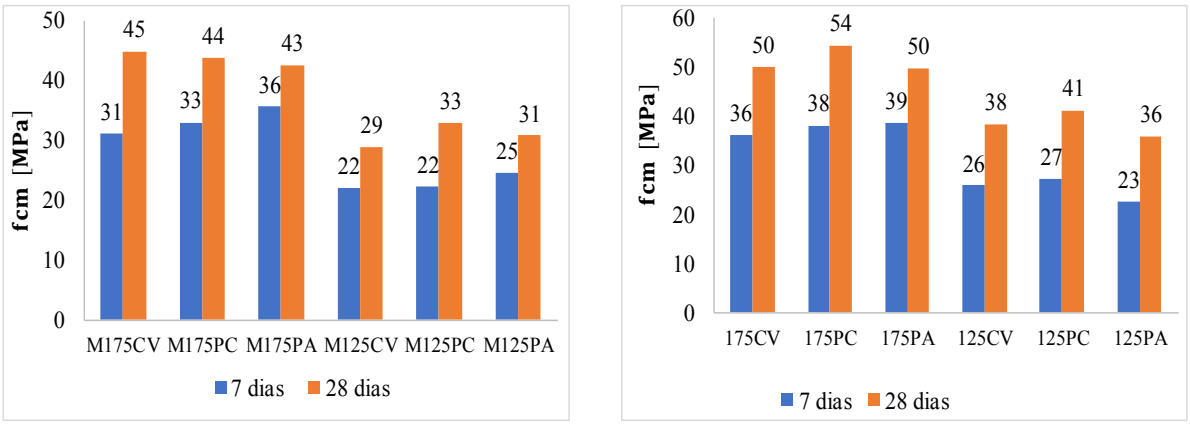
Da análise do Quadro 2, conclui-se que a cinza volante confere à mistura melhor trabalhabilidade do que as restantes adições usadas. Por outro lado, constata-se que, para cumprir os requisitos de trabalhabilidade nas misturas com pozolanas naturais, foi necessária uma dosagem maior de superplastificante (Quadro 1). As misturas com adições de pozolana dos Açores foram as que apresentaram maior necessidade, não só de superplastificante, como também de água efetiva, baixando a compacidade.

A mistura com reduzida dosagem de cimento, 125 kg/m^3, com adição de cinza volante, apresenta maior trabalhabilidade do que a mistura igualmente com cinza volante, mas com 175 kg/m^3 de cimento (Quadro 2), o que comprova que o aumento da substituição de cimento por cinza volante tem um efeito benéfico na trabalhabilidade, devido à forma esférica das suas partículas.

3.2 Resistência mecânica à compressão

Apresentam-se seguidamente os valores médios da resistência à compressão obtidos aos 7 e aos 28 dias, f_{cm}, das matrizes de argamassa e dos correspondentes betões. Como é possível observar na Figura 2, a resistência aumenta com o aumento da dosagem de cimento, pois a relação A/C diminui (Quadro 1). Evidencia-se também que os resultados de resistência do betão são superiores, em média cerca de 17%, aos da correspondente matriz ligante, o que leva a concluir que a resistência é melhorada pela incorporação dos agregados grossos usados, pela sua resistência e rigidez.

Constata-se que, entre os betões com a mesma dosagem de cimento, os que incluem adição de pozolana de Cabo Verde apresentam maior resistência à compressão aos 28 dias, Figura 2b), sendo um material pozolânico que, sem requerer uma dosagem de superplastificante muito elevada, apresenta um potencial de desenvolvimento de resistência mecânica igual ou superior ao das cinzas volantes.



a) das matrizes das argamassas b) dos betões

Figura 2. Resistências à compressão aos 7 e 28 dias.

Apresenta-se também, na Figura 3, a evolução da resistência à compressão (valores médios) com a idade (t) dos betões estudados e a correspondente curva de endurecimento prevista de acordo com o EC2 [24]. Os valores de resistência de todos os betões estudados foram ajustados com a curva do tipo "S" (curva de endurecimento lento), com exceção do 175PA, uma vez que a curva que melhor se ajustou aos valores de resistência medidos neste betão foi a do tipo "N" (curva de endurecimento normal).

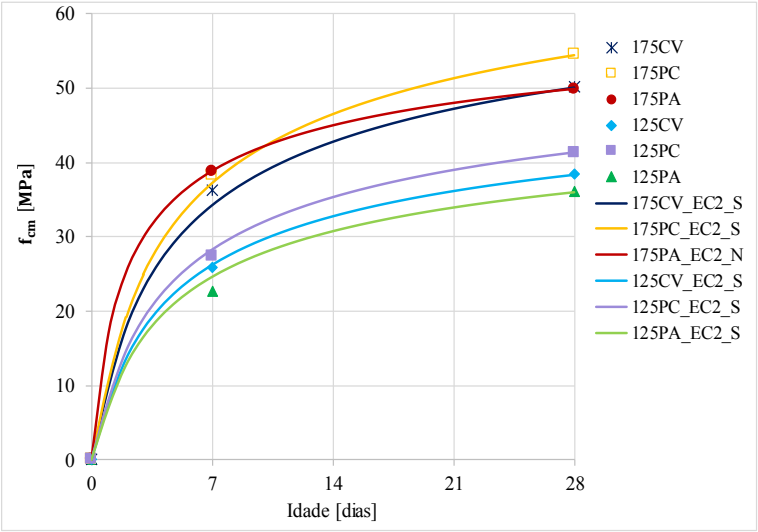


Figura 3. Evolução da resistência à compressão dos betões estudados

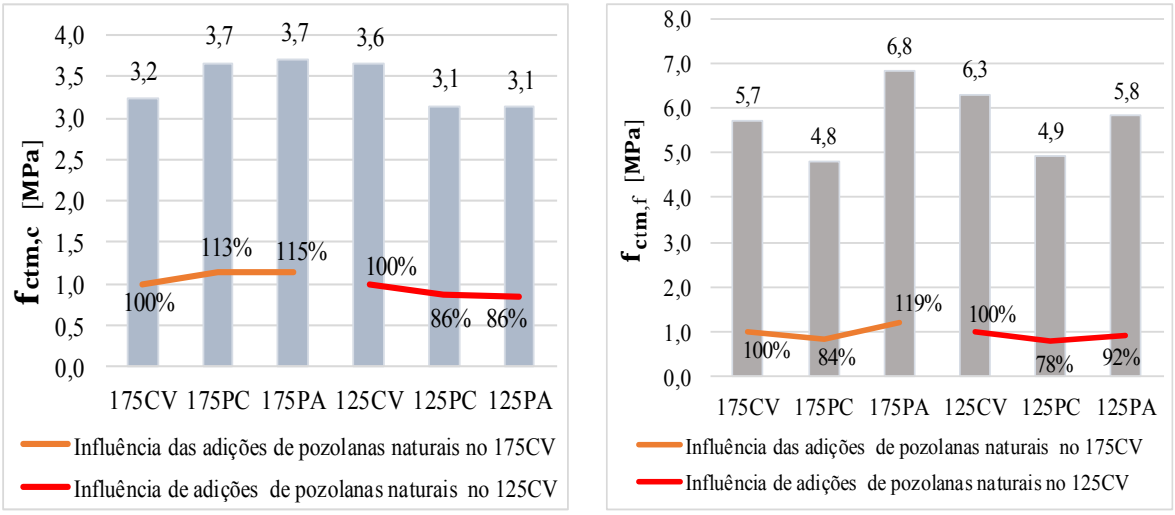
Os betões que melhor se ajustam às correspondentes curvas são 125CV, 125PC e 175PA, sendo que os restantes apresentam, em geral, resultados aos 7 dias com alguns desvios. As misturas com pozolanas de Cabo Verde são as que mais se aproximam às correspondentes curvas de endurecimento. Os resultados apresentados serão complementados, em publicações futuras, com os valores obtidos de evolução da resistência para idades superiores a 28 dias, aferindo com maior rigor a evolução do efeito pozolânico.

3.3 Resistência à tração

Na Figura 4 apresentam-se os valores médios da resistência à tração, por compressão diametral ($f_{ctm,c}$) e por flexão ($f_{ctm,f}$) dos betões estudados, onde pode verificar-se que os resultados da resistência à tração por compressão são inferiores aos respetivos valores da resistência à tração por flexão, conforme expectável. Nota-se ainda que, o aumento da substituição de cimento por cinza volante aumenta a resistência à tração do betão.

Na Figura 4a, constata-se também que a substituição de cinza volante por pozolanas de Cabo Verde ou dos Açores, na mistura com 175 kg/m^3 de cimento, implica um aumento de resistência à tração por compressão diametral de aproximadamente 13 e 15%, respetivamente; na mistura com apenas 125 kg/m^3 de cimento verifica-se uma perda de 14%.

Relativamente à resistência à tração por flexão, Figura 4 b, observa-se que a substituição da cinzas volantes por pozolanas provoca uma diminuição de resistência, com exceção do 175PA, cujo valor é superior ao do correspondente betão com cinza volante, em cerca de 19%. A perda máxima foi de 22% e verifica-se no betão com maior dosagem de pozolana de Cabo Verde (125PC).



a) por compressão diametral b) por flexão

Figura 4. Valores médios da resistência à tração

Apesar de a caracterização das resistências à tração apresentar geralmente variabilidades significativas, verifica-se que a finura das pozolanas, mais elevada na dos Açores em relação à de Cabo Verde, tem aparentemente elevada influência na resistência à flexão. Realça-se ainda, que a amostra de pozolana de Cabo Verde utilizada tem potencial para ser moída até serem obtidas partículas mais finas, sendo previsível que aumente significativamente o seu desempenho em termos de resistências à tração na matriz.

No Quadro 3 apresenta-se a relação entre os resultados de resistência à tração e os correspondentes valores de resistência à compressão dos betões. Ao analisar estes valores, nota-que a relação linear entre os dois parâmetros oscila entre 6 e 9%, para os valores dados por compressão diametral, enquanto que para os valores medidos por flexão, essa relação varia entre 9 e 16%.

Quadro 3. Relação entre as resistências à tração por compressão diametral e por flexão do betão e a corresponde resistência à compressão

	$f_{ctm,c}/f_{cm}$	$f_{ctm,f}/f_{cm}$
175CV	0,06	0,11
175PC	0,07	0,09
175PA	0,07	0,14
125CV	0,09	0,16
125PC	0,08	0,12
125PA	0,09	0,16

3.4 Módulo de elasticidade

Os valores médios do módulo de elasticidade aos 28 dias dos betões caracterizados são apresentados na Figura 5, constatando-se que, à semelhança da resistência à compressão, o módulo de elasticidade aumenta com o aumento da dosagem de cimento e com a redução da relação A/L (Quadro 1).

Verifica-se que a substituição de cinza volantes por adições de pozolanas de Cabo Verde ou dos Açores provoca, também, uma redução de módulo de elasticidade, com exceção do 175PC, no qual se verifica que a substituição de cinza volantes por pozolana de Cabo Verde não provoca variação significativa. Nos restantes betões, contata-se que a perda aumenta com a substituição por pozolanas, sendo que a máxima foi de 14%, registada no betão com pozolana dos Açores (125PA). Esta situação pode ser explicada essencialmente pelo aumento de ar na matriz ligante, originada pela redução de trabalhabilidade, embora a rigidez das ligações pasta-agregado tenham certamente um papel influente.

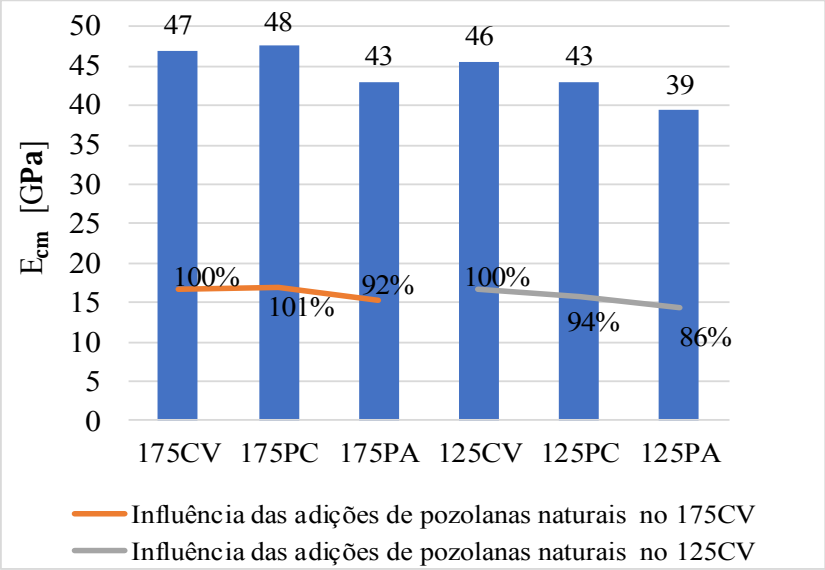


Figura 5. Valores médios do módulo de elasticidade aos 28 dias.

4. CONCLUSÕES

As matrizes de argamassa e os correspondentes betões caracterizados foram formulados com adição de cinzas volantes ou de pozolanas naturais, como principal substituto do cimento Portland na pasta ligante. Os resultados permitiram obter as seguintes conclusões:

- É possível produzir betões eco eficientes com baixa dosagem de cimento (125 kg/m^3), e com adições pozolânicas, com boa trabalhabilidade e com valores das resistências à compressão e à tração e de módulo de elasticidade equiparados aos de betões correntes com dosagens de cimento muito superiores;
- A cinza volante confere às misturas melhor trabalhabilidade do que as adições de pozolanas dos Açores e de Cabo Verde;
- As misturas com adição de pozolana dos Açores requerem maior dosagem de superplastificante e de água, baixando assim a compacidade;
- Os betões produzidos com apenas 125 kg/m^3 de cimento exibem resistências à compressão aos 28 dias entre 36 e 41 MPa, comprovando-se a possibilidade de produzir betões com resistências correntes, com boa trabalhabilidade e com reduzidas dosagens de cimento;
- Os betões com adição de pozolana de Cabo Verde apresentam maior resistência à compressão aos 28 dias do que os betões com adição de cinza volantes e os betões com adição de pozolanas dos Açores;

- Confirma-se que, à semelhança dos betões correntes, a resistência à tração por compressão dos betões estudados é inferior à resistência à tração por flexão, embora a finura das adições tenha uma influência importante, principalmente nos valores de flexão;
- A substituição de cinzas volantes por pozolanas de Cabo Verde ou dos Açores provoca, na mistura com 175 kg/m^3 de cimento, um aumento da resistência à tração por compressão diametral de aproximadamente 13 e 15%, respetivamente. Na mistura com maior percentagem de substituição, mistura com 125 kg/m^3 de cimento, verifica-se uma perda de 14%;
- A resistência à tração por flexão diminui com a substituição da cinza volante por pozolanas de Cabo Verde ou dos Açores, com exceção do 175PA, cujo valor é superior ao do correspondente betão com cinzas volantes, em cerca de 19%. A perda máxima de 22% e verifica-se no betão com maior taxa de substituição de cinza volante por pozolana de Cabo Verde (125PC);
- O módulo de elasticidade dos betões formulados aumenta com o aumento da dosagem de cimento e com a redução da relação A/L. A substituição de cinza volante pelas pozolanas naturais provoca geralmente uma redução do módulo de elasticidade;
- A amostra de pozolana de Cabo Verde utilizada tem potencial para ser moída até serem obtidas partículas mais finas, sendo previsível que aumente significativamente o seu desempenho, principalmente, em termos de resistências à tração na matriz.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação Calouste Gulbenkian, pela Bolsa de Doutoramento, com a referência SBG35-2016, ao ISEC por disponibilizar os meios para realizar o presente estudo, o fornecimento dos materiais às empresas RCD - Resíduos de Construção e Demolição SA, Secil SA, Omya, Iberobritas, Argilis, BASF.

REFERÊNCIAS

[1] Meyer, C. (2009). The greening of the concrete industry. Cement & Concrete Composites.

[2] Fennis, S. [et al.] (2009). The use of particle packing models to design ecological concrete. Heron, vol. 54, no. 2, pp. 183–202.

[3] Fennis S.; Walraven JC. (2012). Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design. Heron, vol. 57, no. 2, pp. 73–101.

[4] Fennis S. [et al.] (2012). Compaction-interaction packing model: regarding the effect of fillers in concrete mixture design. Mater. Struct., pp. 463–478.

[5] Proske, T. [et al.]. (2014). Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice. Constr Build Mater.

[6] Alves, H. (2016). Formulação e caracterização mecânica de betões com baixa dosagem de cimento. ISEC. Tese de mestrado.

[7] Costa, H. [et al.] (2016). Desempenho mecânico de betões com baixa dosagem de cimento. Encontro Nacional de Betão Estrutural- BE2016. FCTUC.

[8] Loureiro, P. (2013) Otimização da quantidade de cinzas volantes: benefício económico. Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Dissertação de mestrado em Construção e Reabilitação Sustentáveis

[9] Camões, A. (2006). Durability of High-volume fly ash concrete. International RILEM Workshop on performance based evoluation and indicators for concrete durability., Madrid.

[10] Camões, A. (2002). Betões de elevado desempenho com incorporações de cinzas volantes. Escola da Engenharia da Universidade do Minho. Tese de Doutoramento.

[11] Metha, P.K. (2004). High-performance, high-volume fly ash concrete for sustainable development. Proceedings of the international workshop on sustainable development and concrete technology.

[12] Fennis, S. (2011) Design of Ecological Concrete by Particle Packing Optimization. Delft: Delft University of Technology, PhD Thesis.

[13] Lourenço, J. [et al.] (2004). Betões de agregados leves de argila expandida, Lisboa: APEB.

[14] Costa, H. (2008). Composição e caracterização mecânica de betões estruturais de agregados leves. FCTUC, Coimbra. Tese de Mestrado.

[15] Costa, H. (2012) Betões Estruturais de agregados leves. Aplicações em prefabricação e reforço de estruturas. FCTUC, Coimbra. Tese de Doutoramento.

[16] NP EN 196-1. 2016. Métodos de ensaio de cimentos; Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. Lisboa: IPQ.

[17] EN 1015-3. 1999, Methods of test for mortar for masonry; Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table). CEN: Brussels.

[18] EN 1015-6. 2006, Methods of test for mortar for masonry - Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar. CEN: Brussels.

[19] EN 1015-7: 1998, Methods of test for mortar for masonry - Part 7: Determination of air content of fresh mortar. CEN: Brussels.

[20] NP EN 12390-3.2009, Ensaios do betão endurecido; Parte 3: Resistência à compressão de provetes. IPQ.

[21] E 397 .1993. Betões- Determinação do módulo de elasticidade em compressão, LNEC.

[22] NP EN 12390-5. 2009. Ensaios do betão endurecido, Parte 5: Resistência à flexão de provetes. IPQ.

[23] NP EN 12390-6. 2003. Ensaios de betão endurecido - Parte 6: Resistencia à tração por compressão dos provetes. IPQ.

[24] NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ.

Desenvolvimento de Método para Ensaio de Difusão com Variação do Grau de Saturação em Concretos Revestidos com Argamassa

Franklin Luiz Fonseca[1] **Jorge Luiz Saes Bandeira**[2] **André Tavares da Cunha Guimarães**[3] **Margarete Regina Freitas Gonçalves**[4]

RESUMO

Pouco se sabe sobre a influência dos revestimentos de argamassa na penetração de íons cloreto nas estruturas de concreto. Em estruturas de concreto armado, localizadas em regiões costeiras, onde há frequente variação do grau de saturação e grande incidência de agentes agressivos, esses revestimentos podem trazer uma proteção complementar ao concreto. Este trabalho demonstra o desenvolvimento de uma metodologia para estudos relacionados à penetração de íons cloreto em concretos revestidos com argamassas em situações de variação de grau de saturação. A metodologia é baseada em experimentos realizados em corpos de prova de concreto revestidos com argamassa, submetidos a ensaios de secagem, imersão e estabilização para verificação de alterações no grau de saturação entre os diferentes materiais que os constituem, além da avaliação sobre a viabilidade da execução do processo de extração de material para análises químicas. Os resultados mostram que a utilização de concreto com chapisco e revestimento de argamassa apresenta boa resposta ao processo de extração, e apresentam uma forma satisfatória ao estudo da difusão, contanto que se observem, especialmente, fatores como a disposição dos corpos de prova no processo de estabilização, a selagem e a retirada de ar para que não haja perda de umidade e a confecção de número adequado de corpos de prova para cálculo de absorção.

Palavras-chave: Argamassa, concreto, grau de saturação, íons cloreto, durabilidade.

[1] Engº Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), RS, Brasil. fknfonseca@hotmail.com
[2]Doutorando, PPG Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade Federal de Pelotas, RS, Brasil. jorgebandeira@furg.br
[3] Prof. Dr. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), RS, Brasil. atcg@vetorial.net
[4] Prof. Dra. PPG Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade Federal de Pelotas, RS, Brasil. margarete@ufpel.edu.br

1. INTRODUÇÃO

Atualmente é aceito, de forma geral, ao se projetar uma estrutura que além das características mecânicas e econômicas, deve-se tomar o devido cuidado em relação às questões relativas à durabilidade dos materiais empregados nas construções, visto que a deterioração das estruturas implica em altos custos de manutenção e recuperação.

De acordo com Mehta e Monteiro [1], em países que possuem setores industriais desenvolvidos, 40% da totalidade dos recursos empregados na indústria da construção são destinados a reparos e manutenções de construções existentes, de forma que esta parcela se tornou parte fundamental do orçamento total das construções. O mesmo autor ainda cita a forte relação existente entre a durabilidade dos materiais e a ecologia, dado que, além dos grandes custos de recuperação ambiental em caso de acidentes, a produção de materiais com maior durabilidade é uma etapa importante na conservação de recursos naturais.

Segundo Ribeiro [2], o concreto possui estrutura formada por vazios, formando redes que se conectam com o exterior da estrutura, o que está diretamente relacionado com a entrada de gases e substâncias agressivas dissolvidas em água, tendo os poros, portanto, forte influência nos mecanismos de destruição do concreto e corrosão das armaduras.

Estudos de Guimarães [2] e Malheiro [3] mostram que o grau de saturação (GS) tem forte influência na difusão de íons cloreto no concreto em sua forma endurecida e que a argamassa de revestimento influi no transporte de íons cloreto nas estruturas de concreto, respectivamente.

Dessa forma, o desenvolvimento de uma metodologia que permita, posteriormente, o estudo da influência do GS na difusão, em concretos revestidos com argamassa, possibilitará a obtenção de resultados que podem proporcionar que soluções sejam desenvolvidas a fim de minimizar as ações patológicas relacionadas aos processos de degradação das estruturas de concreto armado, além de oportunizar o surgimento de novas pesquisas na área, visto que se trata de um campo novo de estudos.

Portanto, este trabalho objetiva verificar o comportamento do GS em corpos de prova revestidos com argamassa, comparar os valores do GS dos corpos de prova de concreto revestidos com argamassa com corpos de prova de concreto e argamassa confeccionados separadamente e avaliar a possibilidade de extração de material pulverizado dos corpos de prova para examinar a penetração de agentes de deterioração no concreto e na argamassa.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Metodologia Adotada

O presente trabalho experimental possui duas etapas distintas: a primeira consta de uma análise do comportamento do GS em quatro tipos de corpos de prova (CP) diferentes, sendo o primeiro tipo constituído de concreto e revestimento de argamassa (Tipo S), o segundo tipo composto de concreto, chapisco e revestimento em argamassa (Tipo C), o terceiro apenas de concreto (Tipo CC) e o quarto formado apenas por argamassa (Tipo A); a segunda etapa se trata de um método para extração de material pulverizado, tanto de argamassa quanto de concreto, através de equipamento, projetado especialmente para este fim, para que seja determinada a profundidade de penetração dos íons cloreto.

2.2 Materiais Utilizados

Os tipos de materiais utilizados na confecção dos corpos de prova foram escolhidos com base na utilização corrente das obras da região. Dessa forma, para a execução do concreto, foi estabelecido a utilização de cimento portland do tipo CP IV-32, areia média, britas 0 e 1, sendo utilizado metade da composição em brita 0 e a outra metade em brita 1 e água potável da companhia de abastecimento

público, para o revestimento foi utilizada argamassa mista, constituída de cimento potland tipo CP IV-32, cal hidratada tipo CH I e areia média e para o chapisco foi utilizada argamassa de cimento portland tipo CP IV 32 e areia média.

2.3 Confecção das Amostras (CPs)

A confecção dos corpos de prova foi realizada no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG. O traço utilizado para o concreto, em massa, foi de 1:2,43:3,30, com relação A/C de 0,6, o traço para a argamassa foi 1:2:8, comumente utilizado em revestimentos, e para o chapisco 1:3.
Inicialmente, foram confeccionados CPs cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, de acordo com as normas ABNT NBR NM 67:1998 [4], ABNT NBR 8953:2015 [5] e ABNT NBR 5738:2015 [6]. Logo após a desforma e a cura úmida, foram retirados 2,50 cm de cada extremidade dos corpos de prova, restando 15 cm que foram cortados em três partes iguais de 5 cm, conforme apresentado na Fig. 1.

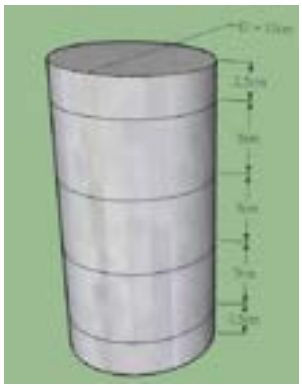


Figura 1. Dimensões do corte dos corpos de prova.

Posteriormente os CP's Tipo C e Tipo S foram preparados para receber o revestimento. Este revestimento adiciona 2,5 cm a altura final destes modelos, conforme discriminado no Quadro 1.

Quadro 1.Tipos de corpos de prova desenvolvidos.

Tipo	*Diâmetro* [cm]	*Altura* [cm]	*Concreto/Argamassa*
CC	10.0	5.0	C
A	10.0	2.5	A
C	10.0	7.5	C+A
S	10.0	7.5	C+A

Para tal foi necessário a elaboração de fôrmas para a aplicação dos revestimentos em espessura constante. Seguindo as dimensões predeterminadas, foram feitos dois modelos de moldes em PVC de 10 cm de diâmetro, sendo um deles com altura de 2,5 cm para os CP's Tipo A e o outro com altura de 5 cm para os CP's Tipo C e Tipo S, conforme Fig. 2.



Figura 2. Moldes de PVC.

A Fig. 3 mostram os CPs que serão revestidos, com as resepctivas formas de PVC, devidamente fixadas e vedadas na sua extermidade inferior.



a)



b)

Figura 3. a) Formas em CP's Tipo S. b) Formas em CP's Tipo C.

Os modelos Tipo A receberam fita e papel filme como base para a argamassa, como mostra a Fig. 4.



Figura 4. Preparação dos modelos Tipo A.

Após a preparação das fôrmas foi executado o revestimento e, posteriormente, a desforma, conforme a Fig. 5.



Figura 5. Corpos de prova Tipos C e S.

2.4 Desenvolvimento Experimental

2.4.1 Verificação do GS

A verificação o comportamento do GS nos corpos de prova Tipos C e S em comparação com os Tipos A e CC, foi baseada nos procedimentos de cálculo de massas secas e saturadas da seção 5 da norma ASTM C 642:2006 [7]. Foi definido, também, que a análise seria realizada para o GS de 85% para simular a situação de estudo com GS diferente de 100%.

Primeiramente, foi feita a pesagem dos CP's, em temperatura ambiente, e em seguida foi feita a colocação destes em estufa, à temperatura de aproximadamente 100 ºC para se obter a massa seca. As pesagens foram realizadas a cada 24 horas, observando-se o resfriamento dos CP's, à temperatura ambiente, antes de cada medição de massa. Não se verificando a constância de massa, com a diferença entre as duas últimas pesagens sendo maior do que 0,5% do menor valor medido, é realizado mais um ciclo de 24 horas, até que se alcance uma diferença menor do que 0,5% do menor valor de massa entre os dois últimos valores observados na pesagem.

Após obter os valores da massa seca, os CP's foram colocados em imersão em um processo semelhante ao da secagem a fim de se descobrir a massa saturada após imersão. Posteriormente ao registro destes valores foi feita a última parte do processo de pesagem, que consiste em ferver os CP's durante um período de 5 horas para se obter a plena saturação dos CP's. Após a fervura os CP's foram esfriados a temperatura ambiente a fim de se fazer a pesagem final.

Após esta fase do processo é feito, primeiramente, o cálculo da massa de água necessária para que o corpo de prova fique com 85% de sua saturação total e, posteriormente, a secagem até que se consiga este grau de saturação. Este cálculo é realizado através das Eqs (1) e (2) em que $m_{água}$ é a massa de água, m_{sat} é a massa saturada do corpo de prova, m_{seca} é a massa seca do CP e m_{85} é a massa do corpo de prova com GS de 85%.

$$m_{\text{água}} = m_{\text{sat}} - m_{\text{seca}} \quad (1)$$

$$m_{85} = m_{\text{água}}\left(\frac{85}{100}\right) + m_{\text{seca}} \quad (2)$$

Executada a secagem a 50 ºC, em estufa, os CP's são colocados em sacos plásticos e são cuidadosamente selados com guilhotina térmica, com o mínimo de ar possível. Logo em seguida são recolocados em estufa, por mais três dias, para se obter homogeneidade do GS ao longo dos CP's. Foi estabelecido que os CP's fossem colocados nos sacos plásticos em grupos de quatro, separados por material impermeável, sendo estes grupos formados por um CP de cada tipo. Também se determinou o uso de dois sacos por grupo de CP's para se obter uma boa vedação a fim de manter a umidade original.

Além disso, foram utilizadas diferentes disposições de CP's em cada conjunto, como está apresentado nas Fig. 6. Para o conjunto 1 os CP's Tipos C e S foram colocados lado a lado, abaixo dos Tipos CC e A, separados por anéis de PVC que foram utilizados nas etapas anteriores do trabalho. O conjunto 2 foi disposto com os CP's em pilha, separados por um separador de PVC.



a) b)

Figura 6. a) Conjunto 1. b) Conjunto 2.

Após o ensacamento os conjuntos foram colocados em estufa a 50 ºC, para estabilização até 72 horas. Posteriormente a retirada dos CP's do interior dos sacos, foi feita, rapidamente, a separação entre o concreto e a argamassa dos CP's dos tipos C e S, para não haver perda de umidade, e, por fim, a pesagem de cada um deles, separadamente.

Por fim, acontece a etapa final do processo, que consiste em colocar o revestimento de argamassa extraído dos CP's Tipo C e S, juntamente com a parcela de concreto destes mesmos corpos de prova, em imersão até se alcançar a constância de massa, conforme feito anteriormente. Posteriormente foi colocado em fervura por 5 horas, novamente, a fim de se obter a massa saturada de cada parte dos CP's separadamente.

Com os valores de massa saturada dos revestimentos de argamassa e dos concretos dos CP's Tipo S e C, e de absorção média dos CP's Tipo A e CC, calculada a partir da Eq. (3), é realizado o cálculo da massa seca estimada destes materiais, empregando a Eq. (4).

$$abs = \frac{m_{\text{sat}} - m_{\text{seca}}}{m_{\text{seca}}} \quad (3)$$

$$m_{\text{seca}} = \frac{m_{\text{sat}}}{1+\frac{abs}{100}} \quad (4)$$

Conhecendo-se os valores de massa seca, massa saturada e da massa obtida após as 72 horas de estabilização, é possível calcular o GS de cada parte dos CP's Tipo C e S, de forma separada, comparando a diferença entre o GS destes materiais com o GS dos CP's Tipos A e CC. O cálculo destes GS's é realizado conforme a Eq. (5).

$$GS = \frac{m_{\text{estabilizada}} - m_{\text{seca}}}{m_{\text{sat}} - m_{\text{seca}}} \quad (5)$$

2.4.2 Extração

Para a extração de material pulverizado será utilizada uma ferramenta que foi desenvolvida, especificamente, para estudos efetuados em Bandeira [8]. O processo de extração tem por objetivo avaliar a penetração de material agressivo em cada camada extraída do concreto, possibilitando elaborar perfis de penetração destes agentes de deterioração. Nesta fase o objetivo é verificar se o método utilizado para a extração do concreto é compatível com a extração de material dos CP's de argamassa, sem que haja a destruição do revestimento.

O equipamento utilizado no processo de extração é composto por uma base de madeira onde é posicionado o corpo de prova, anéis de ferro para adequar a altura do equipamento à altura do CP, uma chapa de ferro com uma abertura circular no centro para a execução da extração e um bocal para colocação de furadeira, conforme Fig. 7. Foram utilizados, também, paquímetro para a medição de altura das camadas e pincel para recolhimento da amostra.



Figura 7. Processo de extração.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Grau de Saturação (GS)

A Fig. 8 apresenta gráfico com os valores de absorção dos CPs.



Figura 8. Absorção máxima

O gráfico da Fig. 8 mostra uma argamassa com, praticamente, duas vezes o valor da absorção do concreto, demonstrando o teor mais poroso do revestimento. A absorção dos CP's revestidos apresentou valores intemediários entre os CP's de concreto sem revestimento (CC1 e CC2) e os CPs de argamassa (A4 e A7), sendo este um resultado esperado.

A Fig. 9 mostra a perda acentuada de umidade ocorrida no processo de estabilização.

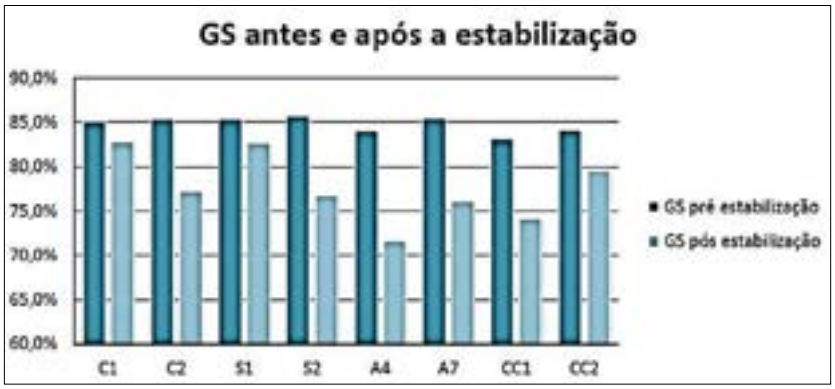


Figura 9. Variação GS antes e após a estabilização

Com os valores obtidos no processo de imersão e fervura para os CP's Tipo C e S, com revestimento e base separados, juntamente com a massa após a estabilização e a massa seca estimada, obtém-se o valor do GS de cada revestimento e concreto, no momento posterior a estabilização, conforme Fig. 10.



Figura 10. GS estabilizado

Observa-se, pelo gráfico apresentado na Figura 10, que os valores obtidos nos ensaios evidenciam que os CP's que constituem o Conjunto 2 (C1, S1, A7, CC2) perderam menos umidade no processo de

estabilização em comparação aos CP's do Conjunto 1 (C2, S2, A4, CC1). Isto decorre, muito provavelmente, do fato de o Conjunto 1 possuir mais ar no seu interior, a disposição dos corpos de prova e da espessura do material utilizado como separador.

Verifica-se, também, que os CP's dos Tipos C e S do Conjunto 2, mesmo com a base de concreto e o revestimento de argamassa analisados de forma solidarizada, após todos os processos de secagem, imersão, fervura e estabilização de umidade, mantiveram-se com valores de GS aproximadamente iguais, depois de separados, o que indica uma boa distribuição do GS quando os CP's estão distribuídos conforme este conjunto. Já os corpos de prova dos Tipos C e S do conjunto 1 obtiveram valores menores de GS no revestimento, em comparação com a base de concreto, devido à disposição destes, visto que por gravidade a água pode ter migrado da argamassa para o concreto. Além disso, estes tipos de corpos de prova se mostraram bastante semelhantes no que diz respeito ao GS após a estabilização. Observou-se, também, que a argamassa, no geral, experimentou uma perda maior de umidade do que o concreto. É provável que este fato seja consequência da estrutura interna da argamassa.

Analisando-se os valores do GS das partes separadas, após a estabilização, pode-se observar que, em alguns casos, estes valores foram maiores que os obtidos no corpo de prova inteiro, o que difere do previsto. Isto pode ter relação com o pequeno número de amostras utilizadas para o cálculo dos valores médios.

3.2 Extração

Foi estabelecido que o processo de extração se daria em camadas de 2 mm para concreto e argamassa, com excessão da zona de transição, próxima a interface entre os dois materiais, no qual seria realizado em camadas de 1mm de espessura.

Foi necessária a utilização da furadeira em rotação baixa, para evitar que a argamassa fosse pulverizada de forma rápida, ultrapassando as medidas das camadas. A Fig. 11 mostra um corpo de prova após a extração de 3 camadas de 2 mm, sendo medido com paquímetro.



Figura 11. Medição de profundidade de camada de extração com paquímetro.

Os resultados se mostraram satisfatórios, visto que se tomados os devidos cuidados com a rotação da furadeira, é possível extrair material do revestimento de argamassa na profundidade estabelecida, sem maiores dificuldades. Deve-se tomar cuidado com o material extraído, pois pode haver material mais grosseiro em meio aos finos necessários aos ensaios químicos de análise de agentes de agressão. Para isso se recomenda a escolha de uma peneira para separar os finos dos materiais mais grossos, a fim de se obter valores mais reais para os estudos em questão.

Em um CP Tipo S, descartado, houve a separação de revestimento e base logo no processo de fervura, destacando a fragilidade deste modelo de amostra, o que pode não ser uma boa estrutura de corpo de prova para o processo de extração.

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos nas etapas de extração de material para análises químicas e verificação do grau de saturação nos corpos de prova revestidos com argamassa, pode-se apontar algumas conclusões sobre a validade do método desenvolvido:

a) O processo de selagem do revestimento plástico utilizado na estabilização da umidade, juntamente com a quantidade de ar no ambiente criado para os corpos de prova, tem forte influência no processo de perda de umidade, podendo chegar a valores bastante elevados de perda, podendo comprometer o ensaio.

b) A disposição dos corpos de prova no invólucro plástico influenciou na forma como se deu a distribuição da umidade no interior dos CP's. Este fato ficou claro com o valor reduzido do GS do revestimento dos CP's Tipos C e S do Conjunto 1, em comparação com o GS da base de concreto dos mesmos CP's. Já os corpos de prova, de mesmo tipo, do Conjunto 2, que estiveram em estabilização em posição horizontal, apresentaram valores com menor diferença.

c) A ocorrência do revestimento de um CP do Tipo S ter se soltado de sua base de concreto no processo de fervura, associado ao fato de os CP's Tipos C e S não terem obtido grandes diferenças no valor do GS após todos os processos realizados, juntamente com a facilidade que se teve na separação do concreto e do revestimento de argamassa, pode-se afirmar que a utilização de CP`s do Tipo C, além de mais próximos da realidade, traz bons resultados com menor risco de quebra do revestimento no processo de extração, em comparação com CP's sem chapisco.

d) Os CP´s com aplicação de revestimento podem apresentar uma zona de estabilização da umidade na interface concreto-argamassa, o que pode representar melhor a realidade se comparado com os CP's dos Tipos CC e A, avaliados de forma separada.

e) As estruturas em serviço não possuem uniformidade no GS, em períodos mais chuvosos a sua parte externa está com maior umidade, e em períodos mais secos, a parte interna é que tende a possuir mais umidade. O ambiente criado, no laboratório com o ensacamento dos CP's não possui esse gradiente de umidade logo, deve-se tomar cuidado ao se realizar estudos posteriores, considerando-se esta diferença.

f) As conclusões, acima descritas, não devem ser adotadas de forma definitiva, pois se avaliou apenas corpos de prova com GS de, aproximadamente iguais a 85%. Materiais com GS diferentes podem apresentar divergências nos seus comportamentos frente aos mesmos ensaios utilizados neste trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. (1994). Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais, Tradução de Paulo J. M. Monteiro. 1 ed. São Paulo: Pini.

[2] Ribeiro, D. V. (2014). Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier.

[3] Guimarães, A. T. C. (2000). Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese de doutorado.

[4] Malheiro, R. L. M. C. (2008). Influência do revestimento de argamassa no transporte de cloretos em estruturas de concreto armado inseridas no meio urbano. Universidade Federal da Paraíba, Dissertação de mestrado.

[5] NBR NM 67. 1998, Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT. 8 p.

[6] NBR 8953. 2015, Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT. 7 p.

[7] NBR 5738. 2015, Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT. 13 p.

[8] C 642. 2006, Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete. West Conshohocken: ASTM. 3 p.

[9] Bandeira, J. L. S. (2015). Desempenho de concreto saturado e não saturado executado com cimento ARI-RS 52,5 MPa, com e sem adições, frente ao ataque de cloretos. Universidade Federal do Rio Grande, Dissertação de mestrado.

Sessão 3C

Relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência dos aços de varões para armaduras de betão armado. Análise da sua distribuição estatística nas duas últimas décadas





António Manuel Baptista [1]

João Filipe [2]

RESUMO

A relação entre a resistência à tração (f_t) e a tensão de cedência (f_y) dos aços dos varões para betão armado constitui uma das características mecânicas que permite avaliar a ductilidade das armaduras utilizadas em elementos estruturais de betão armado. Esta propriedade assume uma importância particularmente relevante quando estes varões são utilizados em estruturas sujeitas a ações sísmicas.

As exigências de ductilidade estabelecidas no Eurocódigo 2 para a relação f_t/f_y dependem da classe de ductilidade dos varões utilizados. De igual modo, as Especificações LNEC aplicáveis a varões de aço para armaduras de betão armado também estabelecem exigências diferentes para esta relação, em função do tipo de varão.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico da informação sobre os valores desta relação f_t/f_y obtidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), ao longo das últimas duas décadas, no âmbito do controlo periódico de varões de aço de alta ductilidade e de ductilidade especial decorrente das Ações de Acompanhamento da Certificação destes produtos. Estes valores são calculados a partir dos resultados de ensaios de verificação do produto realizados por cada fabricante dos varões, e de ensaios de acompanhamento (controlo externo) realizados pelo LNEC.

Com base nos valores obtidos, estabelecem-se comparações entre as distribuições estatísticas da relação f_t/f_y correspondentes aos resultados obtidos pelos Fabricantes ou pelo LNEC, referentes a varões pertencentes a diferentes classes de resistência e de ductilidade, e analisa-se a sua evolução ao longo do tempo, desde o ano de 2000. Para cada tipo de varão, é verificada a conformidade destes resultados com os limites estabelecidos no Eurocódigo 2 e nas Especificações LNEC para esta característica de ductilidade dos aços dos varões para betão armado.

Palavras-chave: Certificação / Varões de aço / Resistência à tração / Tensão de cedência / Análise estatística

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: ambaptista@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: jfilipe@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

A relação entre a resistência à tração (f_t) e a tensão de cedência (f_y) dos aços dos varões para betão armado constitui uma das características mecânicas que, conjuntamente com a extensão na carga máxima (ε_u), permite avaliar a ductilidade das armaduras utilizadas em elementos estruturais de betão armado. Esta propriedade assume uma importância particularmente relevante quando estes varões são utilizados em estruturas sujeitas a ações sísmicas.

A colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão armado em Portugal depende da sua prévia Certificação por um organismo acreditado no âmbito do Sistema Português da Qualidade [1], [2]. O LNEC assegura o apoio técnico ao controlo periódico do fabrico destes produtos que, por sua vez, permite validar os valores garantidos pelos Fabricantes com base no seu controlo interno.

O controlo periódico dos varões de aço para estruturas de betão armado utilizados em Portugal, realizado na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação, envolve a análise dos valores da resistência à tração (R_m), da tensão de cedência (R_e) e da relação R_m/R_e destes varões. No caso de o aço não manifestar uma diminuição de força resistente na cedência, a tensão de cedência (R_e) é substituída pela tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% ($R_{p0,2}$). Os valores destas características do aço são obtidos no âmbito dos ensaios de verificação do produto realizados pelo fabricante dos varões, e dos ensaios de acompanhamento (controlo externo) realizados pelo LNEC.

Conforme referido no Eurocódigo 2 [3], o valor característico da tensão de cedência, f_{yk}, dos aços dos varões, utilizado nos cálculos de verificação da segurança de uma estrutura de betão armado, refere-se às armaduras utilizadas nessa estrutura em particular, enquanto que os valores característicos da tensão de cedência (R_e), da resistência à tração (R_m) e da relação R_m/R_e são garantidos pelo Fabricante com base no controlo do nível de qualidade a longo prazo da produção dos varões. No entanto considera-se que os métodos de avaliação e verificação utilizados no controlo de qualidade dos varões são suficientes para uma quantificação dos valores característicos referentes a uma dada estrutura, em particular.

Na falta de informação experimental específica sobre a distribuição estatística da relação f_t/f_y, referente às armaduras de aço utilizadas numa dada estrutura, que permita corroborar a hipótese atrás referida, torna-se útil conhecer a distribuição estatística global da relação R_m/R_e, no conjunto dos varões de aço de um dado tipo controlados, num determinado período, em Portugal.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico da informação sobre os valores da relação R_m/R_e obtida pelo LNEC ao longo das duas últimas décadas, no âmbito do referido controlo periódico. Com base nos resultados deste estudo estabelecem-se comparações entre as distribuições estatísticas da relação R_m/R_e correspondentes aos resultados obtidos pelos Fabricantes ou pelo LNEC, referentes a varões pertencentes a diferentes classes de resistência e de ductilidade, e analisa-se a sua evolução ao longo do tempo, desde o ano de 2000. Para cada tipo de varão é verificada a conformidade destes resultados com os respetivos limites, estabelecidos no Eurocódigo 2 e nas Especificações LNEC.

2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO ESTUDO ESTATÍSTICO

Os resultados da análise estatística realizada são apresentados nas Figs. 1 a 20. Cada uma destas figuras inclui o conjunto dos resultados obtidos para todos os diâmetros de varões controlados e previstos nas Especificações LNEC E 449:2017 [4], LNEC E 450:2017 [5], LNEC E 455:2017 [6] e LNEC E 460:2017 [7]: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm.

Os histogramas das Figs. 1 a 4 e das Figs. 7 a 10 apresentam as distribuições estatísticas dos valores da relação R_m/R_e referentes aos aços de varões de alta ductilidade (NR) e de ductilidade especial (NR SD), respetivamente, provenientes dos ensaios realizados pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC. Os histogramas das Figs. 5, 6, 11 e 12, apresentam as distribuições estatísticas dos valores da razão $(R_m/R_e)_{,Fab} / (R_m/R_e)_{,LNEC}$ entre os valores da relação R_m/R_e de cada varão amostrado, determinados pelo Fabricante e pelo LNEC (neste caso, sobre uma segunda amostra do mesmo varão).

O Quadro 1 apresenta uma síntese da informação contida nas Figs. 1 a 12, com a indicação do número total de resultados analisados, obtidos pelos fabricantes dos varões ou pelo LNEC, e dos respetivos valores médios e desvios-padrão, para cada tipo de varão de aço considerado.

As Figs. 13 a 20 mostram as curvas de densidade (*Kernel density estimation*) dos valores da relação R_m/R_e, referentes aos aços das classes de ductilidade NR e NR SD, obtidos pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC ao longo de seis triénios sucessivos, entre os anos de 2000 e 2017.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

3.1. Influência da origem dos resultados

A Fig. 1 mostra um histograma onde consta o número de varões de aço do tipo A400 NR que apresentam valores de R_m/R_e, obtidos em ensaios de tração realizados pelos Fabricantes, compreendidos dentro de cada um dos 44 intervalos nela indicados, entre 1,06 e 1,50. O valor médio dos 4504 resultados apresentados é de 1,235 e o seu desvio-padrão é de 0,0553. A Fig. 3 mostra um histograma idêntico ao da Fig. 1, onde são apresentados os valores da relação R_m/R_e obtidos em ensaios de tração de varões de aço do tipo A400 NR realizados pelo LNEC. O valor médio dos 4532 resultados, igual a 1,230, e o seu desvio-padrão, igual a 0,0557, encontram-se muito próximos dos valores obtidos para o conjunto dos resultados determinados pelos Fabricantes para varões de aço do tipo A400 NR.

Os conjuntos de figuras 1 e 3, 2 e 4, 7 e 9, e 8 e 10, mostram que as médias e os desvios-padrão dos valores da relação R_m/R_e, obtidos em ensaios de tração realizados pelos Fabricantes e pelo LNEC, são semelhantes para cada tipo de varão. Embora existam algumas diferenças entre os dois histogramas na vizinhança dos respetivos valores médios, estas diferenças não influenciam muito os valores característicos correspondentes aos quantilhos de 5% e de 95% das respetivas distribuições estatísticas. As Figs. 5, 6, 11 e 12, apresentam as distribuições estatísticas da razão $(R_m/R_e)_{,Fab}$ / $(R_m/R_e)_{,LNEC}$ entre os valores da relação R_m/R_e de cada tipo de varão de aço (A400 NR, A500 NR, A400 NR SD ou A500 NR SD), determinados pelo Fabricante e pelo LNEC. É possível constatar que o valor médio $\overline{x}$ destas distribuições é igual ou inferior a 1,011 (ver também o Quadro 1), o que significa que os resultados obtidos pelos Fabricantes são em geral bastante próximos dos resultados correspondentes obtidos pelo LNEC, em cada caso, sobre uma segunda amostra do mesmo varão.

A grande maioria dos valores desta razão está compreendida no intervalo [0,97; 1,05]; atendendo à natural dispersão das características do aço, devida à variação da sua composição química e da sua microestrutura ao longo de um mesmo varão, conclui-se que as incertezas associadas aos métodos de ensaio e aos equipamentos utilizados pelos Fabricantes e pelo LNEC não afetam significativamente os resultados individuais de R_m/R_e referentes a um mesmo varão.

Em resumo, pode-se afirmar que, em termos globais, a origem dos resultados analisados neste estudo, quer eles provenham dos fabricantes dos varões ou do LNEC, não afeta significativamente as distribuições estatísticas dos valores de R_m/R_e referentes a qualquer um dos tipos de varão analisados e, consequentemente, não condiciona as conclusões estabelecidas neste trabalho.

Quadro 1: Quadro recapitulativo do número de resultados analisados (n)
e dos respetivos valores médios ($\overline{x}$) e desvios-padrão (σ)

Tipo de varão	R_m/R_e - *Fabricantes*			R_m/R_e - *LNEC*			$(R_m/R_e)_{,Fab}$ / $(R_m/R_e)_{,LNEC}$		
	n	$\overline{x}$	σ	n	$\overline{x}$	σ	n	$\overline{x}$	σ
A400 NR	4504	1,235	0,0553	4532	1,230	0,0557	4476	1,004	0,0255
A500 NR	7467	1,178	0,0370	7605	1,172	0,0394	7422	1,006	0,0188
A400 NR SD	5140	1,277	0,0296	5179	1,264	0,0377	5139	1,011	0,0247
A500 NR SD	5790	1,207	0,0272	5810	1,195	0,0320	5470	1,010	0,0182

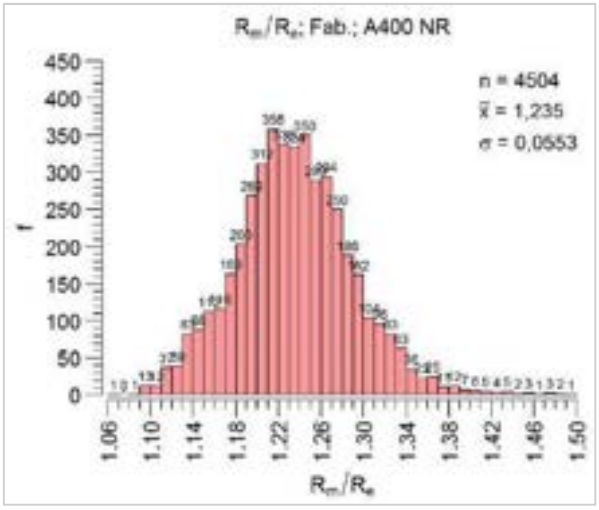


Figura 1. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR.

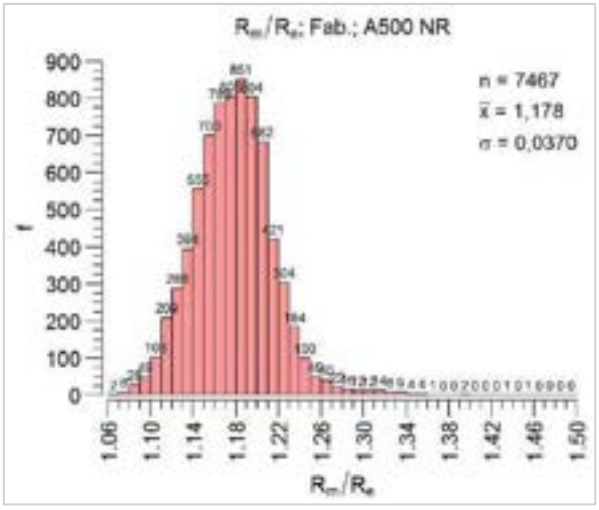


Figura 2. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR.

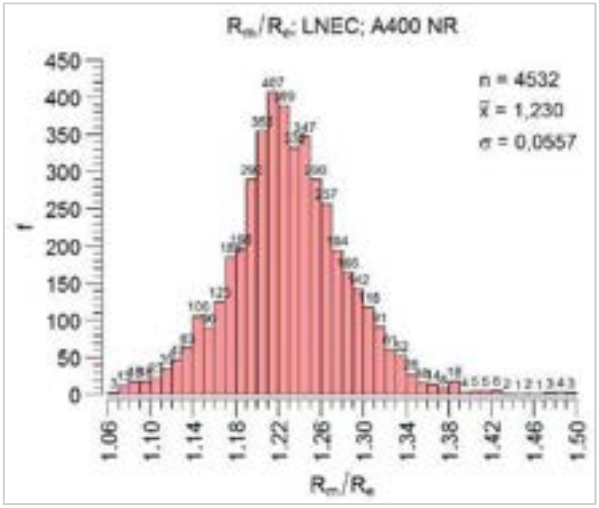


Figura 3. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR.

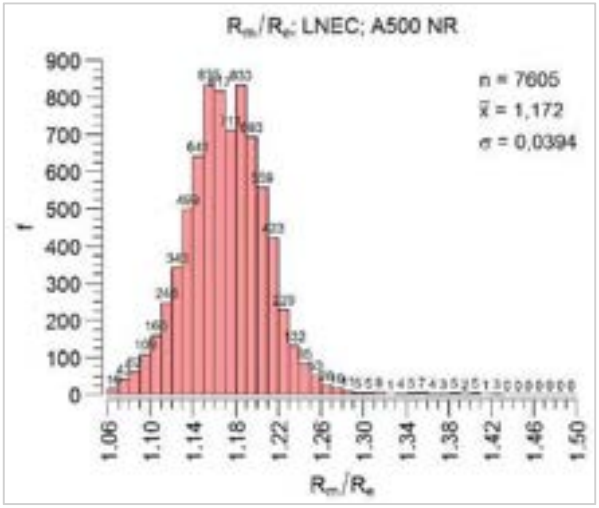


Figura 4. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR.

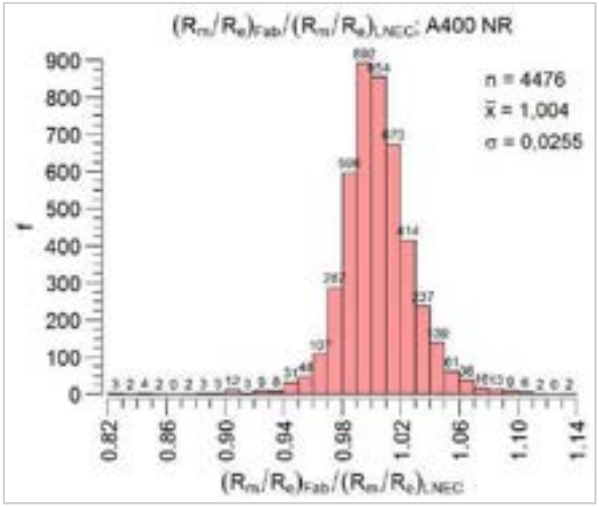


Figura 5. Razão entre os valores de R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR.

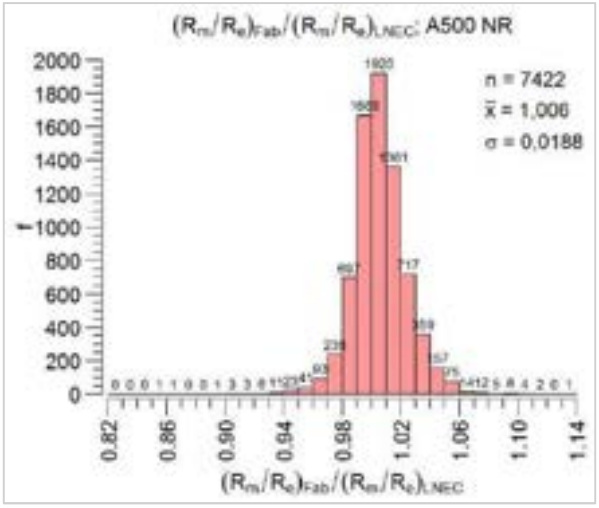


Figura 6. Razão entre os valores de R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR.

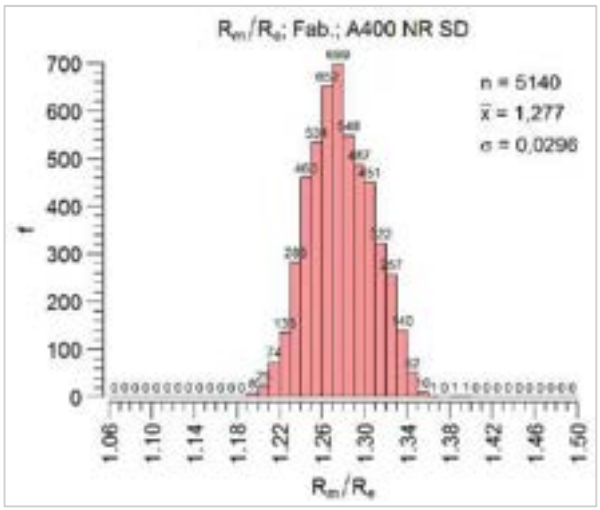


Figura 7. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões do tipo A400 NR SD.

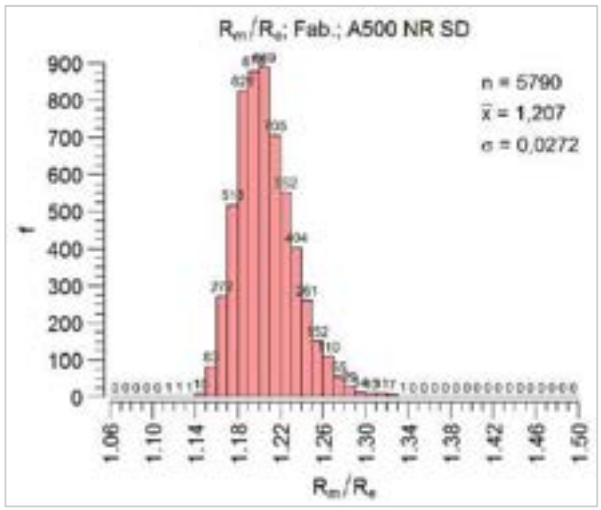


Figura 8. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões do tipo A500 NR SD.

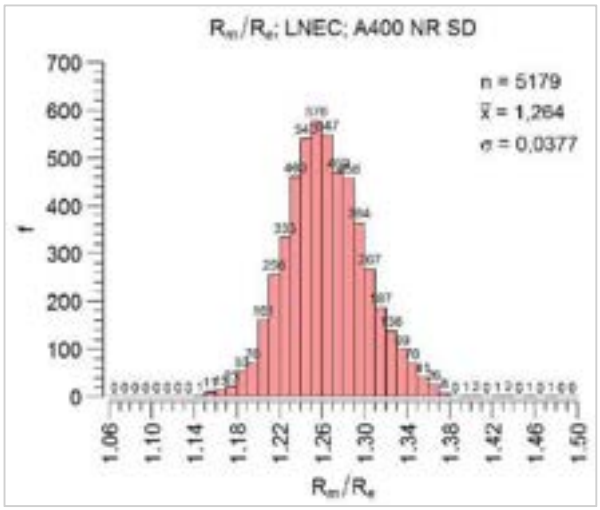


Figura 9. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR SD.

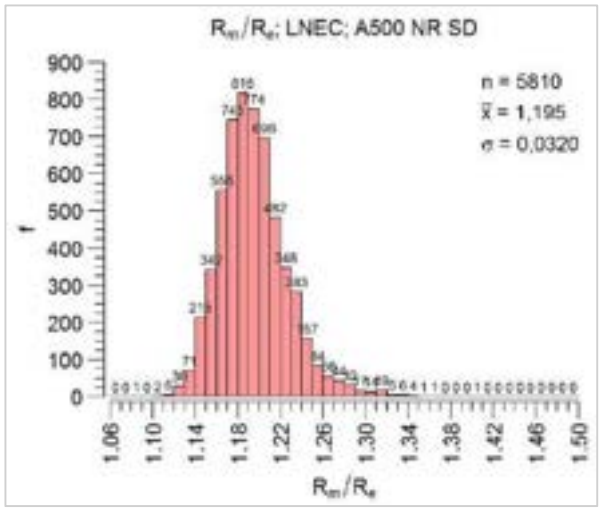


Figura 10. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR SD.

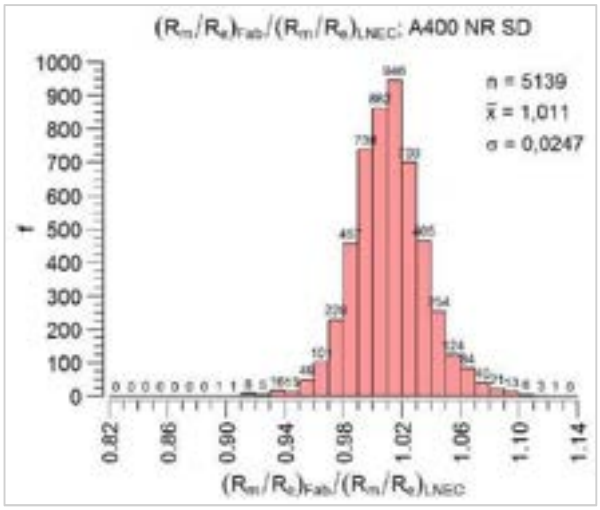


Figura 11. Razão entre os valores de R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR SD.

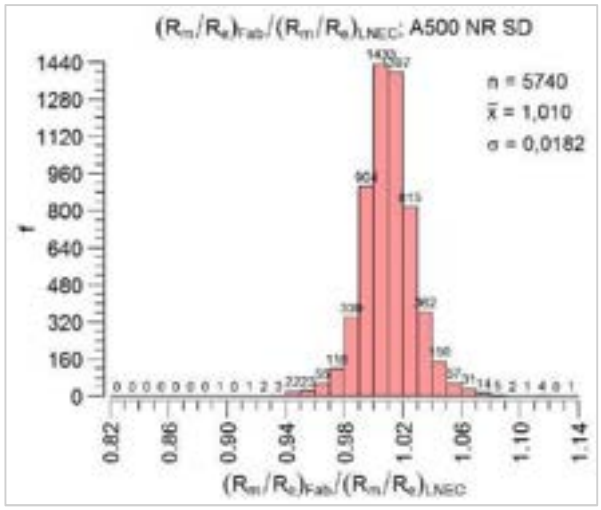


Figura 12. Razão entre os valores de R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR SD.

3.2. Influência da classe de resistência

Através da comparação da Fig. 1 com a Fig. 2 (ou da comparação da Fig. 3 com a Fig. 4) é possível analisar as diferenças principais entre as distribuições dos valores de R_m/R_e referentes a varões de aço da classe de ductilidade NR, das classes de resistência A400 e A500 respetivamente. Constata-se que as médias das distribuições estatísticas dos valores de R_m/R_e, obtidos pelos Fabricantes ou pelo LNEC para os varões de aço do tipo A400 NR ($\overline{x}$=1,235 e $\overline{x}$=1,230) são superiores às médias obtidas para os varões de aço do tipo A500 NR ($\overline{x}$=1,178 e $\overline{x}$=1,172). Verifica-se também que a dispersão dos valores de R_m/R_e nos varões de aço do tipo A400 NR (σ=0,0553 e σ=0,0557) é sempre superior à dispersão dos valores de R_m/R_e nos varões de aço do tipo A500 NR (σ=0,0370 e σ=0,0394).

Através da comparação da Fig. 7 com a Fig. 8 (ou da Fig. 9 com a Fig. 10) é possível analisar as diferenças principais entre as distribuições dos valores de R_m/R_e referentes a varões de aço da classe de ductilidade NR SD, das classes de resistência A400 e A500 respetivamente. Constata-se que, à semelhança dos varões da classe de ductilidade NR, as médias das distribuições estatísticas dos valores de R_m/R_e, obtidos pelos fabricantes dos varões ou pelo LNEC, são mais elevadas no caso dos varões de aço do tipo A400 NR SD ($\overline{x}$=1,277 e $\overline{x}$=1,264) que no caso dos varões do tipo A500 NR SD ($\overline{x}$=1,207 e $\overline{x}$=1,195). A dispersão dos valores de R_m/R_e nos varões de aço do tipo A400 NR SD é ligeiramente superior à dispersão dos valores de R_m/R_e nos varões de aço do tipo A500 NR SD, no caso dos resultados obtidos pelos Fabricantes (σ=0,0296 > σ=0,0272) e no caso dos resultados obtidos pelo LNEC (σ=0,0377 > σ=0,0320).

3.3. Influência da classe de ductilidade

Através da comparação das Figs. 1 a 4 com as Figs. 7 a 9 é possível analisar as diferenças principais entre as distribuições dos valores de R_m/R_e referentes a varões de aço de alta ductilidade NR e as distribuições dos valores de R_m/R_e referentes a varões de aço de ductilidade especial NR SD.

Os valores médios de R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC para os varões de aço do tipo A400 NR ($\overline{x}$=1,235 e $\overline{x}$=1,230) são inferiores aos obtidos para os varões de aço do tipo A400 NR SD ($\overline{x}$=1,277 e $\overline{x}$=1,264). O mesmo se verifica no caso dos varões da classe de resistência A500, uma vez que os valores médios da relação R_m/R_e, obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC para os varões de aço do tipo A500 NR ($\overline{x}$=1,178 e $\overline{x}$=1,172) são inferiores aos obtidos para os varões de aço do tipo A500 NR SD ($\overline{x}$=1,207 e $\overline{x}$=1,195).

Além disso, é possível constatar que a dispersão dos valores de R_m/R_e é sempre maior no caso dos varões de aço de alta ductilidade NR que no caso dos varões de aço de ductilidade especial NR SD pertencentes à mesma classe de resistência. Este facto traduz um controlo da qualidade do produto mais eficaz no caso da produção dos varões NR SD que no caso dos varões NR.

3.4. Valores característicos

Os requisitos aplicáveis aos valores da relação R_m/R_e para os varões de aço dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD são indicados nas respetivas Especificações LNEC [4], [5], [6] e [7]. O valor característico referente ao quantilho de 10% da distribuição estatística dos valores de R_m/R_e, determinado com um grau de confiança de 90%, deve ser superior ou igual a 1,08 no caso dos varões de alta ductilidade NR, ou superior ou igual a 1,15 no caso dos varões de ductilidade especial NR SD. O valor característico referente ao quantilho de 90% da referida distribuição estatística, também determinado com um grau de confiança de 90%, deve ser inferior ou igual a 1,35.

Os valores característicos calculados com base nas distribuições de valores da relação R_m/R_e representadas nas Figs. 1 a 4, e nas Figs. 7 a 10, são apresentados no Quadro 2. Através deste quadro é possível constatar que os valores característicos calculados a partir dos resultados obtidos pelos Fabricantes são muito semelhantes aos calculados a partir dos resultados obtidos pelo LNEC. Todos os valores característicos apresentados no Quadro 2 respeitam os respetivos limites mínimo e máximo estabelecidos no Eurocódigo 2 [3] e nas Especificações LNEC aplicáveis a cada caso ([4], [5], [6] ou [7]). Este facto pode igualmente ser constatado através das Figs. 1 a 4 e das Figs. 7 a 10.

Quadro 2: Valores característicos das distribuições de valores da relação R_m/R_e obtidas para varões dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD

Tipo de varão	*R_m/R_e - Quantilho 10%*			*R_m/R_e - Quantilho 90%*		
	Fabricante	*LNEC*	*Limite mínimo*	*Fabricante*	*LNEC*	*Limite máximo*
A400 NR	1,16	1,16	1,08	-	-	-
A500 NR	1,13	1,12	1,08	-	-	-
A400 NR SD	1,24	1,22	1,15	1,31	1,31	1,35
A500 NR SD	1,17	1,15	1,15	1,24	1,24	1,35

3.5. Variação da produção ao longo do tempo

As Figs. 13 a 20 mostram as curvas de densidade (*Kernel density estimation*) dos valores de R_m/R_e, referentes aos quatro tipos de varão analisados (A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD), obtidos pelos fabricantes dos varões e pelo LNEC ao longo de seis triénios sucessivos, compreendidos entre os anos de 2000 e 2017. Cada uma das curvas engloba o conjunto de resultados referentes a todos os diâmetros de varões controlados, atrás referidos.

A análise da evolução das distribuições estatísticas anuais dos valores de R_m/R_e, entre 2000 e 2017, mostra que tanto os valores médios como os valores característicos dos resultados obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC apresentam, por vezes, variações significativas ao longo deste período de tempo.

No caso dos resultados obtidos pelo LNEC, o valor característico referente ao quantilho de 10% da distribuição estatística anual dos valores de R_m/R_e dos varões de aço do tipo A400 NR variou entre 1,20 (em 2010) e 1,11 (em 2017); as variações entre anos consecutivos foram por vezes muito acentuadas (1,12 em 2015, 1,20 em 2016 e 1,11 em 2017, p.ex.). No caso dos varões de aço do tipo A500 NR, este valor característico variou bastante menos, entre 1,14 (em 2005) e 1,11 (em 2017).

No caso dos varões de aço de ductilidade especial as variações entre anos sucessivos foram também menos importantes. O valor característico atrás referido variou entre 1,24 (em 2002) e 1,19 (em 2016) no caso dos varões de aço do tipo A400 NR SD, e entre 1,17 (em 2003) e 1,14 (em 2013) no caso dos varões A500 NR SD. O valor característico referente ao quantilho de 90% da distribuição estatística anual dos valores de R_m/R_e dos varões A400 NR SD variou entre 1,35 (em 2001) e 1,28 (em 2017); no caso dos varões A500 NR SD, este valor característico variou entre 1,25 (em 2003) e 1,21 (em 2014), com um máximo absoluto de 1,27 (em 2010).

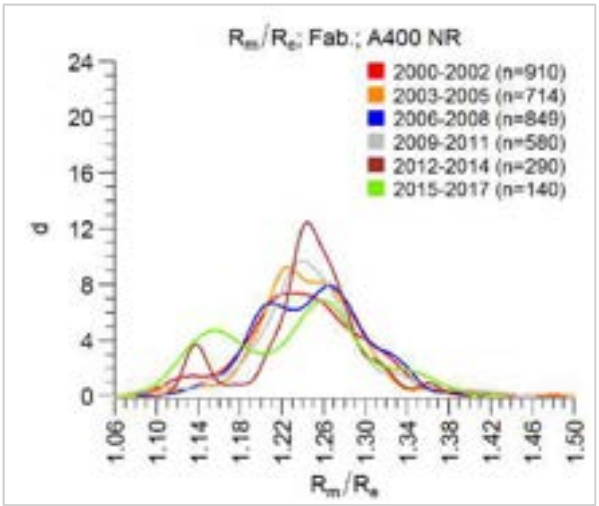


Figura 13. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR, ao longo dos anos 2000 a 2014.

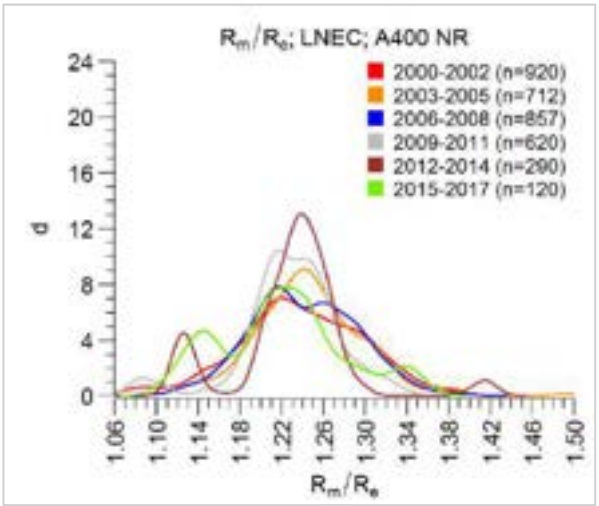


Figura 14. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR, ao longo dos anos 2000 a 2014.

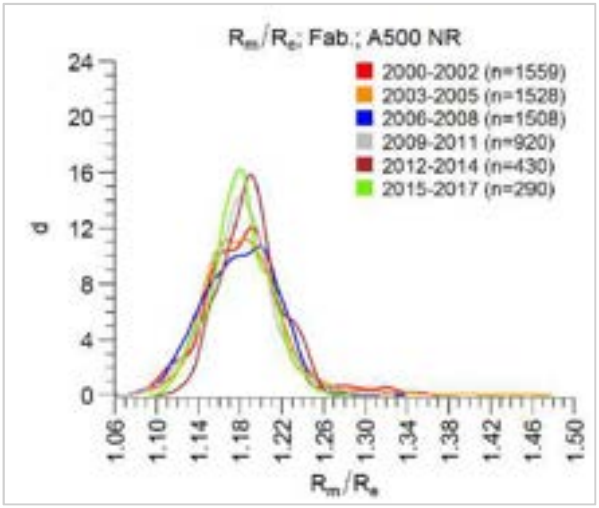


Figura 15. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR, ao longo dos anos 2000 a 2014.

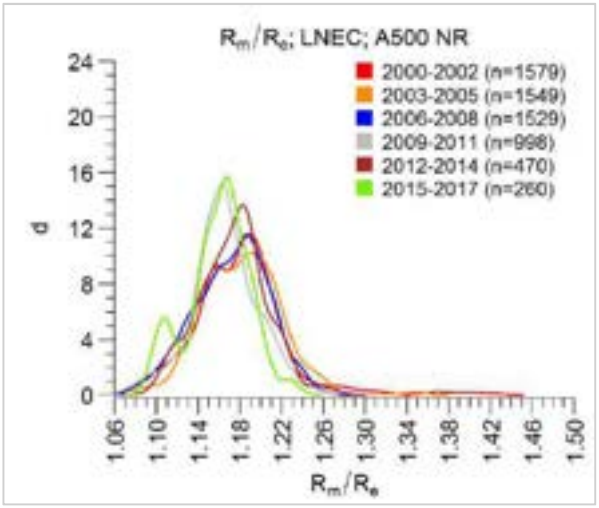


Figura 16. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR, ao longo dos anos 2000 a 2014.

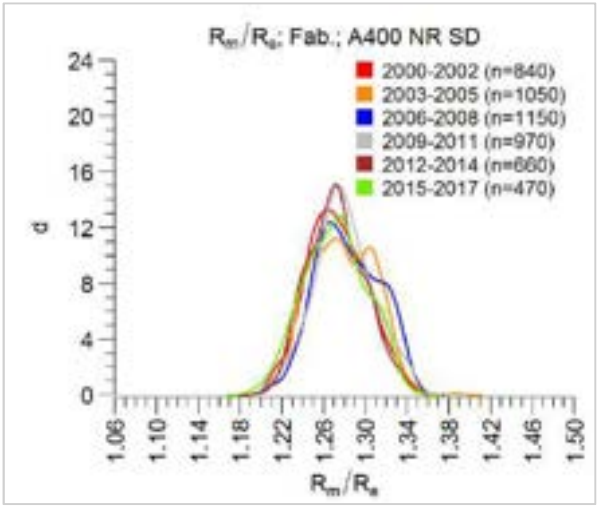


Figura 17. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A400 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2014.

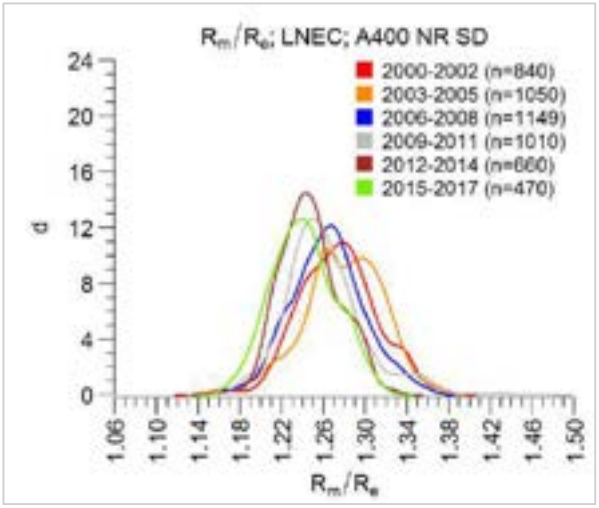


Figura 18. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A400 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2014.

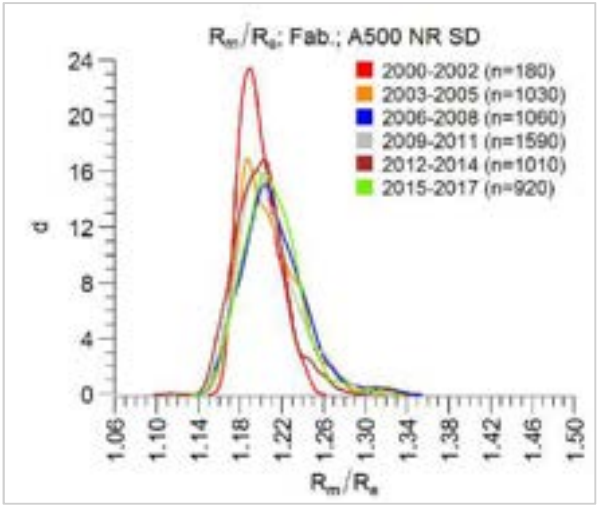


Figura 19. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelos Fabricantes, para varões de aço do tipo A500 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2014.

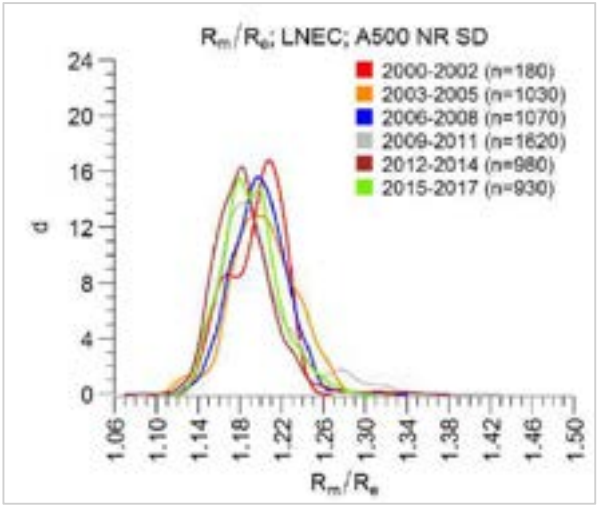


Figura 20. Resultados da relação R_m/R_e obtidos pelo LNEC, para varões de aço do tipo A500 NR SD, ao longo dos anos 2000 a 2014.

3.6. Influência de outros parâmetros

Tal como foi anteriormente referido, cada um dos histogramas das Figs. 1 a 12 inclui o conjunto dos resultados obtidos, entre os anos de 2000 e 2017, para todos os diâmetros de varões controlados: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm.

Atendendo à elevada dimensão dos conjuntos de resultados analisados em cada uma dessas figuras, as conclusões que delas se podem retirar serão, em princípio, aplicáveis à generalidade dos varões de aço dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD utilizados em armaduras para estruturas de betão armado executadas em Portugal ao longo do período referido.

No entanto, chama-se a atenção para o facto de numa determinada construção, ou até numa parte dela, a distribuição dos valores da relação f_t/f_y poder diferir significativamente das distribuições da relação R_m/R_e apresentadas no presente artigo. Esta possibilidade resulta do facto de esses valores poderem variar em função da origem dos varões, de um fabricante para outro, ou até mesmo entre varões de um mesmo tipo provenientes de diferentes lotes produzidos pelo mesmo fabricante, devido a variações nos seus processos de produção (ver curva referente ao triénio 2012-2014, nas Figs. 13 e 14).

Acresce ainda que existem outros parâmetros que podem afetar os valores da relação f_t/f_y, como por exemplo o diâmetro do varão; as distribuições destes valores poderão, em certos casos, diferir significativamente de um diâmetro para outro. Destaca-se também a importância da dimensão das amostras analisadas, referentes a cada caso particular (varões com um mesmo diâmetro, produzidos pelo mesmo fabricante, provenientes de um mesmo lote, etc.), que pode condicionar fortemente a estimativa das distribuições estatísticas, baseada nessas amostras.

Porém, a análise detalhada da influência destes parâmetros ultrapassa as limitações do presente artigo, pelo que será abordada noutros trabalhos futuros.

4. CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta um estudo estatístico dos valores da relação entre a resistência à tração (R_m) e a tensão de cedência (R_e) dos aços de diferentes tipos de varões utilizados em estruturas de betão armado realizadas em Portugal desde o ano de 2000. Os resultados experimentais analisados dizem respeito aos varões dos tipos A400 NR, A500 NR, A400 NR SD e A500 NR SD, que são os mais frequentemente utilizados, e foram recolhidos pelo LNEC no âmbito do controlo periódico destes produtos.

Em geral, pode-se afirmar que a origem dos resultados analisados neste estudo, quer eles provenham de ensaios realizados pelos fabricantes dos varões ou pelo LNEC, não afeta significativamente as distribuições estatísticas dos valores de R_m/R_e referentes a qualquer um dos tipos de varão e, consequentemente, não condiciona as conclusões estabelecidas neste trabalho.

Os valores médios das distribuições estatísticas dos valores da relação R_m/R_e são sempre mais elevados no caso dos varões de aço da classe de resistência A400 que nos da classe de resistência A500, da mesma classe de ductilidade. Por outro lado, os valores da relação R_m/R_e apresentam sempre dispersões maiores no caso dos varões de aço da classe de resistência A400 que no caso dos varões de aço da classe de resistência A500.

O valor médio da relação R_m/R_e é sempre mais elevado no caso dos varões de aço de ductilidade especial (NR SD) que no caso dos varões de aço de alta ductilidade (NR), da mesma classe de resistência. Além disso, a dispersão dos valores da relação R_m/R_e é sempre maior no caso dos varões NR que no caso dos varões NR SD pertencentes à mesma classe de resistência; este facto traduz um controlo da qualidade do produto mais eficaz no caso da produção dos varões NR SD que no caso dos varões NR.

É possível constatar que todos os valores característicos referentes aos quantilhos de 10% e de 90%, calculados com um grau de confiança de 90% a partir das distribuições de valores da relação R_m/R_e, associadas ao conjunto de resultados obtidos para cada um dos tipos de varões atrás referidos, respeitam os respetivos limites mínimo e máximo estabelecidos nas Especificações LNEC aplicáveis a cada um desses produtos ([4], [5], [6] ou [7]).

No conjunto dos 4532 ensaios realizados pelo LNEC sobre varões do tipo A400 NR, apenas 16 conduziram a valores não-conformes da relação R_m/R_e (inferiores ao respetivo limite mínimo estabelecido na Especificação LNEC aplicável); no caso dos varões A500 NR, foram obtidos 59 valores não-conformes num conjunto de 7605 resultados; no caso dos varões A400 NR SD, foi obtido um único valor não-conforme num conjunto de 5179 resultados e, no caso dos varões A500 NR SD, foram obtidos 325 valores não-conformes num conjunto de 5810 resultados. Entretanto, faz-se notar que as exigências aplicáveis aos varões de ductilidade especial (A400 NR SD e A500 NR SD) são mais severas que as aplicáveis aos varões de alta ductilidade (A400 NR e A500 NR). No caso dos resultados dos ensaios realizados pelos fabricantes dos varões de aço, o número de valores não-conformes da relação R_m/R_e é sempre inferior ao atrás indicado, para cada tipo de varão.

Na sua globalidade, estes resultados são muito satisfatórios. No entanto, a análise da evolução das distribuições estatísticas anuais dos valores da relação R_m/R_e, entre 2000 e 2017, mostra que tanto os valores médios como os valores característicos dos resultados obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC, para varões de aço de ductilidade especial (A400 NR SD e A500 NR SD), têm vindo a diminuir ao longo do tempo durante a última década. Além disso, o valor médio e o valor característico destas distribuições estatísticas anuais apresentam por vezes variações significativas entre anos consecutivos, sobretudo no caso dos varões de aço do tipo A400 NR.

Salienta-se ainda que é necessário ter em conta que os valores da relação R_m/R_e dos varões de aço para betão armado podem apresentar variações significativas de uma construção para outra, as quais dependem, por exemplo, do diâmetro dos varões, da dimensão das amostras analisadas em cada caso particular e da sua proveniência (do fabricante, dos métodos de fabrico utilizados e do respetivo lote de produção). Interessa, por este motivo, analisar as diferenças entre as distribuições estatísticas dos valores de R_m/R_e obtidas para determinadas condições particulares (para um único diâmetro, por exemplo). Esta análise ultrapassa, porém, as limitações do presente artigo.

REFERÊNCIAS

[1] Decreto-Lei nº 128/99, de 21 de abril.

[2] Decreto-Lei nº 390/2007, de 10 de dezembro.

[3] NP EN 1992-1-1:2010 "Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", 259 p.

[4] Especificação LNEC E 449:2017 "Varões de aço A400 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[5] Especificação LNEC E 450:2017 "Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[6] Especificação LNEC E 455:2017 "Varões de aço A400 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[7] Especificação LNEC E 460:2017 "Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

Fios de aço para pré-esforço. Controlo da sua ductilidade através de ensaios de dobragem alternada no âmbito de Ações de Certificação.





António Manuel Baptista [1]

João Filipe [2]

RESUMO

A ductilidade dos materiais é uma das principais características mecânicas exigidas aos produtos utilizados em armaduras para betão estrutural. No caso particular dos fios de aço para aplicação de pré-esforço, esta característica é controlada essencialmente através de ensaios de tração e de ensaios de dobragem alternada.

Em Portugal, a colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão pré-esforçado depende do controlo periódico do fabrico destes produtos, na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) assegura o apoio técnico à realização destas ações que, no caso dos fios de aço para pré-esforço, envolvem a realização de ensaios de dobragem alternada, entre outros.

A análise dos resultados dos ensaios de dobragem alternada realizados pelo Fabricante dos fios (ensaios de verificação do produto) e pelo LNEC (ensaios de acompanhamento), sobre amostras colhidas no âmbito das referidas Ações de Acompanhamento da Certificação, tem revelado que estes resultados apresentam dispersões muito elevadas.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico dos resultados de cerca de quatro mil e oitocentos ensaios de dobragem alternada de fios de aço para pré-esforço, obtidos no âmbito do controlo periódico deste produto ao longo de vinte e dois anos, bem como uma análise da sua conformidade com as exigências que lhes são aplicáveis.

Este estudo permitiu constatar a influência de diversos parâmetros, tais como o diâmetro dos fios, a sua classe de resistência, o seu fabrico e a entidade que executou os ensaios. Foi ainda possível verificar que as distribuições estatísticas anuais dos resultados obtidos têm vindo a variar ao longo do tempo, durante o período considerado neste estudo.

Palavras-chave: Betão estrutural / Certificação / Fios de aço para pré-esforço / Ductilidade / Dobragem alternada / Análise estatística

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: ambaptista@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa, Portugal; e-mail: jfilipe@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

A ductilidade dos materiais é uma das principais características mecânicas exigidas aos produtos utilizados em armaduras para betão estrutural. No caso particular dos fios de aço para aplicação de pré-esforço, esta característica é controlada essencialmente através do valor da extensão total na força máxima, A_{gt}, obtido através do ensaio de tração, e do ensaio de dobragem alternada.

A colocação no mercado de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras para betão pré-esforçado em Portugal depende da sua prévia Certificação por um organismo acreditado no âmbito do Sistema Português da Qualidade [1]. O LNEC assegura o apoio técnico ao controlo periódico do fabrico destes produtos, na sequência das respetivas Ações de Acompanhamento da Certificação.

O controlo periódico da produção dos fios de aço para pré-esforço envolve a análise do número de dobragens alternadas (N_b) suportadas pelos fios amostrados no âmbito das referidas Ações de Acompanhamento da Certificação. A experiência deste controlo tem revelado que a resistência à dobragem alternada destes fios de aço pode apresentar dispersões elevadas, resultantes de vários fatores, tais como o diâmetro dos fios, a sua proveniência (fabricante, método de fabrico utilizado e respetivo lote de produção) ou o procedimento de ensaio utilizado na sua determinação, por exemplo.

O presente artigo apresenta um estudo estatístico dos resultados dos ensaios de dobragem alternada obtidos no âmbito do controlo periódico deste produto, bem como uma análise da sua conformidade com as exigências que lhe são aplicáveis.

2. O ENSAIO DE DOBRAGEM ALTERNADA DE FIOS DE AÇO PARA PRÉ-ESFORÇO

O ensaio de dobragem alternada de fios de aço destinados a serem utilizados na aplicação de pré-esforço em elementos de betão estrutural deve ser realizado, em Portugal, segundo a Especificação LNEC E 452:2011 [2]. Basicamente, o ensaio de dobragem alternada consiste em submeter um provete fixo numa extremidade a sucessivas dobragens a 90º, alternadamente num e noutro sentido [3]. Em particular, esta Especificação [2] fixa os diâmetros dos mandris sobre os quais é feita a dobragem, em função do diâmetro nominal dos fios de aço ensaiados.

O ensaio deve ser efetuado a uma velocidade constante, sem variações bruscas e sem exceder uma flexão por segundo. Se necessário, deve-se reduzir a velocidade de ensaio de modo a que o aquecimento provocado não afete os resultados.

O ensaio deve ser conduzido até se atingir a rotura do provete. O resultado do ensaio consiste na indicação do número de dobragens alternadas (N_b) que o provete conseguiu suportar, sem incluir a dobragem durante a qual ocorre a rotura. O número mínimo de dobragens alternadas sem rotura estabelecido na Especificação LNEC E 452:2011 [2] é de 4 dobragens para fios lisos e de 3 dobragens para fios indentados. Na sua grande maioria, os fios ensaiados são indentados.

3. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados de ensaios de dobragem alternada de fios de aço analisados no âmbito deste trabalho foram obtidos ao longo de vinte e dois anos, entre 1996 e 2017. Estes ensaios foram realizados pelos Fabricantes e pelo LNEC sobre fios de aço das classes de resistência 1570 MPa, 1670 MPa, 1770 MPa e 1860 MPa [2], com diâmetros de 4,0 mm, 5,0 mm, 6,0 mm, 7,0 mm, 8,0 mm, 9,4 mm, 9,5 mm e 10,5 mm [2], produzidos por seis fabricantes diferentes. No total, foram analisados cerca de quatro mil e oitocentos resultados, 53% dos quais foram obtidos pelos Fabricantes e os restantes 47% foram obtidos pelo LNEC.

Os histogramas das Figs. 1 a 4 apresentam as distribuições dos resultados obtidos, entre 1996 e 2017, pelos seis Fabricantes e pelo LNEC, para fios com diâmetros de 4,0 mm, 5,0 mm, 6,0 mm e 7,0 mm, de todas as classes. Nestas figuras são ainda apresentados os valores das respetivas médias ($\overline{x}$) e desvios-padrão (σ).

As Figs. 5 e 6 apresentam histogramas com as distribuições dos resultados obtidos, entre 1996 e 2017, pelos seis Fabricantes e pelo LNEC, para fios de aço das classes 1770 MPa e 1860 MPa, incluindo todos os oito diâmetros atrás referidos. As Figs. 7 a 12 apresentam histogramas com as distribuições dos resultados obtidos, entre 1996 e 2017, por cada um dos seis fabricantes (designados através dos códigos F041, F043, F048, F049, F050 e F051) e pelo LNEC, para todos os oito diâmetros atrás referidos, de todas as classes.

Finalmente, as Figs. 13 a 30 apresentam histogramas com as distribuições dos resultados obtidos, no quadriénio de 1996 a 1999 e em cada um dos anos compreendidos entre 2000 e 2016, pelos seis Fabricantes e pelo LNEC, para fios de aço das quatro classes referidas, incluindo todos os oito diâmetros atrás indicados. Todas estas figuras incluem os valores médios e os desvios-padrão das distribuições de resultados obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.1. Análise global dos resultados

No conjunto global dos resultados obtidos pelos Fabricantes, o valor médio do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) suportadas por cada fio de aço ensaiado foi de 7,1 e o correspondente desvio-padrão foi de 1,97 dobragens. É possível constatar que a dispersão dos resultados é muito elevada, sendo o coeficiente de variação desta distribuição de resultados igual a 28%.

No conjunto global dos resultados obtidos pelo LNEC, o valor médio do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) suportadas por cada fio de aço ensaiado foi de 6,5 e o correspondente desvio-padrão foi de 1,83 dobragens. O coeficiente de variação destes resultados é também igual a 28%. O facto de o valor médio destes resultados ser inferior ao valor médio dos resultados obtidos pelos fabricantes poderá estar associado a diferenças nos procedimentos de ensaio utilizados, nomeadamente ao nível da velocidade de ensaio e do ritmo com que as sucessivas dobragens são aplicadas.

O valor característico, determinado com um grau de confiança de 95%, referente ao quantilho de 10% da distribuição estatística dos valores de N_b correspondente aos resultados obtidos pelos Fabricantes, é de 4,3 dobragens; no caso dos resultados obtidos pelo LNEC, este valor característico é igual a 4,0 dobragens. Em ambos os casos, os valores obtidos respeitam os limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 452:2011 [2].

4.2. Influência do diâmetro dos fios

Através das Figs. 1 a 4 é possível constatar que existem diferenças significativas entre as distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) obtidas para diferentes diâmetros (d) dos fios de aço. Os valores médios mais elevados foram obtidos para os fios com 5,0 mm de diâmetro (Fig. 2), enquanto que o valor médio mais baixo obtido pelo LNEC ocorreu para os fios com 6,0 mm de diâmetro (Fig. 3).

Além disso, as referidas distribuições variam também em função da origem dos resultados; em geral, os resultados obtidos pelos Fabricantes são mais elevados que os obtidos pelo LNEC. Por outro lado, a dispersão dos resultados obtidos pelo conjunto dos Fabricantes é quase sempre mais elevada que no caso dos resultados obtidos pelo LNEC, facto que poderá estar associado às diferenças entre equipamentos e procedimentos de ensaio utilizados pelos diversos fabricantes cobertos por este estudo.

Os valores característicos $N_{b,10\%}$ dos resultados obtidos pelos Fabricantes, referentes ao quantilho de 10% e determinados com um grau de confiança de 95%, variam entre $N_{b,10\%}$=5,1 dobragens, no caso de fios com 5,0 mm de diâmetro, e $N_{b,10\%}$=3,5 dobragens para os fios com 6,0 mm de diâmetro. No caso dos resultados obtidos pelo LNEC, estes valores característicos variam entre $N_{b,10\%}$=4,5 dobragens (para d=5,0 mm) e $N_{b,10\%}$=3,1 dobragens (para d=6,0 mm). Embora apresentem diferenças importantes entre si, em função do diâmetro e da origem dos resultados, estes valores característicos respeitam os limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 452:2011 [2], uma vez que a superfície da generalidade dos fios ensaiados é indentada.

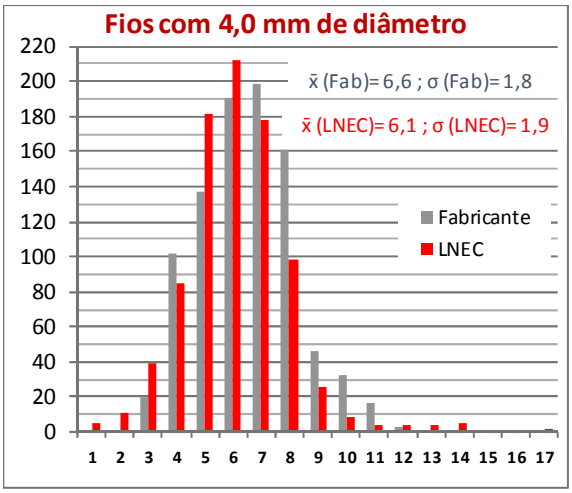


Figura 1. Distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios com d=4,0 mm.

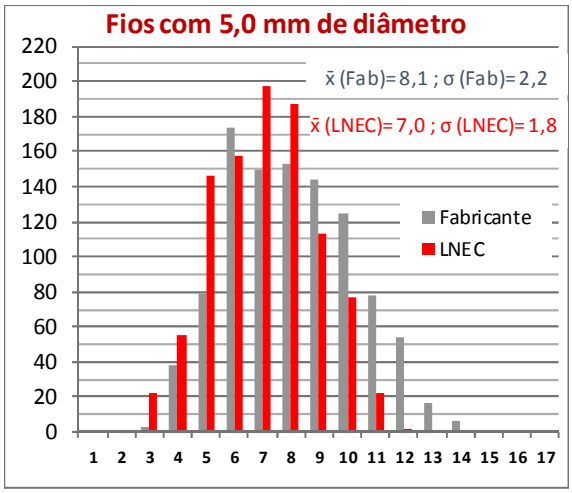


Figura 2. Distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios com d=5,0 mm.

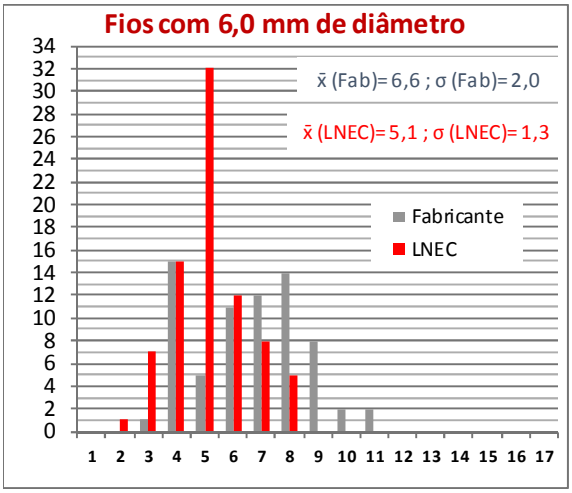


Figura 3. Distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios com d=6,0 mm.

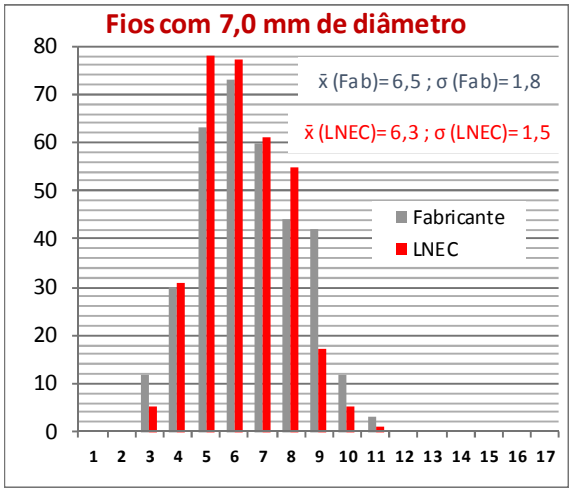


Figura 4. Distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios com d=7,0 mm.

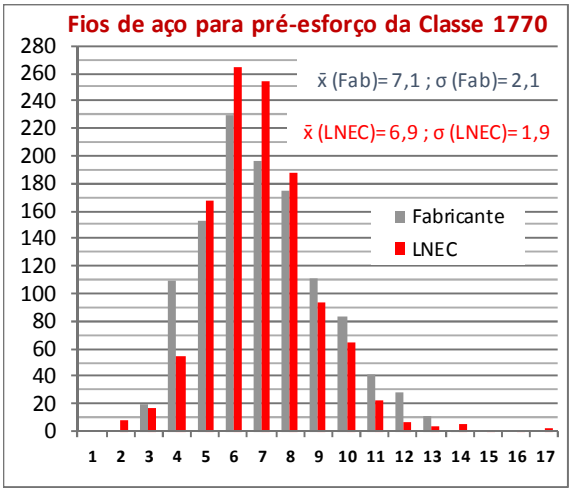


Figura 5. Distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios da Classe 1770.

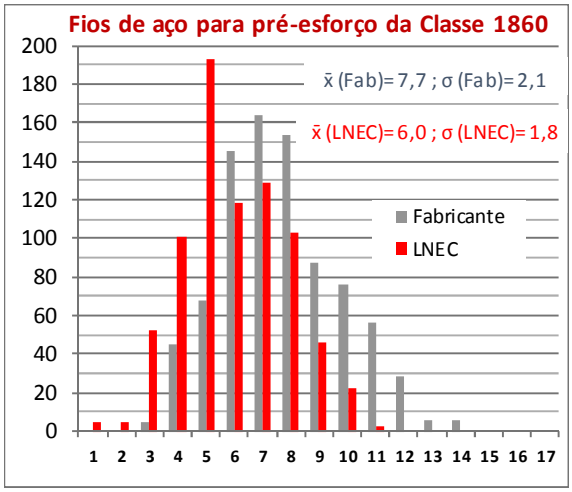


Figura 6. Distribuições do número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios da Classe 1860.

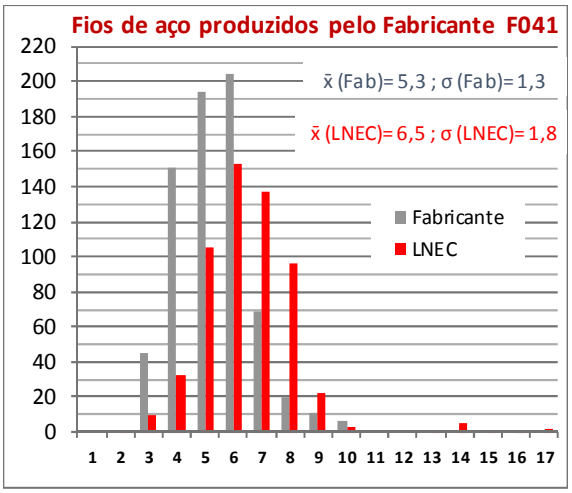


Figura 7. Número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios produzidos pelo Fabricante F041.

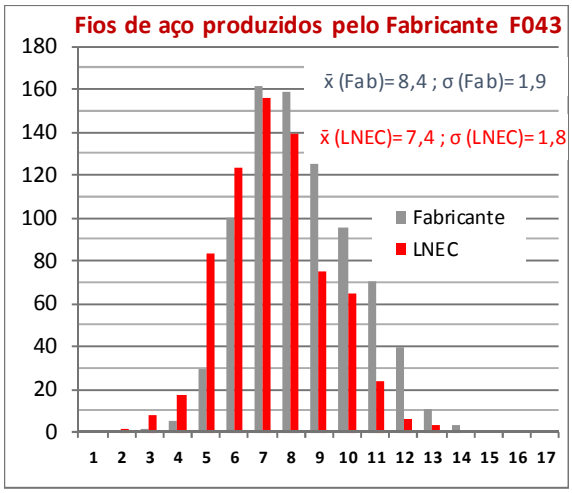


Figura 8. Número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios produzidos pelo Fabricante F043.

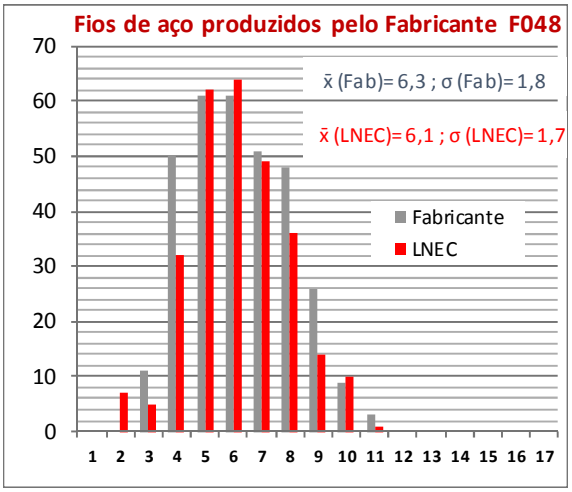


Figura 9. Número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios produzidos pelo Fabricante F048.

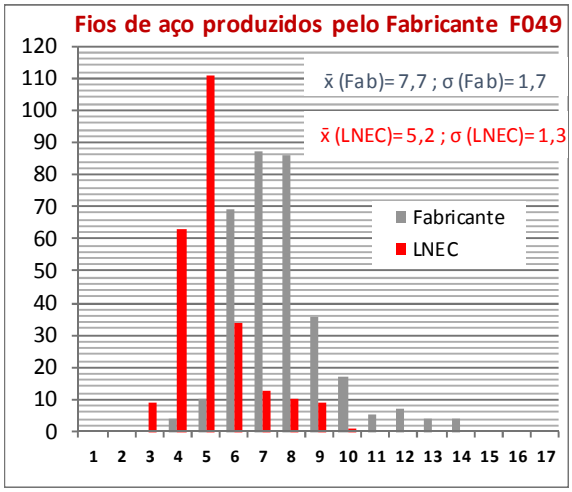


Figura 10. Número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios produzidos pelo Fabricante F049.

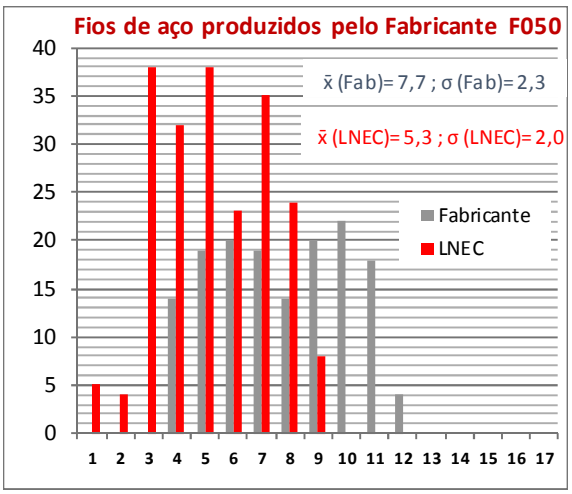


Figura 11. Número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios produzidos pelo Fabricante F050.

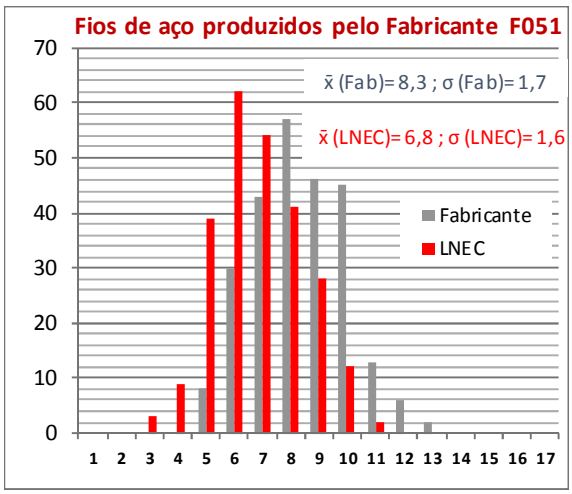


Figura 12. Número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) de fios produzidos pelo Fabricante F051.

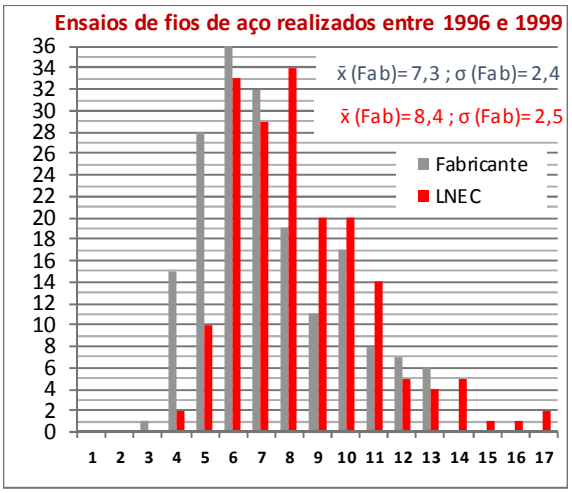


Figura 13. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC entre 1996 e 1999.

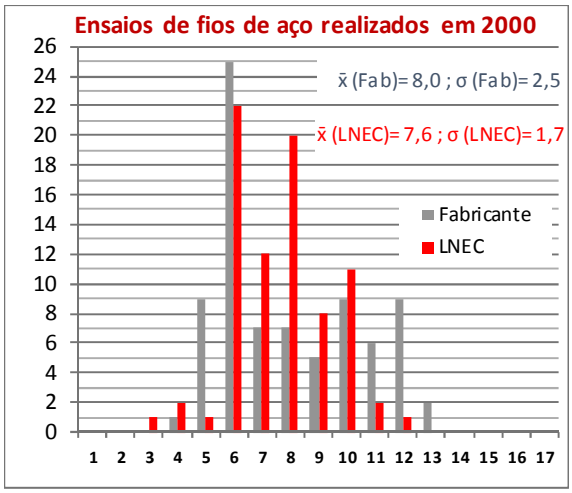


Figura 14. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2000.

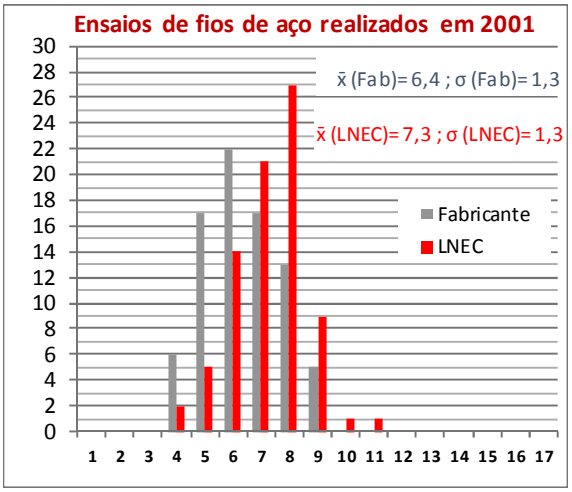


Figura 15. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2001.

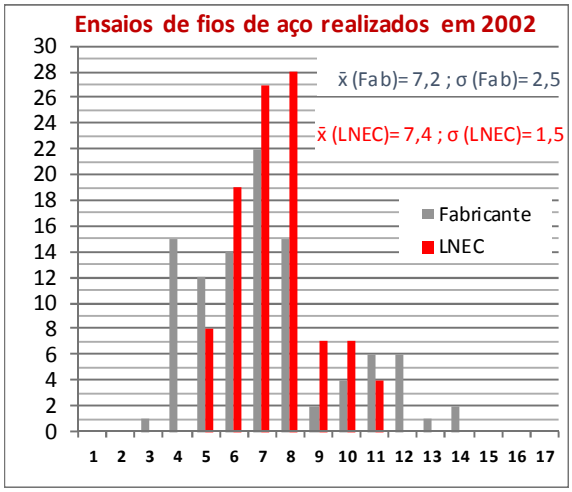


Figura 16. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2002.

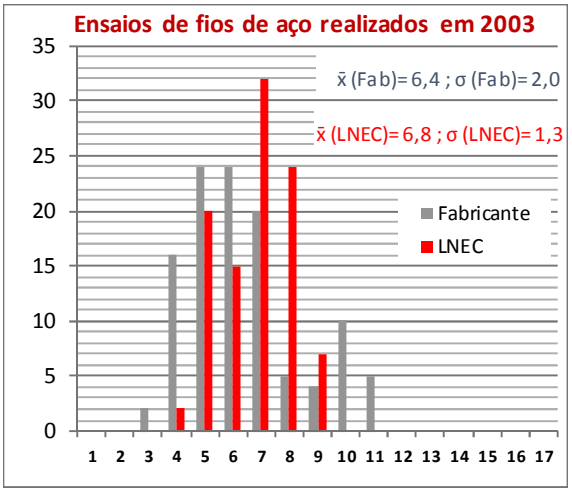


Figura 17. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2003.

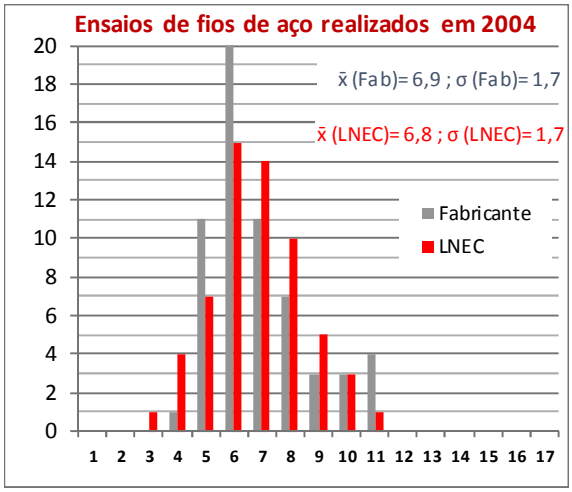


Figura 18. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2004.

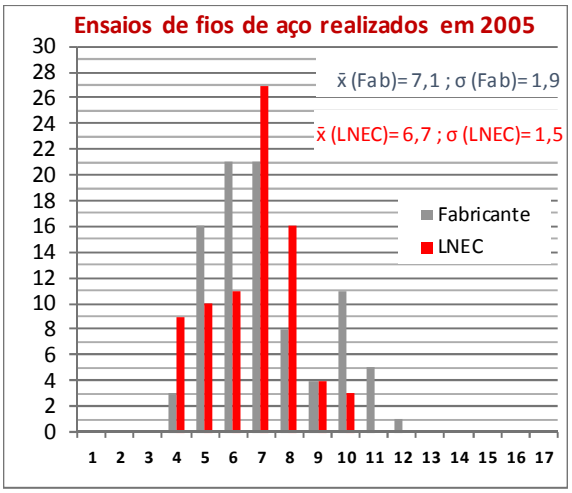


Figura 19. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2005.

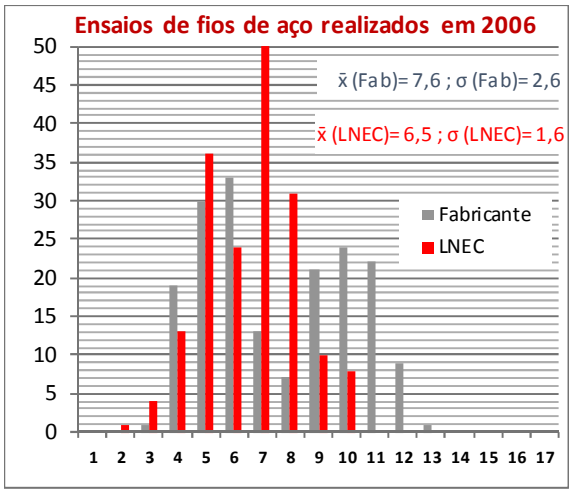


Figura 20. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2006.

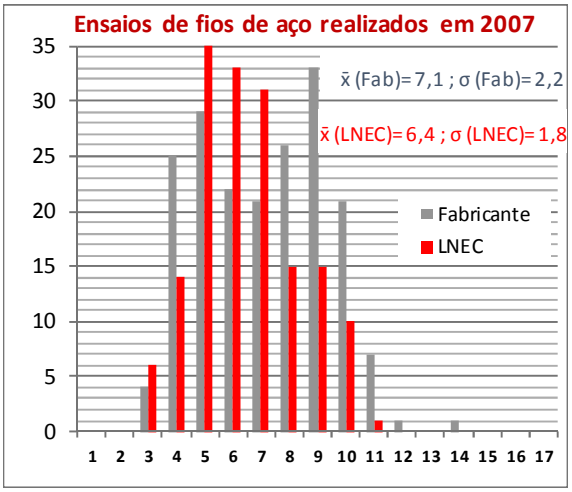


Figura 21. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2007.

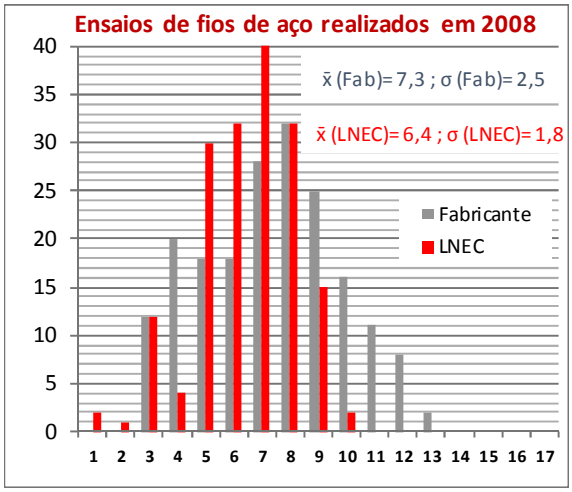


Figura 22. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2008.

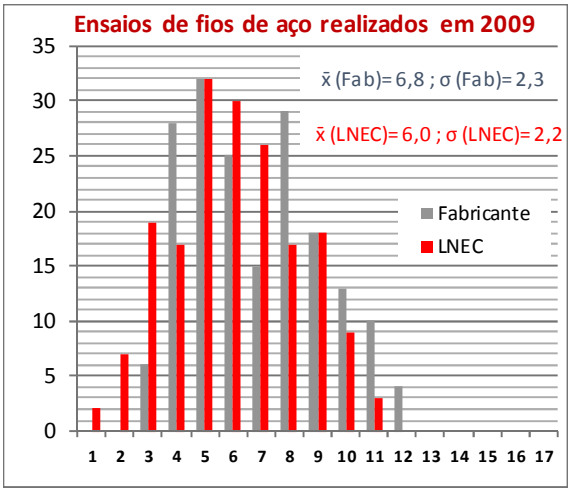


Figura 23. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2009.

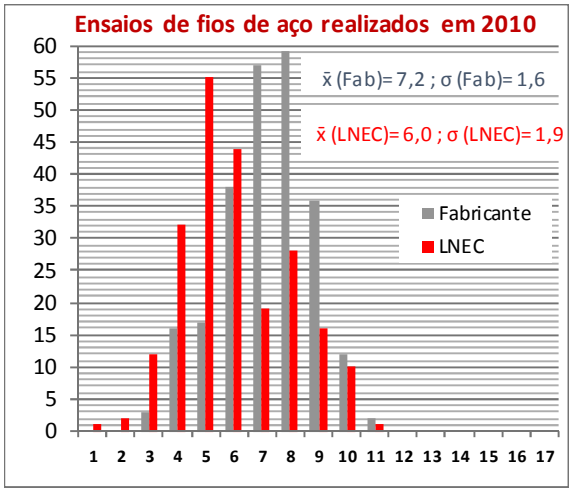


Figura 24. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2010.

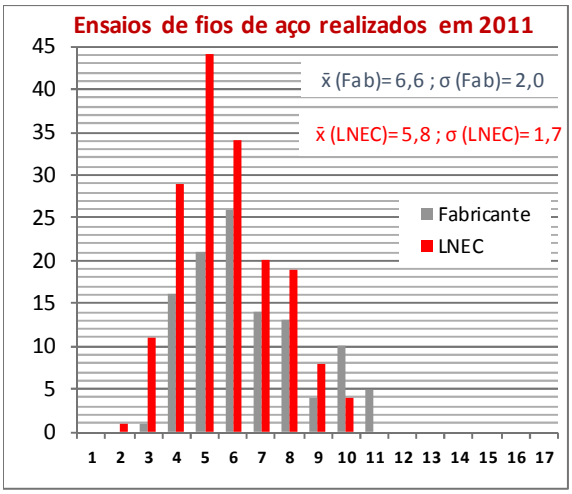


Figura 25. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2011.

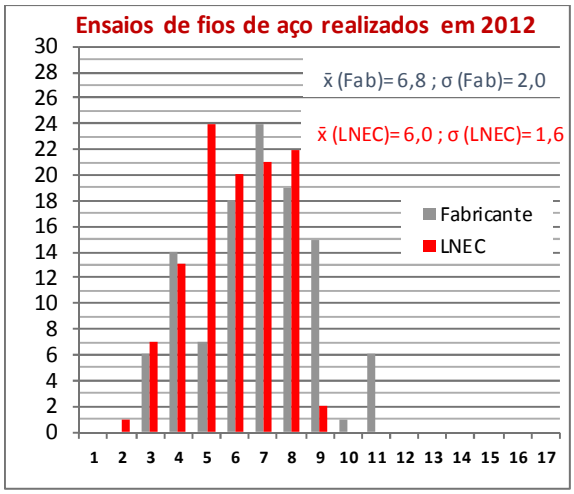


Figura 26. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2012.

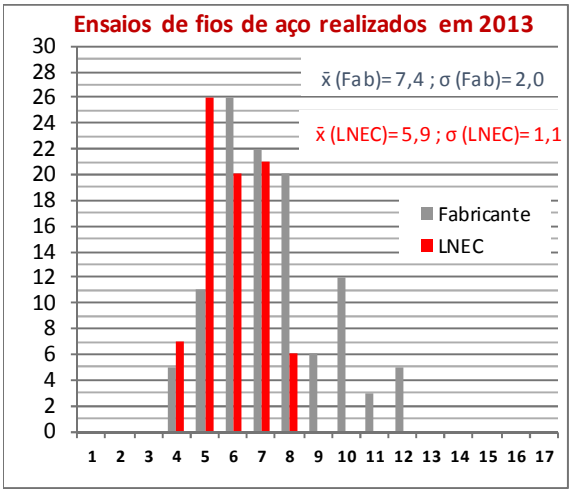


Figura 27. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2013.

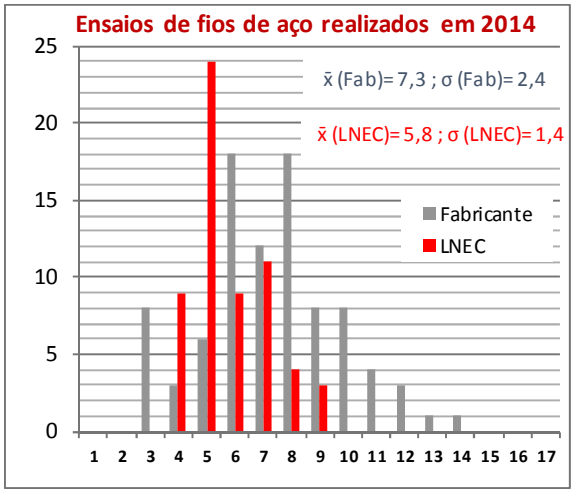


Figura 28. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2014.

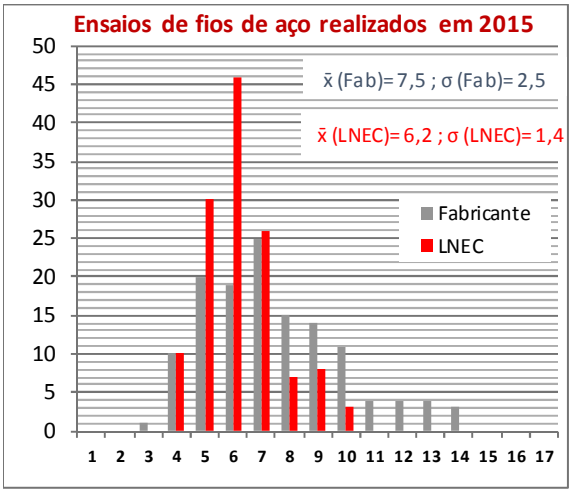


Figura 29. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2015.

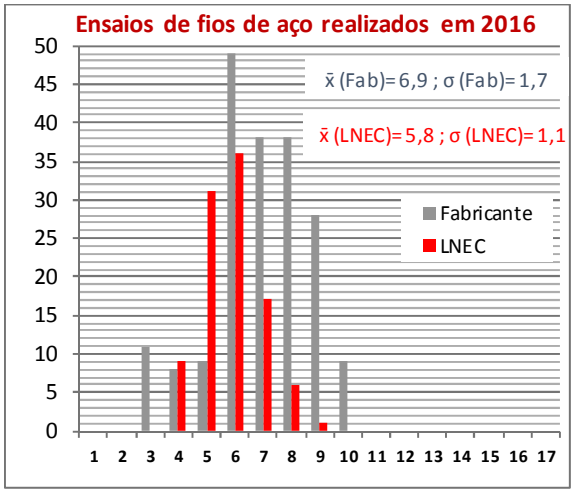


Figura 30. Dobragens alternadas (N_b) registadas em ensaios dos Fabricantes e do LNEC em 2016.

4.3. Influência da classe de resistência dos fios

A Fig. 5 mostra que não existem diferenças importantes entre o número de dobragens alternadas sem rotura (N_b) registado nos ensaios de fios de aço da Classe 1770 MPa realizados pelo Fabricantes e pelo LNEC. Porém, no caso dos fios de aço da Classe 1860 MPa existem diferenças muito significativas entre os resultados dos ensaios efetuados pelos Fabricantes e pelo LNEC.

No caso dos resultados obtidos pelos Fabricantes, os valores médios de N_b são iguais a 7,1 dobragens (Classe 1770 MPa) e a 7,7 dobragens (Classe 1860 MPa); no caso dos resultados obtidos pelo LNEC, os valores médios de N_b são iguais a 6,9 dobragens (Classe 1770 MPa) e a 6,0 dobragens (Classe 1860 MPa). As diferenças entre estes valores médios são muito superiores no caso da Classe 1860 MPa, embora os desvios-padrão dos resultados obtidos para os fios da Classe 1770 MPa sejam idênticos aos obtidos para os fios da Classe 1860 MPa, tanto pelos Fabricantes como pelo LNEC.

Por este motivo, os valores característicos $N_{b,10\%}$ referentes ao quantilho de 10% da distribuição dos valores de N_b, determinados com um grau de confiança de 95%, são iguais a $N_{b,10\%}$=4,2 dobragens e a $N_{b,10\%}$=4,3 dobragens, nos casos dos resultados obtidos, respetivamente, pelos Fabricantes e pelo LNEC, para os fios da Classe 1770 MPa; no caso dos fios da Classe 1860 MPa, os valores característicos dos resultados obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC são iguais a $N_{b,10\%}$=4,8 dobragens e a $N_{b,10\%}$=3,5 dobragens, respetivamente. Deste modo é possível constatar que todos estes valores característicos respeitam os limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 452:2011 [2] (tendo em conta que a superfície da generalidade dos fios ensaiados é indentada), embora não seja possível estabelecer uma relação entre a classe dos fios e a sua resistência à dobragem alternada.

4.4. Influência da proveniência dos resultados

As Figs. 7 a 12 mostram a existência de dispersões muito significativas ao nível dos resultados obtidos por cada fabricante nos ensaios dos seus próprios fios (cujo coeficiente de variação varia entre 20% e 30%) e ao nível dos resultados obtidos pelo LNEC nos ensaios dos fios de cada um dos fabricantes (o seu coeficiente de variação varia entre 23% e 37%).

Existem também diferenças assinaláveis entre as distribuições de resultados referentes à produção de cada um destes Fabricantes: no caso dos resultados obtidos pelos próprios fabricantes, a média destas distribuições varia entre $N_{b,med}$=5,3 dobragens e $N_{b,med}$=8,4 dobragens (com uma diferença relativa de 57% entre estes dois valores extremos); no caso dos resultados obtidos pelo LNEC, a média destas distribuições varia entre $N_{b,med}$=5,2 dobragens e $N_{b,med}$=7,4 dobragens (a diferença relativa é de 42%).

Assinalam-se ainda diferenças importantes entre as distribuições de resultados dos ensaios de fios produzidos por cada Fabricante, realizados por esse Fabricante e pelo LNEC. Enquanto que estas duas distribuições são muito próximas no caso do Fabricante F048 (Fig. 9), por exemplo, existem outros casos em que essas distribuições são muito diferentes entre si, como nos casos dos resultados referentes ao Fabricante F049 (Fig. 10) e ao Fabricante F050 (Fig. 11). Em geral, o valor médio das distribuições dos resultados obtidos pelo LNEC é inferior ao das distribuições dos resultados obtidos pelo Fabricante, variando entre 68% e 98% deste último (exceto no caso do Fabricante F041, Fig. 7).

Os valores característicos $N_{b,10\%}$ referentes ao quantilho de 10% das distribuições de resultados dos ensaios realizados por cada Fabricante, determinados com um grau de confiança de 95%, variam entre $N_{b,10\%}$=3,5 dobragens e $N_{b,10\%}$=5,9 dobragens; no caso dos resultados obtidos pelo LNEC para os fios de aço produzidos por cada um destes Fabricantes, os valores característicos referidos variam entre $N_{b,10\%}$=2,5 dobragens e $N_{b,10\%}$=4,9 dobragens.

Tendo em conta que a superfície da generalidade dos fios ensaiados é indentada, todos estes valores característicos respeitam os limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 452:2011, exceto no caso particular dos resultados obtidos pelo LNEC nos ensaios de fios de aço produzidos pelo Fabricante F050 (Fig. 11), devido ao seu valor médio relativamente baixo e à elevada dispersão destes resultados, que se traduzem no mais elevado coeficiente de variação (37%) de todas as distribuições de resultados apresentadas nas Figs. 7 a 12.

4.5. Evolução ao longo do tempo

As Figs. 13 a 30 revelam uma evolução ao longo do tempo das distribuições de resultados dos ensaios de dobragem alternada, obtidos pelos Fabricantes e pelo LNEC entre 1996 e 2016. Os valores médios anuais ($N_{b,med}$) atingiram os seus valores máximos ($N_{b,med,Fab}$=9,0 dobragens e $N_{b,med,LNEC}$=9,8 dobragens) no final do século passado. No início do séc. XXI os valores médios anuais baixaram e têm desde então mantido a mesma ordem de grandeza, com variações relativas (positivas ou negativas) inferiores a 10% entre anos consecutivos. Estas variações foram menores no caso dos resultados obtidos pelo LNEC; neste caso, os valores médios anuais mais baixos ($N_{b,med,LNEC}$=5,8 dobragens) foram registados ao longo desta última década. Durante os últimos quinze anos, os valores médios anuais dos resultados obtidos pelo conjunto dos Fabricantes foram, em geral, mais de 10% superiores aos dos resultados obtidos pelo LNEC.

Ao longo do séc. XXI, a dispersão dos resultados obtidos pelo conjunto dos Fabricantes foi praticamente sempre superior à dispersão dos resultados obtidos pelo LNEC, tendo as maiores diferenças relativas ocorrido durante esta última década. Este facto poderá estar associado às diferenças entre equipamentos e procedimentos de ensaio utilizados pelos diversos fabricantes cobertos por este estudo.

Os valores característicos anuais, referentes ao quantilho de 10% das distribuições de resultados dos ensaios realizados pelos Fabricantes, determinados com um grau de confiança de 95%, variam entre $N_{b,10\%}$=3,3 dobragens e $N_{b,10\%}$=4,9 dobragens; no caso dos resultados obtidos pelo LNEC, os valores característicos anuais atrás referidos variam entre $N_{b,10\%}$=2,7 dobragens e $N_{b,10\%}$=5,4 dobragens. Tendo em conta que a superfície da generalidade dos fios ensaiados é indentada, todos estes valores característicos respeitam os limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 452:2011, exceto no caso particular dos resultados obtidos pelo LNEC em 2009 (em que $N_{b,10\%}$=2,7 dobragens), devido à elevada dispersão dos resultados obtidos nesse ano (Fig. 23).

5. CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta um estudo estatístico dos resultados de cerca de quatro mil e oitocentos ensaios de dobragem alternada de fios de aço para pré-esforço, obtidos no âmbito do controlo periódico deste produto ao longo de vinte e dois anos, bem como uma análise da sua conformidade com as exigências que lhes são aplicáveis. Este estudo permitiu constatar a influência de determinados parâmetros, tais como o diâmetro dos fios, a sua classe de resistência, o seu fabrico e a entidade que executou os ensaios; além disso esta influência pode variar ao longo do tempo, eventualmente devido a alterações nos processos de fabrico dos fios e de avaliação da sua qualidade.

Deste modo, entre as principais conclusões deste estudo destaca-se a muito elevada dispersão dos resultados analisados, em qualquer um dos casos estudados. Em termos globais, o coeficiente de variação destes resultados é igual a 28%, podendo atingir valores superiores para determinados diâmetros ou classes de resistência particulares, bem como nos resultados obtidos em determinados anos em particular.

Os valores médios dos resultados obtidos pelos Fabricantes foram quase sempre superiores aos valores médios dos resultados obtidos pelo LNEC; por outro lado, a dispersão dos resultados obtidos pelos Fabricantes foi praticamente sempre superior à dispersão dos resultados obtidos pelo LNEC. Em geral constatou-se que, com raras exceções, os valores característicos referentes ao quantilho de 10% das distribuições de resultados dos ensaios, realizados pelos Fabricantes ou pelo LNEC, respeitam os limites mínimos estabelecidos na Especificação LNEC E 452:2011.

REFERÊNCIAS

[1] Decreto-Lei nº 28/2007, de 12 de fevereiro.

[2] Especificação LNEC E 452:2011 “Fios de aço para pré-esforço. Características e ensaios”, 2011.

[3] Baptista, A.M. - “Materiais metálicos. Arames. Ensaio de dobragem alternada. Projecto de revisão da NP 851 (1971).” Relatório 83/91 NCE, LNEC, 1991, 17 p.

Método alternativo para avaliação da aderência de varões nervurados de acordo com as Especificações LNEC


Ana S. Louro[1]


Manuel Pipa[2]


António M. Baptista[3]

RESUMO

As Especificações Técnicas do LNEC referentes aos produtos de aço para armaduras de betão armado estabelecem os requisitos a que devem satisfazer os varões de aço laminados a quente, soldáveis, nervurados e de alta aderência para poderem ser utilizados em Portugal. Até finais de 2016, estas especificações consideravam que as exigências de aderência se encontravam satisfeitas se os varões possuíssem um determinado tipo de perfil nervurado e se, simultaneamente, fossem cumpridos os requisitos estabelecidos para a geometria das nervuras.
A revisão destes documentos, ocorrida em 2017, veio permitir que, em alternativa à verificação dos limites mínimos aplicáveis à área relativa das nervuras transversais, o cumprimento dos requisitos de aderência possa ser feito conforme previsto no Anexo C (Normativo) do Eurocódigo 2. Ou seja, passou a ser possível assegurar através da realização de ensaios de viga que um determinado perfil nervurado, produzido em barra ou sob a forma de rolos, com ou sem marcas voluntárias, satisfaz os requisitos de aderência, quando nesses ensaios se obtiverem os valores mínimos da tensão de aderência previstos no Eurocódigo 2.
Neste caso, o perfil nervurado dos varões submetidos aos ensaios de viga poderá representar um perfil limite para o qual foi demonstrado experimentalmente que os varões em questão apresentam resistência de aderência suficiente. As características geométricas destes varões permitem quantificar limites alternativos dos parâmetros que identificam a geometria dos varões colocados no mercado, com base nos quais se poderá controlar as suas características de aderência. Estes limites alternativos variam de produto para produto e são estabelecidos no respetivo Documento de Classificação.
O presente artigo apresenta as alterações introduzidas, ao nível da avaliação da aderência, nas Especificações LNEC de 2017, e discute as limitações do procedimento de ensaio de viga previsto na norma EN 10080:2005, identificadas na sequência da experiência adquirida pelo LNEC na realização destes ensaios.

Palavras-chave: betão armado, varões nervurados, aderência, ensaio de viga

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal analouro@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal mpipa@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal ambaptista@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

A utilização em Portugal dos produtos de aço para armaduras de betão armado é ainda regulada pelo REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Decreto-Lei n.° 349-C/83, de 30 de julho [1]. Este Regulamento especifica os tipos de armaduras e as suas principais características, estipulando no artigo 23° a obrigatoriedade da sua prévia classificação pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).
Quando o REBAP for revogado, por força da entrada em vigor dos Eurocódigos Estruturais, nomeadamente do Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1 [2]), os tipos e as classes de resistência das armaduras para betão armado a utilizar em Portugal serão os definidos no Anexo Nacional do Eurocódigo 2 e estas armaduras continuarão a estar sujeitas à sua prévia classificação pelo LNEC.
Adicionalmente à sua classificação, a utilização em Portugal de produtos em aço destinados a serem utilizados como armaduras em betão armado está condicionada, de acordo com o Decreto-Lei n.° 390/2007 de 10 de dezembro, à sua certificação por um organismo acreditado pela entidade competente no domínio da acreditação, em conformidade com as metodologias do Sistema Português da Qualidade.
O LNEC tem vindo a publicar, desde 1998, várias Especificações técnicas para produtos de aço destinados a serem utilizados como armaduras de betão armado, através das quais foram uniformizadas e atualizadas as condições a que estes produtos de aço devem satisfazer com vista à sua classificação.
Estes documentos especificam, à luz dos conhecimentos e exigências existentes aquando da sua publicação, as condições a que estes produtos devem satisfazer com vista ao cumprimento do REBAP [1] e do Eurocódigo 2 [2], mas também outras disposições, nomeadamente exigências de ductilidade, de soldabilidade e de resistência à fadiga, assim como as características geométricas das nervuras. Apresentam ainda o tipo de código utilizado na identificação do respetivo fabricante e do país de origem.
Com o objetivo de convergir com a normalização europeia e respondendo às solicitações da indústria interessada, o LNEC revê periodicamente as diversas especificações existentes para produtos de aço, em particular as que estabelecem os requisitos aplicáveis aos varões de aço laminados a quente, soldáveis, nervurados e de alta aderência para poderem ser utilizados em Portugal. Em termos de exigências de aderência, até finais de 2016, estas especificações consideravam que as mesmas se encontravam satisfeitas se os varões possuíssem um determinado tipo de perfil nervurado e se, simultaneamente, fossem cumpridos os requisitos estabelecidos para a geometria das nervuras do tipo de perfil nervurado.

2. PERFIL NERVURADO E REQUISITOS PARA A GEOMETRIA DAS NERVURAS

As Especificações LNEC [3], [4], [5], [6] consideram que os varões devem apresentar superfície rugosa de alta aderência, com nervuras dispostas ao longo do seu comprimento e que o perfil nervurado deve permitir a identificação inequívoca do tipo de aço (Figura 1).
Os varões poderão apresentar outro tipo de perfil, desde que seja semelhante a um dos representados na Figura 1. Em zonas delimitadas dos varões poderá ser admitida uma alteração local da morfologia das nervuras. Esta alteração pode corresponder à introdução de uma sigla em relevo (marcação voluntária), em que ocorra a substituição das nervuras estando, no entanto, excluída a possibilidade de introdução de um tipo alternativo de marcação. Quando os varões apresentam um perfil diferente dos representados na Figura 1, é necessária a realização de outros ensaios para assegurar que os varões possuem características mecânicas e de aderência adequadas.
De um modo geral, considera-se que os varões satisfazem as exigências de aderência se forem cumpridos os requisitos relativos aos seguintes parâmetros que definem a geometria das nervuras:

a) Altura mínima das nervuras transversais (a);
b) Afastamento das nervuras transversais (c ou c_1, c_2);
c) Inclinação das nervuras transversais (β);
d) Inclinação dos flancos das nervuras transversais (α);
e) Perímetro sem nervuras transversais (Σf_i);
f) Altura das nervuras longitudinais (a_l);
g) Área relativa das nervuras transversais (f_R).

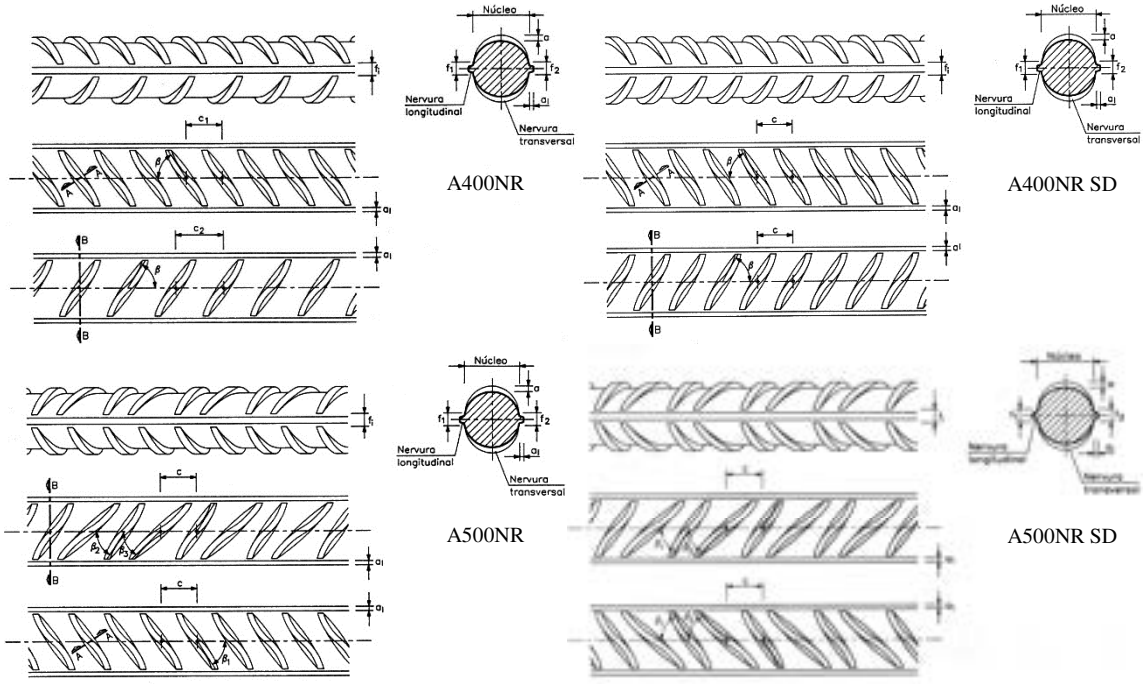


Figura 1. Perfil nervurado dos diversos tipos de varões de aço laminados a quente, soldáveis, nervurados e de alta aderência (fonte: [3], [4], [5], [6]).

No caso de não serem cumpridas uma ou várias das condições especificadas para os parâmetros que definem a geometria das nervuras transversais de um varão, este considera-se ainda conforme com a Especificação aplicável se a área relativa das nervuras transversais, f_R, obtida através da expressão (1) não for inferior ao limite mínimo aplicável ao referido varão, em função do seu diâmetro.

$$f_R = \frac{2a\,(\pi d - \Sigma f_i)}{3\pi dc} \quad \text{ou} \quad f_R = \frac{2a\,(\pi d - \Sigma f_i)}{3\pi d\,\dfrac{(c_1 + c_2)}{2}} \tag{1}$$

onde *d* representa o valor nominal do diâmetro do varão, em mm, e as restantes variáveis são as atrás indicadas para cada tipo de varão de aço (Figura 1).

No caso de as nervuras apresentarem um desenvolvimento diferente da forma em crescente (Figura 1), a fórmula de cálculo da área relativa das nervuras transversais, f_R, poderá ser devidamente adaptada.

3. EXIGÊNCIAS DO EUROCÓDIGO 2 E ENSAIOS DE VIGA

3.1 Exigências do Eurocódigo 2

De acordo com o Eurocódigo 2 [2] poderá admitir-se que os varões possuem características de aderência adequadas desde que satisfaçam os requisitos aplicáveis à área relativa das nervuras, cujos limites se encontram definidos no respetivo Anexo C (Normativo). No entanto, este anexo prevê ainda que, quando for possível provar que se obtém uma resistência suficiente com valores de f_R inferiores aos especificados, esses limites poderão ser reduzidos. Ou seja, é possível definir outros limites para a geometria do perfil nervurado desde que se assegure, através da realização de ensaios de viga, que se obtém uma resistência de aderência suficiente.
O Anexo C (Normativo) do Eurocódigo 2 [2], refere que as tensões de aderência deverão satisfazer as expressões recomendadas (2) e (3) quando tiverem sido avaliadas pelo ensaio de viga do CEB-RILEM:

$$\tau_m \geq 0{,}098(80 - 1{,}2d) \tag{2}$$
$$\tau_r \geq 0{,}098(130 - 1{,}9d) \tag{3}$$

em que:
d diâmetro nominal do varão (mm);

τ_m valor médio da tensão de aderência (MPa) para um escorregamento de 0,01 mm, 0,1 mm e 1,0 mm;

τ_r tensão de aderência (MPa) na rotura por escorregamento.

O ensaio de viga do CEB RILEM para a caracterização da aderência encontra-se definido na norma europeia EN 10080:2005 [7] e no projeto de norma prEN 10080:2017 [8].

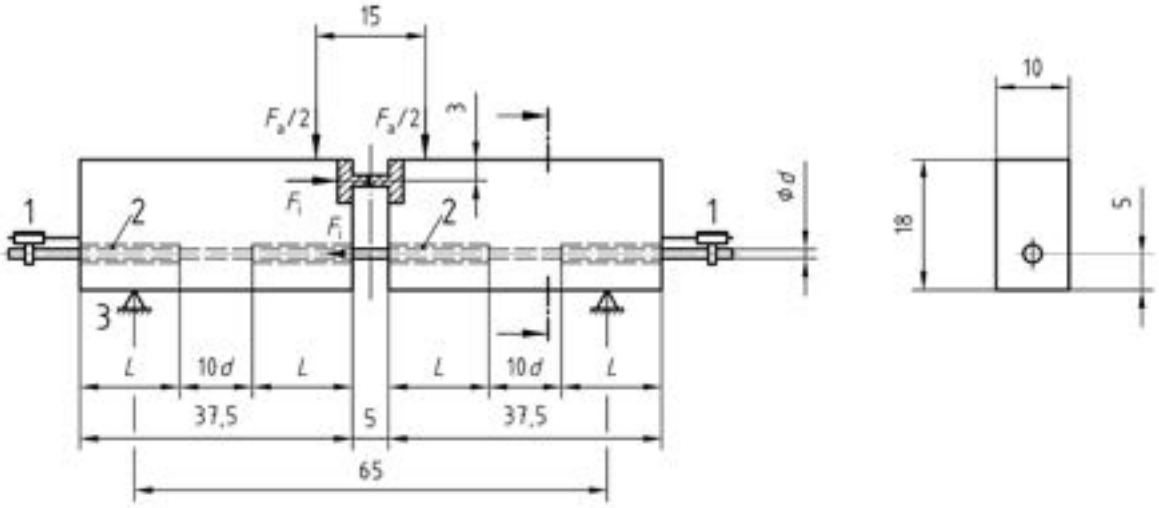
3.2 Metodologia de ensaio prevista na EN 10080:2005 e no prEN 10080:2017

De acordo com o Anexo C do prEN 10080:2017 [8], que se mantém praticamente inalterado em relação ao Anexo C da norma EN 10080 publicada em 2005 [7], a caracterização da aderência de um tipo de varão nervurado envolve a realização de 25 ensaios de viga para cada gama de diâmetros desse varão, usando o diâmetro nominal representativo dessa gama.
Relativamente à definição das gamas de diâmetros, o prEN 10080:2017 [8] considera a existência de 3 gamas que incluem os varões com diâmetros nominais compreendidos entre 6mm e 32mm, inclusive, devendo os diâmetros superiores ser ensaiados individualmente, conforme se indica no Quadro 1.
O prEN 10080:2017 [8] salienta ainda que a experiência de ensaio de varões com diâmetro superior a 32mm é limitada mas que o método de ensaio é tecnicamente aplicável até ao diâmetro de 50 mm.

Quadro 1. Gamas de diâmetros para caracterização da aderência (prEN 10080:2017 [8])

Designação da gama	*Gama de diâmetros nominais (mm)*	*Diâmetro nominal representativo da gama (mm)*
Pequenos diâmetros	$d \leq 10$	8
Diâmetros médios	$10 < d \leq 20$	16
Grandes diâmetros	$20 < d \leq 32$	32
Diâmetros muito grandes	$32 < d \leq 50$	Cada diâmetro deve ser ensaiado

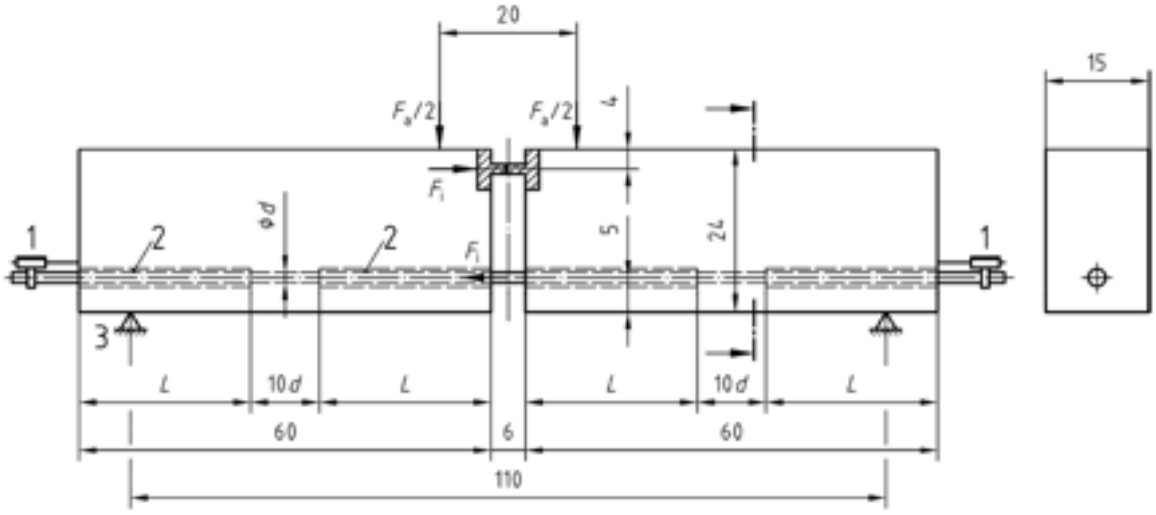
De acordo com o previsto na norma de referência (EN 10080:2005 [7]), as dimensões das vigas a ensaiar variam com o diâmetro dos varões cuja aderência se pretende caracterizar. Para varões até 16mm de diâmetro nominal, a caracterização da aderência é feita através do ensaio de provetes do tipo A (Figura 2), enquanto que para varões de diâmetro igual ou superior a 16mm são ensaiados provetes do tipo B (Figura 3). A Figura 2 e a Figura 3 indicam a geometria e as dimensões gerais dos dois tipos de provetes e apresentam também a localização dos apoios e dos pontos de aplicação de carga.



1 – Dispositivo de medida do deslizamento
2 – Mangas plásticas
3 – Apoio móvel

Dimensões em centímetros

Figura 2. Geometria dos provetes do tipo A (adaptado da EN 10080:2005 [7]).

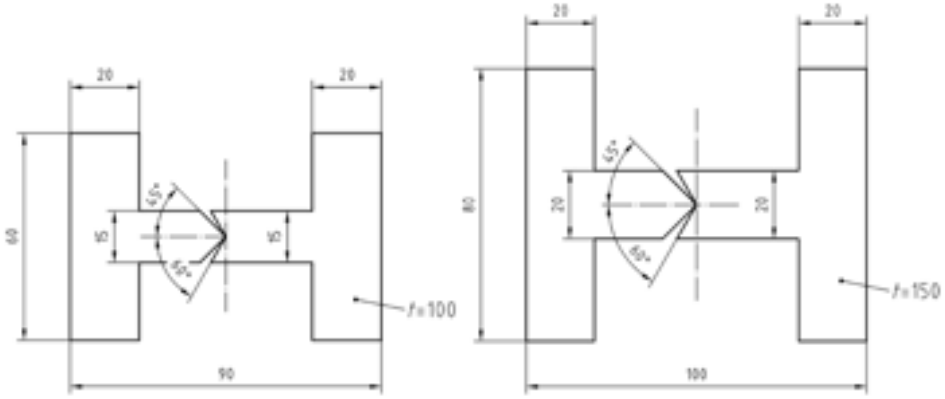


1 – Dispositivo de medida do deslizamento
2 – Mangas plásticas
3 – Apoio móvel

Dimensões em centímetros

Figura 3. Geometria dos provetes do tipo B (adaptado da EN 10080:2005 [7])

Na parte superior dos dois blocos paralelepipédicos de betão armado, que constituem as vigas a ensaiar, são colocadas rótulas de aço que possuem as dimensões especificadas na Figura 4.



Dimensões em milímetros

Figura 4. Rótula para os provetes do tipo A (à esquerda) e para os provetes do tipo B (à direita) (adaptado da EN 10080:2005 [7]).

As vigas devem ser executadas com um betão de referência do tipo C (0,70), de acordo com a norma NP EN 1766 [9] e com uma resistência à compressão alvo de 25±5 MPa, medida em provetes cilíndricos ensaiados de acordo com a norma NP EN 12390-3 [10].

Para além do varão cuja aderência se pretende caracterizar (varão principal) e que, segundo a EN 10080:2005 [7] deve encontrar-se aderente apenas num comprimento igual a 10 vezes o valor do diâmetro nominal do varão, cada uma das meias vigas, de ambos os tipos de provetes, possui uma armadura auxiliar que funciona como armadura de confinamento. Esta armadura auxiliar é composta por varões de aço do mesmo tipo do varão principal, dispostos conforme se apresenta nos pormenores da Figura 5 e da Figura 6, respetivamente para os provetes do tipo A e do tipo B.

O Anexo C da EN 10080:2005 [7] especifica que o ensaio pode ser realizado aplicando consecutivos incrementos de tensão na armadura (patamares), ou seja em controlo de força, e que, em cada incremento, a força total aplicada pode ser obtida através das seguintes expressões (4) e (5), respetivamente para vigas do tipo A e do tipo B:

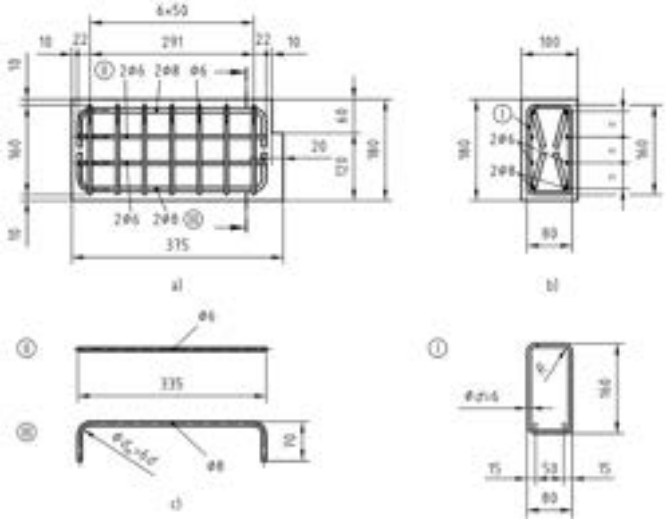
$$F_a = \frac{A_n \times \sigma_s}{1{,}25} \; para \; d < 16mm \tag{4}$$

$$F_a = \frac{A_n \times \sigma_s}{1{,}50} \; para \; d \geq 16mm \tag{5}$$

em que:

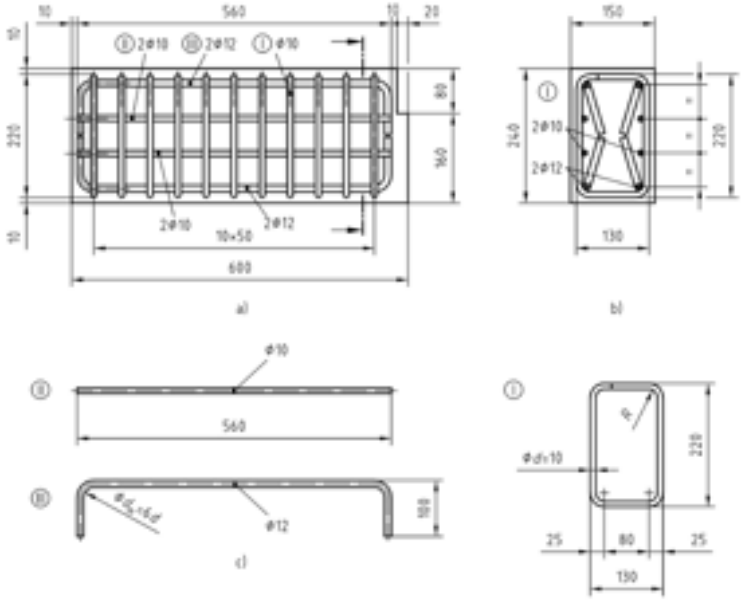
F_a força aplicada, em kN;
A_n área nominal do varão, em mm^2;
σ_s tensão no varão, em MPa.

Em alternativa ao ensaio por patamares, a norma considera que a aplicação de carga pode ser feita de forma contínua, com o registo ininterrupto dos valores das forças aplicadas e respetivos deslizamentos medidos. Neste caso, deve garantir-se uma variação de tensão no varão inferior a 1 MPa/s, até à rotura total da aderência numa das extremidades da viga. Como a rotura não ocorre em simultâneo nas duas extremidades, é necessário assegurar, com um dispositivo adequado, o travamento do escorregamento na extremidade onde primeiramente ocorre a rotura da ligação, tipicamente quando se atinge um escorregamento de 3,0 mm, para que seja possível continuar o ensaio, mobilizando a ligação aço-betão na extremidade adjacente da viga.



a) Alçado *Dimensões em milímetros*
b) Secção
c) Os varões dobrados representados em (III) são colocados com as extremidades dobradas formando um ângulo entre 15 e 17º relativamente à vertical, conforme representado em b)

Figura 5. Armadura auxiliar dos provetes do tipo A (adaptado da EN 10080:2005 [7]).



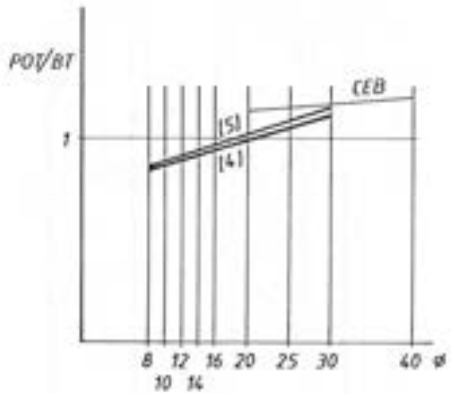
a) Alçado *Dimensões em milímetros*
b) Secção
c) Os varões dobrados representados em (III) são colocados com as extremidades dobradas formando um ângulo entre 15 e 17º relativamente à vertical, conforme representado em b)

Figura 6. Armadura auxiliar dos provetes do tipo B (adaptado da EN 10080:2005 [7]).

4. A EXPERIÊNCIA DO LNEC NA CARACTERIZAÇÃO DA ADERÊNCIA

4.1 Ensaios de arrancamento e ensaios de viga

O LNEC tem vindo a realizar desde 2005 diversos ensaios de caracterização da aderência de varões nervurados, tendo em vista a sua classificação ao abrigo do artigo 23° do REBAP [1], sempre que é necessário demonstrar que um determinado perfil nervurado, produzido em barra ou sob a forma de rolos, com ou sem marcas voluntárias, satisfaz os requisitos de aderência.
Tem sido usual recorrer-se a ensaios de arrancamento com vista a caracterizar, a pedido de vários fabricantes, a aderência de varões com alterações locais da geometria das nervuras, o que relançou a importância da adequada caracterização da aderência, em particular devido à grande variabilidade das características geométricas das nervuras existentes no mercado, que podem conduzir a tensões de aderência relativamente díspares.
Este ensaio permite determinar a resistência da ligação da armadura ao betão e serve fundamentalmente como base de comparação das características de aderência de armaduras com o mesmo diâmetro e diferentes configurações do perfil nervurado, num comprimento aderente correspondente a $5 \times \mathrm{d}$, sendo a aderência mobilizada em tração pura, podendo observar-se algum efeito favorável do confinamento do betão, por reação com o dispositivo de ensaio.
Tendo em consideração que o Eurocódigo 2 prevê a avaliação da aderência através do recurso ao ensaio de viga (*Beam test*, BT), quando se recorre à utilização de ensaios de arrancamento torna-se necessário proceder à extrapolação dos resultados obtidos para o ensaio de arrancamento (*Pull-out test*, POT) para resultados do *Beam test*, usando para o efeito os resultados de dois estudos desenvolvidos por Stefan Soretz *et al*, cujas conclusões se encontram publicadas no *Bulletin d' Information N.º 118* do CEB [11] (Figura 7).
Mais recentemente, o LNEC voltou a realizar ensaios de viga, tal como havia já feito em 1991, através dos quais se caracteriza a aderência em tração por flexão permitindo, segundo alguns autores [12], [13], determinar as tensões de aderência numa situação mais próxima das condições reais de solicitação das armaduras colocadas nas zonas tracionadas das estruturas de betão armado, sendo avaliado o desempenho da ligação num comprimento aderente correspondente a $10 \times \mathrm{d}$.



[4] J. C. BONY, G. CLAUDE, St. SORETZ: "Comparaison des essais d'adhérence par flexion (*beam test*) et par traction (*pull-out test*)"; Matériaux et Constructions, N.º 35, 1973.

[5] St. SORETZ: "A Comparison of *Beam test*s and *Pull-out test*s"; Fig. 1, Matériaux et Constructions, Vol. 5, 1972.

Figura 7. Relação entre os resultados do *Pull-out test* e do *Beam test* (adaptado de [11])

4.2 Efeito da entrada em cedência da armadura na tensão de aderência

No entanto, para varões com níveis de área relativa das nervuras transversais que satisfazem os limites mínimos previstos no Eurocódigo 2 [2], os ensaios de arrancamento e os ensaios de viga realizados pelo LNEC apontam para tensões de aderência que tipicamente conduzem à plastificação dos varões, em particular no caso dos varões de menor diâmetro (Figura 8 e Figura 9, as quais se referem a ensaios realizados em varões com e sem marcas voluntárias e nas quais se apresenta o valor médio obtido para o f_R do conjunto de 5 provetes). E, mesmo quando se pretende verificar a conformidade das tensões de aderência de varões com perfis nervurados cujos valores da área relativa das nervuras transversais se encontram abaixo dos limites impostos pelo Eurocódigo 2 [2], as tensões de aderência que se desenvolvem na ligação, quando são usados betões com 25±5 MPa de resistência à compressão,

impõem tensões na armadura que, nalgumas circunstâncias, são da ordem e até superiores às tensões de cedência dos varões.

Esta situação é particularmente crítica quando se realizam ensaios de viga (Figura 10), uma vez que o comprimento aderente previsto no Anexo C da EN 10080:2005 [7] é igual a $10 \times d$, o dobro do definido para os ensaios de arrancamento ($5 \times d$) sendo, portanto, substancialmente mais fácil obter a plastificação da armadura enquanto a zona aderente não foi ainda substancialmente mobilizada (Figura 11), conduzindo por isso a uma deformação da viga (Figura 10) que influencia os resultados e que não permite caraterizar adequadamente o fenómeno que se pretende avaliar.

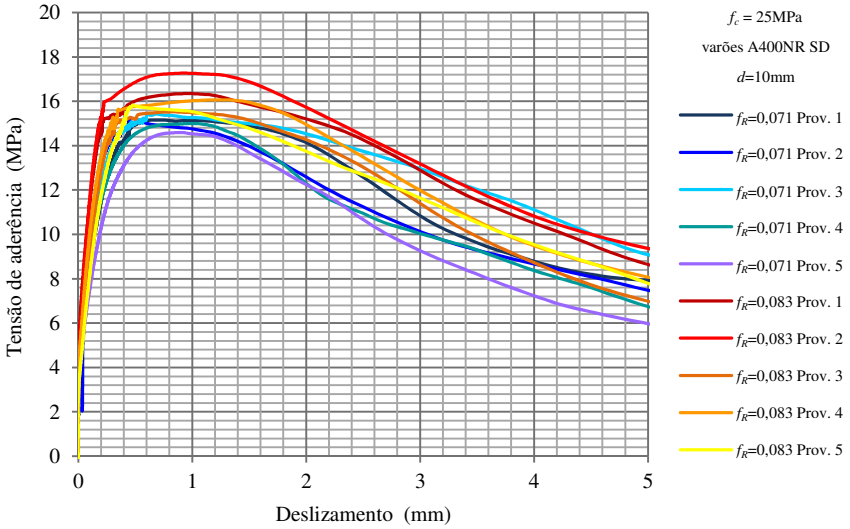


Figura 8. Resultados de ensaios de arrancamento realizados em varões da classe A400NR SD.

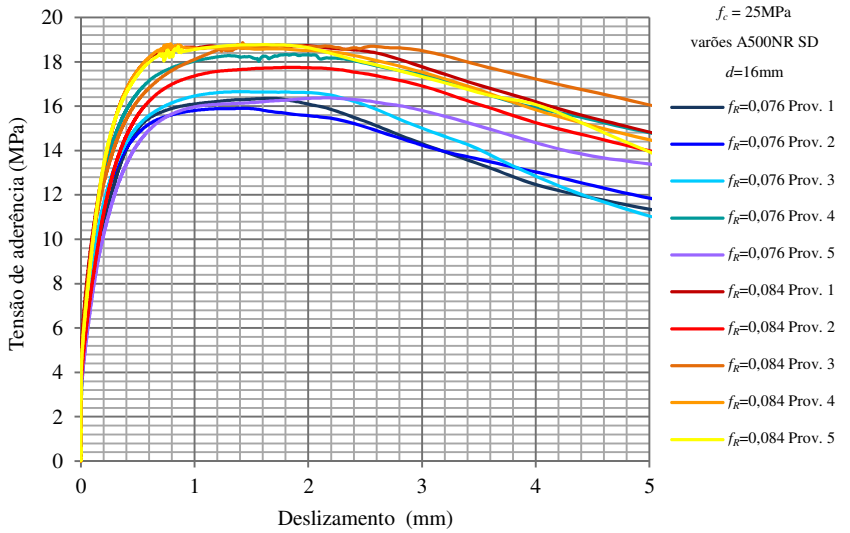


Figura 9. Resultados de ensaios de arrancamento realizados em varões da classe A500NR SD.

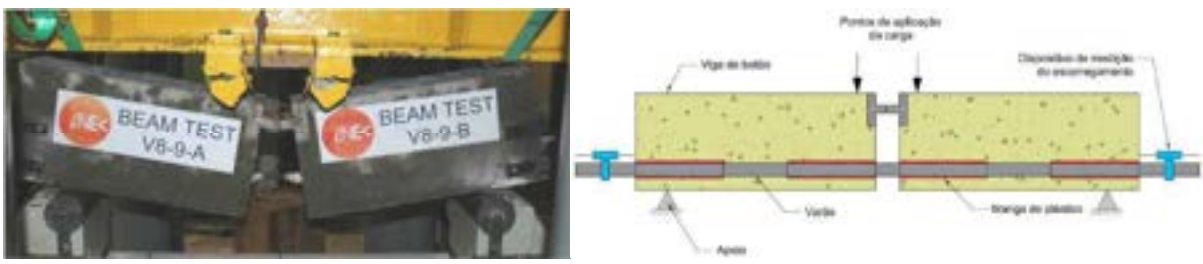


Figura 10. Deformação resultante de ensaio de viga (escorregamento≈1,0 mm), realizado em varões da classe A500NR SD (à esquerda) e esquema geral de ensaio (à direita).

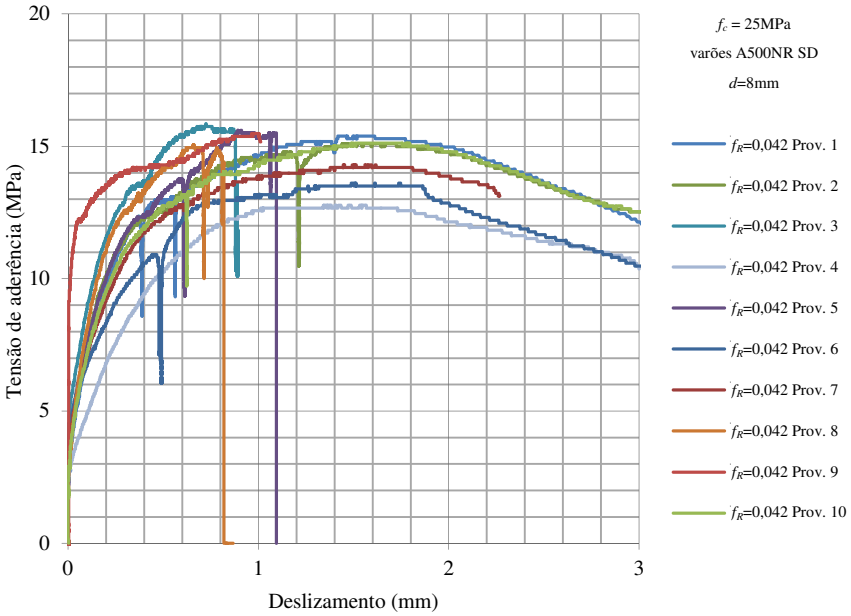


Figura 11. Resultados de ensaios de viga realizados em varões da classe A500NR SD.

Para além do estudo desenvolvido no LNEC, no decurso do qual este efeito foi avaliado [14], e apesar do Model Code 90 [15] não referir o valor da tensão de cedência do aço como um parâmetro que condiciona a tensão de aderência, o Model Code 2010 [16], [17] já inclui um fator que tem em conta este efeito (Ω_y) e que, através do parâmetro (a) contempla a razão entre a extensão (ε_s) a que a armadura está sujeita e a extensão total que a armadura pode ter (ε_{su}), a partir da extensão de cedência (ε_{sy}). Este fator entra também em linha de conta com o endurecimento que a armadura apresenta após a cedência, através da relação entre o valor médio da tensão de rotura à tração (f_{tm}) e o valor médio da tensão de cedência (f_{ym}), incluído no parâmetro b. Assim, o fator Ω_y toma o valor unitário para extensões inferiores à extensão de cedência, devendo nos restantes casos ser determinado a partir da expressão (6), apresentando a evolução que se representa na Figura 12.

$$\Omega_y = 1 - 0{,}85 \times \left(1 - e^{(-5 \times a^b)}\right) \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \tag{6}$$

em que $a = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}$ e $b = \left[2 - \frac{f_{tm}}{f_{ym}}\right]^2$

A plastificação da armadura é importante, na medida em que o patamar de cedência do diagrama tensão-extensão de um aço corresponde à aplicação de extensões plásticas e o varão, ao sofrer um alongamento, vai ter uma diminuição da altura das nervuras, o que conduz a uma redução da sua contribuição para a aderência do varão por corte do betão.

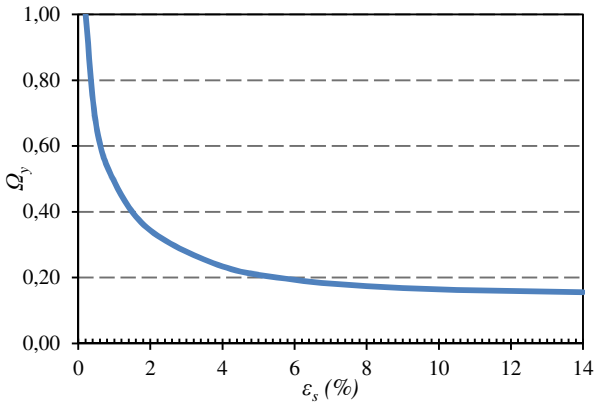


Figura 12. Evolução do fator de redução Ω_y em função da extensão da armadura (ε_s).

Desta forma, importa mitigar este fenómeno aquando do desenvolvimento de estudos de caracterização da aderência. Para tal, considera-se que a redução do comprimento aderente previsto para os ensaios de viga no Anexo C da EN 10080:2005 [7] pode ser uma primeira medida.
Esta opção vai de encontro às recomendações para a caracterização da aderência feitas por *Cairns* e *Plizzari* [12], que apontam para a necessidade de diferenciar os vários ensaios existentes para obter informação relativa à aderência. Estes autores salientam que, quando se pretende obter resultados que caracterizem a relação local tensão de aderência-deslizamento, é necessário em primeiro lugar que se tenha em consideração que as tensões de aderência não são constantes ao longo de um varão no seio do betão. Para que tal suceda, é preciso que o comprimento aderente seja curto. Este estudo aponta para um limite da ordem de seis vezes o diâmetro do varão e salienta também que recorrer a uma análise a este nível tem a vantagem de permitir a utilização dos resultados obtidos na modelação numérica de estruturas de betão armado, admitindo a possibilidade de extrapolação de resultados de zonas aderentes curtas para zonas de amarração, que são tipicamente superiores.
Estes autores salientam ainda que as tensões de aderência em provetes com comprimentos aderentes curtos são, regra geral, superiores aos valores de cálculo, pois estão dependentes do elevado confinamento que é preciso introduzir neste tipo de provetes, para que a rotura ocorra por arrancamento do varão e não por um dos outros modos possíveis: *splitting*, rotura do cone de betão, fendilhação cilíndrica e plastificação da armadura.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS: EXIGÊNCIAS DE ADERÊNCIA NAS ESPECIFICAÇÕES LNEC PUBLICADAS EM 2017

Em face dos estudos desenvolvidos considera-se, nas Especificações LNEC publicadas em 2017, que, numa primeira fase, os varões satisfazem as exigências de aderência se forem cumpridos os requisitos relativos à geometria das nervuras estabelecidos para cada tipo de aço. No caso de varões que não cumpram estes requisitos relativos à geometria das nervuras, e de acordo com o Eurocódigo 2 [2], pode-se ainda considerar que satisfazem as exigências de aderência desde que se tenha demonstrado previamente, através de um estudo experimental com recurso a ensaios de viga, que é possível obter, para esses varões, uma resistência de aderência suficiente com valores de f_R inferiores aos especificados.
O perfil nervurado dos varões submetidos aos ensaios de viga representa um perfil limite para o qual foi demonstrado experimentalmente que os varões em questão apresentam resistência de aderência suficiente, pelo que os limites alternativos dos parâmetros que definem a geometria das nervuras transversais, validados através da realização de ensaios de viga, variam de produto para produto, passando a ser estabelecidos no Documento de Classificação (DC) do respetivo produto.
Se o valor característico de f_R não satisfizer o correspondente limite mínimo indicado na Especificação aplicável, deve-se proceder à verificação individual dos valores característicos de cada um dos parâmetros que definem a geometria das nervuras transversais do varão, os quais devem respeitar, na sua totalidade, os respetivos limites alternativos indicados no Documento de Classificação do produto.
Os ensaios de viga a realizar pelo LNEC são efetuados de acordo com a EN 10080:2005, utilizando um betão do Tipo C (0,70), com uma resistência à compressão de (25 ± 5) MPa obtida em ensaios de provetes cilíndricos, e considerando um comprimento aderente de 5 vezes o diâmetro nominal do varão cuja aderência se pretende caracterizar.
Este procedimento de classificação dos varões, em termos das suas características de aderência, fornece, desde o início de 2017, uma alternativa, para os fabricantes que realizem o estudo destas características, ao único procedimento preconizado nas Especificações Técnicas LNEC anteriores, segundo o qual essa classificação é efetuada independentemente da resistência do betão, com base na geometria e nas dimensões das nervuras transversais dos varões e, em particular, em função dos limites estipulados para a área relativa destas nervuras transversais.

REFERÊNCIAS

[1] REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado; Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho; 1983.

[2] NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ - Instituto Português da Qualidade; Caparica, Portugal; 2010.

[3] E 449-2017 – Varões de aço A400 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[4] E 450-2017 – Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2010.

[5] E 455-2017 – Varões de aço A400 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[6] E 460-2017 – Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.

[7] EN 10080 – Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General. IPQ - Instituto Português da Qualidade; Caparica, Portugal; 2005.

[8] prEN 10080:2017 – Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General. CEN/TC ECISS/19 - Concrete reinforcing and prestressing steels - Properties, dimensions, tolerances and specific tests; 2017.

[9] NP EN 1766 – Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão; Métodos de ensaio; Betões de referência para ensaio. IPQ - Instituto Português da Qualidade; Caparica, Portugal; 2008.

[10] NP EN 12390-3 – Ensaios do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes. IPQ - Instituto Português da Qualidade; Caparica, Portugal; 2011.

[11] CEB Bulletin n.º 118, Reinforcement, Bond and Anchorage: State of the Art Report; 1979.

[12] Cairns, J. e Plizzari, G. A.; Towards a harmonised European bond test; Materials and Structures; Vol. 36; pp.498-506; October 2003.

[13] Eligehausen, R.; Popov, E. P. e Bertero, V V.; Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations; Report No UCB/EERC-83/23; Earthquake Engineering Research Center; University of California; Berkeley; California; October 1983.

[14] Louro, Ana S.; ”Caracterização da aderência de varões nervurados sujeitos a ações repetidas e alternadas”, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Julho de 2014.

[15] CEB - CEB-FIP Model Code 1990: Design code; Comite Euro-International du Beton; London; England; 1991.

[16] FIB - Bulletin 55 - Model Code 2010 - First complete draft, Volume 1; International Federation for Structural Concrete (fib); Lausanne; Switzerland; 2010.

[17] FIB - Bulletin 56 - Model Code 2010 - First complete draft, Volume 2; International Federation for Structural Concrete (fib); Lausanne; Switzerland; 2010.

Compósitos cimentícios armados com fios de carbono – Avaliação experimental da armadura mínima de tração





Diogo Felicíssimo [1] **Rui Neves** [2]

RESUMO

A utilização de fibras sintéticas, nomeadamente as minerais (vidro e carbono), como reforço de compósitos cimentícios, constitui uma alternativa ao tradicional reforço com varões de aço. No presente trabalho avaliou-se o desempenho de fios de carbono no controlo da fendilhação de elementos de argamassa cimentícia. Efetuaram-se ensaios de tração uniaxial, com taxa de deslocamento constante, em tirantes de argamassa reforçados com fios de carbono dispostos segundo o eixo longitudinal dos tirantes. De acordo com os resultados obtidos, a percentagem de armadura mínima em fios de carbono é 3 vezes inferior à necessária quando a armadura é constituída por varões de aço (S500). A ausência de suscetibilidade à corrosão deste tipo de reforço, pode permitir a redução de dimensões dos elementos estruturais, tornando a utilização de fios de carbono como armadura uma solução tecnicamente e economicamente viável para o controlo da fendilhação.

Palavras-chave: Controlo de fendilhação; Betão reforçado com têxteis (TRC); Fibras de carbono; Tração simples; Ensaios experimentais

1. INTRODUÇÃO

Os materiais de base cimentícia, nomeadamente os betões e argamassas, têm em geral elevada resistência solicitações de compressão. Porém, são materiais frágeis e com resistência à tração relativamente reduzida. O betão armado (convencional), é o exemplo de um material compósito, constituído por uma matriz (betão) reforçada com varões (de aço). O facto de os reforços serem contínuos e de serem dispostos de forma convenientemente escolhida, traduz-se numa vantagem. Todavia, o tempo e a mão-de-obra necessários para a montagem e colocação das armaduras podem ser condicionantes em algumas aplicações. O betão reforçado com fibras (FRC, de *fiber reinforced concrete*), que consiste na incorporação de fibras curtas (comprimento inferior a 76 mm) no betão, tem um processo de produção mais simples e rápido, uma vez que dispensa o procedimento da montagem e da colocação, sendo as fibras misturas aleatoriamente em conjunto com os outros constituintes do betão. No entanto, a questão da transmissão de força entre as fibras e o betão e o facto de nem todas as fibras

[1] Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, Instituto Politécnico de Setúbal. diogo.felicissimo@estudantes.ips.pt
[2] ESTBarreiro/IPS, CERIS, CDP2T. rui.neves@estbarreiro.ips.pt

estarem alinhadas na direção da solicitação faz com que o volume de reforço (taxa de armadura) requerido para resistir a uma determinada solicitação seja superior ao do betão armado convencional.

Um elemento estrutural não tem só que resistir a ações mecânicas, mas também a outras ações físicas e químicas, e o betão armado com varões de aço é bastante suscetível à corrosão devido a ataques de agentes presentes no ambiente [1]. Para mitigar essa suscetibilidade existem diversas medidas, como a melhoria da resistência do betão à ação dos agentes causadores da corrosão, o aumento do recobrimento, o revestimento da superfície do betão com peliculas protetoras ou a utilização de armaduras resistentes à corrosão (aço inox, CFRP, GFRP), sendo que todas elas envolvem um investimento monetário considerável.

As armaduras em varões compósitos de fibras de vidro (GFRP) e de fibras de carbono (CFRP) apresentam-se como uma alternativa bastante apelativa às armaduras em aço[2,3]. Para além de serem relativamente fáceis de manusear em obra, por serem mais leves, também não apresentam suscetibilidade à corrosão, ao contrário das armaduras de aço, apresentando ainda uma resistência mecânica superior. Contudo, as armaduras em varões compósitos apresentam custos elevados comparativamente à solução tradicional de varões de aço. Para alem disso, e tratando-se de elementos rígidos, não possuem vantagens em termos de manobrabilidade, de montagem e de armazenamento.

1.1 Betão reforçado com têxteis

O betão reforçado com têxteis (TRC, de *textile reinforced concrete*), é um compósito de fibras de elevada resistência, tecidas em malhas abertas (espaçamentos entre fios de 7 a 45 mm), embebidas numa matriz de base cimentícia. Apesar de a designação mais comum ser betão reforçado com têxteis, na generalidade das situações encontradas, quer a nível de investigação, quer a nível de aplicação, a dimensão máxima do agregado utilizado indica que a matriz é efetivamente uma argamassa. Daí que se encontrem outras designações para estes compósitos, tais como TRM (*textile reinforced mortar*), FRCC (*fabric reinforced cement composites*) ou FRCM (*fabric reinforced cementitious matrix*).

O reforço de compósitos cimentícios com fibras, discretas ou contínuas, já vem sendo investigado desde a década de 60 do século passado, mas no final desse século o TRC ainda era considerado um material inovador [4]. No início do Séc. XXI constituíram-se na Alemanha dois centros de investigação específicos para o estudo e desenvolvimento de TRC [5]. Esta investigação tem-se centrado na utilização de têxteis em fibra de carbono, vidro, aramida, basalto e mais recentemente PBO [6].

O interesse no conhecimento sobre o comportamento do TRC visa a sua aplicação em substituição de outros materiais, com potenciais vantagens. Em relação ao betão armado convencional, o TRC tem a vantagem de ser um material mais resistente às ações mecânicas e à corrosão, permitindo assim obter estruturas mais leves. Tem ainda facilidade em adaptar-se a formas geométricas mais complexas. Na Fig.1 ilustra-se a diferença de comportamento de dois tirantes com a mesma secção transversal, a mesma matriz e a mesma taxa de armadura, um de betão armado convencional e outro em TRC com fibra de carbono. As formulações em que se baseou o cálculo destes comportamentos podem ser encontradas em [7].

Em resultado da investigação desenvolvida, o TRC tem sido aplicado em algumas situações, sendo as mais comuns a reparação e reforço de estruturas e painéis de fachada e as mais interessantes, ou arrojadas, a substituição da armadura convencional em pontes pedonais constituídas por elementos pré-fabricados e pré-esforçados [8,9] e fabrico de cascas para coberturas com dimensão de 7×7 m^2 apoiadas no centro [10].

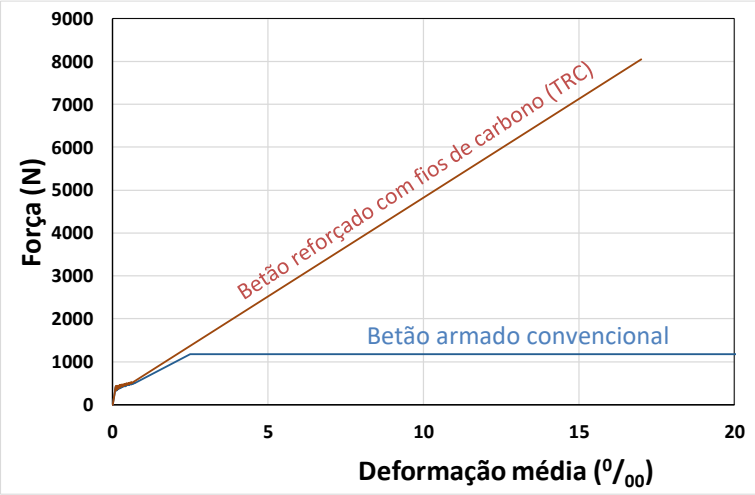


Figura 1. Comportamento ideal de tirantes em betão armado convencional e em TRC

1.2 Motivação e objetivos

Efetivamente, a ausência de problemas de corrosão no TRC e a consequente possibilidade de redução do recobrimento, traduz-se numa enorme vantagem em elementos levemente solicitados. Nestes elementos a armadura de cálculo é geralmente condicionada pela armadura mínima para controlo da fendilhação e a sua espessura pelo recobrimento mínimo das armaduras, se estas forem em aço. Existem referências a situações em que se conseguiram reduções de volume do betão da ordem de 75% [8,11,12]. Apesar de toda a investigação desenvolvida, que tem sido mais dirigida para a utilização do TRC como material de reforço de elementos existentes do que para a construção de elementos novos, ainda persistem lacunas no conhecimento [13,14] e, nomeadamente, nas regras de dimensionamento [15].

No TRC a transmissão da força entre os feixes e a matriz depende sobremaneira da capacidade de penetração da matriz no interior do feixe e do número de filamentos que esta consegue envolver. A importância da questão da transmissão de força entre o feixe e a matriz, e a sua variação com a características da matriz, quando esta é de base cimentícia, dificulta o desenvolvimento de regras de cálculo para este material. Assim, a tendência atual é a avaliação das soluções em TRC através do ensaio de protótipos [14] ou, a avaliação, através de ensaios de tração, da resistência do têxtil numa determinada matriz, e utilizar as regras de cálculo para secções de betão armado, considerando-a como força da armadura [13,16].

Na pesquisa bibliográfica efetuada foi encontrado um único trabalho português [17] que aborda, ainda que de forma descritiva e sumária, os TRC e é somente na perspetiva do reforço de estruturas existentes, pelo que, tendo em conta o anteriormente exposto, importará desenvolver investigação sobre TRC em Portugal.

O principal objetivo deste trabalho é a avaliação do desempenho do reforço de argamassas cimentícias com de fibras contínuas (fios) de carbono para efeitos de controlo de fendilhação (armadura mínima), utilizando materiais produzidos em Portugal.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

Para avaliar o comportamento do TRC sob tração uniaxial, utilizaram-se provetes reforçados com um feixe de fibras, uma vez que este constitui o elemento base de um têxtil (grelha), tendo-se considerado como matriz 3 composições de argamassa diferentes, cujas características se abordam a seguir.

2.1 Fibra

As fibras utilizadas foram fibras de carbono, produzidas por oxidação e carbonização de poliacrilonitrilo (PAN), fornecidas em feixe com massa linear de 3300 tex, constituído por 50000 filamentos com 7 µm de diâmetro. Segundo informação do fabricante, as fibras têm uma densidade de 1.80 g/cm^3, módulo de elasticidade de 240 GPa, tensão e deformação na rotura de 4 GPa e 1.7%, respetivamente.
A fibra recebida foi ensaiada à tração em feixe, com o intuito de avaliar a sua resistência. Para evitar a rotura por corte transversal das fibras pelas maxilas da máquina de tração, intercalou-se lã de aço entre as fibras e as maxilas, que constitui uma alternativa, expedita e suficientemente precisa [18], a outros processos de proteção e fixação dos feixes. Do conjunto de ensaios efetuado, obteve-se para a força de rotura do feixe um valor representativo de 1.94 kN. Dividindo este valor pela área da secção transversal do feixe (A_f), obtém-se uma tensão. De acordo com Colombo *et al*. [19], a área da secção transversal pode ser calculada utilizando a massa linear do feixe (*Tex*) e a densidade das fibras (m_v):

$$A_f = \frac{Tex}{m_v \left[\frac{g}{mm^3}\right]} \ [mm^2] \qquad (1)$$

Destes cálculos resultaram uma área de 1.83 mm^2 e uma tensão de rotura do feixe de 1.06 GPa, ou seja, cerca de 25% da tensão de rotura de um filamento. A perda de resistência do feixe em relação ao filamento é normal, uma vez que no início do ensaio existem fibras que se encontram frouxas e outras até poderão já estar tracionadas, ou seja, o nível de tensão não é idêntico em todos os filamentos. Esta situação faz com que a resposta do feixe seja diferente da soma de um conjunto de respostas idênticas da totalidade dos filamentos que constituem o feixe [20,21]. Outra situação que pode ocorrer e que prejudica a resistência do feixe é o desalinhamento e até a torção de alguns filamentos [20]. Na literatura encontram-se graus de eficiência do feixe em relação ao filamento entre 10% [21] e 67% [22].

2.2 Matriz

O estudo foi realizado ensaiando 3 composições de argamassa diferentes de forma a analisar a variação do comportamento das fibras consoante a resistência da argamassa. Na produção das argamassas foram utilizados como constituintes: cimento CEM I 42.5R, de acordo com a EN 197-1 [23]; duas areias siliciosas, uma com dimensão nominal 0/2 e outra com dimensão nominal 0/4; água da rede pública; e, nas misturas em que se utilizou adjuvante, o superplastificante Glenium SKY 510. Para cada mistura realizaram-se determinações de espalhamento, resistência à compressão e resistência à flexão, de acordo com as normas EN 1015-3 [24], EN 12390-3 [25] e EN 12390-5 [26], respetivamente. No Quadro 1 apresentam-se as formulações e as propriedades das diferentes composições de argamassa ensaiadas.

Quadro 1. Composições e propriedades das argamassas

Argamassa	*A35*	*A40*	*A60*
Proporção mássica Cimento:Areia fina:Areia grossa	1:0.4:2.1	1:0.4:2.1	1:0.5:2.5
Razão água-cimento	0.35	0.41	0.60
Dosagem de adjuvante (ml/kg de cimento)	12	8	-
Espalhamento (mm)	>254	>254	196
Resistência à compressão (MPa)	67.3	46.8	30.1
Resistência à flexão (MPa)	11.4	8.5	6.8

2.3 Fabrico dos provetes

Para além dos provetes de controlo (ver 2.2), em cada amassadura foram moldados quatro tirantes de 15 × 35 × 500 mm^3 (Fig.2) para serem ensaiados à tração. Nos topos de cada tirante ficou embebido, num comprimento de 100 mm um varão roscado, com 5 mm de diâmetro, posicionado no centroide da secção

transversal. O diâmetro do varão foi calculado para garantir a resistência às forças previstas durante os ensaios e o comprimento no interior do tirante de forma a garantir a amarração dessas forças.

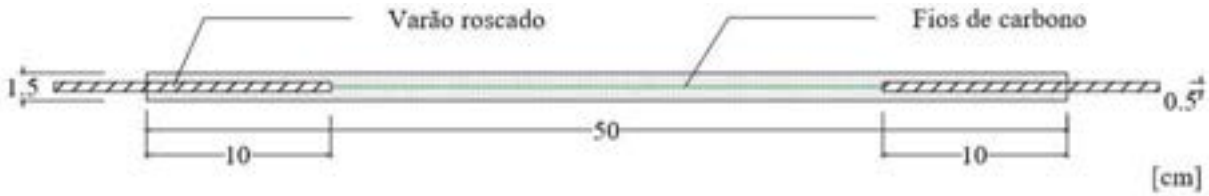


Figura 2. Esquema dos tirantes armados com fios de carbono

A produção dos provetes foi realizada por um processo designado por laminagem [13]. Este processo consiste na deposição alternada de camadas de argamassa e de fibra. Utilizaram-se moldes construídos especificamente para este efeito, em aço inox, com rigoroso controlo dimensional. A compactação foi efetuada por camadas com vibração externa (mesa VêBê). Os tirantes foram desmoldados 2 dias após o fabrico e posteriormente curados em água a 20 ºC até aos 28 dias de idade. Três dos quatro tirantes são armados com fios de carbono e o quarto não é reforçado.

2.4 Ensaios de tração

Os ensaios de tração uniaxial são de difícil execução [27,28]. Como tal, não são efetuados com frequência e não existe uma norma para a sua realização.

Neste caso, a transmissão de carga da máquina ao provete foi efetuado através de um varão parcialmente embebido no tirante, seguindo o princípio aplicado por Jaccoud [1]. No presente trabalho estes varões foram ligados à máquina através de rótulas tridimensionais, materializadas através de duas argolas (Fig. 3), para prevenir o aparecimento de outros esforços, para além do esforço axial. Os ensaios foram realizados numa máquina universal mecânica Instron 5900-R, que permitiu realizar os ensaios por imposição de uma taxa de deslocamento. A taxa de deslocamento adotada foi de 0.5 mm/minuto, valor frequentemente encontrado neste tipo de ensaios [6,29].

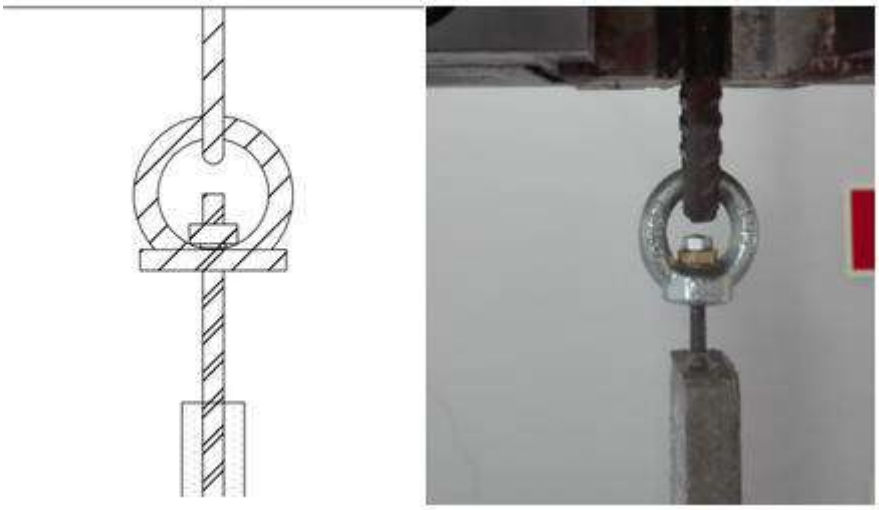


Figura 3. Esquema de argolas utilizado para garantir tração pura

De acordo com De Santis *et al*. [14], os parâmetros mais importantes a extrair dos ensaios de tração em TRC são: tensão de fendilhação, distância entre fendas, carga máxima e deformação correspondente. Assim, procedeu-se à aquisição sincronizada da força e deformação medidos com recurso a uma célula de carga de 10 kN da classe 0.5 e a um extensómetro Instron 2630-112, com campo de medida -5 a +25 mm e base de medida de 50 mm, adaptada para 300 mm, respetivamente.

3. RESULTADOS E ANÁLISE

No Quadro 2 apresentam-se os valores representativos da tensão de fendilhação (σ_{cr}), da carga última (F_u), da extensão última (ε_u) e da distância média entre fendas (S_{rm}), obtidas para os 3 compósitos ensaiados. Na Fig.4 encontram-se as curvas força-deformação média dos provetes representativos de cada compósito ensaiado, enquanto que na Fig.5 se mostra a fendilhação numa das faces dos provetes.

Quadro 2. Resultados dos ensaios de tração dos tirantes

Matriz	σ_{cr} *(MPa)*	F_u *(N)*	ε_u *(‰)*	S_{rm} *(mm)*
A35	6.5	3406	0.17	-
A40	4.1	3128	7.2	14
A60	3.4	3189	8.0	13

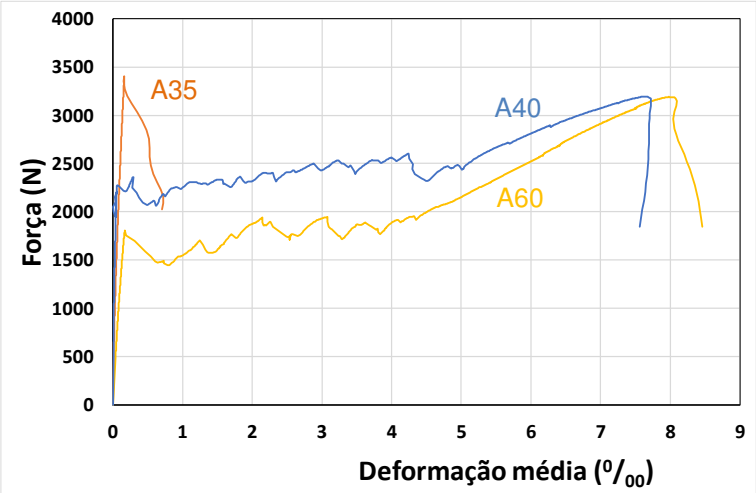


Figura 4. Curvas força-deformação dos provetes representativos de cada compósito

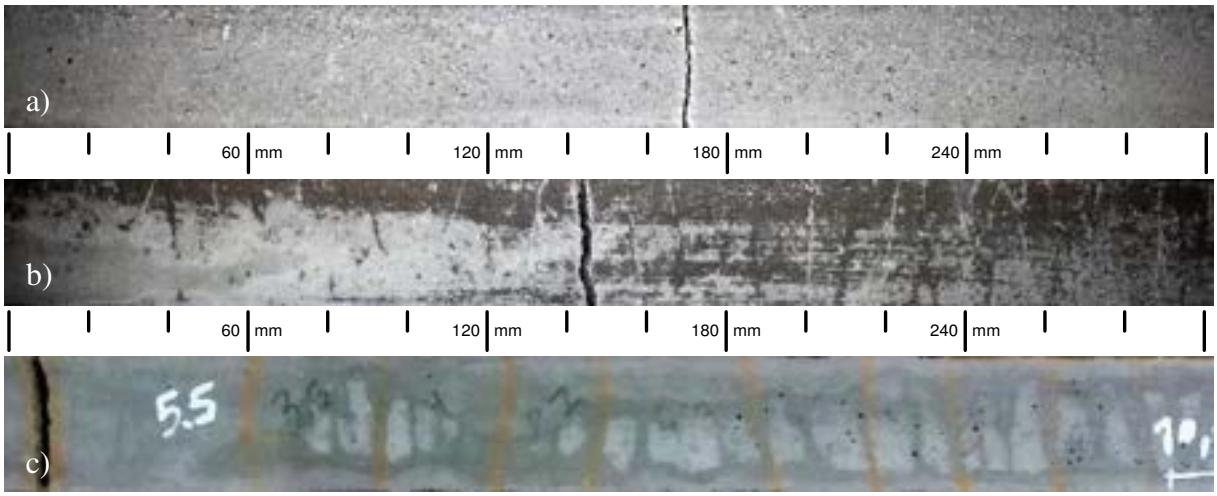


Figura 5 – Aspeto dos tirantes após o ensaio (zona central): a) A35; b) A40; c) A60

A carga de fendilhação dos compósitos variou em conformidade com a resistência (à compressão e à flexão) da matriz, tendo-se obtido o maior valor para o A35 e o menor para o A60. Em relação à força última, o maior valor foi exibido pelo A35, enquanto que os A40 e A60 apresentaram valores bastante semelhantes. Na extensão última, os maiores valores verificaram-se nos compósitos A40 e A 60, com uma grande diferença para o A35. No padrão de fendilhação observa-se uma grande semelhança entre

os compósitos A40 e A60 e uma grande diferença entre estes e o A35, onde só se formou uma fenda, enquanto que nos A40 e A60 se formaram fendas muito próximas, mas algumas delas só foram detetadas numa fase intermédia de secagem dos provetes. No compósito A35 só é possível observar resposta em regime elástico, enquanto que nos outros dois, para além desta, se observam as fases de fendilhação múltipla e de *strain-hardening* após a estabilização da fendilhação.

A tensão de fendilhação do compósito, como era expectável, foi condicionada pela resistência do material com menor deformação na rotura, ou seja, pela resistência à tração da matriz. A resistência da matriz condicionou igualmente a carga última para o compósito A35, enquanto que nos compósitos A40 e A60 foi a resistência da fibra. Nos compósitos A40 e A60, após se ter atingido a carga de fendilhação, as fibras conseguiram continuar a suportar o deslocamento imposto sem perda significativa de capacidade resistente do compósito, transferindo tensões para a matriz que originaram a abertura de novas fendas. Quando se esgotou a capacidade de formação de novas fendas, ao contrário do que deverá suceder no betão armado convencional - abertura das fendas existentes -, nestes compósitos a deformação concentrou-se essencialmente numa das fendas. Esta situação tem sido reportada noutros trabalhos sobre TRC [30,31]. Outra questão reportada na literatura, e que também se verificou nestes ensaios, é um espaçamento menor entre fendas no betão reforçado com fibras de carbono do que no betão reforçado com varões de aço [30].

O grau de envolvimento das fibras pela matriz é diferente de fibra para fibra na mesma secção transversal do feixe e também na mesma fibra ao longo do seu comprimento. Assim, será natural que as fendas que se venham a formar tenham aberturas diferentes. A diminuição do diâmetro dos elementos de reforço reduz o espaçamento entre fendas [28], pelo que, quando se utilizam fibras, o espaçamento entre fendas será menor do que quando se utilizam varões. Valores de espaçamento entre fendas similares aos obtidos neste trabalho podem encontrar-se em [15,32]. Nos presentes ensaios, a maioria das fendas que se formaram não eram visíveis a olho nu e foram detetadas observando os provetes no processo de secagem. Estas microfendas, correspondem no gráfico carga-deformação (Fig.4) a pequenas flutuações, enquanto que às fendas visíveis a olho nu correspondem as maiores oscilações observadas nessas curvas (5 no A60 e 2 no A40).

3.1 Modo de rotura

Os tirantes de TRC ensaiados falharam por escorregamento das fibras. Apesar da queda acentuada de rigidez após se ter atingido a força máxima de ensaio, que aliás acionou a paragem automáticas dos mesmos, os provetes não se separaram. De facto, em ensaios preliminares observou-se uma pequena retoma de rigidez, seguida de uma perda progressiva. Esta situação corresponde a um escorregamento progressivo das fibras. No reforço com feixes de fibras não se consegue atingir a tensão resistente que se observa num filamento, porque o estado de deformação não é o mesmo em todas as fibras, existe um *strain lag* [33], e porque existe um fenómeno de arrancamento telescópico [19]: os filamentos do exterior para o interior do feixe estão progressivamente menos envolvidos pela matriz, pelo que escorregam, transmitindo força somente por atrito. Ainda assim, verificou-se um melhor comportamento de conjunto dos filamentos embebidos na matriz do que no ensaio do feixe, tendo-se obtido uma resistência 1.5 vezes superior.

3.2 Armadura mínima

Um conceito usual de armadura mínima para controlo da fendilhação, em estruturas de betão armado, é que esta deve ser tal que a sua resistência garanta, após a fendilhação, uma capacidade resistente, pelo menos igual à força que estava instalada no betão em tração, no instante da fendilhação [34]. Utilizando o mesmo princípio para um compósito de matriz cimentícia, a taxa de armadura mínima (ρ_{min}) será:

$$\rho_{min} = \frac{f_{ctm}}{\sigma_r} \tag{2}$$

Em que f_{ctm} será a resistência à tração da matriz e σ_r é a tensão máxima que se consegue mobilizar no têxtil quando embebido na matriz.

Tendo em conta os resultados obtidos no programa experimental, considera-se uma a força máxima resistida pelo têxtil de 3 kN, o que conduz a um valor de σ_r = 1639 MPa. Considerando uma resistência à tração f_{ctm} = 3 MPa, obtém-se uma taxa de armadura mínima de 0.18%. Para um aço S500 na mesma matriz, a taxa de armadura correspondente seria 0.6%.

Do cálculo anterior resulta um rácio entre armadura mínima em fios de carbono e armadura mínima em varões de aço de 0.3. O rácio aproximado do custo entre 1 kg de fibra de carbono e 1 kg de aço é 50. O rácio de massa entre a fibra de carbono e o aço é 0.23. Então, o rácio entre o custo do controlo da fendilhação, pelo critério considerado, com armaduras em fios de carbono e com armaduras em varões de aço será 3.45, ou seja, reforçar com fios de carbono é 3.45 vezes mais caro do que reforçar com varões de aço. Portanto, em geral, o reforço com fios de carbono será menos económico de que o reforço convencional. No entanto, como referido no início, nas peças onde a espessura seja condicionada pelo recobrimento a garantir para prevenir a corrosão das armaduras convencionais, as soluções em TRC podem reduzir o peso das peças em 75%, o que, mesmo tendo em conta que o rácio entre o custo da matriz de TRC e o betão seja 1.5, se consiga reduzir os custos de uma solução em TRC em 47% face a uma solução tradicional, considerando apenas os custos com os materiais.

O valor de força máxima obtido para o feixe de fibras de carbono embebidas na matriz poderá ser aumentado. Embora neste trabalho se tenham obtido valores muito semelhantes em duas matrizes distintas, é aceite que a força máxima resistida pelo têxtil numa matriz depende composição da matriz e a mesma pode ser melhorada pela utilização de adições minerais [15], como sílica de fumo e cinzas volantes. Se a fibra for aplicada na forma de têxtil, situação corrente, os feixes dispostos transversalmente às fibras tracionadas contribuem para a diminuição do escorregamento destas na matriz, por efeito de ancoragem. A impregnação do feixe com uma resina, previamente à sua aplicação no betão, permitiria aumentar também a força máxima, porque melhoraria o funcionamento conjunto dos filamentos e limitaria escorregamento dos filamentos no interior do feixe. No entanto, esta solução encarece o reforço em cerca de 5 vezes [21].

4. CONCLUSÕES

O reforço de matrizes cimentícias com fibras contínuas constitui um compósito designado por TRC, que tem um potencial interessante, com aplicações conhecidas e investigação especifica desde o início do século. Não obstante, segundo a pesquisa bibliográfica efetuada, não se tem desenvolvido investigação em Portugal sobre este material.

Neste trabalho analisou-se o comportamento à tração uniaxial de 3 matrizes distintas, com taxas de reforço em fios de carbono idênticas, com materiais produzidos em Portugal. Verificou-se que nas matrizes menos resistentes o reforço adotado permitiu obter uma distribuição de fendas após se ter atingido a carga de fendilhação, enquanto que na matriz mais resistente tal não aconteceu. Apesar de não se conseguir mobilizar toda a resistência do feixe de fibras, por falta de aderência e de uniformidade de deformação nas fibras, a força máxima suportada pelo feixe no interior da matriz foi cerca de 3 vezes superior ao que teoricamente se obteria num varão de aço S500 com a mesma área. Ainda assim, essa força não foi suficiente para evitar a falha imediata do tirante com a matriz mais resistente quando este atingiu a carga de fendilhação.

Com base nos resultados experimentais e no custo dos materiais, foi efetuada uma análise económica onde se verificou que reforço com fibras continuas de carbono não é só por si economicamente competitivo com o reforço tradicional em varões de aço, mas que a redução das dimensões dos elementos de betão armado convencional, cujo recobrimento mínimo condiciona a espessura, permitida pela ausência de problemas de corrosão dos fios de carbono, torna este tipo de reforço no solução mais económica, com reduções no custo do material até 47%.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a participação empenhada e eficiente do Sr. Alexandre Gamito, na conceção dos elementos necessários à realização dos ensaios e fabrico dos provetes, a colaboração do Núcleo de Materiais Orgânicos do Departamento de Materiais do LNEC na realização dos ensaios finais de tração e à Fisipe, S.A. pela cedência das fibras de carbono utilizadas nesta investigação.

REFERÊNCIAS

[1] J.-P. Jaccoud, (1987)"Armatura Minimale Pour Le Contrôle De La Fissuration Des Structures En Béton," École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[2] P. Santos, G. Laranja, P. M. França, and J. R. Correia, (2013)"Ductility and moment redistribution capacity of multi-span T-section concrete beams reinforced with GFRP bars," *Constr. Build. Mater.*, vol. 49, pp. 949–961.

[3] A. F. Ashour and M. N. Habeeb, (2008)"Continuous concrete beams reinforced with CFRP bars," *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.*, vol. 161, no. 6, pp. 349–357.

[4] M. Curbach and F. Jesse, (1999)"High-Performance Textile-Reinforced Concrete," *Struct. Eng. Int.*, vol. 4, pp. 289–291.

[5] J. Hegger, N. Will, and K. Rüberg, (2007)"Textile Reinforced Concrete – A new Composite Material," *Advances in Construction Materials*, pp. 147–156.

[6] D. Arboleda, (2014)"Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composites for Infrastructure Strengthening and Rehabilitation: Characterization Methods," University of Miami.

[7] J. Appleton, (2013)"Avaliação do comportamento em serviço e verificação da segurança aos estados limites de utilização," in *Estruturas de betão*, Amadora: ORION, pp. 463–536.

[8] B. Plaggenborg and S. Weiland, (2008)"Textile-reinforced concrete with high-performance carbon fibre grids," *JEC Compos.*, no. 44, pp. 32–35.

[9] J. Hegger, C. Goralski, and C. Kulas, (2010)"A slender pedestrian bridge made of textile reinforced concrete," *Large Struct. Infrastructures Environ. Constrained Urban. Areas*, pp. 156–157.

[10] A. Scholzen, R. Chudoba, and J. Hagger, (2014)"Thin-walled shell structures made of textile-reinforced concrete Part I : Structural design and construction," *Structural Concrete*, pp. 106–114.

[11] P. Hajek, M. Novotna, A. Chira, C. Fiala, T. Vlach, and L. Laiblova, (2015)"Challenge of textile reinforced high performance concrete for sustainable construction," *Concr. Innov. Des. fib Symp. Copenhagen*.

[12] M. Curbach, S. Ortlepp, P. Offermann, T. Engler, A. Brückner, and M. Kratz, (2003)"Development of a large-sized , thin-walled , textile reinforced façade panel," *Concr. Reinf. Concr. 98*, no. 6, pp. 345–350.

[13] E. Simonsson, (2017)"Complex shapes with textile reinforced concrete," Chalmers University of Technology.

[14] S. De Santis, F. Giulia, G. De Felice, and C. Poggi, (2017)"Test methods for Textile Reinforced Mortar systems," *Compos. Part B*, vol. 127, pp. 121–132.

[15] J. Hegger, N. Will, O. Bruckermann, and S. Voss, (2006)"Load – bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete," *Mater Struct*, pp. 765–776.

[16] A. Scholzen, R. Chudoba, and J. Hegger, (2014)"Thin-walled shell structures made of textile-reinforced concrete Part II : Experimental characterization , ultimate limit state assessment and numerical simulation," *Structural Concrete*, pp. 115–124.

[17] C. Chastre, (2014)"Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de betão-potencialidade e limitações," in *REHABEND 2014-Congresso Latinoamericano" Patología de la construcción, Tecnología de la rehabilitacíon y gestión del patrimonio"*.

[18] Y. Sawada and A. Shindo, (1981)"Clamping Methods for Tensile Test of Carbon fiber Strand,"

J. Compos. Mater., vol. 15, no. November, pp. 582–590.
[19] G. I. Colombo, A. Magri, G. Zani, M. Colombo, and M. di Prisco, (2013)"Textile Reinforced Concrete : experimental investigation on design parameters," *Mater. Struct.*, pp. 1933–1951.
[20] P. K. Ilankeeran, P. M. Mohite, and S. Kamle, (2012)"Axial Tensile Testing of Single Fibres," *Modern Mechanical Engineering*, vol. 2, no. 4, pp. 151–156.
[21] T. Ohta, K. Yamaguchi, K. Samizo, A. Ohta, and K. Harada, (2001)"Fundamenteal studied on mechanical properties of UCCF cables for UCAS methodn Singapore," *26th Conf. OUR WORLD Concr. Struct.*, pp. 521–526.
[22] T. Ohta, R. Djamaluddin, S. Seo, T. Sajima, and K. Harada, (2001)"Evaluation of Tensile Strength of Unresin Continuous Carbon Fiber Cables as Tensile Reinforcement for Concrete Structures," *Mem. Fac. Eng. Kyushu Univ.*, vol. 62, no. 4, pp. 180–190.
[23] Comité Européen de Normalisation, (2001)"Cement–Part 1: Composition, specification and conformity criteria for common cements," *Eur. Stand. EN 197-1*.
[24] Comité Européen de Normalisation, (1999)"Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)," *Eur. Stand. EN 1015-3*.
[25] Comité Européen de Normalisation, (2009)"Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens," *Eur. Stand. EN 12390–3*.
[26] Comité Européen de Normalisation, (2009)"Testing hardened concrete - Part 5: Flexural strength of test specimens," *Eur. Stand. EN 12390–5*.
[27] R. Neves, (2000)"Betões reforçados com fibras de aço. Modelação do comportamento à compressão uniaxial," Instituto Superior Técnico.
[28] American Concrete Institute, (2004)"Cracking of Concrete Members in Direct Tension," *ACI Committee 224*. .
[29] U. Reisgen, J. Schoene, M. Schleser, A. Keil, and J. Jeřábek, (2010)"Theoretical And Experimental Investigations On Textile-Reinforced Concrete Spalling Behavior," *Int. RILEM Conf. Mater. Sci. - MARSCI*, vol. I, pp. 153–162.
[30] T. Ohta, R. Ojamaluddin, S. Hino, and A. Ohta, (2001)"Studies on behaviour of concrete beam reinforced by UCAS method," *26th Conf. OUR WORLD Concr. Struct.*, pp. 513–520.
[31] F. G. Carozzi *et al.*, (2017)"Experimental investigation of tensile and bond properties of Carbon-FRCM composites for strengthening masonry elements," *Compos. Part B Eng.*, vol. 128, pp. 100–119.
[32] M. De Munck *et al.*, (2018)"Influence of environmental loading on the tensile and cracking behaviour of textile reinforced cementitious composites," *Constr. Build. Mater.*, vol. 181, pp. 325–334.
[33] T. Brockmann, (2007)"Mechanical and Fracture Mechanical Properties of Fine Grained Concrete for TRC Structures," *Adv. Constr. Mater. 2007*, vol. Part II, pp. 119–129.
[34] Comité Euro-international du Béton and R. Favre, (1985)*CEB Design Manual on Cracking and Deformations*. Lausanne: École polytechnique fédérale de Lausanne.

Influência da resistência do betão e da rigidez e rugosidade dos agregados nas resistências à compressão e à tração da ITZ agregados/matriz ligante


Tiago Simões[1]


Hugo Costa[2]


Eduardo Júlio[3]

RESUMO

O comportamento do betão é conhecido ao nível macroscópico. Considerando o material homogéneo, as suas propriedades mecânicas estão amplamente caracterizadas. Com o desenvolvimento de equipamentos de avaliação experimental mais evoluídos, o estudo do betão tem sido complementado ao nível microscópico, fornecendo informação da constituição química do betão e dos elementos e ligações a esta escala. Uma terceira abordagem, a um nível intermédio, designado por mesoscópico, centra-se nas interações entre os constituintes do betão, permitindo discretizar o betão em três fases: a matriz ligante (ML); os agregados; e as zonas de transição interfacial (ITZ – Interfacial Transition Zone) agregados/matriz. As propriedades da matriz e dos agregados podem ser determinadas através de ensaios normalizados adequados a este tipo de componentes, mas as propriedades da ITZ, principalmente as resistências mecânicas agregado/matriz, são de mais difícil avaliação e constituem zonas críticas do comportamento do betão, sendo o seu comportamento mecânico de extrema importância.

Com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico da ITZ, em termos de resistências à tração e à compressão, e os respetivos modos de rotura, foram idealizados ensaios específicos, considerando variações, tanto ao nível da matriz ligante (resistência à compressão – entre 20 e 100 MPa), como ao nível dos agregados (material e rugosidade superficial). Evidencia-se que o comportamento da ITZ à tração, no caso de agregados com uma rigidez próxima da das ML, pode ser previsto de uma forma linear, em função da resistência da ML. Relativamente ao comportamento à compressão da ITZ, para os agregados com rigidez muito diferente da das ML, ocorrem roturas prematuras nos provetes, precipitadas pelo excesso ou pela ausência de deformação dos agregados. O comportamento mais eficiente em termos de resistência das interfaces ocorre com os agregados que possuem rigidez mais próxima da das ML.

Palavras-chave: ITZ agregados/matriz ligante; resistência do betão; rigidez e rugosidade dos agregados; resistências mecânicas da ITZ.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. tiago.dias.simoes@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, DEC-IPC, Coimbra, Portugal; CERIS. hcosta@isec.pt
[3]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal; CERIS. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

O comportamento do betão envolve uma interação química e física entre os seus constituintes e o comportamento destes e os mecanismos de rotura envolvem processos que podem ser analisados em várias escalas espaciais [1–3]. O betão é um material heterogéneo composto simplificadamente por três fases: a matriz ligante (ML), os agregados, e as zonas de transição interfacial (ITZ) entre os anteriores [4–6]. Assim, contrariamente ao que é admitido na análise macroscópica do betão, no estudo das interfaces, quer seja entre a fibra e a pasta ou entre os agregados e a pasta, o betão deixa de ser considerado um material homogéneo e as interações entre as fases descritas anteriormente têm de ser consideradas no estudo. Neste domínio, é particularmente interessante conhecer as propriedades específicas de cada uma das fases, sendo que as propriedades da ITZ são as mais difíceis de determinar experimentalmente e, por esta razão, esta é a fase sobre a qual há menos estudos publicados de caraterização experimental. Contudo, têm sido realizado alguns trabalhos com o objetivo de estudar o comportamento geral do betão e dos seus mecanismos de rotura, a partir de análises comportamentais decorrentes da interação entre as diversas fases do betão [7,8].

A compreensão dos processos de interação entre as diversas fases do betão e dos mecanismos de fendilhação são de extrema importância, pois mesmo pequenas ocorrências não pretendidas ao nível dos seus constituintes e das suas interações, podem ser amplificadas e representar uma situação chave no comportamento macroscópico do betão e, até, no comportamento das estruturas [9].

Relativamente à lei-constitutiva, a pasta de cimento e os agregados apresentam individualmente um comportamento linear elástico e frágil, com uma deformação reversível até um determinado nível, seguido de uma rotura brusca. Em contrapartida, o betão apresenta um comportamento menos frágil. A capacidade de carga continua a aumentar além do limite elástico e existe uma diminuição progressiva da resistência após a carga de pico, embora dependente da composição das solicitações. Este comportamento deve-se ao desenvolvimento de microfendilhação, a qual ocorre predominantemente na ITZ agregado/pasta. Este fenómeno é já conhecido, existindo um consenso generalizado sobre a importância da ITZ no comportamento do betão, assim como a consideração de que esta é a fase mais delicada do comportamento do betão [10].

Os principais objetivos definidos no presente estudo foram os seguintes:

- Avaliar de que forma evolui o comportamento da ITZ agregado/pasta, quando sujeita a forças de tração e compressão, em função das propriedades da ML e dos agregados;
- Verificar os modos de rotura da ITZ agregado/pasta e estabelecer explicações fundamentadas para as roturas experienciadas.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Produção dos provetes e "set-up" de ensaio

Com o objetivo de analisar o comportamento da interface agregado/pasta e de estudar de que forma os principais parâmetros, como a resistência à compressão da ML, a rigidez dos agregados e a sua rugosidade influenciam esse mesmo comportamento, foram concebidos diversos ensaios experimentais onde se tentou recriar esforços de tração e compressão na ITZ, de forma a averiguar a resposta desta zona em função da ação aplicada.

Os provetes para os ensaios de tração consistiram em dois cubos adjacentes de ML, com 10 cm de aresta, sem adesão entre si e ligados apenas por um conjunto de agregados de um material específico. Para o efeito, foram colocados, numa placa de k-line quadrada com 10 cm de aresta, 4 agregados esféricos/arredondados, de aproximadamente 20 mm de diâmetro, com um espaçamento entre si de 20 mm (e também a 20 mm dos bordos da peça – Figura 1). Esta placa foi revestida por uma película polimérica autocolante de forma a evitar a adesão à ML.



Figura 1. Pormenor de exemplificação da colocação dos agregados no k-line.

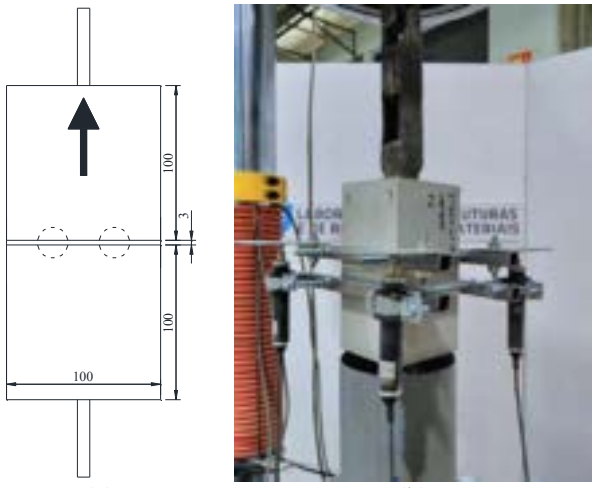
A placa com os agregados cravados foi colocada num molde metálico com as dimensões finais do provete, o que permitiu fixá-la sem que esta se movesse, de forma a se conseguir betonar um provete simultaneamente dos dois lados, como se pode observar na Figura 2. Nos provetes para os ensaios de tração foi também embebido um varão de aço para conectar ao equipamento de ensaio em cada uma das metades do provete.



(a) (b)

Figura 2. Produção dos provetes com agregados na ITZ: a) preparação do molde: b) após a betonagem.

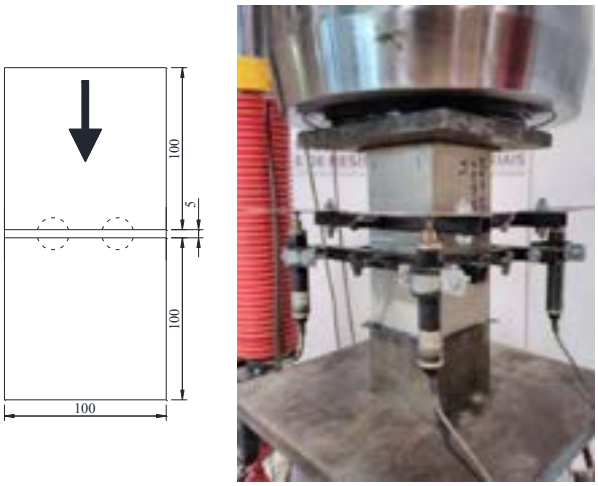
Os provetes foram desmoldados 24 horas após a betonagem e colocados numa câmara climática à temperatura de 20 °C e humidade relativa de 70 %. Por fim, foram retirados da câmara 24 horas antes da realização dos ensaios, os quais foram realizados aos 28 dias de idade. Foi aplicada uma força de tração em uma das extremidades através de um servo-atuador hidráulico (Figura 3a), a uma velocidade de 0,1 mm/min. Optou-se por um controlo de deslocamento a uma velocidade reduzida pois previa-se que as resistências obtidas seriam muito baixas e registadas para pequenos valores de deslocamentos. A outra extremidade do provete encontrava-se fixa no equipamento de ensaio.



(a) (b)

Figura 3. Esquemas de ensaio utilizados: a) dimensões e aplicação da força de tração no provete; b) montagem do provete de tração no equipamento de ensaio.

A aquisição de dados baseou-se na recolha dos valores da força aplicada, através de uma célula de carga conectada ao equipamento de ensaio, com uma exatidão de 0,16 % do valor medido e dos valores dos deslocamentos sofridos pelo provete. Estes foram medidos através de 4 LVDTs colocados ao longo de cada uma das arestas longitudinais do provete, de forma a medir o deslocamento em cada um dos cantos, como se ilustra em perspetiva nas Figura 3b e Figura 4b, respetivamente para tração e compressão. Nos ensaios de compressão, o deslocamento (Figura 4a) foi aplicado a uma velocidade de 0,2 mm/min, sendo os restantes procedimentos semelhantes. O tipo de monitorização utilizada permitiu analisar a interface agregado/pasta e, em particular, determinar a resistência da ligação.



(a) (b)

Figura 4. Esquemas de ensaio utilizados: a) dimensões e aplicação da força de compressão no provete; b) montagem do provete de compressão no equipamento de ensaio.

2.2 Propriedades dos materiais

Na produção dos provetes foram consideradas cinco ML com resistências à compressão de aproximadamente 20, 40, 60, 80 e 100 MPa. Nas interfaces foram colocados cinco tipos específicos de agregados, cujas propriedades se descrevem de seguida, o que resultou em cinco séries de ensaio, uma para cada tipo de agregado, tendo cada uma destas igualmente cinco variações de resistência. Para cada uma das situações foram produzidos dois provetes para cada tipo de ensaio (tração e compressão). Na produção das ML foram utilizados três tipos de cimento: CEM II/B-L 32.5N; CEM II/A-L 42.5R; e CEM I 52.5R. Para completar as matrizes ligantes foram adoptados, para além do cimento, um superplastificante de terceira geração (baseado em polímeros de éter policarboxílico) e água. Para completar as misturas definidas, foram usadas uma areia siliciosa fina (0/1 mm) e uma areia siliciosa média (0/4 mm). As proporções dos constituintes das ML produzidas podem ser consultadas no Quadro 1 e as suas propriedades no Quadro 2.

Quadro 1. Proporções dos constituintes das ML [kg/m^3].

Mistura	*CEM II/B-L 32,5N*	*CEM II/A-L 42,5R*	*CEM I 52,5R*	*Glenium® Sky 526*	*Água*	*AF*	*AM*
20	366,5	-	-	0,92	253,6	341,5	1148,8
40	-	431,3	-	1,94	248,3	303,5	1200,8
60	-	554,8	-	3,88	229,8	191,8	1257,7
80	-	662,5	-	6,29	212,1	97,1	1312,1
100	-	-	788,6	10,25	204,0	-	1335,8

Quadro 2. Propriedades das ML finais.

	7 dias		*28 dias*		
Mistura	*Resistência à tração* [MPa]	*Resistência à compressão* [MPa]	*Resistência à tração* [MPa]	*Resistência à compressão* [MPa]	*Módulo de elasticidade* [GPa]
20	4,0	15,4	5,0	19,0	18,8
40	8,5	29,9	9,7	41,4	22,5
60	9,4	48,3	10,7	64,3	24,2
80	10,0	64,3	11,4	81,6	26,3
100	10,4	90,3	14,7	100,4	29,7

Nas interfaces entre as metades dos provetes foram colocados cinco tipos de agregados, em função da sua composição material: polipropileno (EPol – esfera de polipropileno); calcário (Ca – agregado de calcário); granito (Gr – agregado de granito); vidro (EVid – esfera de vidro); e aço (EAço – esfera de aço). Relativamente aos agregados de polipropileno, vidro e aço, foram utilizadas esferas com um diâmetro de 20 mm (Figura 5). As caraterísticas destes materiais encontram-se indicadas no Quadro 3.



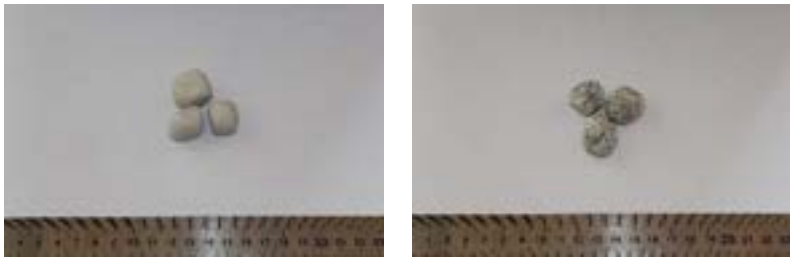
(a) (b) (c)

Figura 5. Agregados esféricos utilizados: a) EPol; b) EVid; c) EAço.

Quadro 3. Propriedades das esferas.

Agregado	*Diâmetro* [mm]	*Módulo de elasticidade* [GPa]	*Densidade* [g/cm^3]
EPol	20	3,2	1,41
EVid	20	72	2,50
EAço	20	200	7,86

No que se refere aos agregados de calcário e granito, foram utilizados agregados rolados (com uma forma entre a esférica e a oval) com aproximadamente 20 mm de diâmetro (Figura 6). As propriedades destes agregados apresentam-se no Quadro 4.



(a) (b)

Figura 6. Agregados rolados utilizados: a) Ca; b) Gr.

Quadro 4. Propriedades dos agregados das interfaces.

Agregado	*Diâmetro* [mm]	*Módulo de elasticidade* [GPa]	*Densidade* [g/cm^3]
Ca	15 – 25	50	2,68
Gr	15 – 25	60	2,62

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios de tração

No caso dos agregados esféricos, os valores da rugosidade foram indicados pelos fabricantes. No caso dos agregados rolados, determinou-se a rugosidade através de um rugosímetro laser, desenvolvido por Santos et al. [11]. No Quadro 5 apresentam-se as médias dos valores medidos da rugosidade dos diferentes agregados considerados.

Quadro 5. Rugosidades médias dos agregados colocados na ITZ

Designação	*Rugosidade média* [µm]
Polipropileno	0,1
Vidro	2,5
Aço	0,1
Calcário	332,5
Granito	390,5

Na Figura 7 apresentam-se os valores médios das cargas de rotura dos ensaios de tração com agregados esféricos na ITZ.

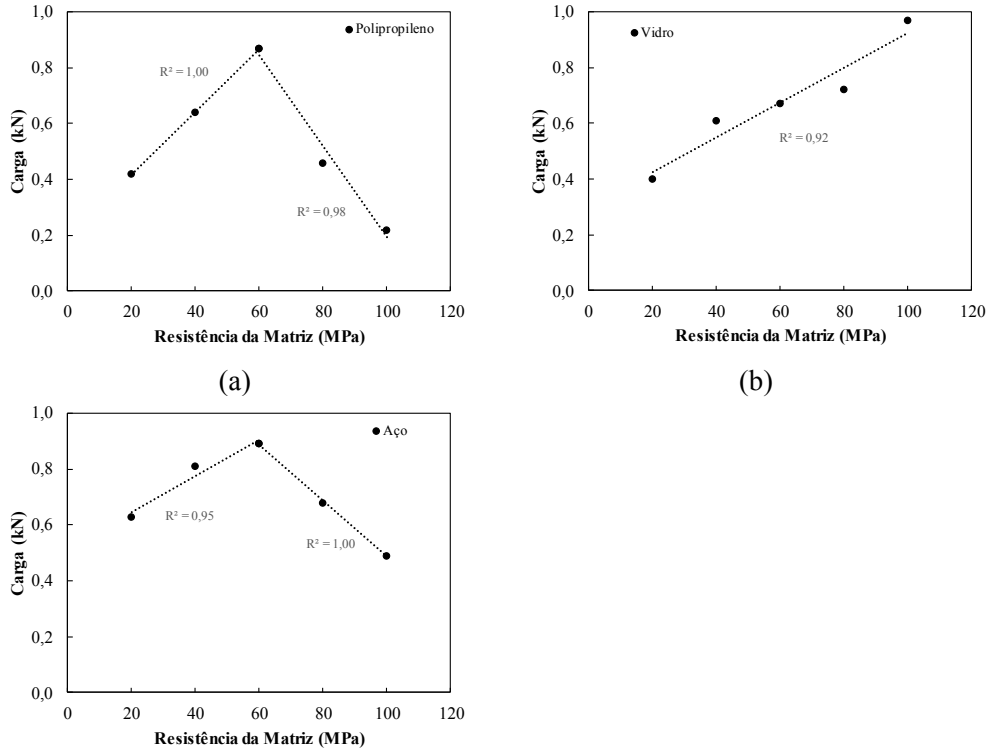


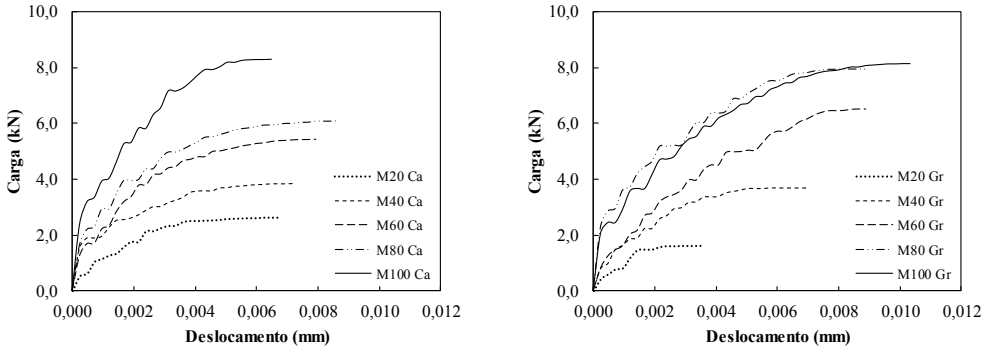
Figura 7. Valores médios das cargas de rotura dos ensaios de tração com agregados esféricos: a) polipropileno; b) vidro; c) aço.

Nos casos dos agregados de polipropileno e de aço, há um aumento da carga de rotura, tendencialmente linear, até à resistência da ML de 60 MPa, seguindo-se uma queda significativa para resistências superiores, registando-se os valores mais reduzidos para a resistência de 100 MPa. Estes agregados, com a rugosidade mais baixa de todos os utilizados, parecem comportar-se de forma semelhante entre si, quando colocados na ITZ, sendo a única diferença o facto de os agregados de aço apresentarem cargas de rotura ligeiramente superiores.

Para os agregados de vidro, a carga de rotura aumenta gradualmente com o acréscimo da resistência à compressão das ML. Contudo, os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza dos das restantes esferas. As misturas de 40, 60 e 80 MPa, produzidas com o mesmo tipo de cimento, apresentam valores entre 0,61 e 0,72 kN, sendo que as outras misturas, produzidas com outros tipos de cimento, apresentam valores mais distantes destes, de 0,40, para a mistura de 20 MPa, e de 0,97, para a mistura de 100 MPa, indiciando que a finura do cimento terá também influência na interface. Verifica-se que, ao diminuir a relação A/C, à medida que se aumenta a resistência da ML, a carga de rotura da ITZ agregado/pasta varia de forma inversa.

Os provetes com agregados rolados na ITZ evidenciaram cargas de rotura e deslocamentos muito superiores aos apresentados anteriormente, devidas à muito superior rugosidade. Na Figura 8, apresentam-se as curvas carga-deslocamento para os provetes com agregados rolados na ITZ.

A configuração das curvas é semelhante, independentemente do agregado ou da resistência da ML. Para resistências mais baixas, os provetes com agregados calcários apresentam maiores deslocamentos. Já para resistências mais elevadas, são os provetes com agregados graníticos que apresentam deslocamentos de maior valor. Estas tendências sugerem que, para resistências mais baixas, os agregados calcários são mais eficientes à tração, ao nível da ITZ, enquanto que, para resistências mais elevadas, são os agregados graníticos a terem uma eficiência superior. Nestes agregados, com uma rigidez mais próxima da rigidez das ML, por comparação com a dos agregados esféricos, a carga de rotura evolui de uma forma aparentemente linear com o acréscimo da resistência à compressão das ML.



(a) (b)

Figura 8. Curvas carga-deslocamento referentes aos provetes de tração com agregados rolados na ITZ: a) calcário; b) granito.

Quanto ao modo de rotura deste tipo de ensaio (Figura 9), este consistiu num descolamento quase perfeito dos agregados da ML, para os agregados esféricos. Para os agregados rolados, nas gamas de resistência mais baixas (20 e 40 MPa), todos os agregados foram arrancados, surgindo então roturas por tração dos agregados (Figura 9b) consoante se aumentou a resistência da ML.



(a) (b)

Figura 9. Modos de rotura: a) descolamento do agregado; b) rotura do agregado.

3.2 Ensaios de compressão

Os ensaios realizados para avaliar o comportamento da ITZ à compressão permitiram o traçado de curvas carga-deslocamento ao nível da interação agregado/pasta. Essas curvas apresentam-se na Figura 10, organizadas por tipo de agregado.

Em termos de rigidez, verificam-se diferenças significativas na fase inicial elástica, em particular nos provetes com agregados Pol, devido à baixa rigidez destes em relação aos restantes. Na maioria das séries, o aumento da rigidez e a redução de ductilidade são evidentes com o aumento da resistência da ML, sugerindo que também a rigidez da ITZ experimente o mesmo fenómeno. Considerando que as propriedades da ITZ estão estreitamente ligadas às caraterísticas da ML, este comportamento parece ocorrer de forma natural. Em termos de deslocamentos globais, não há uma diferença significativa nos valores obtidos pós-pico, embora a carga de pico ocorra para deslocamentos entre 0,2 e 0,5 mm, dependendo da série e da ML.

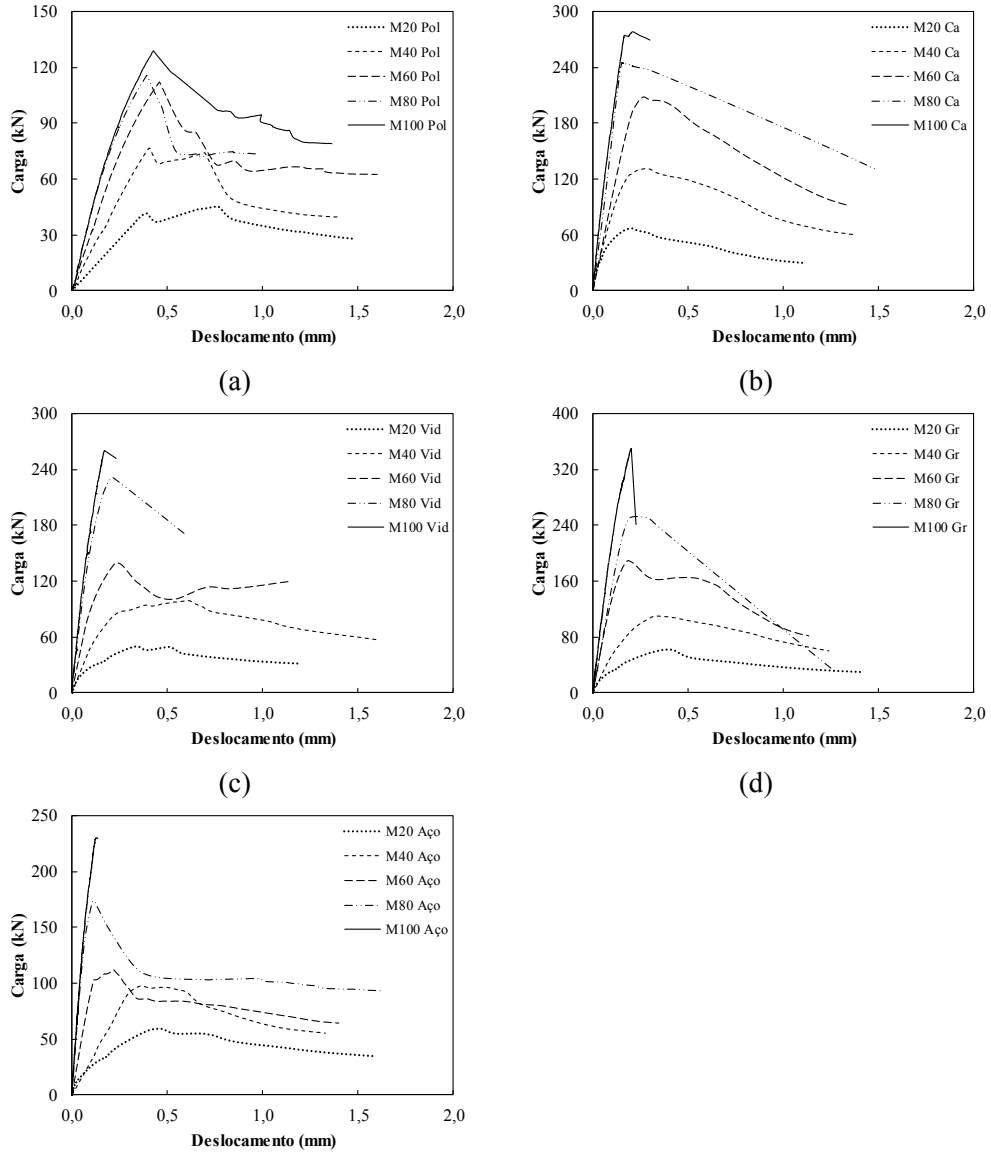


Figura 10. Curvas carga-deslocamento dos ensaios de compressão da ITZ por tipo de agregado: a) polipropileno; b) calcário; c) vidro; d) granito; e) aço.

Comparando a rigidez até à carga de pico, percebe-se que, nos agregados de calcário, granito e vidro, o declive deste primeiro troço é superior comparativamente aos ensaios com agregados de polipropileno, mas entre si (calcário, granito e vidro), não parece haver diferenças significativas. Já a rigidez dos provetes com agregados de aço é ligeiramente superior às restantes, embora de forma menos evidente ao esperado. Apesar de se terem caraterizado as ITZ com apenas 4 agregados por provete, evidencia-se que a resistência e a rigidez da ML têm uma influência muito superior à dos agregados. As observações são particularmente notórias nos provetes com as ML mais resistentes.

Para cada tipo de agregado, os provetes apresentaram geralmente modos de rotura semelhantes, os quais apresentam-se na Figura 11. O que variou neste aspeto foi sobretudo a magnitude dos danos, a qual foi recorrentemente crescente com o aumento da resistência da ML, atendendo a que este é acompanhado do aumento do comportamento frágil e da energia dissipada na rotura.

Como se pode observar, o modo de rotura é semelhante, mesmo para os provetes com agregados diferentes na ITZ. Na Figura 11b, correspondente ao provete com agregados de granito, verifica-se que o dano é superior, quando comparado com o da Figura 11a, correspondente ao provete com agregados de polipropileno, pois as ML representadas são a de 100 MPa, para os agregados de granito, e a de 40 MPa, para os agregados de polipropileno.

No caso dos agregados colocados na ITZ serem de calcário ou granito, há a formação de pequenas fendas perpendiculares, em redor do agregado, provavelmente devido à maior aderência na ITZ, por comparação com os agregados de esferas com baixa rugosidade. Já no caso dos agregados de vidro ou de aço, aparecem fendas maiores a ligar os agregados. Também no caso da rotura dos provetes, parece que os agregados com uma rigidez semelhante à das ML apresentam um comportamento mais eficiente, devido à rugosidade e à aderência superiores na ITZ, conseguindo-se uma melhor dissipação de energia em seu redor, com o aparecimento de maior número de fendas, de menor abertura e comprimento.



(a) (b)

Figura 11. Rotura dos ensaios de compressão da ITZ, por agregado: a) polipropileno; b) granito.

4. CONCLUSÕES

O comportamento à tração das interfaces agregado/pasta é fortemente influenciado pelo tipo de agregados. Nos agregados esféricos, com a rugosidade mais baixa, as interfaces tendem a comportar-se de forma semelhante, sendo a diferença mais evidente o nível de carga de rotura com agregados de aço, ligeiramente superior em relação ao verificado com agregados de polipropileno. A rigidez dos agregados também influencia o comportamento das interfaces, sendo possível, no caso de agregados com uma rigidez próxima da das ML, prever o comportamento em função da resistência à compressão das mesmas, assumindo uma correlação linear. Contudo, no caso de agregados com uma rigidez muito superior, ou muito inferior, à das ML, a evolução da resistência das interfaces com o aumento da resistência das ML não é linear, sendo mais difícil estabelecer uma previsão do seu comportamento.

No comportamento das interfaces à compressão ocorrem singularidades que sugerem ser dependentes da rigidez dos agregados. Para os agregados com rigidez muito diferente da das ML, ocorrem roturas

prematuras nos provetes, precipitadas pela excessiva, ou pela reduzida, rigidez dos agregados. O comportamento mais eficiente em termos de resistência das interfaces ocorre com os agregados que possuem rigidez mais próxima da das ML. Nestes casos, a deformação das interfaces é acompanhada pelos agregados, ou seja, existe compatibilidade de deformações, evitando, ou pelo menos reduzindo, o aparecimento de concentração de tensões, sendo que a maior rugosidade destes agregados garante igualmente maior aderência na ITZ, o que favorece essa compatibilidade. A análise dos resultados sustenta a versatilidade de selecionar, na formulação dos betões, o tipo de agregados e a matriz ligante que propiciam as propriedades pretendidas, ao nível da ITZ do betão, mais adequadas às aplicações específicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento do projeto PTDC/ECM/119214/2010 (Concrete Behaviour at Meso-Scale) e pelo financiamento da bolsa individual SFRH/BD/84355/2012. Agradecem também às empresas que ofereceram materiais utilizados nestes ensaios, nomeadamente, Secil, Argilis, BASF e Bekaert.

REFERÊNCIAS

[1] H. Wang, G. He, M. Xia, F. Ke, Y. Bai, Multiscale coupling in complex mechanical systems, Chem. Eng. Sci. 59 (2004) 1677–1686. doi:10.1016/j.ces.2004.01.024.

[2] Y.L. Bai, H.Y. Wang, M.F. Xia, F.J. Ke, Statistical Mesomechanics of Solid, Linking Coupled Multiple Space and Time Scales, Appl. Mech. Rev. 58 (2005) 372. doi:10.1115/1.2048654.

[3] Y.L. Bai, H.Y. Wang, M.F. Xia, F.J. Ke, Trans-scale mechanics: looking for the missing links between continuum and micro/nanoscopic reality, Acta Mech. Sin. 24 (2008) 111–126. doi:10.1007/s10409-008-0147-0.

[4] P. Grassl, M. Jirasek, Meso-scale approach to modelling the fracture process zone of concrete subjected to uniaxial tension, Int. J. Solids Struct. 47 (2010) 957–968. doi:10.1016/j.ijsolstr.2009.12.010.

[5] C. Zhou, K. Li, F. Ma, Numerical and statistical analysis of elastic modulus of concrete as a three-phase heterogeneous composite, Comput. Struct. 139 (2014) 33–42. doi:10.1016/j.compstruc.2014.04.007.

[6] V.P. Nguyen, M. Stroeven, L.J. Sluys, Multiscale failure modeling of concrete: Micromechanical modeling, discontinuous homogenization and parallel computations, Comput. Methods Appl. Mech. Eng. 201–204 (2012) 139–156. doi:10.1016/j.cma.2011.09.014.

[7] S. Ghosh, J. Bai, P. Raghavan, Concurrent multi-level model for damage evolution in microstructurally debonding composites, Mech. Mater. 39 (2007) 241–266. doi:10.1016/j.mechmat.2006.05.004.

[8] J.F. Unger, S. Eckardt, Multiscale Modeling of Concrete, Arch. Comput. Methods Eng. 18 (2011) 341–393. doi:10.1007/s11831-011-9063-8.

[9] F. Rong, M. Xia, F. Ke, Y. Bai, Adaptive mesh refinement FEM for damage evolution of heterogeneous brittle media, Model. Simul. Mater. Sci. Eng. 13 (2005) 771–782. doi:10.1088/0965-0393/13/5/010.

[10] K. Scrivener, A. Crumbie, P. Laugesen, The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete, Interface Sci. 12 (2004) 411–421. doi:10.1023/B:INTS.0000042339.92990.4c.

[11] P. Santos, Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers, Universidade de Coimbra, 2009.

Determinação de Coeficientes de Rugosidade de Interfaces Betão-Betão Através de Ensaios de Corte Inclinado de Ângulo Variável


José Maria Raposo[1]


Luís Costa Neves[2]


Eduardo Júlio[3]

RESUMO

Os tipos de ensaios existentes para a caracterização da interface entre betões de diferentes idades têm limitações, não permitindo a avaliação direta e separada dos quatro mecanismos envolvidos: adesão; atrito; imbricamento mecânico e efeito de ferrolho.

Com base na teoria do corte-atrito e da análise do estado de tensão na interface, os autores conceberam uma combinação de ensaios que possibilita determinar separadamente coeficientes que caracterizam a adesão e o atrito, os quais dependem fundamentalmente da rugosidade. A metodologia proposta consiste em realizar ensaios de corte inclinado com diferentes rugosidades da interface conjugadas com diferentes valores de ângulo entre as superfícies.

A variação da rugosidade em grupos de ensaios e a determinação daqueles coeficientes para uma dada interface permite avaliar quantitativamente (por uma expressão numérica) esses coeficientes em função de parâmetros que traduzam a rugosidade.

Neste artigo são apresentados resultados de conjuntos de ensaios efetuados segundo aquela metodologia. Foram realizados 20 ensaios de corte inclinado, onde se variou o ângulo da interface entre 20 e 30º (mantendo constante a linha de ação da carga aplicada) e ainda o tipo de interface, que se caracterizava por diferentes rugosidades (lisa, com rugosidade natural, e com rugosidade aumentada por incorporação de retardador de presa). As diferentes rugosidades foram medidas e classificadas através de leituras com rugosímetro laser [1], desenvolvido pelo grupo de trabalho em que os autores se inserem. Os resultados obtidos, embora viabilizando a metodologia proposta, são ainda insuficientes para se propor uma abordagem mais abrangente e fiável.

Palavras-chave: interfaces betão-betão, teoria do corte-atrito, coeficientes de rugosidade; ensaios de corte inclinado.

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal; e-mail: josemraposo@tecnico.ulisboa.pt
[2]INESCC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal; e-mail: luis@dec.uc.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal; e-mail: eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

O ensaio de corte inclinado *(slant shear test)* consiste num teste de aderência entre dois volumes de betão executados em duas fases: um primeiro volume é executado com uma superfície tratada conforme a situação que se pretenda simular, e um segundo volume é betonado sobre este primeiro já endurecido. Estes volumes são dispostos e comprimidos de tal forma que o estado de tensão ao longo da interface é aproximadamente uniforme e simula a situação real do betão no modo de rotura por adesão, no qual a interface está submetida a compressão combinada com corte. Além disso, este ensaio permite um fácil cálculo das tensões da interface a partir das forças aplicadas sobre os provetes. A Figura 1 apresenta um esquema ilustrativo deste tipo de ensaio.

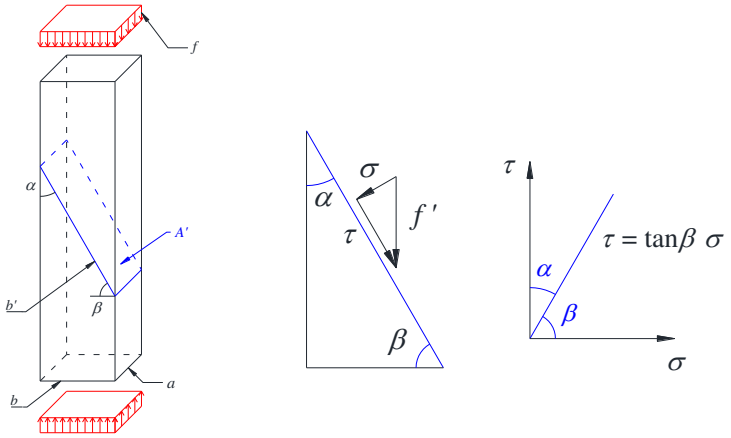


Figura 1. Ensaios de corte inclinado: decomposição da tensão na interface para um dado ângulo β.

A força P aplicada por uma célula de carga sobre o provete dará origem a uma tensão uniforme f ($f = P / a.b$) que terá como limite a tensão resistente do betão à compressão, f_c. A tensão ao longo da interface f_i será aproximadamente uniforme e o seu valor médio poderá ser determinadas por:

$$f_i = \frac{P}{A'} = \frac{P\cos\beta}{a.b} = f\cos\beta \tag{1}$$

Esta tensão será decomposta numa tensão média normal à interface σ e numa tensão tangencial τ:

$$\sigma = f_i \cos\beta = f\cos^2\beta \tag{2}$$

$$\tau = f_i \ \text{sen}\beta = f\ \text{sen}\beta\ \cos\beta \tag{3}$$

Assim, a cada valor de força aplicada P, corresponde um dado valor de tensão f que criará um par de valores σ e τ na interface, que têm a relação fixa ilustrada na Figura 1 dada por:

$$\tau = \sigma\tan\beta \tag{4}$$

Estes pares de valores variam conforme o ângulo β e, para uma mesma força aplicada, os valores das tensões das diversas facetas da peça formam um semicírculo, como representado na Figura 2 a).

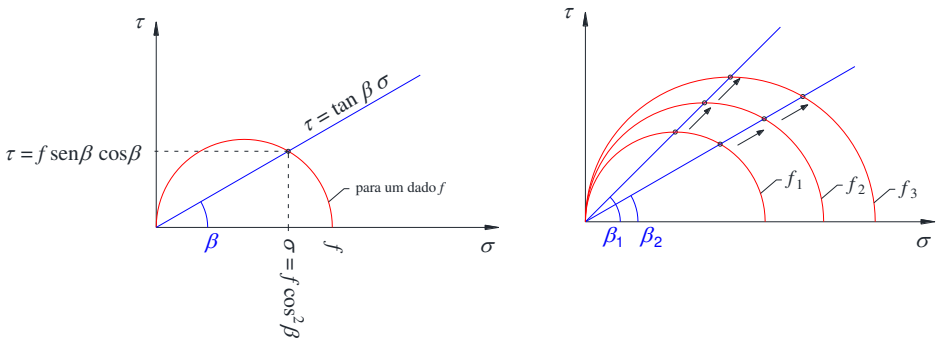


Figura 2. a) Relação entre as tensões na interface para uma dada força f e um dado ângulo β.
b) Variação das tensões na interface com o ângulo β e a força aplicada.

À medida que a força aplicada aumenta, as tensões na interface também aumentam segundo estes semicírculos e segundo o ângulo da interface, como ilustra a Figura 2 b). As expressões para a previsão da resistência ao corte τ_r de interfaces do Model Code [2] e do Eurocódigo 2 [3], simplificadas para situações em que não estão presentes armaduras a atravessar a interface, resultam na seguinte expressão:

$$\tau_r = c_a f_{ct} + \mu \sigma \quad (5)$$

A Eq. (5) pode ser representada como uma reta que interseta a origem em c (com $c = c_a f_{ct}$) e com inclinação igual a arctanμ. Esta reta impõe um limite ao crescimento do par de valores σ–τ na interface (que vão crescendo ao longo da reta representada a azul na Figura 3, conforme o ângulo β da interface).

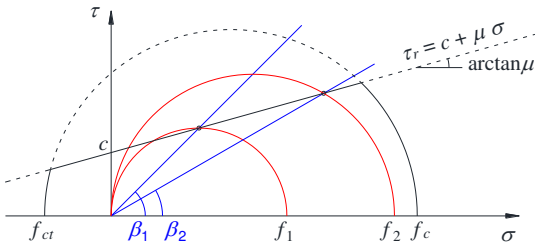


Figura 3. Limites de resistência no provete para diferentes ângulos de interface β.

A rotura dá-se na interseção da Eq. (4) (reta azul) com o limite de rotura da Eq. (5) (representada a preto). Torna-se evidente como uma pequena diferença nos ângulos da interface β dá origem a forças requeridas para se atingir a rotura notoriamente diferentes, tanto mais quanto mais se aproxime o ângulo β do ângulo da reta de rotura (arctanμ).

Na Figura 3 é também representado o círculo (exteriormente, a preto) da envolvente da rotura monolítica que corresponde ao limite imposto pelas características do próprio betão. O provete entrará em rotura quando nalguma das suas facetas for atingido o limite de resistência representado neste círculo. Quando na faceta de ângulo $\beta = 0°$ (em que $\sigma = f$ e $\tau = 0$), a tensão atinge o valor f_c, o betão entra em rotura por compressão.

Deste modo, os resultados dos ensaios de corte inclinado dependem apenas de: i) Resistência à tração do betão, f_{ct} (os ensaios de corte inclinado são acompanhados de ensaios de resistência sobre cubos da mesma amassadura dos utilizados nos ensaios, podendo-se utilizar a relação definida pelo Eurocódigo 2 para betões de classe inferior a C50/60 $f_{ctm} = 0{,}30\, f_{ck}^{\,2/3}$). ii) Rugosidade da interface, da qual dependem os coeficientes de rugosidade c e μ.

A relação entre os coeficientes acima referidos e a rugosidade não se encontra perfeitamente definida nos regulamentos. No Eurocódigo 2 [3] são propostos valores a partir duma abordagem qualitativa, resumida no Quadro 1. No Model Code [2] a abordagem é praticamente idêntica.

Quadro 1. Valores dos coeficientes que dependem da rugosidade da junta.

Tipo de superfície	*Coeficiente de adesão* c_a	*Coeficiente de atrito* μ
Muito lisa	0,025 a 0,10	0,5
Lisa	0,20	0,6
Rugosa	0,40	0,7
Indentada	0,50	0,9

São dados os seguintes exemplos para a classificação do tipo de superfície:

i) Muito lisa: uma superfície moldada por aço, plástico ou por molde de madeira especialmente preparados;
ii) Lisa: uma superfície extrudida ou executada com moldes deslizantes, ou executada sem cofragem e não tratada após a vibração;

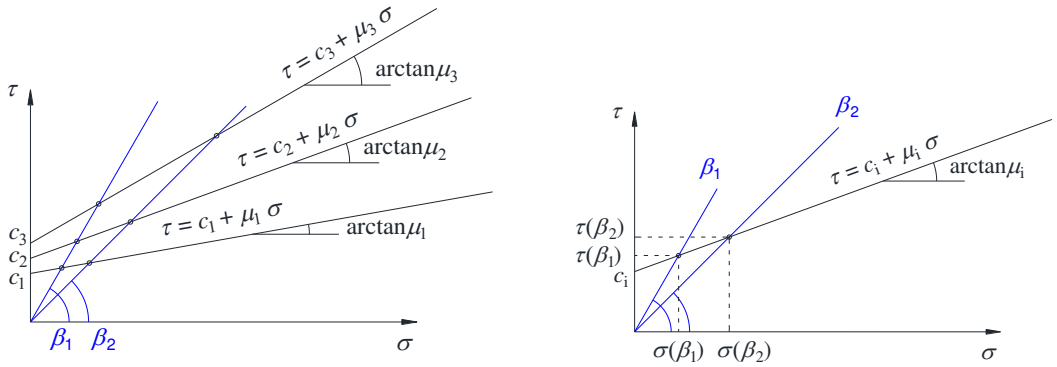
iii) Rugosa: uma superfície com rugosidade de pelo menos 3 mm de altura e espaçadas de 40 mm obtidas por meio de raspagem, de jato de água, ar ou areia ou por meio de quaisquer outros métodos de que resulte um comportamento equivalente.

Os pontos que compõem cada um dos círculos vermelhos da Figura 3 traduzem os valores σ–τ, num dado estado de tensão, para cada faceta num ponto da peça monolítica. No caso dos ensaios de corte inclinado em peças com uma dada interface, a faceta em questão é uma única faceta determinada. Assim, a rotura dá-se quando o círculo do estado de tensão atinge o valor limite da resistência da interface precisamente na faceta correspondente ao ângulo em que se encontra a interface.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como se pode concluir da análise anterior, não é possível extrair a relação entre a rugosidade das interfaces e a resistência ao corte longitudinal apenas com a variação da rugosidade da interface em ensaios de corte inclinados. Tendo em conta que a força necessária para a rotura neste tipo de ensaios, para um dado tipo de interface, varia com o ângulo desta, concebeu-se um programa de ensaios de corte inclinado com provetes com diversos tipos interfaces (foram definidos 3 tipos) e com dois diferentes ângulos para cada uma das rugosidades obtidas nesses tipos de interface.

Garantindo que a rotura se dá sempre pela interface, os coeficientes de rugosidade c e μ, que definem a reta correspondente a cada tipo de rugosidade de interface (R_1, R_2 e R_3), poderão ser obtidos pelos pares de valores de σ–τ resultantes dos ensaios para cada ângulo β (β_1 e β_2), como ilustra a Figura 4 a).



a) b)

Figura 4. a) Pares de valores σ–τ necessários para traçar as retas de rotura por corte longitudinal para diferentes tipos de interface. b) Obtenção da reta de rotura correspondente a um tipo de rugosidade através de ensaios de corte inclinados com dois ângulos diferentes.

Para cada uma das três interfaces, com uma dada rugosidade constante e traduzida por um parâmetro do perfil de rugosidade R_i (i = 1 a 3), obtém-se com os ensaios um valor médio da força de rotura P para cada um dos dois ângulos β.

Através das equações (2) e (3) determinam-se os pares de valores τ–σ para cada ângulo. A partir da função geométrica correspondente à reta que passa nesses pontos (Figura 4 b)), obtêm-se os coeficientes de rugosidade c_i e μ_i correspondentes a cada tipo de interface:

$$\mu_i = \frac{\tau(\beta_2) - \tau(\beta_1)}{\sigma(\beta_2) - \sigma(\beta_1)} \tag{6}$$

$$c_i = \tau(\beta_2) - \mu_i\, \sigma(\beta_2) = \tau(\beta_1) - \mu_i\, \sigma(\beta_1) \tag{7}$$

Com o objetivo de obter expressões que relacionem de forma quantitativa a rugosidade das interfaces (traduzido num dado parâmetro R do perfil de rugosidade) com os coeficientes de rugosidade c e μ (que entram na expressão de cálculo da resistência ao corte longitudinal), definiram-se três tipos de

rugosidade de forma a poder traçar uma curva por regressão que passe pelos valores obtidos, conforme ilustrado na Figura 5.

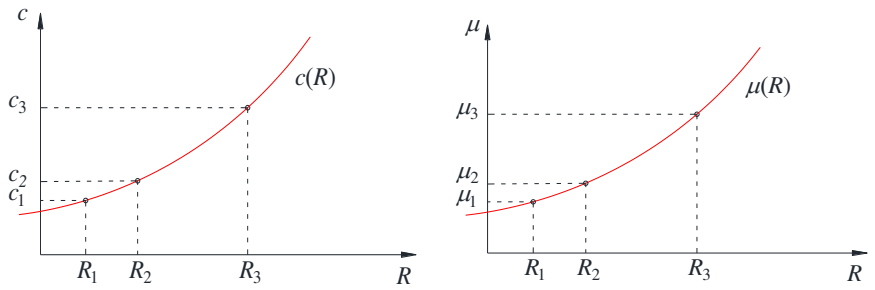


Figura 5. Interpolação dos coeficientes de rugosidade c e μ para análise quantitativa da influência do perfil de rugosidade.

Para concretizar os ensaios de corte inclinado de dois diferentes ângulos, foi tomada como referência a otimização de geometria estudada por Clímaco e Regan [4], pelo que se escolheram os ângulos $\alpha = 20°$ e 30° relativos à direção da força aplicada (a que corresponde o ângulo complementar $\beta = 90° - \alpha$ de 70° e 60° respetivamente). Foram executados provetes com dimensão 150x150x600 mm^3 e tomaram-se os seguintes tipos de interface:
- SL: superfície lisa: com o fim de obter resultados representativos de baixos valores de resistência ao corte, foram montadas cofragens metálicas, com chapas dispostas na inclinação pretendida para a interface, de modo a obter superfícies muito lisas por betonagem contra chapa metálica (Figura 6).



Figura 6. Montagem dos perfis com superfície lisa (SL).

- ST: superfície sem tratamento: foram montadas cofragens metálicas sobre apoios de modo a obter provetes com o ângulo da superfície pretendido. Depois de betonada a peça, apenas se alisou o betão com uma espátula, deixando a superfície sem mais tratamento (Figura 7). Procurou-se, deste modo, obter um tipo de rugosidade tal que os valores obtidos para a carga de rotura respetiva sejam intermédios relativamente aos outros dois tipos de interface.

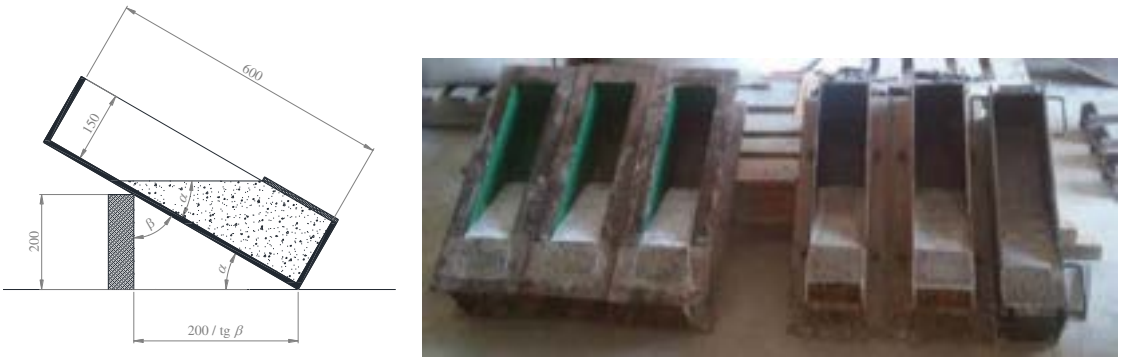


Figura 7. Montagem dos perfis com superfície sem tratamento (ST).

- RP: superfície rugosa com retardador de presa: para se obterem valores na tensão de rotura por corte claramente superiores aos anteriores, mas que não fossem tão elevados que ultrapassassem os valores de resistência à rotura do provete por compressão, procurou-se uma forma de obter superfícies com pequena rugosidade e cuja execução fosse expedita e não acarretasse fenómenos de microfissuração. O método escolhido foi o da aplicação de um retardador de presa próprio para aplicação nas superfícies de betão acabadas de betonar (Figura 8). Com este método, passadas 24 h, consegue-se obter uma superfície rugosa através de uma simples passagem de escovas com água a correr sobre a superfície tratada. Com esta escovagem os componentes mais finos do betão na superfície são removidos, deixando parcialmente salientes alguns agregados. O produto químico aplicado foi fornecido pela Labo Portugal S.A. e é designado por *Priti Vert*, tendo a particularidade de poder ser aplicado diretamente sobre a superfície do betão fresco.



Figura 8. Montagem dos perfis com superfície rugosa com retardador de presa (RP).

Para prever os valores que seriam atingidos nos ensaios, foram feitos cálculos preliminares tomando 40 MPa como tensão de rotura à compressão e 3,0 MPa para tensão de rotura à tração.

Foi determinado o doseamento das componentes do betão a utilizar de modo a que o valor expectável da resistência do betão fosse próximo do usado nos cálculos preliminares. O betão foi executado no local com as seguintes quantidades, por metro cúbico: *i*) 320 kg de cimento II 32.5R; *ii*) 421 kg de areia fina (0-2mm); *iii*) 181 kg de areia média (0-4mm); *iv*) 369 kg de bago granítico (0-5mm); *v*) 861 kg de brita granítica (5-15mm); *vi*) 174 litros de água; e *vii*) 1.6 kg de adjuvante. Para cada um dos dois ângulos definidos foram executados e ensaiados quatro provetes com superfície lisa (SL), três com superfície sem tratamento (ST) e três com superfície tratada com retardador de presa (RP). A execução dos provetes foi realizada em quatro fases distintas, e em cada uma utilizou-se um doseamento semelhante das componentes do betão. Nas duas primeiras betonagens foram executadas as metades de cada um dos provetes de 20° e 30°. Passados 56 dias realizaram-se mais duas betonagens para a execução das outras metades dos provetes, betonadas sobre as respetivas superfícies.

Imediatamente antes das betonagens das segundas metades dos provetes, foram realizadas leituras com recurso a um rugosímetro laser 2D [1] desenvolvido pelo grupo de investigação dos autores. Fizeram-se duas leituras para cada um dos três tipos de superfície (SL, ST e RP), escolhendo-se um meio provete de 20° e outro de 30° para cada tipo. O sensor laser utilizado tem um alcance entre os 30 e os 130 mm e uma resolução de 60 μm. Cada uma das medições recorreu a dez leituras ao longo de 200 mm de comprimento. Procurou-se que as dez leituras fossem efetuadas aproximadamente de 15 em 15 mm, de forma a percorrer toda a superfície das interfaces sobre as quais imediatamente depois seriam feitas as betonagens das novas camadas.

3. ANÁLISE DE RESULTADOS

Os ensaios foram realizados numa prensa hidráulica AMSLER 500D74, com capacidade de 500 tf à compressão, a uma velocidade de aplicação da carga de 0,01 mm/s. Em todos os ensaios obtiveram-se roturas adesivas ao longo das superfícies das interfaces. No caso dos provetes com menor rugosidade as superfícies de rotura coincidiram em grande parte com a interface. Já nos ensaios com tratamento com

retardador de presa, a superfície de rotura só em parte coincidiu com a primitiva interface, embora seguisse um trajeto, de forma irregular, ao longo dessa mesma interface.

No Quadro 2 apresentam-se os valores obtidos em cada um dos ensaios. Foram medidas as tensões de rotura à tração f_{ct} a partir de provetes retirados de cada uma das amassaduras efetuadas. Para permitir uma adequada utilização dos dados, determinaram-se os respetivos valores adimensionais, que resultam da divisão das tensões pelas respetivas tensões de rotura à tração de menor valor de cada uma das duas metades do provete ensaiado $f_{ct,min}$, pois o betão mais fraco será o que condiciona a rotura. Cada uma destas tensões é decomposta num par de tensões adimensionais σ'-τ'.

Quadro 2. Resultados dos ensaios de corte inclinado.

Rugosidade	*Ângulo*	*Ensaio*	$f_{ctm,min}$	*Carga de rotura*	$f = P/(a.b)$	$f' = f/f_{ct,min}$	$\tau' = f' \sin\beta \cos\beta$	$\sigma' = f' \cos^2\beta$
			[MPa]	[kN]	[Mpa]	[ ]	[ ]	[ ]
R_1: SL	$\beta_1 = 70°$ ($\alpha_1 = 20°$)	A20 SL-1	3,25	253,33	11,26	3,46	1,11	0,41
		A20 SL-2	3,25	315,85	14,04	4,32	1,39	0,50
		A20 SL-4	3,18	350,55	15,58	4,90	1,57	0,57
	$\beta_1 = 60°$ ($\alpha_1 = 30°$)	A30 SL-1	3,11	272,24	12,10	3,89	1,69	0,97
		A30 SL-2	3,11	348,10	15,47	4,98	2,16	1,24
		A30 SL-3	3,11	281,75	12,52	4,03	1,74	1,01
		A30 SL-4	3,11	393,37	17,48	5,63	2,44	1,41
R_2: ST	$\beta_1 = 70°$ ($\alpha_1 = 20°$)	A20 ST-1	3,11	193,45	8,60	2,77	0,89	0,32
		A20 ST-2	3,11	180,22	8,01	2,58	0,83	0,30
		A20 ST-3	3,11	157,68	7,01	2,26	0,72	0,26
	$\beta_1 = 60°$ ($\alpha_1 = 30°$)	A30 ST-1	3,11	272,24	12,10	3,89	1,69	0,97
		A30 ST-2	3,11	226,97	10,09	3,25	1,41	0,81
		A30 ST-3	3,11	290,28	12,90	4,15	1,80	1,04
R_3: RP	$\beta_1 = 70°$ ($\alpha_1 = 20°$)	A20 RP-1	3,25	637,98	28,35	8,72	2,80	1,02
		A20 RP-2	3,18	631,51	28,07	8,82	2,83	1,03
	$\beta_1 = 60°$ ($\alpha_1 = 30°$)	A30 RP-1	3,11	589,08	26,18	8,43	3,65	2,11
		A30 RP-2	3,11	626,02	27,82	8,95	3,88	2,24
		A30 RP-3	3,11	644,55	28,65	9,22	3,99	2,30

* foram retirados da análise os resultados dos ensaios A20SL-3 e A20RP-2

A Figura 9 ilustra a situação resultante dos ensaios efetuados de acordo com o padrão definido na Figura 4 a): representam-se as linhas de rotura para cada tipo de interface, seguindo a metodologia apresentada anteriormente.

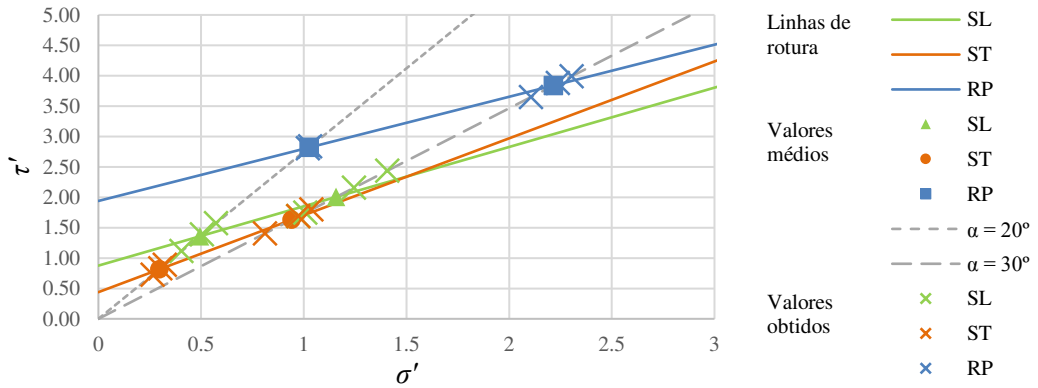


Figura 9. Linhas de rotura para os 3 tipos de rugosidade.

A Figura 10 representa as linhas de rotura obtidas com os ensaios juntamente com as linhas de rotura para os quatro casos previstos no Model Code. Verifica-se que, para baixos valores de compressão sobre a interface, as tensões tangenciais necessárias para se atingir a rotura chegam a ser mais elevadas para a superfície do tipo SL que para o tipo ST. Os valores propostos pelo Model Code encontram-se sempre abaixo dos resultados obtidos.

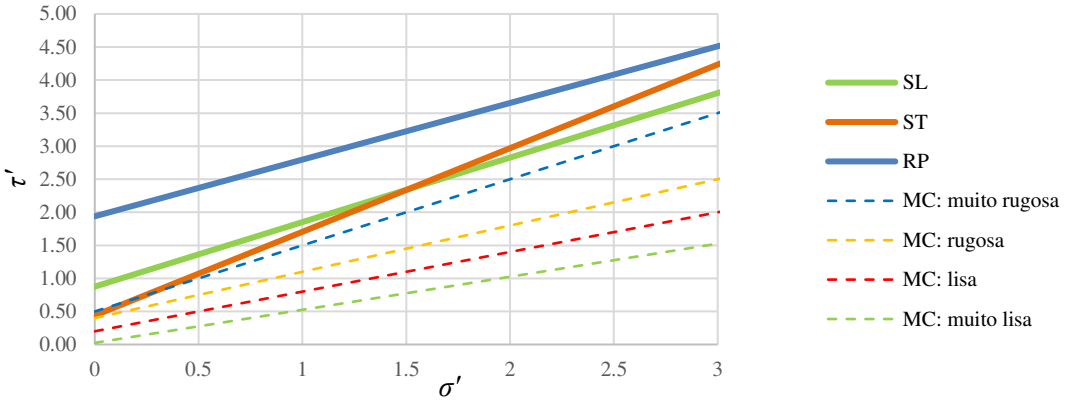


Figura 10. Linhas de rotura dos ensaios comparadas com as do Model Code.

De modo a definir as retas que representam a rotura para cada tipo de interface, determinaram-se os valores médios para cada tipo de provete (por ângulo e tipo de interface) que definem a equação das respetivas linhas de rotura, representadas na Figura 10. Aplicando as expressões (6) e (7) aos valores médios para cada tipo de provete (por ângulo e tipo de interface) que definem a equação das respetivas linhas de rotura, obtiveram-se os coeficientes de rugosidade para cada tipo de interface - Quadro 3:

Quadro 3. Determinação dos coeficientes de rugosidade obtidos para cada tipo de interface.

Tipo de interface		*Média* [MPa]	*Desvio Padrão* [MPa]	*Coef. Variação* [%]	μ [ ]	$c_a = c / f_{ct}$ [ ]
SL	$\sigma(\beta_1)$	0,49	0,08	17,07	μ_{SL} 0,976	$c_{a,SL}$ 0,88
	$\tau(\beta_1)$	1,36	0,23	17,07		
	$\sigma(\beta_2)$	1,16	0,20	17,70		
	$\tau(\beta_2)$	2,01	0,35	17,70		
ST	$\sigma(\beta_1)$	0,30	0,03	10,21	μ_{ST} 1,265	$c_{a,ST}$ 0,44
	$\tau(\beta_1)$	0,81	0,08	10,21		
	$\sigma(\beta_2)$	0,94	0,12	12,39		
	$\tau(\beta_2)$	1,63	0,20	12,39		
RP	$\sigma(\beta_1)$	1,03	0,01	0,81	μ_{RP} 0,857	$c_{a,RP}$ 1,94
	$\tau(\beta_1)$	2,82	0,02	0,81		
	$\sigma(\beta_2)$	2,22	0,10	4,56		
	$\tau(\beta_2)$	3,84	0,17	4,56		

A partir das leituras efetuadas com o rugosímetro laser sobre os vários tipos de interface, obtiveram-se os respetivos perfis de rugosidade. A Figura 11 apresenta a sobreposição de três perfis medidos, representando cada um destes um exemplo característico de cada um dos três tipos de interface analisados. Fica patente neste gráfico como o perfil tipo SL apresenta picos e vales com uma dimensão claramente inferior aos outros dois tipos de rugosidade, como se pretendia. Também é notório que o perfil tipo RP apresenta uma maior rugosidade, comprovando-se deste modo que a escolha e a execução dos tratamentos das superfícies deram origem aos tipos de perfil pretendidos.

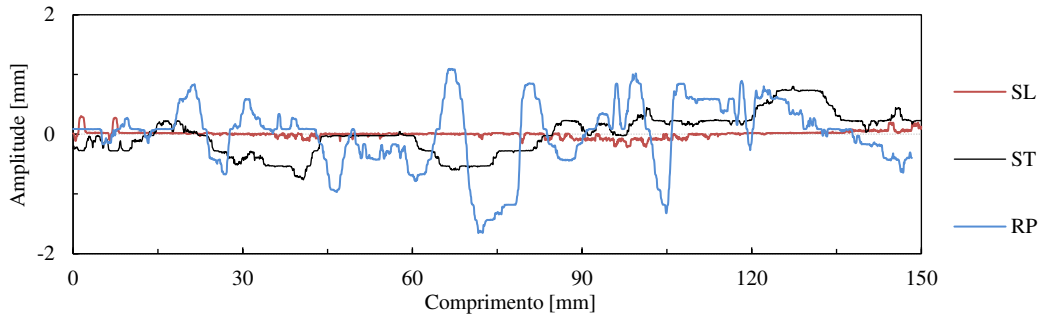


Figura 11. Sobreposição de perfis característicos obtidos em cada um dos tipos de interfaces.

A partir dos perfis obtidos determinaram-se os valores para diversos parâmetros de rugosidade, adotando os parâmetros referidos e definidos em [5], conforme apresentado no Quadro 4.

Quadro 4. Parâmetros de Rugosidade obtidos: valores médios e coeficientes de variação (C. V.).

	A20SL		A20ST		A20RP		A30SL		A30ST		A30RP	
Parâmetro	*Média*	*C. V.*	*Média*	*C. V.*	*Média*	*C. V.*	*Média*	*C. V.*	*Média*	*C. V.*	*Média*	*C. V.*
Rugosidade	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
R_a	0,156	80,8	0,316	14,4	0,453	24,5	0,230	34,4	0,502	16,9	0,527	23,1
$R_{z(DIN)}$	0,647	63,4	0,865	15,4	1,900	16,5	0,924	51,7	1,512	19,0	2,133	11,9
R_{max}	1,705	50,4	1,169	6,4	2,541	20,5	2,474	59,9	2,383	20,6	3,145	12,5
R_{3z}	0,579	79,5	0,859	15,4	1,854	14,1	0,879	52,3	1,471	18,1	2,068	7,7
R_{3zmax}	1,481	76,5	1,159	6,1	2,529	20,8	2,461	60,6	2,281	16,8	3,044	10,7
$R_{z(ISO)}$	1,660	69,9	1,646	16,8	2,836	22,0	2,549	57,7	2,607	17,8	3,552	12,4
R_y	1,882	52,3	1,652	17,0	2,839	22,0	2,581	57,8	2,661	19,1	3,571	12,6
R_q	0,265	67,4	0,390	15,9	0,592	16,6	0,348	29,0	0,611	16,1	0,678	17,4
R_{pm}	0,487	79,9	0,465	28,7	0,872	16,7	0,615	62,3	0,729	24,3	0,981	13,6
R_p	1,469	67,0	0,860	26,7	1,291	22,5	1,970	69,2	1,246	24,0	1,707	17,5
R_{vm}	0,160	73,3	0,401	41,2	1,028	20,7	0,308	44,8	0,783	21,3	1,152	14,2
R_v	0,413	90,8	0,793	30,8	1,548	28,6	0,611	34,2	1,416	28,4	1,864	13,5

A Figura 12, que agrupa os valores médios dos parâmetros, permite observar que nem todos seguem uma ordem de crescimento igual. Concretamente verifica-se que os parâmetros R_p, R_{max}, R_{3zmax}, $R_{z(ISO)}$ e R_y têm um comportamento diferente dos outros, destacando-se mais os valores obtidos para o tipo SL e menos para o tipo ST. Como se pode comprovar em [4], pela forma como os parâmetros de rugosidade são obtidos, estes poderão ser agrupados em dois conjuntos: os parâmetros que são determinados a partir de valores extremos e aqueles que são determinados através de uma média de valores obtidos em troços de leitura separados ou por integração ao longo do perfil. No primeiro grupo inserem-se os parâmetros R_p, R_v, R_{max}, R_{3zmax} e R_y, que serão aqueles que mais refletem a presença de uma singularidade isolada nos picos e vales do perfil. Verifica-se que este conjunto de parâmetros coincide em boa parte com os referidos parâmetros que apresentaram um comportamento diferente nos resultados.

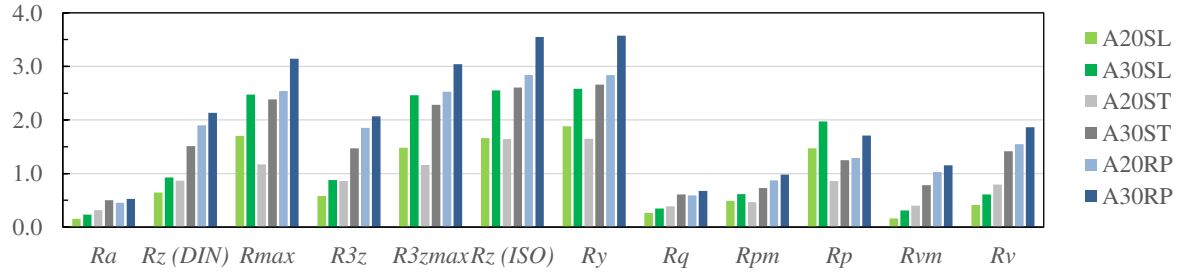


Figura 12. Valores médios dos parâmetros de rugosidade agrupados.

Tendo quantificados, por um lado, os parâmetros que traduzem as rugosidades das interfaces e, por outro, os coeficientes que determinam a resistência ao corte para cada uma destas interfaces, torna-se possível estabelecer uma relação entre eles. Na Figura 13 é possível verificar a forma como variaram os coeficientes de rugosidade μ e c (obtidos anteriormente para cada um dos três tipos de interface) em função dos valores dos parâmetros de rugosidade correspondentes.

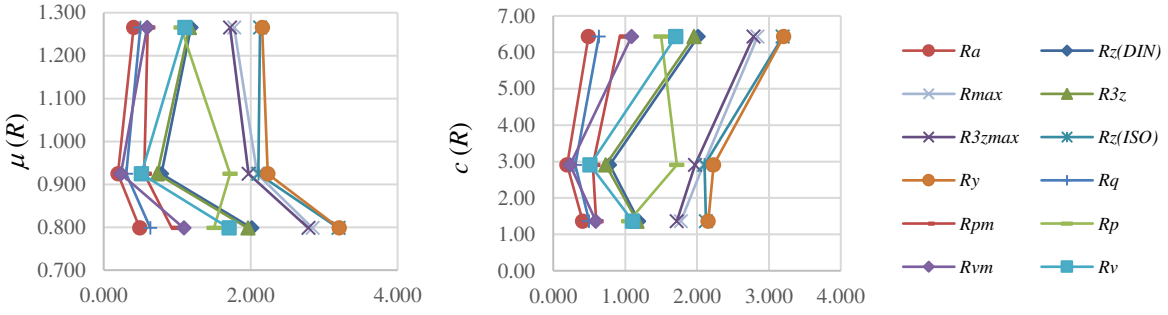


Figura 13. Coeficientes de rugosidade obtidos em função dos respetivos parâmetros de rugosidade.

Verifica-se que o coeficiente de atrito μ diminui consideravelmente com o aumento da rugosidade para praticamente todos os parâmetros tomados. Isto está em desacordo com o esperado a partir do estado da arte, bem como dos regulamentos. Mesmo intuitivamente não seria de esperar este resultado, pois a uma maior rugosidade deverá corresponder um maior coeficiente de atrito. No entanto, o intervalo dos valores obtidos (entre 0,8 e 1,3) para o coeficiente de atrito μ está relativamente conforme com a intervalo esperado tomando em conta o Eurocódigo 2 e o Model Code para os tipos de interface adotados (entre 0,6 e 1,0). Por outro lado, o crescimento da coesão, representada pela grandeza *c*, tem um aumento que acompanha a rugosidade apenas nos parâmetros R_y, R_{max} e $R_{3z,max}$. Mais uma vez se distinguem os parâmetros nos quais as singularidades existentes no perfil de rugosidade se refletem mais significativamente. Isto parece indicar que este tipo de parâmetro se relaciona melhor com a evolução esperada nos coeficientes de rugosidade. Quanto à ordem de grandeza nos valores obtidos, os coeficientes de coesão c_a encontram-se num intervalo (entre 0,44 e 1,94) consideravelmente superior aos indicados no Eurocódigo 2 e no Model Code (0,2 a 0,5)

4. CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta uma metodologia para relacionar quantitativamente o fator mais decisivo na resistência ao corte longitudinal (a rugosidade), com os coeficientes usados no cálculo desta resistência: coeficiente de atrito e coeficiente de coesão. Apesar da metodologia estar apoiada em bases teóricas coerentes, os resultados obtidos neste primeiro conjunto de ensaios permitem tirar conclusões limitadas, mas tornam possível aferir a viabilidade do método proposto. A escolha dos ângulos a utilizar nos ensaios, assim como a escolha dos tipos de interface adotados correspondeu com sucesso ao pretendido, uma vez que os resultados demonstram uma clara variação em função destes parâmetros. No entanto, as relações obtidas entre os parâmetros e os respetivos coeficientes de rugosidade são de difícil interpretação face aos conhecimentos existentes. De facto, parecem indicar que não basta ter em conta o perfil de rugosidade, mas que também o tipo de tratamento aplicado terá influência no comportamento das interfaces ao corte. Será necessário efetuar um conjunto de ensaios mais vasto para melhor compreender a variação presente nos resultados deste tipo de ensaios. Nomeadamente, para alcançar o objetivo de propor uma fórmula quantitativa abrangente e fiável da relação entre a rugosidade e a resistência ao corte longitudinal, requer-se um programa experimental com um maior leque de rugosidades medidas e de tipos de tratamento aplicados.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através da Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/92628/2013.

REFERÊNCIAS

[1] Santos, P.; Júlio, E. (2008). Development of a laser roughness analyser to predict in situ the bond strength of concrete-to-concrete interfaces. *Magazine of Concrete Research*. Vol. 60, pp 329-337.

[2] Model Code 2010 - Final Draft - Vol. 1. International Federation for Structural Concrete (fib), March 2012, 311 p.

[3] Eurocode 2 - EN 1992-1-1: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings, March 2010, 259 p.

[4] Clímaco, J.; Regan, P. (2001). Evaluation of the bond strength between old and new concrete in structural repairs. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 25, N. 6, pp. 377-390

[5] Santos, P.; Júlio, E.; Silva, V. (2017). Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. Construction and Building Materials, 21, pp.1688-1695.

Sessão 3D

Metodologia para a previsão da resistência do betão de barragens usando modelos analíticos

Carlos Serra[1] **António Lopes Batista**[2] **Nuno Monteiro Azevedo**[3] **João Custódio**[4]

RESUMO

Os ensaios de betão integral de barragens, produzido com agregados de grandes dimensões, são de difícil execução, requerem equipamentos específicos e têm um custo elevado comparativamente com os ensaios correntes. É recorrente a crivagem do betão integral, i. e., a remoção, após a mistura dos componentes e ainda em fresco, dos agregados de grandes dimensões do betão integral, obtendo-se o betão crivado. Este tipo de betão é moldado em provetes de menores dimensões e é amplamente ensaiado durante a construção.

Esta comunicação apresenta uma metodologia para a previsão da resistência à compressão do betão integral a partir de resultados experimentais e de modelos analíticos. A previsão consiste na combinação de duas leis semi-empíricas, a lei de escala e uma adaptação da lei de Abrams. A primeira permite a uniformização da resistência obtida a partir de provetes de diferentes dimensões e a segunda prevê a resistência com base na relação água-materiais cimentícios e na máxima dimensão do agregado.

A metodologia foi validada através de um estudo de sensibilidade para determinar o número mínimo de resultados necessário para obter uma boa estimativa da resistência dos diferentes tipos de betões com agregados de grandes dimensões, incluindo o betão integral. O estudo utilizou os resultados de caracterização das propriedades do betão da barragem do Baixo Sabor.

Palavras-chave: Betão de barragens, Resistência à compressão, Efeito de escala, Lei de Abrams alargada

1. INTRODUÇÃO

O betão de barragens, aplicado em massa, é fabricado com uma baixa dosagem de cimento (100-300 kg/m^3), para diminuir o calor libertado durante as reações de hidratação, e com agregados de dimensão máxima de 150 mm. As propriedades de resistência do betão em massa não são condicionantes, em geral, na formulação da sua composição [1], no entanto têm uma grande importância na avaliação do risco de fendilhação nas idades jovens e na avaliação de cenários de deterioração ao longo do tempo, por exemplo, devido a reações expansivas de origem interna [2].

A caracterização das propriedades do betão integral de barragens apresenta grandes dificuldades devido à existência de agregados de dimensões consideráveis. Estas condições implicam o uso de provetes de grandes dimensões e equipamentos de ensaio de grande capacidade, dificultando e elevando os custos associados ao controlo de qualidade. No sentido de agilizar o processo e minimizar os custos, é corrente

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. cserra@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. a.l.batista@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. nazevedo@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de eriais, Lisboa, Portugal. jcustodio@lnec.pt

utilizar o betão crivado, obtido do betão integral, para a avaliação da qualidade e caracterização sistemática das propriedades do betão.

O betão crivado é usualmente obtido pela crivagem do betão integral em fresco através do peneiro de abertura de 38 mm [3]. A relação entre as propriedades mecânicas do betão integral e o betão crivado têm sido objeto de estudo, predominantemente através da via experimental [4–18].

A resistência do betão depende da geometria do provete, da estrutura interna do betão e das condições de ensaio, nomeadamente da forma de aplicação e velocidade da carga [19]. A rotura deste tipo de material quase-frágil depende da dimensão do provete devido ao desenvolvimento de uma zona de progressão da fratura num volume finito [20]. Este comportamento implica que provetes maiores tenham valores de resistência menores [21].

As previsões da resistência do betão estão usualmente relacionadas com a relação água-cimento. Alguns estudos referem a importância de outros fatores, como a dosagem de cimento, a dosagem de água e a máxima dimensão do agregado [22–24]. Popovics propôs uma adaptação da lei de Abrams [25] incluindo a dosagem de cimento, a dosagem de água e a consistência do betão como variáveis adicionais ao modelo original de Abrams [24]. Embora tenha referido a importância da dimensão das partículas de agregado, esta variável não tem sido tida em consideração [24].

Esta comunicação apresenta uma metodologia para a previsão das propriedades de resistência à compressão do betão de barragens com base em resultados experimentais e em modelos analíticos ou semi-empíricos. A metodologia considera ainda os resultados da resistência de diferentes tipos de provetes. O primeiro passo consiste na conversão dos resultados de betão crivado obtidos de provetes pequenos para resultados de betão crivado em provetes de grandes dimensões (correntemente utilizados para a moldagem do betão integral), recorrendo a uma lei de escala. Os resultados de resistência de betão integral e crivado, ambos relativos a provetes de grandes dimensões, são ajustados a uma lei de Abrams alargada que tem em consideração o efeito da composição, nomeadamente a relação água-material cimentício e a máxima dimensão do agregado. Foram considerados no estudo os resultados de caracterização das propriedades do betão da barragem do Baixo Sabor.

2. PREVISÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO DE BARRAGENS

2.1 Aspetos gerais

A previsão da resistência do betão de barragens que se propõe recorre à lei de Abrams alargada, ajustada aos resultados de resistência à compressão do betão obtidos nas mesmas condições, designadamente para as mesmas dimensões de provete. Para além disso, o ajuste da lei de Abrams alargada pressupõe que ao longo da construção das obras tenham sido utilizados os mesmos componentes e que as condições de betonagem tenham sido semelhantes.

Antes da determinação dos parâmetros da lei de Abrams alargada é necessário proceder à conversão dos resultados de resistência do betão crivado obtidos em provetes de pequenas dimensões em resultados de resistência de betão crivado obtidos em provetes de grandes dimensões compatíveis com os utilizados para o betão integral, utilizando a lei de escala de Kim *et al.* (§ 2.2).

A lei de Abrams alargada foi validada recorrendo a outros conjuntos de resultados disponíveis na literatura [25], nomeadamente os resultados de Blanks e McNamara [3], que estudou a influência da crivagem do betão de barragens, e nos resultados de Higginson et al. [22] para o estudo da influência da máxima dimensão do agregado na resistência à compressão do betão.

2.2 Conversão do tamanho do provete com base na lei de escala

Baseado no trabalho de Bažant sobre o efeito de escala em materiais quase-frágeis [26], Kim *et al.* propuseram uma lei de escala genérica para a resistência à compressão em cilindros (1), independente do efeito do tamanho do agregado [21, 27, 28],

$$f_{c,\phi}=0{,}8\ f_{c,\phi_0}+\frac{0{,}4\ \ f_{c,\phi_0}}{\sqrt{1+\frac{(H-\phi)}{50}}} \tag{1}$$

em que $f_{c,\phi}$ é a resistência à compressão obtida a partir de cilindros com diâmetro ϕ e f_{c,ϕ_0} é a resistência à compressão obtida a partir de cilindros com diâmetro de referência, ϕ_0.

2.3 Lei de Abrams alargada

A lei de Abrams original [29] relaciona a resistência com a relação água-cimento através da expressão (2),

$$f=\frac{A}{B^{\frac{a}{c}}} \tag{2}$$

em que f é a resistência à compressão, $\frac{a}{c}$ é a relação água-cimento e A e B são parâmetros que dependem das propriedades do cimento, do tipo de agregado, das adições e adjuvantes, das condições de cura, do tipo de carregamento, das condições de ensaio e da idade do betão.

O fator de eficiência cimentícia da cinza volante é considerado na composição do betão, sendo obtido através da comparação entre a relação água-cimento e a resistência de betões sem cinzas e os seus valores equivalentes de relação água-materiais cimentícios e resistência de betões com cinzas. Babu e Rao propuseram uma expressão geral para o fator de eficiência cimentícia, *k*, para a idade de 90 dias (Eq. (3)), com base na relação entre a dosagem de cinza, *v*, e a dosagem de ligante, *c*+*v* [30].

$$k_{90}=2{,}5\ p^2-3{,}59\ p+1{,}73,\quad p=\frac{v}{c+v} \tag{3}$$

A lei de Abrams alargada proposta (4) tem em consideração a relação entre a dosagem de água e a dosagem efetiva de material cimentício, $\frac{a}{c+kv}$, e a máxima dimensão do agregado de cada tipo de betão, D_{max},

$$f_{c,\phi}=\frac{A}{B^{\left[\frac{a}{c+kv}+\alpha_d\log\left(\frac{D_{max}}{D^0_{max}}\right)\right]}} \tag{4}$$

em que $f_{c,\phi}$ é a resistência à compressão obtida em cilindros com diâmetro ϕ, *k* é o fator de eficiência cimentícia, *a* é a dosagem de água, *c* é a dosagem de cimento, *v* é a dosagem de cinzas volantes, D_{max} é a máxima dimensão dos agregados, D^0_{max} é a máxima dimensão dos agregados de referência (considerada igual a 150 mm). Os valores de *A*, *B* e α_d são parâmetros a ajustar.

3. APLICAÇÃO AO BETÃO DA BARRAGEM DO BAIXO SABOR

3.1 Breve descrição da barragem

O Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS) situa-se no troço inferior do rio Sabor e é constituído por dois escalões, o de montante e o de jusante, cujo projeto foi desenvolvido pela EDP. A barragem de montante, designada atualmente por barragem do Baixo Sabor, é constituída por uma abóbada de dupla curvatura, com uma altura máxima de 123,00 m acima da superfície média mais baixa da fundação (Fig. 1). O coroamento tem um desenvolvimento de 505 m e uma espessura de 6,00 m, situando-se à cota 236,00 m. A abóbada tem 32 blocos, separados por juntas de contração verticais [31]. O volume total de betão é de cerca de 700.000 m^3. A construção da barragem teve início em 2012 e terminou em 2014.



Figura 1. Barragem do Baixo Sabor. Vista de jusante (à esquerda) e corte vertical pela consola central (à direita)

A albufeira criada pela barragem tem uma capacidade de cerca de 1095 hm^3 para o nível de pleno armazenamento (NPA), à cota 234,00 m.

3.2 Propriedades de resistência do betão

Os tipos de betão podem ser divididos em betão integral e betão crivado, referidos como INT e CRI, respetivamente. O betão integral foi produzido para constituir o betão estrutural da obra e o betão crivado foi obtido por crivagem em fresco do betão integral pelo peneiro com abertura de 38 mm. O betão crivado foi apenas utilizado para o controlo de qualidade, caracterização das propriedades e embebimento dos aparelhos de observação de resistência elétrica, em particular os extensómetros de resistência elétrica. O controlo de qualidade do betão e a caracterização do betão incluiu ensaios de betão integral e crivado, mas os ensaios de betão crivado foram em muito maior número devido às dificuldades de manuseamento e ensaio dos provetes de betão integral.

Os betões integrais podem ainda ser classificados em função do local de aplicação, designadamente do núcleo, de paramento e de envolvimento de armaduras. O betão do núcleo foi colocado no interior da barragem, tendo uma máxima dimensão dos agregados ($D_{máx}$) de 150 mm, o betão de paramento foi colocado numa espessura de 1,0-1,5 m junto aos paramentos de montante e jusante ($D_{máx}$= 76 mm) e o betão de envolvimento da armadura foi aplicado nas zonas armadas, como é o caso da envolvente das galerias ($D_{máx}$= 38 mm).

Os estudos da composição dos betões durante a fase de projeto e as adaptações durante a obra foram efectuados pela EDP. O Quadro 1 apresenta os dados de composição dos vários tipos de betão colocados

na barragem do Baixo Sabor. As principais diferenças são a máxima dimensão do agregado ($D_{máx}$), as dosagens de agregado fino e grosso, ligantes e água, e a relação água-ligante.

A percentagem de substituição de cimento por cinza volante é de 50 % em todos os tipos de betão. Os agregados finos e grossos são graníticos com um peso volúmico de 2644 kg/m^3. Os valores médios e os respetivos desvios-padrão do módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral da rocha utilizada para os agregados são de 46,3 GPa e 5,2 GPa, 99,5 MPa e 4,0 MPa e 7,3 MPa e 0,8 MPa, respetivamente.

Quadro 1. Composição dos vários tipos de betão da barragem do Baixo Sabor

Tipo de betão	*Cimento [kg/m^3]*	*Cinza volante [kg/m^3]*	*Agregado fino [kg/m^3]*	*Agregado grosso [kg/m^3]*					*Relação água-ligante*
	I 42.5 R		*0/4,75 mm*	*4,75/9,5 mm*	*9,5/19 mm*	*19/37,5 mm*	*37,5/75 mm*	*75/150 mm*	
Núcleo, INT	110,0	110,0	527,0	186,0	234,0	273,0	351,0	381,0	0,56
Núcleo, CRI	141,5	141,5	674,9	265,4	333,8	389,5	-	-	0,56
Paramento, INT	130,0	130,0	637,0	212,0	271,0	366,0	444,0	-	0,55
Paramento, CRI	149,7	149,7	730,9	262,0	335,0	452,4	-	-	0,55
Envolvimento Armaduras, INT	175,0	175,0	798,0	233,0	301,0	518,0	-	-	0,50

Os resultados de resistência à compressão de cada tipo de betão foram obtidos a partir de provetes de diferentes dimensões devido à máxima dimensão dos agregados. O Quadro 2 apresenta os diferentes tipos de provete, o número de provetes ensaiados e os correspondentes resultados de resistência obtidos aos 90 dias de idade.

Quadro 2. Resultados de resistência à compressão para os vários tipos de betão da barragem do Baixo sabor

Tipo de betão	*$D_{máx}$ [mm]*	*Tipo de provete*	*Idade [dias]*	*$N_{amostras}$*	*f_c (média (desvio-padrão)) [MPa]*
Núcleo, INT	150	Φ = 450 mm H = 900 mm	90	134	24,7 (4,2)
Núcleo, CRI	38	Φ = 150 mm H = 300 mm	90	256	25,3 (5,2)
Paramento, INT	76	Φ = 450 mm H = 900 mm	90	108	26,3 (4,0)
Paramento, CRI	38	Φ = 150 mm H = 300 mm	90	260	26,9 (5,5)
Envolvimento Armaduras, INT	38	Φ = 150 mm H = 300 mm	90	84	36,7 (5,9)

A variabilidade nos resultados de resistência pode ser devida a alterações de alguns constituintes, à utilização de dois tipos de cinzas (cinzas da central de Compostilla em maior número e cinzas da central de Sines em menor número) e à variabilidade das propriedades dos agregados, em especial quando os agregados têm grandes dimensões [11]. Para além disso, a relação entre a dimensão do provete e a máxima dimensão do agregado pode introduzir alguns desvios relativamente ao valor médio.

3.3 Previsão da resistência do betão recorrendo à lei de escala e à lei de Abrams alargada

A conversão da resistência obtida em provetes pequenos (ϕ= 150 mm para os betões núcleo, CRI, paramento, CRI, e envolvimento de armaduras, INT) para a resistência obtida em provetes grandes (ϕ= 450 mm para os betões núcleo, INT, e Paramento, INT), foi baseada na Eq. (1). Para a dosagem de

cinza utilizada no betão da barragem do Baixo Sabor, correspondente a 50% da dosagem de ligante, o valor do fator de eficiência cimentícia, *k*, para a idade de 90 dias (k_{90}) é igual a 0,56 (Eq. 3).

No sentido de efetuar uma avaliação das capacidades de previsão da lei de Abrams alargada foi efetuado o ajuste da função proposta, por regressão linear múltipla, apenas uma amostra de teste com os resultados de resistência do betão da barragem do Baixo Sabor obtidos durante a construção. Após determinação dos parâmetros *A*, *B* e α_d, a função ajustada foi comparada com os resultados remanescentes, permitindo quantificar a qualidade da previsão. O número mínimo de valores de resistência necessários para a amostra de teste foi obtido a partir de um estudo de sensibilidade onde se determinou o desvio médio em percentagem entre os valores de previsão e os valores de resistência remanescentes em função da dimensão da amostra de teste, ε (Eq. (6)).

$$\varepsilon_N = \frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{f_{c,prev,i} - f^*_{c,exp,i}}{f_{c,med,i}}}{N} \tag{5}$$

$$\varepsilon = \frac{\sum_{i=1}^{M} \varepsilon_N}{M} \tag{6}$$

Nas Eq. (5) e (6) $f_{c,prev,i}$ é a resistência prevista pela lei de Abrams alargada utilizando a amostra de teste para o tipo de betão *i*, $f^*_{c,exp,i}$ é a resistência média do betão utilizando os resultados remanescentes da amostra total para o tipo de betão *i*, $f_{c,med,i}$ é a resistência média do betão utilizando os resultados da amostra de teste para o tipo de betão *i, N* é o número de tipos de betão em análise (neste caso, 5 tipos de betão), *M* é o número de gerações aleatórias de amostras de teste (neste caso, 50 gerações aleatórias), ε_N é o desvio médio individual de uma amostra aleatória e ε é o desvio médio considerando todas as gerações aleatórias, *M*.

A Fig. 2 apresenta o resultado do estudo de sensibilidade utilizando 50 amostras aleatórias para cada dimensão da amostra de teste. Pode concluir-se que o desvio médio entre a previsão obtida da amostra e os valores remanescentes, ε, diminui com a dimensão da amostra de teste e que tende a estabilizar quando a amostra de teste utilizada é superior a 30 % da amostra total. Considera-se que uma boa previsão da média da resistência do betão de barragens, com um desvio médio de 2 %, pode ser obtida utilizando no mínimo 25 resultados de cada tipo de betão. Este valor pode ser atingido numa fase de ensaios de teste ou na fase inicial da construção.

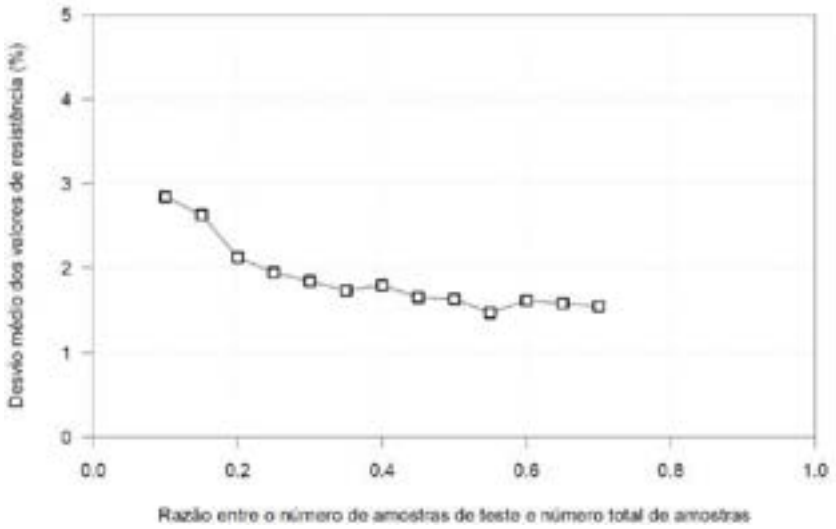


Figura 2. Desvio médio entre a previsão utilizando a amostra de teste e os resultados de resistência remanescentes em função da razão entre o número de amostras de teste e o número total de amostras.

As Figs. 3 e 4 apresentam os ajustes da lei de Abrams alargada (linha a cheio) utilizando 30% e 70%, respetivamente, dos valores de resistência disponíveis para cada tipo de betão (pontos cinzentos) e a comparação com os resultados de resistência remanescentes não utilizados no ajuste (pontos brancos). Verifica-se que existe uma boa previsão do comportamento do betão para os vários tipos de betão. A Fig. 5 mostra o ajuste utilizando a totalidade dos resultados obtidos durante a construção da barragem e verifica-se que o desenvolvimento da resistência em função da máxima dimensão do agregado e da relação água-materiais cimentícios é semelhante ao obtido com uma amostra de teste.

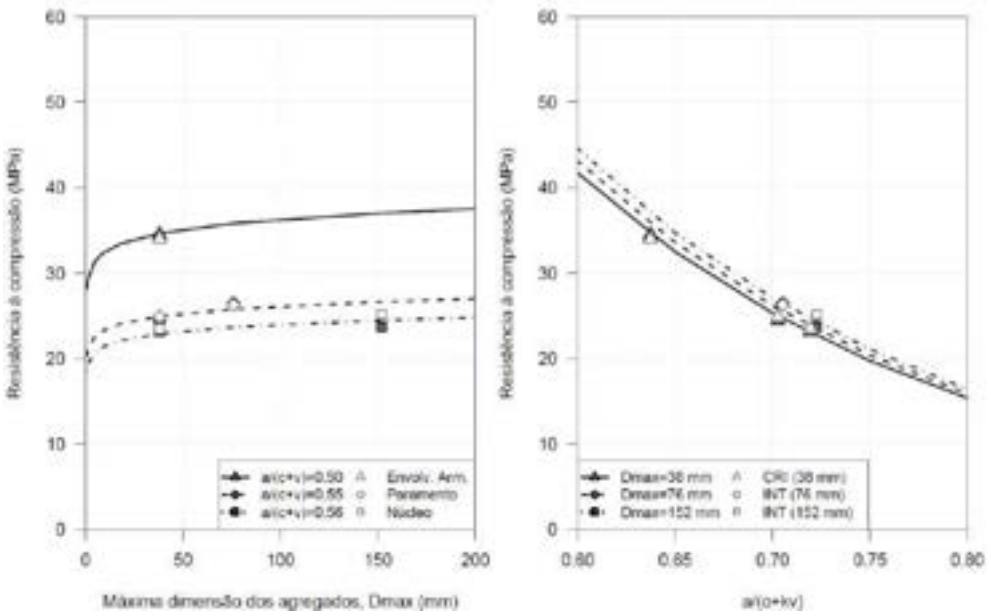


Figura 3. Ajuste da lei de Abrams alargada utilizando 30% das amostras de cada tipo de betão e comparação com os resultados de resistência remanescentes.

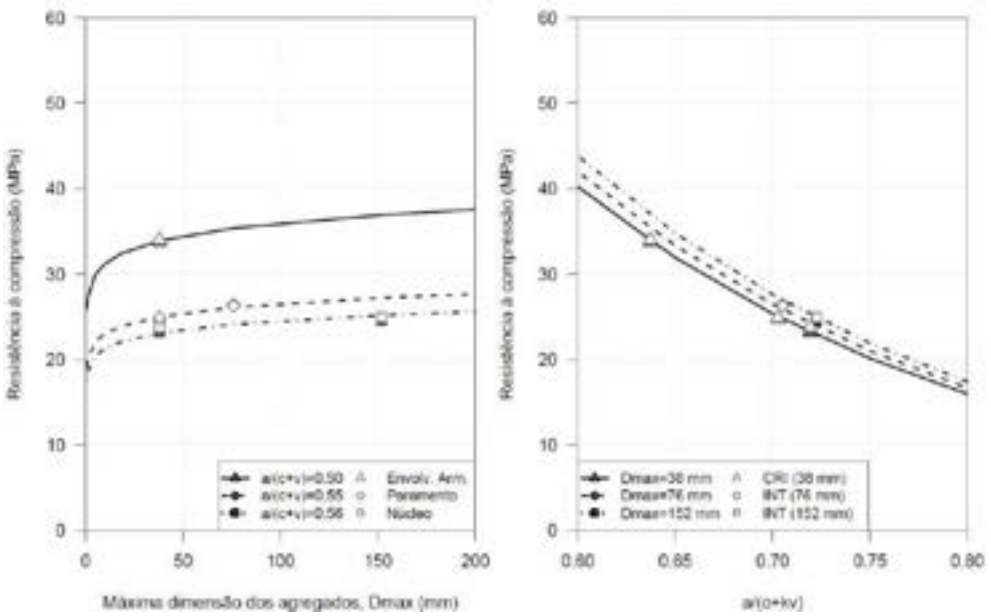


Figura 4. Ajuste da lei de Abrams alargada utilizando 70% das amostras de cada tipo de betão e comparação com os resultados de resistência remanescentes.

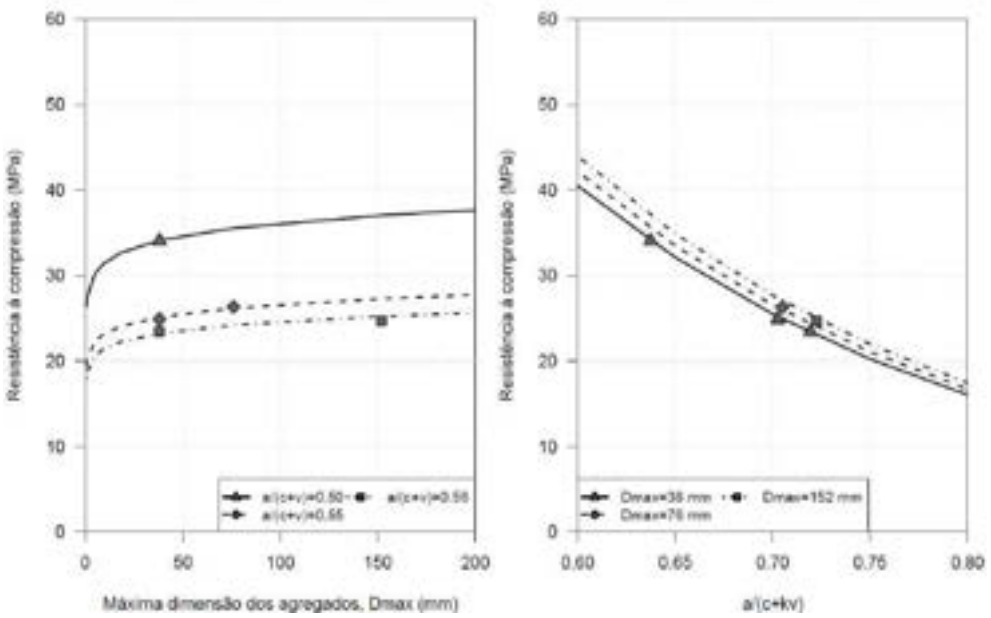


Figura 5. Ajuste da lei de Abrams alargada utilizando todos os resultados de cada tipo de betão.

Os parâmetros A, B e α_d e o coeficiente de determinação ajustado, R^2_{adj}, obtidos por regressão linear múltipla, são apresentados no Quadro 3, considerando 30%, 70% e 100% dos resultados de resistência. O valor de coeficiente de determinação ajustado próximo da unidade indica um bom ajuste. Estudos anteriores mostram também que os parâmetros escolhidos para a previsão são significativos [26].

Quadro 3. Média dos parâmetros do ajuste da lei de Abrams alargada aos valores da amostra de teste gerada aleatoriamente considerando 30% da amostra total.

Parâmetro	*30% da amostra total*	*70% da amostra total*	*Amostra total*
A (MPa)	768,6	683,2	705,3
B	118,0	98,0	102,2
α_d	$-12{,}7\times10^{-3}$	$-13{,}0\times10^{-3}$	$-12{,}8\times10^{-3}$
R_{adj}^2	0,97	0,99	0,99
Desvio médio, ε (%)	1,8	1,5	0,73

4. CONCLUSÕES

O betão aplicado em grandes barragens é produzido com agregados de grandes dimensões, pelo que os ensaios requerem a utilização de provetes de maiores dimensões que as correntes e de equipamento laboratorial de grande capacidade. Devido a estes constrangimentos, o controlo de qualidade e a caracterização do betão de barragens recorrem principalmente aos resultados do betão crivado obtido do betão integral (betão em massa estrutural).

Esta comunicação apresenta uma metodologia de previsão da resistência do betão de barragens com base nos dados de composição mais relevantes, nomeadamente a relação água-ligante e a máxima dimensão dos agregados. O primeiro passo do método consiste na conversão dos resultados de resistência do betão crivado obtidos em provetes pequenos em valores de resistência obtidos em provetes grandes, comparáveis com os resultados de resistência do betão integral obtidos em provetes de grandes dimensões. A segunda parte consiste no ajuste da lei de Abrams alargada a uma amostra de resultados reduzida para avaliação da qualidade da previsão.

A comparação entre o ajuste da lei de Abrams alargada para uma amostra de teste e os valores remanescentes de resistência do betão de barragens permitiu concluir que o desvio médio entre os dois

é reduzido, desde que a amostra de teste de valores de resistência seja constituída, no mínimo, por 25 resultados de cada tipo de betão.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à EDP a autorização concedida para a apresentação de resultados experimentais obtidos nos ensaios de caracterização do betão durante a construção da barragem do Baixo Sabor.

REFERÊNCIAS

[1] ACI Committee 207 (2005). ACI 207.1R-05: Guide to mass concrete. American Concrete Institute, Detroit

[2] Nixon, P. J.; Sims, I. (2016). RILEM Recommendations for the prevention of damage by alkali-aggregate reactions in new concrete structures. Springer Netherlands, Dordrecht

[3] Blanks, R. F.; McNamara, C. C. (1935). Mass concrete tests in large cylinders. J Proc 31:280–303

[4] USBR (1988). Concrete manual. A water resources technical publication, 8th Ed. United States Government Printing Office, Washington

[5] Soares de Pinho, J.; Ramos, J.; Florentino, C. (1988). Control of mass concrete for dams. Full-mixed and wet-screened concrete tests. In: ICOLD Congress. International Commission On Large Dams (ICOLD), San Francisco, p. 8

[6] Sajna, A.; Linsbauer, H. (1998). Fracture mechanics of mass concrete - wet-screening procedure (FMWS). In: Li,V.C., Leung, K.Y., Willam, K.J., Billington, S.L. (eds) Fracture Mechanics of Concrete Structures. AEDIFICATIO, Freiburg, Germany, Gifu, Japan, pp 101–110

[7] Vilardell, J.; Aguado, A.; Agullo, L.; Gettu, R. (1998). Estimation of the modulus of elasticity for dam concrete. Cement and Concrete Research 28:93–101 . doi: doi:10.1016/S0008-8846(97)00214-7

[8] Topçu, I.B. (2005). Alternative estimation of the modulus of elasticity for dam concrete. Cement and Concrete Research 35:2199–2202 . doi: 10.1016/j.cemconres.2004.08.010

[9] ICOLD (2008). The physical properties of hardened conventional concrete in dams Bulletin 145 (Preprint)

[10] Deng, Z.; Li, Q.; Fu, H. (2008). Comparison between mechanical properties of dam and sieved concretes. Journal of Materials in Civil Engineering 20:321–326 . doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:4(321)

[11] Khaloo, A.R.; Mohamadi Shooreh M.R.; Askari S.M. (2009). Size influence of specimens and maximum aggregate on dam concrete: Compressive strength. Journal of Materials in Civil Engineering 21:349–355 . doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:8(349)

[12] Zhou, S.H.; Yang H.Q.; Dong, Y. (2010). Analysis and comparison on mechanical properties between full-graded and wet-screened concretes. Advanced Materials Research 168–170:426–429 . doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.168-170.426

[13] Serra, C.; Batista, A.L.; Tavares de Castro, A. (2012). Creep of dam concrete evaluated from laboratory and in situ tests. Strain 48:241–255 . doi: 10.1111/j.1475-1305.2011.00818.x

[14] Kumar, R.; Mahure, N. V.; Gupta, R. (2015). Establishing the correlation between compressive strength of small sized wet screened concrete cubes and full size large concrete cubes for mass concrete of dam. Eng Sci Mgmt 5:26–31

[15] Serra, C.; Batista, A.L.; Monteiro Azevedo, N. (2016). Utilização de modelos compósitos na determinação da deformabilidade do betão de barragens. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2016. Coimbra

[16] Serra, C.; Batista, A.L.; Monteiro Azevedo, N. (2016). Effect of wet screening in the elastic properties of dam concrete: experimental in situ test results and fit to composite models. Journal of Materials in Civil Engineering 28:10 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001672

[17] Guan, J.; Li, Q.; Wu, Z., (2016). Fracture parameters of site-cast dam and sieved concrete. Mag Concr Res 68:43–54 . doi: 10.1680/macr.15.00008

[18] Yang, H.; Rao, M.; Dong, Y. (2016). Influence study of extra-large stone limited size and content on full-graded concrete properties. Construction Building Materials 127:774–783 . doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.10.006

[19] Van Mier, J.G.; Nooru-Mohamed, M.B. (1990). Geometrical and structural aspects of concrete fracture. Engineering Fracture Mechanics 35:617–628 . doi: 10.1016/0013-7944(90)90144-6

[20] Bažant, Z.P. (1994). Recent advances in fracture mechanics, size effect and rate dependence of concrete:Implication for dams. International Workshop on Dam Fracture and Damage. Bourdarot E, Mazars J., Saouma V. (eds) A. A. Balkema, Rotterdam, Chambéry, France, pp 41–54

[21] Kim, J.-K.; Yi, S.-T.; Park, C.-K.; Eo S.-H. (1999). Size effect on compressive strength of plain and spirally reinforced concrete cylinders. Struct J 96:88–94

[22] Higginson, E.; Wallace, G.; Ore, E. (1962). Effect of maximum size of aggregate upon compressive strength of concrete. Symposium on mass concrete. U.S. Dept. of the Interior Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, p 23

[23] Akçaoğlu, T.;, Tokyay, M.;, Çelik, T. (2004). Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression. Cem Concr Compos 26:633–638 . doi: 10.1016/S0958-9465(03)00092-1

[24] Popovics, S.;, Ujhelyi, J. (2008). Contribution to the concrete strength versus water-cement ratio relationship. Journal of Materials in Civil Engineering 20:459–463 . doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:7(459)

[25] Serra, C.;, Batista, A.L.;, Monteiro Azevedo, N.;, Custódio, J. (2017). Pprediction of dam concrete compressive and splitting tensile strength based on wet-screened concrete test results. Journal of Materials in Civil Engineering 29:10 . doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002012

[26] Bažant, Z.P. (1984). Size effect in blunt fracture: cConcrete, rock, metal. Journal of Engineering Mechanics 110:518–535

[27] Kim, J.-K.;, Eo, S.-H.;, Park, H.-K. (1990). Size eEffect in concrete structures without initial crack. Spec Publ 118:179–196

[28] Kim, J.-K. (1990). Size effect in concrete specimens with dissimilar initial cracks. Mag Concr Res 42:233–238 . doi: 10.1680/macr.1990.42.153.233

[29] Abrams, D. (1918). Design of concrete mixtures. Lewis Institute, Chicago

[30] Ganesh Babu, K.;, Siva Nageswara Rao, G. (1996). Efficiency of fly ash in concrete with age. Cement and Concrete Research 26:465–474 . doi: 10.1016/S0008-8846(96)85034-4

[31] EDP (2005). Aproveitamento hidroeléctico do Bbaixo Ssabor. Projecto. Memória Geral e Apêndices

Modelação da fendilhação por origem térmica de uma barragem de betão em arco

Monteiro Azevedo, N.[1] Castilho, E.[2] Schclar Leitão, N.[3] Braga Farinha, L.[4] Câmara, R.[5]

RESUMO

No 14º encontro internacional de modelação numérica em barragens, organizado pela ICOLD, foi proposta a análise numérica de uma barragem de betão em arco localizada na Suécia sujeita a gradientes térmicos significativos ao longo do ano. Nesta comunicação apresentam-se os resultados numéricos obtidos com base numa discretização mais refinada do corpo da barragem, quando comparada com o modelo adotado no encontro internacional.

A análise térmica transiente é realizada com um modelo de elementos finitos com condições de fronteira de Dirichlet (betão/água e fundação/água) e condições de fronteira de Robin (betão/ar e fundação/ar). A análise mecânica não linear é realizada numa primeira fase com elementos finitos do tipo cubo de 8 nós tendo por base os gradientes de temperatura obtidos na análise térmica. A armadura existente no paramento de montante e no paramento de jusante é modelada com elementos planos quadrangulares cujos pontos nodais se encontram rigidamente ligados aos elementos de volume tipo cubo. De modo a simular adequadamente o comportamento da ligação da barragem à fundação considerou-se de forma explícita a interface barragem/fundação mediante elementos de junta.

Os resultados da análise mecânica realizada com um modelo de fenda discreta, em que se admite que cada elemento finito do tipo cubo adotado na discretização da barragem interage com os elementos vizinhos através de elementos de junta com comportamento não linear em tração e corte, são comparados com as observações *in situ.* Verifica-se que o modelo estrutural mais refinado permite obter resultados mais próximos dos observados, nomeadamente a distribuição de fendilhação no paramento de jusante e o campo de deslocamentos. Analisa-se ainda o efeito das armaduras distribuídas colocadas junto ao paramento de montante e ao paramento de jusante no controlo de deformação e fendilhação.

Palavras-chave: Análise térmica, Barragens de betão, Modelo de fenda discreta

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. nazevedo@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. emsantos@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal. nshclar@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. lbraga@lnec.pt
[5]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. romano@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

Nos Países nórdicos as barragens de betão estão sujeitas a gradientes térmicos com uma amplitude anual de 60ºC a 70ºC, motivo pelo qual a grande maioria das barragens se encontra fendilhada. No 14º encontro internacional de modelação numérica em barragens promovido pela ICOLD, foi proposta a análise de uma barragem de betão em arco localizada na Suécia com o objetivo de se tentar prever numericamente a extensão da fendilhação e os deslocamentos de uma barragem de betão sujeita a gradientes térmicos significativos [1].

Nesta comunicação optou-se por uma discretização mais refinada, em especial no corpo da barragem, do que a adotada no modelo apresentado no encontro internacional [2]. Tal como em [2], a análise térmica foi realizada com um programa de elementos finitos (*PAT*) que adota uma técnica de diferenças finitas para efetuar a integração temporal. O programa permite utilizar elementos do tipo hexaédricos de 8 nós, 20 nós e de 27 nós. As condições de fronteira foram definidas como condições de fronteira de *Dirichlet* para as interfaces betão/água e fundação/água e condições de fronteira de *Robin* para as interfaces betão/ar e fundação/ar [3, 4]. A grande maioria das comunicações apresentadas adotou um modelo de análise térmica similar de base, tendo-se obtido distribuições de temperatura muito semelhantes, apesar de se terem adotado modelos de elementos finitos com diferentes grau de discretização e tipo [1].

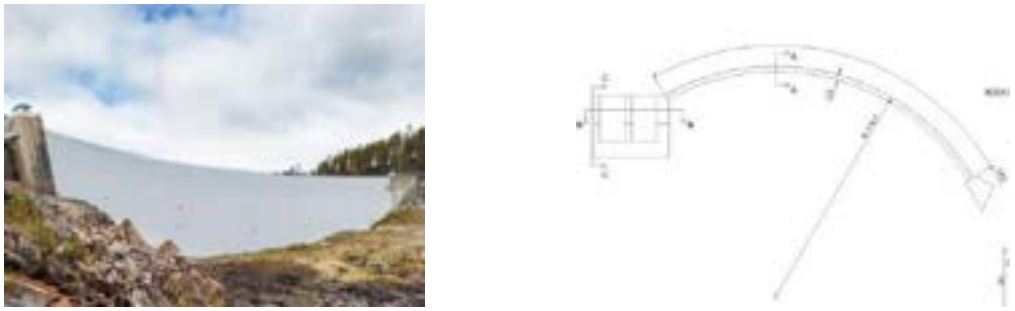
A análise mecânica foi realizada com base no programa de elementos finitos *Parmac3D* [5, 6] que adota um método de solução explicita baseada no método das diferenças centrais e algoritmos de relaxação dinâmica de modo a se obter a convergência para a solução estática. O módulo computacional permite a adoção de: i) elementos hexaédricos de 8 a 27 nós e elementos tetraédricos; ii) elementos de junta de 3, 4 e 8 nós, iii) elementos de barra ou elementos planos de 3, 4 e 8 nós para simular armaduras de aço distribuídas num dado plano. A não linearidade do material foi modelada ao nível dos elementos de junta com base num modelo de fenda discreta, que segue um modelo de dano bilinear desenvolvido no âmbito da modelação da fratura do betão com o método das partículas [7]. No encontro internacional houve uma grande variedade de abordagens na análise mecânica não linear de natureza contínua, desde modelos elastoplásticos com enfraquecimento exponencial em tração e compressão [8], modelos baseados na teoria do dano [9] modelos de fenda rotativa com base no tensor das deformações total [10] e modelos do tipo microplano [11].

A metodologia de cálculo adotada é similar à seguida em [2]. Assim, os campos de temperaturas correspondentes à máxima temperatura e à mínima temperatura que ocorrem no corpo da barragem foram definidos a partir de uma análise térmica transiente, realizada com o programa *PAT*. De seguida, realizou-se uma análise mecânica, em que após a aplicação do peso da barragem e das cargas equivalentes à pressão hidrostática se aplicaram os gradientes de temperatura extremos definidos com a análise térmica. Para os elementos de junta utilizados na discretização da interface barragem/fundação foi adotado um modelo modificado de Mohr-Coulomb com tensão de tração nula.

Os resultados das análises mecânicas são comparados com as observações *in situ* que foram facultadas aos participantes após o encontro realizado [1]. Comparam-se ainda os resultados numéricos obtidos com os resultados numéricos apresentados em [12], que foram considerados como uma das 4 melhores aproximações numéricas [1]. Analisa-se também, para o modelo de fenda discreta, a importância das armaduras colocadas no paramento de montante e jusante de forma a controlarem a abertura de fendas e a deformação registada.

2. MODELO NUMÉRICO

A barragem de betão em arco analisada localiza-se na Suécia e tem cerca de 36 m de altura, um raio de curvatura de 110 m e 170 m de desenvolvimento do coroamento. Na Fig. 1 apresenta-se a geometria da barragem em estudo, bem como uma foto de uma barragem em arco com geometria próxima em que se pode observar o isolamento térmico no paramento de jusante de forma a mitigar o aparecimento de fendilhamento por origem térmica. A barragem em arco apresenta armaduras distribuídas no paramento de montante (# ϕ 25 // 30) e de jusante (# ϕ 25 // 30 na proximidade do paramento e um nível adicional de armaduras na direção vertical (ϕ 25 // 30 a 0,10 m de distância do primeiro nível de armaduras) com um recobrimento de 0,10 m.



a) Foto da barragem tipo com isolamento colocado b) Geometria da barragem

Figura 1. Barragem em arco tipo localizada na Suécia

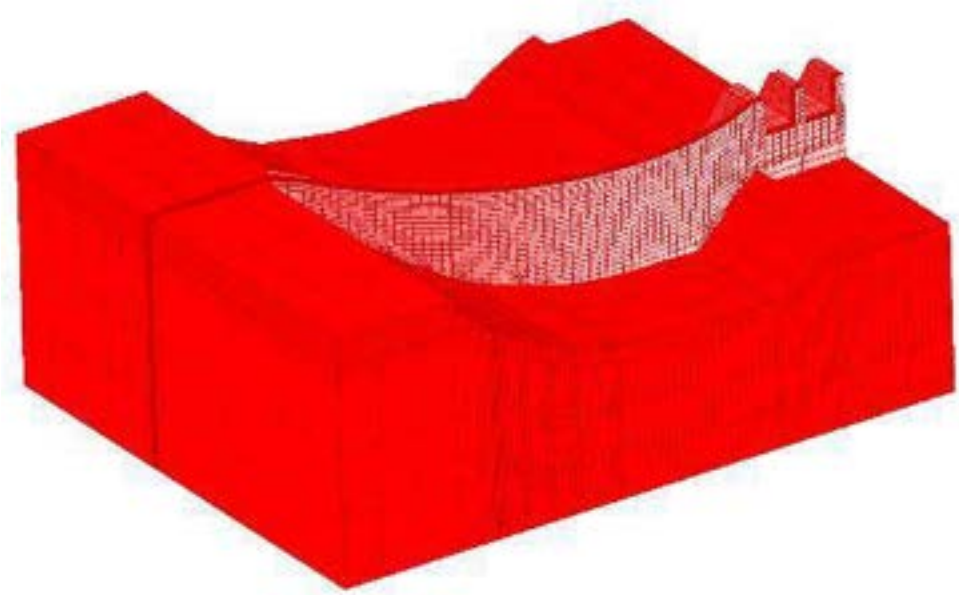
Na comunicação apresentada no encontro internacional [2] adotou-se, quer para o modelo mecânico quer para o modelo térmico, uma malha com 4188 elementos hexaédricos do 2º grau (20 nós), sendo a espessura da barragem discretizada com 4 elementos finitos. Em regra, nas comunicações apresentadas [1] adotaram-se discretizações muito mais refinadas, com elementos de volume do tipo tetraédrico ou elementos de volume do tipo hexaédrico do 1º grau (8 nós). As discretizações variaram entre cerca de 50 000 a 100 000 elementos do tipo hexaédrico de 1º grau no corpo da barragem, incluindo a zona do descarregador e o encontro da margem esquerda. As discretizações com elementos tetraédricos no corpo da barragem foram ainda mais refinadas com um número de elementos finitos da ordem dos 300 000 elementos.

Nesta comunicação optou-se por uma discretização mais refinada, em especial no corpo da barragem do que a adotada no modelo apresentado no encontro internacional [2], de modo a procurar obter uma melhor correlação com os valores observados *in situ* [1]. Assim, adotou-se uma discretização com elementos finitos do tipo hexaédrico de 8 nós com 6 elementos na espessura da barragem. No Quadro 1 apresenta-se um resumo do número de elementos finitos adotado por tipo de elemento. No modelo térmico adotou-se a mesma discretização que no modelo mecânico, sem a consideração dos elementos de junta e dos elementos de armadura planos.

Quadro 1. Características dos modelos.

Número de pontos nodais	*Número de elementos barragem*	*Número de elementos fundação*	*Número de elementos de junta*	*Número de elementos de planos (armadura)*
104878	7568	7382	12346	11944

Na Fig. 2 apresenta-se o modelo numérico, incluindo os elementos de junta e os elementos planos adotados na discretização. Na representação das armaduras distribuídas, junto ao paramento de montante e de jusante, adotaram-se elementos finitos planos de 4 nós respeitando-se os valores de recobrimento indicados e as distâncias entre armaduras.



a) Elementos de volume do tipo cubo de 8 nós



b) Elementos de junta betão/betão e betão rocha



c) Elementos planos (armadura)

Figura 2. Modelo numérico adotado nas análises térmica e mecânica.

2.1 Propriedades dos materiais e condições de fronteira

As propriedades dos materiais adotadas na análise térmica e na análise mecânica foram as definidas no âmbito do encontro internacional [1]. No Quadro 2, apresentam-se as propriedades mecânicas mais significativas. De forma aproximada, considerou-se que os elementos planos que modelam as armaduras de aço apresentam um comportamento elástico seguido de um patamar de cedência para o valor da resistência última das armaduras, de 600 MPa. De referir, que de acordo com o indicado em [1], as armaduras apresentam uma tensão de cedência de 360 MPa.

Nas juntas da zona em betão e na interface betão/rocha considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 33,0 GPa/m e a rigidez tangencial (k_t) igual a 13,2 GPa/m. Na interface betão/rocha adotou-se um modelo modificado de Mohr-Coulomb com tensão de tração nula, coesão de 4 MPa e ângulo de atrito de 45º. As condições de fundação reais fazem com que a ligação betão/rocha tenha o comportamento próximo de uma rótula, translações impedidas e rotações livres, sendo o modelo de interface adotado o que permite que o modelo numérico tenha um comportamento próximo do real. No modelo apresentado em [2] adotou-se uma discretização plana da interface betão/rocha, nos modelos apresentados na Fig. 2 já se adotou uma ligeira curvatura na zona de interface, tentando-se aproximar esta geometria da real, que apresenta uma geometria próxima de uma superfície cilíndrica [1].

Quadro 2. Propriedades dos materiais indicadas pela comissão organizadora [1].

Material	E [GPa]	ν [-]	ρ [kg/m^3]	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]
Betão da barragem	33,0	0,20	2300	2,9	38,0
Maciço rochoso	40,0	0,15	2700	-	-
Armaduras de aço	200,0	0,30	7800	-	-

No Quadro 3 apresentam-se os parâmetros resistentes do modelo de enfraquecimento bilinear adotado, em que se admite que cada elemento finito do tipo hexaédrico adotado na discretização do corpo da barragem interage com os elementos vizinhos através de elementos de junta. Os valores de coesão, energias de fraturas em modo I e II e o ângulo de atrito não foram especificados no âmbito do encontro internacional. No entanto, o valor de energia de fratura em modo I de 300,0 Nm/m^2 está dentro dos valores limites usualmente adotados em betão de barragens [13], e dentro dos valores adotados nos modelos mecânicos das comunicações apresentadas em [1].

Quadro 3. Parâmetros dos modelos de enfraquecimento – Fenda discreta.

σ_t [MPa]	G_I *[Nm/m^2]*	C [MPa]	G_{II} *[Nm/m^2]*	$tan\ \varphi$
2,9	300,0	8,0	2500	1,0

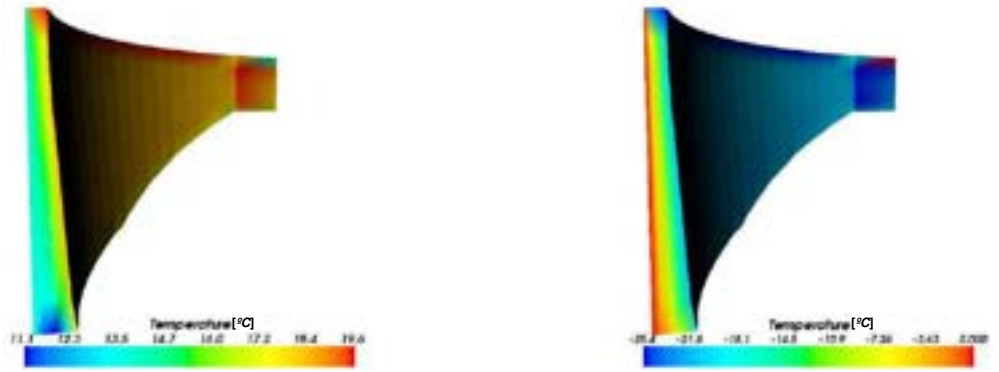
2.2 Procedimento de cálculo

A análise térmica teve como ponto de partida a temperatura de referência indicada de 4ºC. Em seguida realizou-se uma análise transiente desde o estado térmico de referência ao longo do ano mais quente seguida pelo do ano mais frio. Na análise térmica realizada adotou-se uma solução implícita com um passo de cálculo de uma hora. Na análise mecânica aplicou-se, em primeiro lugar, o peso da barragem, seguido da aplicação da carga equivalente à pressão hidrostática em 20 incrementos de carga. Em seguida aplicou-se o mínimo gradiente desde a temperatura de referência de 4ºC correspondente à temperatura mais baixa registada no ano mais frio. Adotaram-se igualmente 20 patamares de carga. Por fim, realizou-se o mesmo procedimento para o gradiente máximo positivo. Em cada patamar de carga adotou-se um método de solução explicito baseado num algoritmo de relaxação dinâmica.

3. BARRAGEM DE BETÃO EM ARCO – RESULTADOS PRINCIPAIS

3.1 Modelo térmico

As funções utilizadas para a temperatura do ar e da água, utilizadas na análise térmica, seguem a combinação "ano quente para ano frio" disponibilizadas como dados de entrada [1]. Assumiu-se a temperatura inicial t_o = 4ºC, igualmente distribuída pela estrutura. A Fig. 3 mostra a distribuição de temperatura, na secção central da barragem, para o dia mais quente e para o dia mais frio.



(a) Dia mais quente - Ano quente (b) Dia mais frio - Ano frio

Figura 3. Distribuição de temperatura na consola central para o ano mais quente e para o ano mais frio.

Para validar os resultados obtidos foram comparadas as temperaturas obtidas uma secção suficientemente afastada das fronteiras, de modo a que prevaleça o fluxo unidirecional, com a solução analítica unidirecional apresentada em [14] e que se encontra sumarizada em [2]. Com este objetivo, os picos de temperatura do ar e da água, para as situações de clima mais quente e mais frio, foram aproximados por uma curva cosseno do tipo:

$$T(x,t) = T_m - T_o \cos\left[\frac{2\pi}{365}(t - t_o)\right] \tag{1}$$

em que t é o tempo, em dias, desde o início do ano, T_m é a temperatura média anual, T_o é a semi-amplitude da onda anual e t_o é a fase da onda anual da temperatura. A Fig. 4 mostra as curvas utilizadas para cada pico de temperaturas do ar e da água, onde $x = 0$ representa a face de montante e $x = L$ representa a face de jusante.

Para cada período, a temperatura ao longo da espessura foi determinada aplicando à variação sinusoidal da temperatura do ar e da água a expressão indicada em [14], e adicionando a variação linear entre a temperatura média anual das faces da barragem, Fig. 4. No paramento de jusante foi adicionada a espessura fictícia indicada em [14] para considerar a condição de fronteira convectiva. A Figura 5 mostra a comparação entre a solução analítica 1D e os resultados com o modelo transiente de elementos finitos, para a secção central, 14 m abaixo do coroamento, em diferentes dias do ano, durante um ano quente e um ano frio.

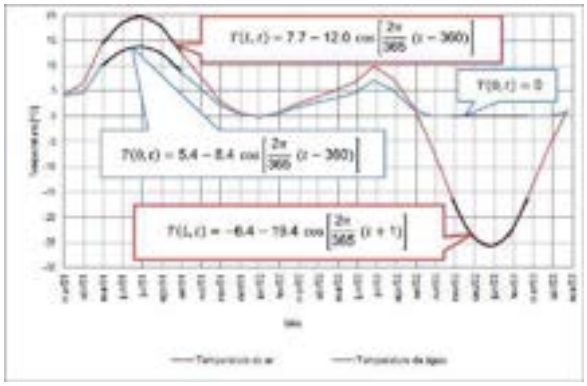
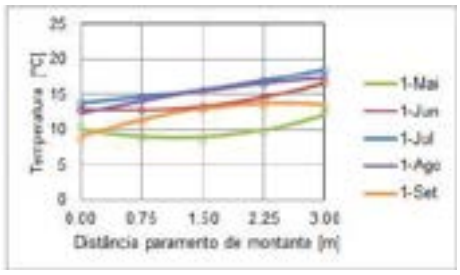
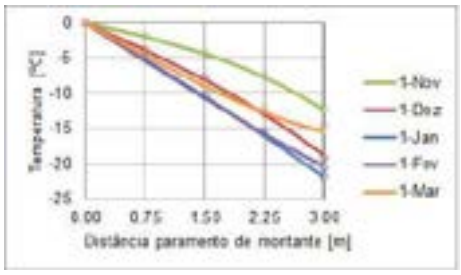


Figura 4. Aproximações da temperatura do ar e da água para a solução analítica.

De referir que nas comunicações apresentadas os resultados correspondentes aos modelos adotados para a análise térmica preveem distribuições de temperatura no corpo da barragem muito similares [1]. Identificaram-se algumas diferenças, com pouco significado, entre os resultados obtidos com o modelo em regime permanente, relativamente aos resultados obtidos em regime transiente. Nomeadamente, em regime permanente a distribuição de temperaturas ao longo da espessura tem uma distribuição linear, ao contrário da distribuição em regime transiente. Assim, as diferenças obtidas no modelo mecânico são essencialmente devidas aos diferentes modelos constitutivos considerados para o comportamento do betão e das armaduras, bem como de algumas diferenças nas condições de apoio assumidas pelos diferentes autores.



(a) Ano quente



(b) Ano frio

Figura 5. Comparação entre a solução analítica 1D e os resultados do MEF.

3.2 Modelo mecânico

Na Fig. 6 apresentam-se os deslocamentos obtidos com o modelo numérico proposto de fenda discreta (FD) na direção montante-jusante, ao longo do arco do coroamento, para a pressão hidrostática (PH), para o máximo gradiente negativo sobreposto à pressão hidrostática (I) e para o máximo gradiente positivo sobreposto à pressão hidrostática (V). Na mesma figura apresentam-se também os resultados obtidos com o modelo numérico proposto em [12] (ET) que foi considerado um dos 4 modelos com resultados mais próximos das obssrvações *in situ* e, ainda, os deslocamentos observados *in situ* para uma época de gradiente máximo negativo (Inverno de 2011) e para uma época de máximo gradiente positivo (Verão de 1963). Observa-se uma muito boa concordância entre os resultados numéricos obtidos e os resultados numéricos apresentados em [12] para os três cenários de carga analisados. Verifica-se igualmente uma boa concordância entre os resultados numéricos obtidos para o máximo e mínimo gradiente de temperatura e os valores observados *in situ*. De referir que no modelo numérico apresentado em [2] os valores de deslocamento na época de inverno na direção montante-jusante máximos eram da ordem de 75 mm, superiores ao valor máximo de 60,0 mm obtido com o modelo de fenda discreta (FD).

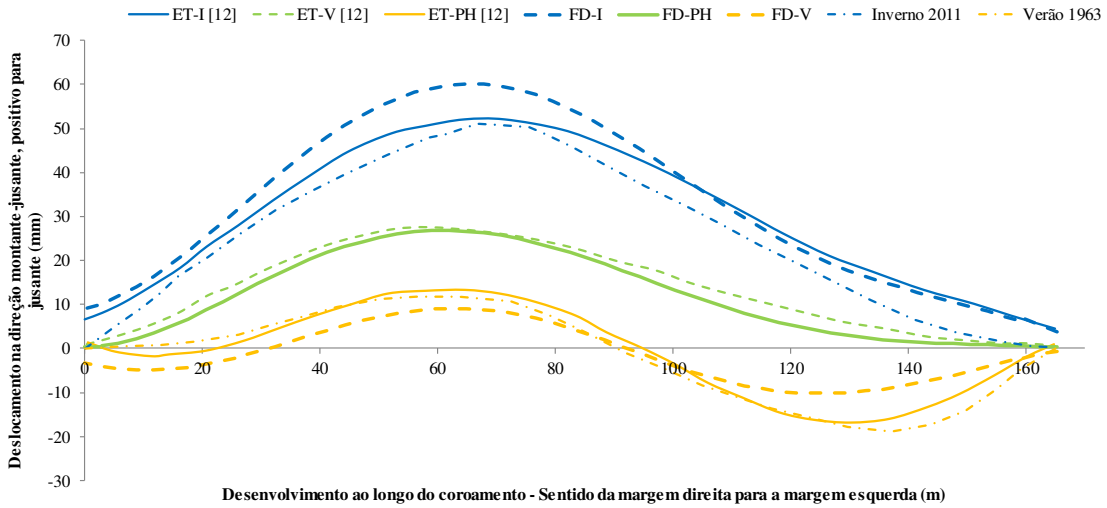
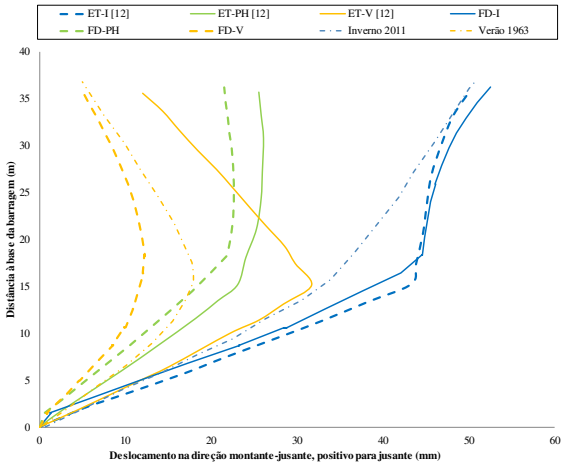
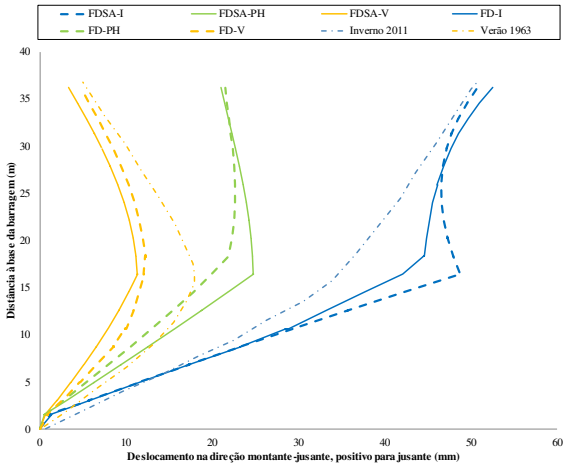


Figura 6. Deslocamento na direção montante-jusante no arco do coroamento – Modelo numérico de fenda discreta, modelo proposto [12] e resultados observados *in situ* [1].

Na Fig. 7 a) apresentam-se os deslocamentos obtidos na direção montante-jusante, na consola central, para as combinações de carga analisadas. Verifica-se uma boa correlação entre os resultados obtidos com o modelo de fenda discreta proposto (FD) e os resultados obtidos com o modelo apresentado em [12]. Verifica-se, no entanto, que as condições admitidas na interface barragem/fundação têm de ser melhoradas pois o modelo prevê um comportamento próximo de um encastramento, ocorrendo fendilhação a montante ao longo dos elementos de junta no topo dos elementos finitos de volume em contacto com a fundação. Da análise da Fig. 7 a) verifica-se que se obtém uma muito boa correlação com os valores observados *in situ* na época de inverno. Na época de verão, os deslocamentos obtidos com o modelo numérico são ligeiramente mais baixos, tendo, no entanto, a curva obtida uma evolução próxima da observada *in situ*. Na Fig. 7b) comparam-se os resultados obtidos com o modelo numérico considerando as armaduras distribuídas existentes nos paramentos de montante e jusante e não considerando esta contribuição. Verifica-se que a presença das armaduras distribuídas contribui para uma redução da deformação observada e para uma menor localização da rótula plástica que se tende a criar no arco a aproximadamente 16,4 m de altura. Comparativamente ao modelo apresentado em [2], o qual apresenta um menor grau de refinamento, verifica-se que a deformação nesta zona de deformação localizada é superior ao valor máximo de 48,7 mm obtido no modelo sem armaduras distribuídas (≈ 65 mm em [2]).

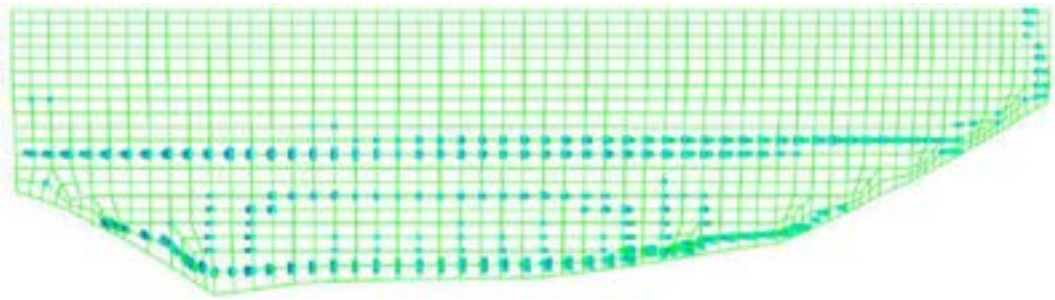


a) Comparação entre modelo com armadura e o modelo apresentado em [12]

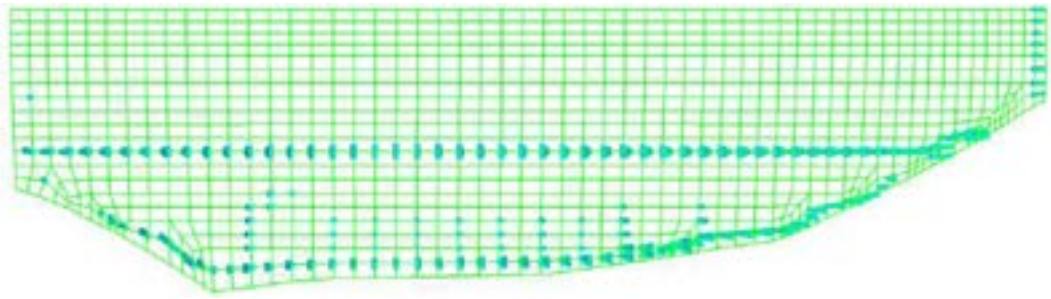


b) Comparação entre modelo com armadura e sem armadura

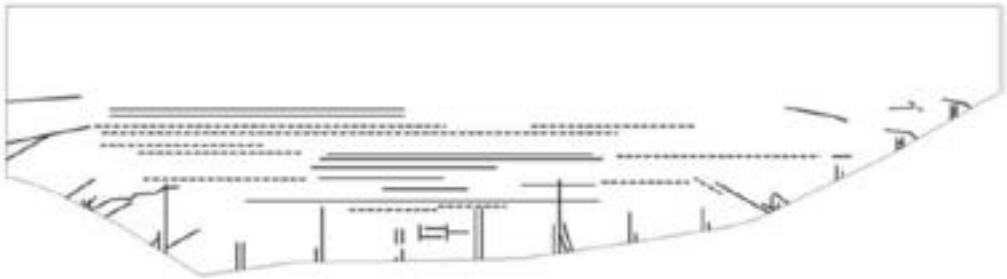
Figura 7. Deslocamento na direção montante-jusante na consola central – Modelo numérico de fenda discreta com e sem armaduras, modelo proposto [12] e resultados observados *in situ* [1].



a) Modelo com armadura distribuída



b) Modelo sem armadura distribuída



c) Fendilhação observada *in situ*

Figura 8. Fendilhação – Época de inverno, Paramento de jusante – Modelo numérico de fenda discreta com e sem armaduras e resultados observados *in situ* [1].

Na Fig. 8 apresenta-se a fendilhação que ocorre no paramento de jusante no modelo numérico proposto, com e sem armadura distribuída, e a fendilhação que se observa *in situ* na época de inverno. Verifica-se que o modelo com armadura distribuída prevê um campo de fendilhação mais distribuído e próximo do observado *in situ*, com mais do que um nível de fendas horizontais nos arcos a meia altura e fendilhação horizontal nas zonas próximas da interface rocha/fundação. Tal como esperado, no modelo em que não se consideram armaduras distribuídas observa-se um campo de fendilhação mais localizado, tendo a fenda horizontal no arco intermédio muito maior expressão do que as restantes fendas. O valor máximo de abertura de fendas é de cerca de 10,4 mm no modelo com armadura distribuída e de cerca 15,0 mm no modelo sem armadura distribuída. No modelo numérico proposto em [12], em que se adotou uma energia de fratura em modo I de 280,0 Nm/m^2, próxima do valor adotado nesta comunicação e um modelo contínuo do tipo elastoplástico com enfraquecimento exponencial em tração e compressão [8], obteve-se um valor máximo de abertura de fendas de 7,8 mm. De referir que caso se adotasse uma malha não estruturada com elementos do tipo tetraédrico seria possível obter, com o modelo de fenda discreta, a fendilhação inclinada que se observa em algumas zonas da barragem real.



a) Modelo com armadura distribuída b) Modelo sem armadura distribuída

Figura 9. Campo de deslocamento amplificado 400 vezes – Época de inverno – Modelo numérico de fenda discreta com e sem armaduras

4. CONCLUSÕES

Nesta comunicação é apresentado um procedimento de cálculo térmico-mecânico com acoplamento sequencial que permite analisar o comportamento de barragens em arco com esbelteza elevada sujeitas a gradientes térmicos elevados.

Em concordância com a maioria dos participantes, conclui-se que a metodologia mais apropriada para a determinação dos campos de distribuição de temperatura em barragens de betão se baseia na análise numérica transiente [1]

Verifica-se que com um modelo mecânico de natureza descontinua, fenda discreta, com um grau de discretização maior do que o adotado em [2] é possível obter boas correlações com o observado *in situ* em barragens de betão em arco sujeitas a gradientes térmicos significativos ao longo do ano. Verifica-se igualmente que neste tipo de barragens em arco, com esbelteza elevada, é fundamental que o modelo numérico tenha em consideração as armaduras distribuídas, que em regra existem nos paramentos de montante e jusante para controlo de fendilhação e deformação.

AGRADECIMENTOS

O trabalho que se apresenta é parte do projeto de investigação DAMFA – Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão promovido pelo LNEC.

REFERÊNCIAS

[1] Theme A –Cracking of a Concrete Arch Dam Due to Seasonal Temperature Variations (2018). Proc. of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Editors Richard Malm, Manouchehr Hassanzadeh & Rikard Hellgreen, Organized by ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, Stockholm, pp. 17-237.

[2] Schclar Leitão, N.; Monteiro Azevedo, N.; Castilho, E.; Braga Farinha, L.; Câmara, R. (2018), Thermal Cracking Computational Analysis of a Concrete Arch dam. Proc. of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Editors Richard Malm, Manouchehr Hassanzadeh & Rikard Hellgreen, Organized by ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, Stockholm, pp. 107-117.

[3] Schclar Leitão, N. (2011). Environmental thermal actions – Thermal analysis of Alto Lindoso dam. Proceedings of the 6th International Conference on Dam Engineering, Lisbon, Portugal.

[4] Schclar Leitão, N. (2012). Análise térmica de barragens de betão - Ações térmicas ambientais. Relatório LNEC 185/2012-DBB/NMMF.

[5] Monteiro Azevedo, N.; Lemos, J. (1999). Modelação numérica de estruturas maciças pelo método dos elementos finitos – Formulação e implementação computacional, Relatório LNEC 14/99, pp. 1-104.

[6] Monteiro Azevedo, N.; Câmara, R. (2015). Dynamic analysis of concrete dams: fluid structure displacement based interaction models, Vol XXV (4), Dam Engineering, pp. 113-132.

[7] Monteiro Azevedo, N.; Candeias, M. (2014). Modulação de cenários de rotura em barragens de gravidade de betão com um modelo discreto de partículas, 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

[8] Willam, K. J., Warnke E. P. (1975). Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete. Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses. International Association for Bridge and Structural Engineering. 19: 1-30.

[9] Mazars J. (1986) A description of micro-and macroscale damage of concrete structures. Engineering Fracture Mechanics, 25(5):729–737.

[10] Selby, R. G.; Vecchio, F. J. (1993). Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada.

[11] Bažant Z, Oh B. Microplane model for progressive fracture of concrete and rock. Journal of Engineering Mechanics. 1985 Apr; 111(4): p. 559-582.

[12] Enzell, J.; Tolstten, M. (2018), Cracking of a concrete arch dam due to seasonal temperature variations. Proc. of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Editors Richard Malm, Manouchehr Hassanzadeh & Rikard Hellgreen, organized by ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, Stockholm, pp. 77-86.

[13] Brühwiler E. (1990) Fracture of mass concrete under simulated seismic action, Dam Engineering Vol 1, issue 3, pp 153 – 176.

[14] Silveira, A.F. (1961). As variações de temperatura nas barragens. Lisboa: LNEC.

Modelos de elementos discretos na determinação da forma de cascas




Vítor Dias da Silva[1] **Tatiana Sá Marques**[2]

RESUMO

O método da membrana é um dos mais eficazes na determinação da forma de cascas de dupla curvatura. Consiste no cálculo da deformação de uma membrana, a qual, devido à ausência de rigidez de flexão, adquire uma configuração que corresponde a uma forma funicular das cargas atuantes.
No trabalho que se pretende apresentar é estudada uma alternativa à membrana contínua, em que esta é substituída por um modelo de bielas trianguladas. A principal vantagem desta abordagem consiste em ter-se um modelo estrutural em que apenas existem estados unidimensionais de tensão, o que torna a consideração de comportamentos materiais diferentes do linear elástico, bem como de não-linearidade geométrica (grandes deslocamentos, ou mesmo grandes deformações), bastante mais simples. Na determinação da forma ótima da membrana, quer no modelo contínuo quer no discreto, é introduzida uma melhoria na aproximação das forças e consequentemente na forma final através da consideração de espessura variável.
O aspeto mais importante na obtenção de resultados equivalentes aos da membrana é o critério de definição da secção transversal das barras do modelo de bielas. Esta definição implica sempre aproximações, pois só se consegue equivalência completa entre a membrana contínua e o modelo de bielas numa situação particular, nomeadamente no caso de comportamento linear elástico, malha constituída por triângulos equiláteros e coeficiente de Poisson com o valor de 1/3.
No estudo descrito na presente comunicação comparam-se os resultados obtidos através do modelo contínuo com os fornecidos pelo modelo de bielas, considerando para este duas abordagens, no respeitante à definição das secções transversais das bielas: uma clássica e uma inovadora. Mostra-se que a segunda fornece melhores resultados. Isto verifica-se, tanto no respeitante à dependência dos resultados da malha de bielas utilizada, como à aproximação dos resultados obtidos através do modelo de bielas e dos fornecidos pelo modelo contínuo.

Palavras-chave: geração de forma de cascas, modelo de bielas

[1] Departamento Engenharia Civil da FCT da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal. vdsilva@dec.uc.pt
[2] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DEC Lisboa, Portugal. tatianasamarques@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

Na década de 60, as ferramentas computacionais eram limitadas à análise de estruturas reticuladas tridimensionais, em que os grandes vãos requeriam uma quantidade elevada de nós e barras. As cascas reticuladas trianguladas apresentam um comportamento similar às cascas contínuas do mesmo tipo. A abordagem ao contínuo, considerando-o formado por bielas, requer o estabelecimento de uma equivalência entre a estrutura reticulada espacial e a casca contínua, nomeadamente através do dimensionamento das barras, propriedades elásticas e espessura efetiva. Wright, em 1965 [1] desenvolveu uma metodologia para uma estrutura triangulada de barras numa só camada. Concluiu que a analogia entre o contínuo e o esqueleto da estrutura requer uma casca com maior espessura e propriedades elásticas mais reduzidas, isto é, as funções para as barras devem ser representativas de uma casca mais espessa e menos compressível. O mesmo autor, um ano mais tarde, numa diferente abordagem da análise do meio contínuo, recorre à discretização em barras no caso de uma casca reticulada espacial de dupla camada, com base numa ligação tetraédrica dos elementos lineares de barras [2].

Os aspetos teóricos dos estudos da década de 60 são atualmente alvo de investigação. O princípio conceptual das cascas reticuladas deve ser mantido na geração das malhas para modelação das cascas contínuas: minimização da diversidade de "configurações" de células de elementos. Existem fundamentalmente três tipos de modelos discretos: de vigas [3], de bielas [4], e modelos contínuos condensados [5]. O modelo de vigas considera a flexão e um estado unidimensional de tensão se as tensões de corte na casca forem negligenciáveis. As vantagens enunciadas pelo autor [3] relativamente aos modelos de bielas quando aplicado a cascas com grau de curvatura muito reduzido são: evitar que a matriz de rigidez tangente seja singular e que a distribuição de tensões na secção transversal dos elementos seja praticamente homogénea. Estas vantagens existem nas estruturas reticuladas trianguladas porque equilibram as ações exteriores através de esforços internos de membrana. Contudo, a sua implementação é menos simples do que os modelos de bielas, particularmente no caso de grandes deslocamentos: nos modelos de bielas não é necessário considerar graus de liberdade de rotação. A maior facilidade no desenvolvimento do modelo de bielas é fortemente incrementada quando se quer considerar a não linearidade material [6]. O modelo contínuo condensado consiste na representação do comportamento linear-elástico de um qualquer material em sistemas mecânicos bidimensionais através de células triangulares arbitrárias, constituídas por três molas lineares e três molas angulares. As rigidezes das molas são obtidas através da igualdade de energia de deformação em modelos reticulados e contínuos, sob estados de deformação constante. Ainda que o modelo tenha sido desenvolvido para problemas no plano, a introdução de uma espessura e a consideração de um estado plano de tensão em cada célula elementar corresponde ao modelo de uma membrana 3D.

Nas referências [7, 8] é apresentada uma substituição do elemento triangular plano contínuo por uma célula triangulada formada por bielas na análise do comportamento estrutural. No caso de material de comportamento linear elástico, coeficiente de Poisson de 1/3 e malha constituída por triângulos equiláteros, as matrizes de flexibilidade e de rigidez fornecem resultados análogos do comportamento estrutural.

Neste trabalho é desenvolvido um modelo de bielas com direções paralelas aos bordos da célula triangulada: o contínuo é representado por 3 camadas de fibras independentes em que em cada célula de uma camada de fibras é uma biela. As propriedades de uma biela que definem a sua rigidez, simultaneamente nos modelos de pequenas ou grandes deformações, são a lei constitutiva, e a geometria, definida pelo comprimento da barra e área da secção transversal. Quanto à lei constitutiva, é admitido o comportamento linear elástico. O comprimento coincide com a dimensão da célula triangular, função da malha. A área da secção transversal é determinada de duas formas distintas: a designada por método clássico, resultante diretamente da equivalência do estado de deformação e tensão em cada célula; a inovadora, designada por modelo de flexibilidade, em que se admite apenas o estado uniaxial de tensão e de deformação em cada camada de fibras independentes. Os resultados obtidos com estes dois modelos são comparados aos resultados obtidos com o modelo contínuo desenvolvido por Silva [9] e com recurso a [10]. Os modelos descritos anteriormente, o contínuo e os de bielas, são aplicados considerando espessura de casca variável, malha estruturada e não-estruturada, e ainda considerando material elástico linear, com e sem resistência à compressão.

2. DO MODELO CONTÍNUO AO MODELO DE BIELAS

Representar o comportamento de um meio contínuo de comportamento elástico-linear através de um modelo de barras requer a determinação das rigidezes equivalentes de três barras que constituem uma célula triangular. O objetivo é que esta célula triangular de bielas traduza tão corretamente quanto possível o comportamento do correspondente elemento plano. A rigidez de cada biela depende diretamente da área da sua secção transversal.

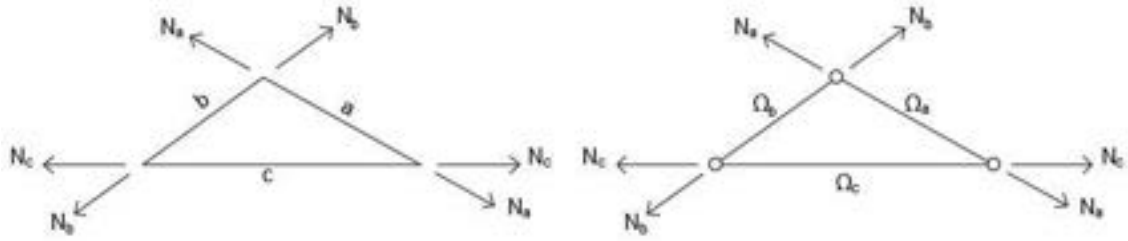


Figura 1. Elemento plano contínuo (à esq.) e célula triangular equivalente de bielas (à dir.).

No elemento plano representado na Fig.1, as forças nas direções a, b e c, são dadas pelas Eqs. (1).

$$\begin{Bmatrix} N_a \\ N_b \\ N_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} & k_{ac} \\ k_{ba} & k_{bb} & k_{bc} \\ k_{ca} & k_{cb} & k_{cc} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_a \\ \Delta_b \\ \Delta_c \end{Bmatrix} \tag{1}$$

Genericamente, a matriz de rigidez não é diagonal, ou seja, k_{ab}, k_{ac} e k_{bc} não são nulos. No modelo de bielas representado na Fig.1, as forças nas mesmas direções a, b e c podem ser relacionadas com os alongamentos das barras através da expressão:

$$\begin{Bmatrix} N_a \\ N_b \\ N_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{aa} & 0 & 0 \\ 0 & k_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & k_{cc} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_a \\ \Delta_b \\ \Delta_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E\Omega_a}{l_a} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{E\Omega_b}{l_b} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E\Omega_c}{l_c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_a \\ \Delta_b \\ \Delta_c \end{Bmatrix} \tag{2}$$

É óbvio que a equivalência completa não pode genericamente ser atingida, pois no modelo de bielas os elementos não diagonais são sempre nulos. É no cálculo das áreas das secções transversais das bielas que os métodos clássico e inovador diferem. Enquanto o primeiro método se trata de um modelo de rigidez, isto é, a equivalência com o respetivo modelo contínuo é procurada com base nos elementos diagonais da matriz de rigidez $[K]$, no segundo método a equivalência do meio contínuo é com base na determinação dos elementos diagonais da matriz de flexibilidade.

2.1 Modelo Clássico

A fim de calcular um elemento diagonal da matriz de rigidez, considere-se o elemento triangular da Fig. 2., em que está instalado um estado de deformação genérico.

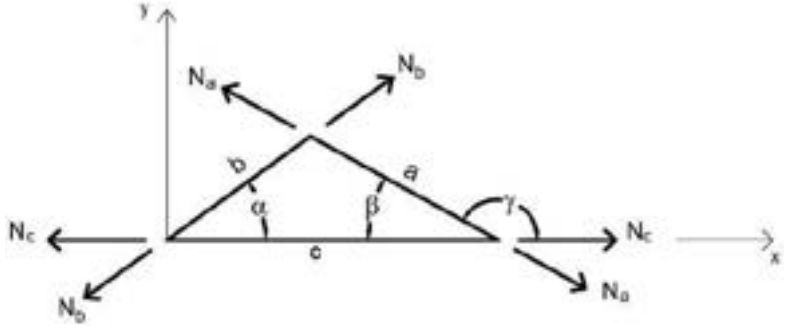


Figura 2. Elemento plano submetido a esforço axial.

As extensões $\varepsilon_a, \varepsilon_b,\ \varepsilon_c,$ respetivamente nas direções $a, b,\ c$, podem ser determinadas a partir das componentes do tensor das extensões, $\varepsilon_x, \varepsilon_y,\ \gamma_{xy},$ no sistema de eixos $x\ y$, pelas expressões seguintes:

$$\begin{cases} \varepsilon_c = \varepsilon_x \\ \varepsilon_b = \varepsilon_x\, cos^2\alpha + \varepsilon_y\, sin^2\alpha + \gamma_{xy}\, sin\alpha\, cos\alpha \\ \varepsilon_a = \varepsilon_x\, cos^2\gamma + \varepsilon_y\, sin^2\gamma + \gamma_{xy}\, sin\gamma\, cos\gamma \end{cases} \tag{3}$$

No triângulo da Fig. 2, os ângulos β, α, podem ser calculados a partir das dimensões *A*, *B* e *C* dos segmentos do contorno do elemento nas direções a, b, c:

$$\beta = acos\frac{B^2 + C^2 - A^2}{2\,B\,C};\quad \alpha = acos\frac{A^2 + C^2 - B^2}{2\,A\,C}\ \ com\ \ 0 \le\ \beta, \alpha \le \pi \tag{4}$$

A matriz de rigidez no modelo discreto é diagonal, tal como indicam as Eqs (2). Considere-se agora a determinação do coeficiente k_{cc} da matriz de rigidez. Designando por ΔC uma variação do comprimento *C*, mantendo-se constantes os comprimentos *A* e *B,* tem-se:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_x = \frac{\Delta C}{C}\ \ ;\ \ \varepsilon_b = 0\ ;\ \ \varepsilon_a = 0 \tag{5}$$

Considerando as Eqs (5) e $\gamma = \pi - \alpha$, o sistema de Eqs (3) pode ser reescrito:

$$\begin{cases} \varepsilon_y\, sin^2\beta + \gamma_{xy}\, sin\beta\, cos\beta = -\varepsilon_c cos^2\beta \\ \varepsilon_y\, sin^2\alpha - \gamma_{xy}\, sin\alpha\, cos\alpha = -\varepsilon_c cos^2\alpha \end{cases} \tag{6}$$

A resolução do sistema de Eqs (6) conduz à determinação das restantes componentes do tensor das tensões:

$$\begin{cases} \gamma_{xy} = \dfrac{\dfrac{cos^2\alpha}{sin^2\alpha} - \dfrac{cos^2\beta}{sin^2\beta}}{\dfrac{cos\alpha}{sin\alpha} - \dfrac{cos\beta}{sin\beta}}\ \varepsilon_c = \Phi\ \varepsilon_c \\ \varepsilon_y = -\dfrac{\dfrac{cos^2\alpha\ cos\beta}{sin\alpha} - \dfrac{cos\alpha\ cos^2\beta}{sin\beta}}{sin\alpha\ cos\beta\ + cos\alpha\ sin\beta}\ \varepsilon_c = -\Theta\ \varepsilon_c \end{cases} \tag{7}$$

Uma vez conhecido o estado de deformação, o estado de tensão associado é calculado com recurso à lei de Hooke generalizada, através das seguintes expressões:

$$\begin{cases} \sigma_x = \dfrac{E}{1-\nu^2}\left(\varepsilon_x + \nu\ \varepsilon_y\right) = \dfrac{E\ \ \varepsilon_c}{1-\nu^2}\ (1 - \nu\ \Theta) = E\ \chi\ \ \varepsilon_c \\ \sigma_y = \dfrac{E}{1-\nu^2}\left(\nu\ \varepsilon_x +\ \ \varepsilon_y\right) = \dfrac{E\ \ \varepsilon_c}{1-\nu^2}(\nu - \Theta) = E\ \psi\ \ \varepsilon_c \\ \tau_{xy} = \dfrac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{xy} = \dfrac{E\ \ \varepsilon_c}{2(1+\nu)}\Phi = \ E\ \varsigma\ \ \varepsilon_c \end{cases} \tag{8}$$

A energia interna de deformação, W_{int}, do elemento de espessura *t*, representado na Fig. 2, submetido ao esforço de tração axial N_c, é calculada por:

$$W_{int} = \frac{1}{2}\ \underbrace{\frac{1}{2}C\ B\ sin\beta}_{\text{Área do triângulo}}\ \ t\ \underbrace{E\ (\chi - \psi\Theta + \varsigma\Phi\ )\frac{\Delta C^2}{C^2}}_{\sigma_x\varepsilon_x + \sigma_y\varepsilon_y + \tau_{xy}\gamma_{xy}} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}B\ sin\beta\ t\ E\ F\frac{\Delta C^2}{C}\right) \tag{9}$$

$$com\ F = F(\alpha, \beta, \nu) = \chi - \psi\ \Theta + \varsigma\Phi$$

Uma vez que as forças N_a e N_b não realizam trabalho ($\Delta A = \Delta B = 0$), o trabalho realizado pelas forças exteriores, W_{ext}, é calculado por:

$$W_{ext} = \frac{1}{2}N_c\ \Delta C \tag{10}$$

Igualando as Eqs. (9) e (10), tem-se

$$W_{ext} = W_{int} \Rightarrow N_c = \frac{1}{2}\ B\ sin\beta\ t\ E\ F\frac{\Delta C}{C} \tag{11}$$

A rigidez elementar k_{cc}, representativa da barra na direção c, é então dada por:

$$k_{cc} = \frac{N_c}{\Delta C} = \frac{1}{2}\ B\ sin\beta\ \frac{t\ E\ F}{C} \tag{12}$$

Igualando a Eq. (12) ao correspondente valor do modelo de bielas (Eq. (2)), obtém-se a área equivalente do modelo clássico, $\Omega_{c_eq,clas}$, da barra na direção c ($l_c = C$),

$$k_{cc} = \frac{E\Omega_{c_eq,clas}}{C} = \frac{1}{2}\, B\, sin\beta\, \frac{t\, E\, F}{C} \Rightarrow \Omega_{c_eq,clas} = \frac{1}{2}\, h\, t\, F \tag{13}$$

2.2 Modelo de Flexibilidade

Tal como o nome sugere, este modelo baseia-se na determinação dos elementos diagonais da matriz de flexibilidade do elemento triangular contínuo (inversa da matriz de rigidez, Eq. (1)).
Pode determinar-se uma coluna da matriz de flexibilidade considerando não nula uma das forças N (Fig. 2) e as restantes duas nulas. Nestas condições tem-se um estado de tensão unidimensional.
Considere-se $N_a = N_b = 0$ e $N_c \neq 0$. As componentes do tensor das tensões σ_y e τ_{xy} são nulas. Admitindo o comportamento linear elástico do material, as componentes não nulas do tensor das tensões e das extensões são as seguintes:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_x = \frac{\Delta C}{C} \quad ; \quad \sigma_c = \sigma_x = E\, \varepsilon_c \tag{14}$$

Nestas condições, a energia interna de deformação, W_{int}, do elemento de espessura *t*, submetido ao esforço de tração axial *N*, e o trabalho realizado pelas forças exteriores, W_{ext}, na barra da direção c, com área equivalente no modelo de flexibilidade, $\Omega_{c_eq,fib}$, reduzem-se às seguintes expressões:

$$W_{int} = \frac{1}{2} \underbrace{\frac{1}{2} C\, B\, sin\beta}_{\text{Área do triângulo}}\, t\, \underbrace{E\, \frac{\Delta C^2}{C^2}}_{\sigma_x \varepsilon_x} = \frac{1}{2} \frac{B\, sin\beta\, t\, E\, \Delta C^2}{2\, C} \tag{15}$$

$$W_{ext} = \frac{1}{2} N_c\, \Delta C \tag{16}$$

Igualando as Eqs. (15) e (16) vem

$$W_{int} = W_{ext} \Rightarrow N_c = \frac{B\, sin\beta\, t\, E\Delta C}{2\, C} \tag{17}$$

A rigidez elementar k_{cc}, representativa da barra na direção c, é então dada por:

$$k_{cc} = \frac{N_c}{\Delta C} = \frac{B\, sin\beta\, t\, E\Delta C}{2\, C} \frac{1}{\Delta C} = \frac{h\, t\, E}{2\, C} \tag{18}$$

Igualando a Eq. (18) ao correspondente valor do modelo de bielas (Eq. (2)), obtém-se a área equivalente do modelo de flexibilidade, $\Omega_{c_eq,flex}$, da barra na direção c ($l_c = C$),

$$k_{cc} = \frac{E\Omega_{c_eq,flex,}}{C} = \frac{h\, t\, E}{2\, C} \Rightarrow \Omega_{c_eq,flex} = \frac{h\, t}{2} \tag{19}$$

3. ESPESSURA VARIÁVEL

Um ponto *P*, de coordenadas genéricas *(x,y)*, é definido pela distância ao centro r_o, pelo ângulo global α_o e pelo ângulo setorial α (ver Fig. 3) calculado por:

$$\alpha = f(\alpha_o, \alpha_s) \tag{20}$$

As espessuras são valores compreendidos entre os extremos pré-definidos e_{min} e $e_{máx}$ e são dados de entrada do programa. A espessura mínima, e_{min}, é prescrita no centro O e em todos os pontos médios do segmento genérico *AB*, que são representados na Fig. 3 pelo ponto *C* situado à distância *r* calculada por:

$$r = r_o\, cos\left(\frac{\alpha_s}{2} - \alpha\right) \tag{21}$$

Definindo a ordenada *s* num segmento de comprimento s_m, a equação do 2º grau que fornece a espessura, $e(s)$, na ordenada s, quando a espessura em $s = 0$ é e_{min} e em $s = s_m$ é $e_{máx}$, é a seguinte:

$$e(s) = \frac{e_{máx} - e_{min}}{s_m^2} s^2 + e_{min} \tag{22}$$

Se s for a ordenada na nervura *OD* de comprimento d_{rm}, substituindo na Eq. (22) s_m por d_{rm} e s pelo seu valor, a espessura e_1 no ponto genérico *B* sobre a nervura é obtido:

$$e_1 = \frac{e_{máx} - e_{min}}{d_{rm}^2}\left[\frac{r}{cos\frac{\alpha_s}{2}}\right]^2 + e_{min} \tag{23}$$

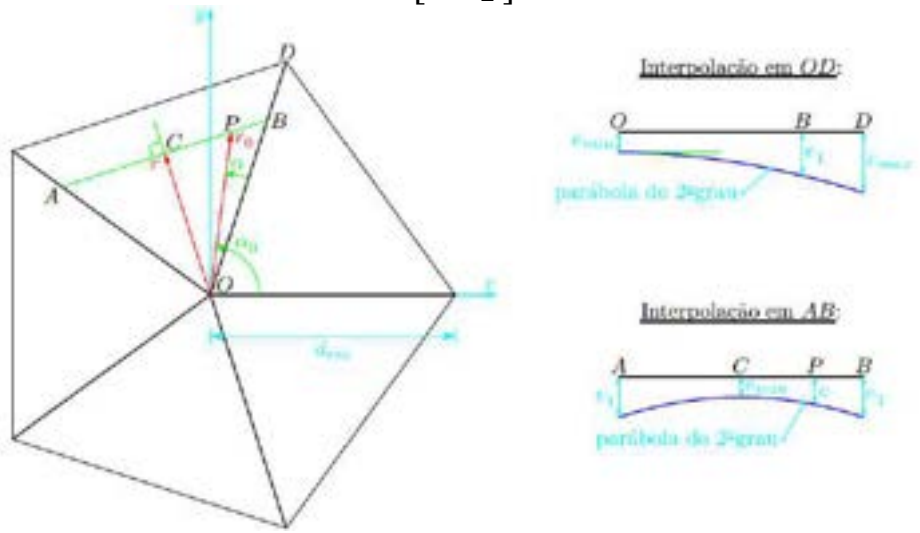


Figura 3. Variação da espessura.

O valor da espessura *e* em *P* é obtido pela seguinte sequência de cálculos:

- distância $\overline{AB}$, dada por:

$$s_m = r\ tan\left(\frac{\alpha_s}{2}\right); \tag{24}$$

- coordenada s:

$$s = \sqrt{r_0^2 - r^2}; \tag{25}$$

- cálculo de e_1 por eq. (23) e de r pela eq. (21);
- finalmente, a espessura é dada por

$$e = \frac{e_1 - e_{min}}{\left[r\ tan\left(\frac{\alpha_s}{2}\right)\right]^2}(r_0^2 - r^2) \tag{26}$$

4. CASO DE ESTUDO DE CASCA DE FORMA LIVRE

O exemplo considerado para a apresentação dos resultados obtidos pela aplicação dos três métodos em estudo (método da membrana e modelos de bielas, clássico e de flexibilidade paralelas) na geração das superfícies médias da cobertura em casca de forma livre, é com base numa estrutura com planta pentagonal, apoiada nos cinco vértices. Na Fig. 4. estão apresentadas as plantas da casca pentagonal em análise, considerando dois tipos de malhas: malha estruturada e malha não estruturada.

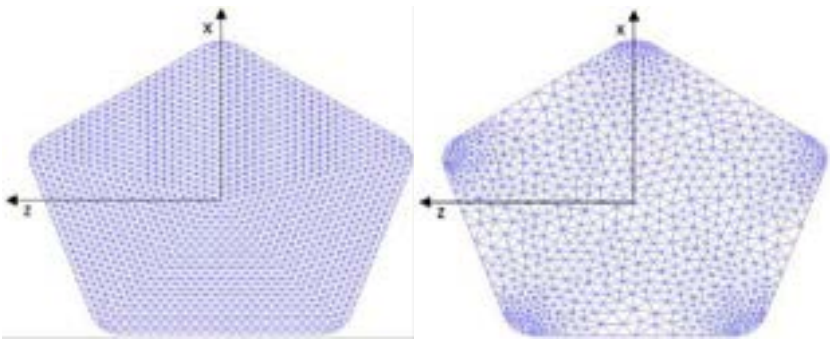


Figura 4. Planta da casca pentagonal (malha estruturada à esquerda e não estruturada à direita).

A dimensão máxima radial em planta (plano xz) é dada por 9,63 m. A variação da espessura da casca em análise encontra-se apresentada na Fig. 5, em perspetiva e em planta.
Na determinação da deformada considerou-se o peso próprio da membrana, tendo em conta a distribuição de espessuras e ajustando-se o módulo de elasticidade fictício de modo a obter-se um deslocamento de 6 m no ponto central. Foi considerada uma lei constitutiva definida em termos de extensão de Green e da tensão de Piola-Kirchhoff. No modelo contínuo utilizou-se o sistema FEPS [10]. Os modelos de bielas foram programados de raiz em ambiente MATLAB [11].

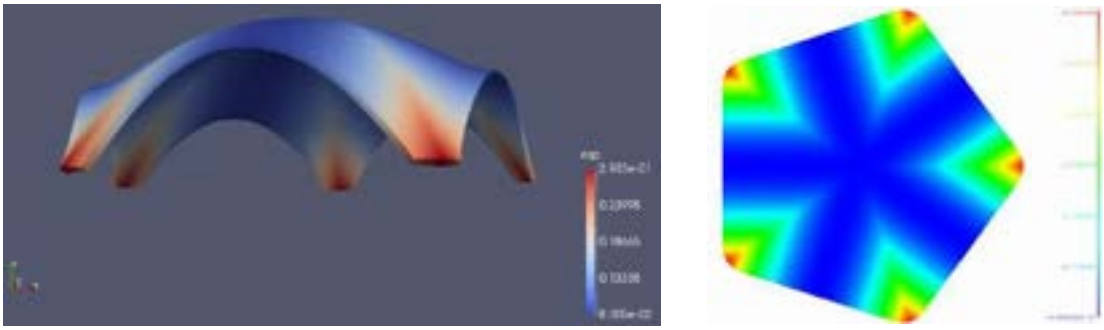


Figura 5. Distribuição de espessura em perspetiva (à esquerda) e em planta (à direita).

Para cada um dos três modelos, e para cada um dos tipos de malha (estruturada e não-estruturada), foi determinada a superfície média da casca de forma livre, sob ação do peso próprio, considerando uma lei constitutiva linear (lei de Hooke) válida em tração e em compressão e lei linear apenas com resistência à tração. No Quadro 1 encontram-se todas as análises realizadas e a respetiva designação.

Quadro 1. Designação das análises realizadas na determinação da forma.

Tipo de Malha	*Lei Constitutiva*	*Método de Análise*	*Legenda*
Malha estruturada	Tração e Comp.	Membrana FEPS	STR-FEPS
		Modelo Clássico	STR-GRID_CM
		Modelo de Flexibilidade	STR-GRID_FM
	Tração	Membrana FEPS	STR-FEPS-T
		Modelo Clássico	STR-GRID_ CM T
		Modelo de Flexibilidade	STR- GRID_FM-T
Malha não-estruturada	Tração e Comp.	Membrana FEPS	NSTR-FEPS
		Modelo Clássico	NSTR- GRID_CM
		Modelo de Flexibilidade	NSTR-GRID_FM
	Tração	Membrana FEPS	NSTR-FEPS-T
		Modelo Clássico	NSTR- GRID_CM-T
		Modelo de Flexibilidade	NSTR-GRID_FM-T

Os resultados comparativos obtidos da coordenada y (vertical) dizem respeito ao plano de corte vertical representado na Fig. 6.

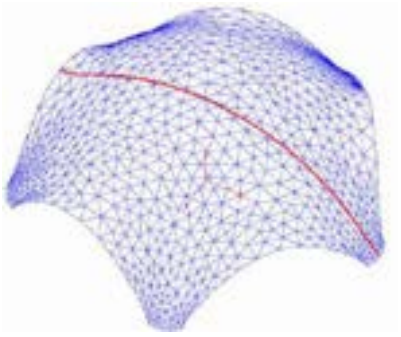


Figura 6. Perspetiva do plano de corte vertical.

Nas Figs. 7, 8 e 9 encontram-se os resultados obtidos na determinação da forma da casca em análise, representados por um corte vertical (ver Fig. 6) pelo método da membrana, modelo clássico e modelo de flexibilidade, respetivamente.

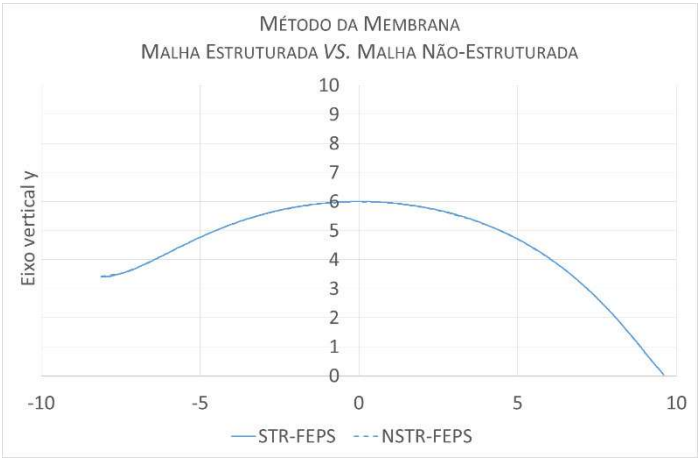


Figura 7. Corte da superfície média, obtida pelo método da membrana.



Figura 8. Corte da superfície média, obtida pelo modelo clássico.

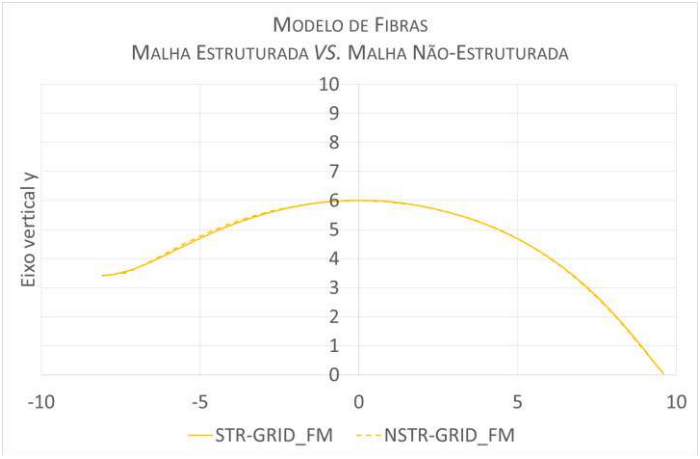


Figura 9. Corte da superfície média, obtida pelo modelo de flexibilidade.

Nas Figs. 10 e 11 são apresentadas as comparações dos resultados obtidos entre o método da membrana e os modelos clássico e de flexibilidade, respetivamente, através um corte vertical das superfícies médias.



Figura 10. Corte da superfície média, obtido polo método da membrana e pelo modelo clássico.

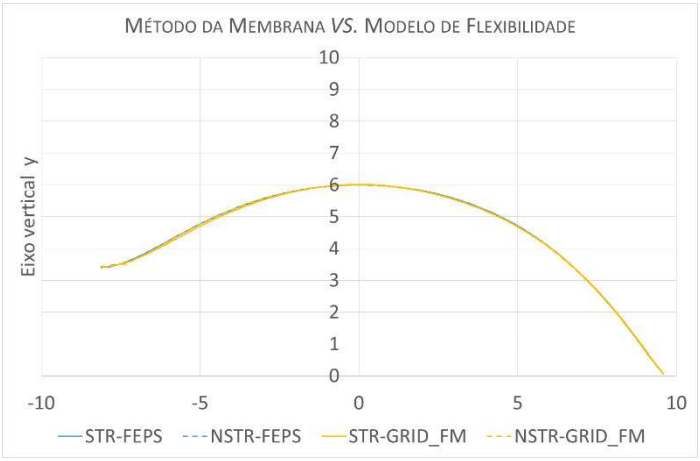


Figura 11. Corte da superfície média, obtido polo método da membrana e pelo modelo de flexibilidade.

Na Fig. 12 encontram-se os resultados obtidos por todos os métodos, considerando uma lei constitutiva linear de tração e compressão e uma lei constitutiva linear em tração, mas sem resistência à compressão.

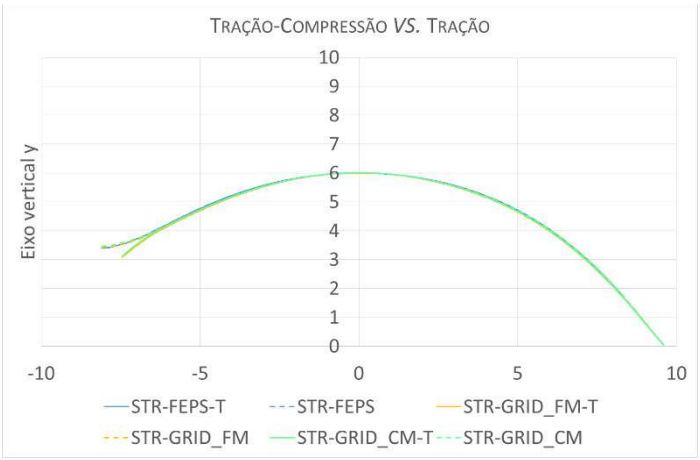


Figura 12. Corte da superfície média, obtido com e sem resistência à tração.

5. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados obtidos através dos três métodos, é possível concluir que o tipo de malha adotada tem maior influência na determinação da forma quando se adota o modelo de bielas clássico do que o modelo de bielas de flexibilidade, sendo o último mais próximo da análise pelo método da membrana (resultados praticamente independente do tipo de malha considerada). Os resultados obtidos por ambos os modelos de bielas são praticamente idênticos aos resultados do método da membrana, ainda que exista uma diferença quando se considera a ausência de compressão nas barras (lei constitutiva linear de tração), que é apenas significativa no bordo livre.

REFERÊNCIAS

[1] Wright, D.T. (1965). Membrane forces and buckling of reticulated shells. Proc. American Society of Civil Engineers, Structural Division, 91, ST1, pp.173-201.

[2] Wright, D.T. (1966). A continuum analysis for double layer space frame shells. IABSE Publ., Zürich, 26.

[3] Reck, M. (2017). Lattice spring methods for arbitrary meshes in two and three dimensions. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 110, pp. 333–349.

[4] Zhao, G-F. (2010). Development of micro-macro continuum-discontinuum coupled numerical method. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Tese de doutoramento.

[5] Zhao, G-F; Fang, J.; Zhao, J. (2011). A 3D distinct lattice spring model for elasticity and dynamic failure. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 35(8), pp. 859–885.

[6] Jarzabek, R. D. (2016). Properties of nonlinear normal spring lattices regarding stability and mechanical behavior. Proc. of ECCOMAS Congress, Crete, Greece.

[7] Doltsinis, I. (2017). A note on the stiffness and flexibility natural approach to the triangle spring cell. Engineering Computation, Vol. 35, Issue 3, pp. 1130-1139.

[8] Dias da Silva; Jarzabek, R. D.; Reck, M.; Doltsinis, I. (2017). Application of lattice spring models for shell structures. 2nd year report, DAAD project Stuttgart-Coimbra, IST- Stuttgart.

[9] Silva, V.D.; Júlio, E.N.B.S. ″Computation of Membrane Shapes for Arch Dams″ em *Advances in Structural Engineering* Computing. Ed. por B.H.V. Topping e M. Papadrakakis, CIVIL-COMP Ltd, 1994, p. 49-55.

[10] Wüstenberg H. FEPS 3.3—Finite Element Programming System, Element Library. ICA-Report No. 22, Stuttgart, 1986.

[11] MathWorks. (2017). "MATLAB - R2017″. Licença académica.

Desenvolvimento de uma metodologia para a simulação do efeito das serpentinas de refrigeração: Aplicação a uma barragem abóbada durante a construção

José Conceição[1] Rui Faria[2] Miguel Azenha[3] Manuel Miranda[4]

RESUMO

Na construção das barragens abóbada, os gradientes térmicos devidos ao calor de hidratação do cimento e à baixa condutibilidade térmica do betão conduzem a deformações volumétricas que, caso restringidas, podem levar ao surgimento de tensões de tração significativas. Portanto, torna-se necessária a adoção de medidas de controlo da temperatura por forma a evitar a fendilhação do betão. Uma das ações mais eficazes prende-se com a adoção de serpentinas de refrigeração artificial, que também são usadas na redução uniforme da temperatura da abóbada até à temperatura de injeção das juntas de contração. Apesar da relevância, os estudos da construção de barragens abóbada são escassos na bibliografia atual. Para isto contribui a simulação numérica das serpentinas de refrigeração, pois as metodologias existentes baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF) acarretam um elevado esforço computacional ou uma alteração dos códigos existentes. Para ultrapassar estas dificuldades, propõe-se que o efeito térmico das serpentinas seja reproduzido através de superfícies equivalentes de refrigeração. Por fim, salienta-se que esta nova metodologia foi aplicada e validada com recurso a um caso de estudo real.

Palavras-chave: Barragem abóbada, Serpentinas de refrigeração, Simulação numérica

1. INTRODUÇÃO

Nas estruturas massivas, as tensões de origem térmica são a principal causa de fendilhação do betão nas primeiras idades [1]. O calor liberado pela hidratação do cimento conduz ao aparecimento gradientes térmicos que, por sua vez, originam deformações volumétricas; quando restringidas, geram tensões de tração suscetíveis de fendilhar o betão jovem [2-5]. No caso das barragens torna-se necessário o controlo destas tensões autoinduzidas, caso contrário a aparência, a durabilidade e a estanquidade podem ficar comprometidas [2, 5, 6]. Portanto, a avaliação das tensões geradas pelo calor de hidratação, tendo em conta os efeitos da fluência, constitui um dos aspetos mais relevantes a considerar no projeto e na construção das barragens de betão [4, 7]. Aliás, no que respeita às barragens abóbada, a simulação do comportamento termomecânico durante a construção está entre os tópicos que carecem de investigação [8]. Contudo, tanto os engenheiros como os investigadores têm dificuldade em simular numericamente a totalidade da construção das barragens abóbada [9]. Na bibliografia, as simulações tridimensionais realistas da construção de barragens abóbada são bastante incomuns, pois constituem um dos desafios mais complexos no que se refere à avaliação da segurança das estruturas [10]. As contribuições mais relevantes estão disponíveis em [9-12].

A construção de barragens abóbada com betão convencional requer blocos de tamanho limitado, de forma a evitar a ocorrência de fissuração de origem térmica [2]. Portanto, as barragens abóbadas são

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dep. de Engª. Civil – CONSTRUCT, Porto, Portugal. dec10021@fe.up.pt
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dep. de Engª. Civil – CONSTRUCT, Porto, Portugal. rfaria@fe.up.pt
[3]Dep. de Engª. Civil da Escola de Engª. da Univ. do Minho – ISISE, Guimarães, Portugal. miguel.azenha@civil.uminho.pt
[4]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dep. de Engª. Civil, Porto, Portugal. manuelpinhomiranda@gmail.com

construídas através de blocos individuais (ver Fig. 1a), separados por juntas de contração, que adotam um espaçamento de cerca de 15m; por sua vez, cada bloco é dividido em várias camadas de betonagem, com espessuras de 1.5, 2.0 ou de 3.0m [5, 13, 14]. Além disso, o betão nas idades jovens deve ser objeto de cura e proteção adequadas, obrigando à adoção de medidas de controlo, das quais se destacam: a refrigeração artificial prévia dos constituintes do betão (pré-refrigeração); utilização de cimentos de baixo calor de hidratação ou de pozolanas; o uso de agregados com elevada difusibilidade e/ou com baixa deformabilidade térmica; a betonagem com camadas pouco espessas; o ajuste do cronograma de construtivo, nomeadamente do intervalo entre camadas sucessivas, da diferença entre blocos adjacentes, ou a paralisação dos trabalhos (condições extremas); a proteção térmica das superfícies exteriores, isto é, a adoção de mantas térmicas e a protelação da remoção de cofragens; e a refrigeração artificial do betão (pós-refrigeração) [4, 5, 13]. Esta última medida consiste na circulação de água fria em serpentinas colocadas, em geral, sobre a superfície de cada camada (ver Fig. 1b) [5, 13, 15]. Este sistema assume ainda um papel relevante na garantia da natureza monolítica da abóbada, visto que a continuidade horizontal necessária à obtenção do efeito de arco exige o enchimento das juntas de contração com calda de cimento e, por sua vez, a abertura mínima das juntas necessária à operação de injeção depende da contração volumétrica do betão promovida pela pós-refrigeração [5, 14, 15].



a) **b)**

Figura 1. Construção de uma barragem abóbada: a) vista geral; b) serpentinas de refrigeração.

Do ponto de vista numérico, a simulação da pós-refrigeração constitui um dos principais desafios no que respeita ao estudo térmico das barragens abóbada durante a construção. Geralmente, o efeito das serpentinas é simulado através de modelos numéricos suportados pelo MEF, de acordo com os seguintes métodos: (*i*) discreto; e (*ii*) equivalente. Salienta-se que, nos últimos anos, vários autores têm usado tanto o método discreto [17-20] como o equivalente [10, 12, 13, 21]. O primeiro método é amplamente usado no estudo térmico das estruturas de betão, garantindo resultados de elevada precisão; porém, a sua aplicação torna-se difícil no caso de grandes barragens, visto que os tubos são reproduzidos através de EF 1D e, portanto, exigem um elevado refinamento da malha. O segundo método [4, 16] implica um menor refinamento da malha e, portanto, uma menor capacidade de processamento computacional; por este motivo é amplamente usado na engenharia de barragens; neste caso, o efeito dos tubos é traduzido por uma fonte de remoção de calor, distribuída uniformemente na massa de betão; como desvantagem, não reproduz os gradientes térmicos em torno dos tubos de refrigeração e, além disso, implica a reprogramação dos códigos MEF existentes. Por conseguinte, o presente artigo pretende fornecer um novo método para a simulação das serpentinas, com base em superfícies equivalentes de refrigeração, nas quais são usados EF de fronteira descritos pela lei de Newton do arrefecimento. Com isto, evita-se um esforço computacional excessivo, bem como uma alteração dos códigos de cálculo existentes. A sua adequabilidade é testada através da análise térmica de um bloco central de uma barragem abóbada construída em Portugal, para a qual existem dados relativos à monitorização in-situ das temperaturas e à caraterização laboratorial do betão. As simulações numéricas foram realizada através do programa DIANA FEA [17]; o problema térmico foi reproduzido por meio de um modelo transiente, que engloba a geração do calor de hidratação, tal como os fluxos para o meio ambiente e para as serpentinas. Por fim, salienta-se que a estratégia de modelação adotada é similar à reportada pelos autores em [3, 18, 19].

2. MODELO TÉRMICO

2.1 Lei de Fourier, geração de calor e condições fronteira

O campo de temperaturas é calculado a partir da equação de balanço energético [20]

$$k\nabla\cdot(\nabla T)+\dot{Q}=\rho c\dot{T} \tag{1}$$

onde k é a condutibilidade térmica, T é a temperatura, $\dot{Q}$ diz respeito à geração interna de calor e ρc é o calor específico volumétrico. A taxa de geração interna de calor que traduz a natureza termoativada das reações de hidratação do cimento é reproduzida por meio da Lei de Arrhenius [21]

$$\dot{Q}=a\,f(\alpha)\,e^{-E_a/(RT)} \tag{2}$$

onde a é uma constante (Js^{-1}), $f(\alpha)$ é uma função que descreve a evolução da geração de calor normalizado, α corresponde ao rácio entre o calor total $Q(t)$ gerado até ao instante t e o calor total que pode ser libertado até à conclusão das reações de hidratação Q_∞, E_a é a energia de ativação aparente ($Jmol^{-1}$), R é a constante universal dos gases perfeitos ($8.314 Jmol^{-1}K^{-1}$). As fronteiras térmicas são descritas pela Lei de Newton de arrefecimento [22]

$$q=h_c\,(T_b-T_a) \tag{3}$$

na qual q é fluxo de calor por unidade de área (W/m^2), h_c é o coeficiente de convecção ($Wm^{-2}K^{-1}$), T_b é a temperatura da superfície do betão, T_a é a temperatura do ar ambiente. Geralmente, o efeito da radiação é reproduzido conjuntamente com a convecção, por meio de um coeficiente h_{cr}, que substitui h_c na Eq. (3) [18]. Caso as superfícies do betão não contactem diretamente com o ar, devido à utilização de cofragens ou de mantas de cura, a consideração das várias camadas de materiais (entre o betão e ar) pode ser traduzida através de um coeficiente de convecção-radiação equivalente h_{eq} [18]

$$h_{eq}=\left(\frac{1}{h_{cr}A}+\sum_1^n\frac{l_i}{k_iA}\right)^{-1} \tag{4}$$

onde A é a unidade de área na qual ocorre a transferência de calor, l_i é a espessura de cada camada, k_i é a condutibilidade térmica de cada material. A implementação computacional da Eq. (1) através do MEF permite determinar o campo transiente de temperaturas. A sua resolução numérica conduz a um problema não-linear e, portanto, o sistema global de equações é revolvido através de um processo incremental-iterativo baseado no método Newton-Raphson. O modelo térmico acima descrito está implementado no programa DIANA FEA [17], que foi usado como ferramenta no presente trabalho.

2.2 Tubos de refrigeração

2.2.1 Método discreto

A variação da temperatura da água $T_{m,w}$ a longo do tubo (na direção z) é calculada através de [22]

$$\dot{m}_w\,c_w\frac{dT_{m,w}}{dz}=h_w\,P\left(T_{s,w}-T_{m,w}\right) \tag{5}$$

onde $\dot{m}_w$ é o caudal mássico da água, c_w é o calor específico da água, $T_{m,w}$ é a temperatura média da água, h_w é o coeficiente de transferência convectiva de calor entre a água e o betão, P é o perímetro da superfície do tubo e $T_{s,w}$ é a temperatura do betão – ver mais detalhes em [23]. Se $T_{s,w}>T_{m,w}$ o calor é transferido para a água e $T_{m,w}$ cresce com z; se $T_{s,w}<T_{m,w}$ ocorre o contrário. Neste método, as serpentinas são compostas por vários EF conectados de forma sequencial. Em cada passo de tempo, a temperatura da água é calculada em cada nó, começando pelos nós que correspondem à entrada do fluido. Portanto, torna-se necessária a predefinição da temperatura da água à entrada da serpentina $T_{w,in}$. Refira-se ainda que a implementação da Eq. (5) pelo MEF – que se encontra disponível no DIANA FEA [17] – conduz a uma não-linearidade adicional, devido à interação térmica entre os tubos e o betão.

2.2.2 Método equivalente

Segundo Zhu [4], a equação de balanço energético Eq. (1) pode ser reescrita de maneira a considerar o efeito equivalente das serpentinas de refrigeração, resultando

$$k\nabla\cdot(\nabla T)+\rho c\left[\left(T_{c,in}-T_{w,in}\right)\frac{\partial\phi}{\partial t}+\theta_0\frac{\partial\psi}{\partial t}\right]=\rho c\,\dot{T} \tag{6}$$

onde $T_{c,in}$ é a temperatura inicial do betão, $T_{w,in}$ é a temperatura da água à entrada das serpentinas, θ_0 é a elevação da temperatura num calorímetro adiabático, $\phi(t)$ e $\psi(t)$ são funções que descrevem o efeito das serpentinas de refrigeração – consultar detalhes em [4].

2.2.3 Método da superfície equivalente

Tal como referido anteriormente, o método equivalente implica a resolução da Eq. (6) e, desta forma, exige uma alteração dos códigos existentes; além disso, o efeito dos tubos é tido em conta através da modificação da fonte interna de calor. Consequentemente, a geração do calor de hidratação não pode ser expressa através de uma lei de Arrhenius. Ademais, a influência dos tubos está restrita à temperatura média da camada de betão; logo, os gradientes verticais (entre o plano da serpentina e o núcleo da camada) não podem ser adequadamente previstos. Por estas razões, apresenta-se uma nova metodologia, na qual a serpentina de refrigeração é reproduzida através de uma fronteira térmica descrita pela Lei de Newton de arrefecimento, na qual o fluxo de calor $q_{w,eq}$ ($\mathrm{Wm^{-2}}$) é traduzido por

$$q_{w,eq}=h_{w,eq}\left(T_d-T_w\right) \tag{7}$$

onde T_d é a temperatura do betão, T_w é a temperatura da água (igual a $T_{w,in}$), e $h_{w,eq}$ é o coeficiente de convecção da superfície equivalente (numa área $A_{w,eq}$). Contudo, este último coeficiente não pode ser avaliado experimentalmente – o método das superfícies equivalentes é um artifício numérico. Logo, propõe-se uma fórmula para a estimação de $h_{w,eq}$, com auxílio dos estudos [4, 16, 24], na qual

$$h_{w,eq}=\frac{\dot{m}_w\,c_w\times[1-(1-g)\times e^{-\xi}]\times(1-e^{-2.70\xi})}{A_{w,eq}} \tag{8}$$

tendo em conta que

$$\xi=\frac{k_b L}{c_w\rho_w q_w} \qquad\qquad g=\frac{\ln(100)}{\ln(b/r_e)+(k_c/k_p)\times\ln(r_e/r_i)} \tag{9}$$

$$b=\sqrt{1.07S_hS_v/\pi}\ \text{(arranjo retangular dos tubos)} \tag{10}$$

onde $\dot{m}_w$($\mathrm{kgs^{-1}}$) é o caudal mássico da água, c_w ($\mathrm{Jkg^{-1}K^{-1}}$) é o calor específico da água, ρ_w é a massa volúmica da água ($\mathrm{kg/m^3}$), k_c ($\mathrm{Wm^{-1}K^{-1}}$) é a condutibilidade térmica do betão, L (m) é o comprimento da serpentina, q_w ($\mathrm{m^3/s}$) é o caudal da água, b (m) é o raio do cilindro equivalente de betão refrigerado por cada serpentina, r_e (m) é o raio exterior dos tubos, r_i (m) é o raio interior dos tubos, k_p é a condutibilidade térmica dos tubos, S_h (m) é o espaçamento horizontal, e S_v (m) é o espaçamento vertical.

3. APLICAÇÃO: BARRAGEM ABÓBADA DURANTE A CONSTRUÇÃO

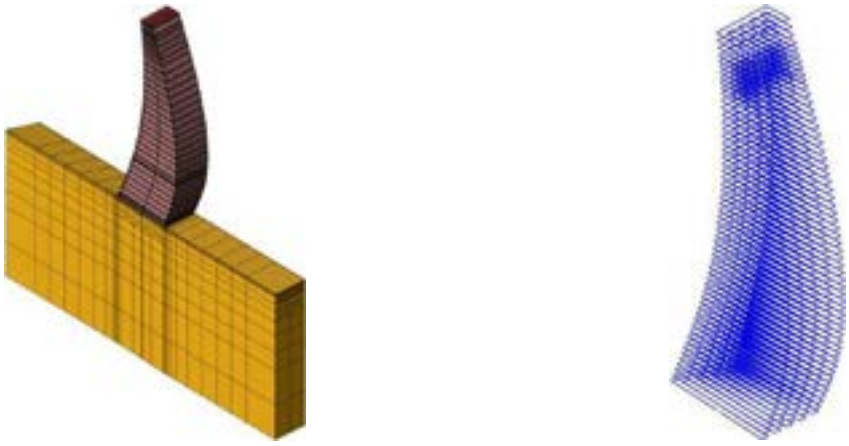
3.1 Descrição geral

As estratégias numéricas descritas no capítulo anterior serão utilizadas para prever o comportamento térmico de um bloco central de uma barragem abóbada, construída no norte de Portugal. Este bloco possui 111m de altura (entre as cotas 113m e 224m) e uma espessura que varia entre 30.5m e 8.15m; além disso, possui 17m de largura. A operação de betonagem foi dividida em 60 camadas, durante cerca de ~672dias. Isto significa que a consola foi maioritariamente construída com camadas de 2m de espessura – exceto junto à fundação e ao coroamento. As cofragens foram mantidas durante os primeiros 3-4 dias de idade do betão; no entanto, durante o inverno, as operações de remoção foram adiadas até aos 7 dias. A pós-refrigeração foi usada na redução do pico de temperatura durante as primeiras idades do betão (refrigeração inicial), bem como na redução uniforme da temperatura da barragem necessária à injeção das juntas de contração (refrigeração intermédia e/ou final). Para isso, usaram-se serpentinas de polietileno com 1”. Estes tubos adotaram um espaçamento horizontal de ~1.9m (10 ramos) e um espaçamento vertical máximo de 2.0m. A fase inicial de refrigeração decorreu entre os 4-20 dias de idade do betão, através da circulação de água natural do rio. Entre as cotas 113m e 146m foi igualmente realizada uma refrigeração intermédia com água do rio, que teve início aos ~272 dias e durou cerca de 30 dias. A refrigeração final foi realizada aos ~568dias com água refrigerada a ~5ºC ou com água natural

do rio, dependendo se a temperatura do betão estava ou não próxima da desejável. Por fim, deve-se notar que o estudo está restrito a ~766 dias, isto é, o período necessário para ter em conta a presença dos blocos adjacentes e a pós-refrigeração.

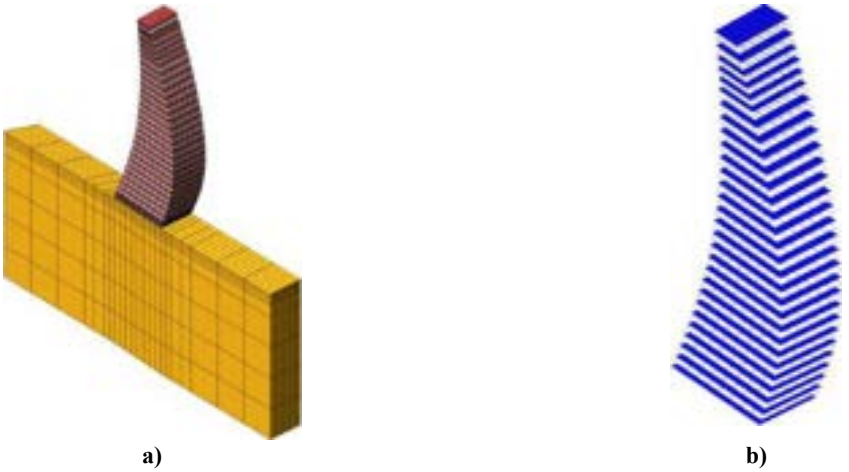
3.2 Estratégia de modelação

As evoluções das temperaturas foram simuladas através de análises térmicas faseadas e com recurso a uma discretização 3D. Ademais, realça-se que o efeito das serpentinas de refrigeração foi estudado de acordo com dois métodos distintos: o primeiro representa as serpentinas através de EF lineares de 2 nós (método discreto); a segundo adota EF de fronteira, compostos por quadriláteros de 4 nós, nos planos das serpentinas (superfícies equivalentes). Portanto, estas duas metodologias foram incorporadas em dois modelos independentes que, por uma razão de clareza, denominam-se de modelo MD (método discreto) e de modelo SE (superfícies equivalentes). Em relação ao modelo MD, a análise térmica utilizou 49896 EF hexaédricos de 8 nós para o betão (60 camadas de betonagem), 4222 EF hexaédricos de 8 nós para a fundação, EF quadriláteros de 4 nós nas fronteiras térmicas, e EF de 2 nós para os tubos de refrigeração. Por sua vez, o modelo SE é composto por 5862 EF hexaédricos de 8 nós para o betão (60 camadas), 1188 EF hexaédricos de 8 nós para a fundação, EF quadriláteros de 4 nós nas fronteiras térmicas, e EF quadriláteros de 4 nós para representar as superfícies equivalentes de refrigeração. Nas Figs. 2 e 3 encontram-se as malhas de EF adotadas.



a) b)

Figura 2. Malha do modelo MD (método discreto): a) vista geral; b) serpentinas (detalhe).



a) **b)**

Figura 3. Malha do modelo SE (superfícies equivalentes): a) vista geral; b) serpentinas (detalhe).

Acrescenta-se ainda uma observação importante relativamente ao refinamento da malha: o número de EF foi mantido o menor possível, tentando não comprometer os resultados e evitando um esforço computacional excessivo. Ademais, o objetivo do trabalho reside na determinação da evolução geral

do comportamento térmico da barragem e, isto posto, não se pretende um estudo detalhado do controlo da fendilhação térmica. As galerias não foram discretizadas, pois não se obtiveram informações sobre a temperatura do ar no interior e sobre as datas de remoção das suas cofragens; adotou-se ainda uma simplificação geométrica na parte superior do bloco, onde se desprezou o descarregador de cheias existente – no seu lugar assumiu-se a forma teórica delimitada pelos arcos da abóbada. As propriedades do bloco foram consideradas uniformes e iguais ao betão do núcleo.

Em ambos os modelos foram assumidas 4 fronteiras térmicas: (*i*) fronteira 1, superfícies de betão ou da fundação em contacto com o ar, assumindo um coeficiente de convecção-radiação h_{cr} (Fig. 4a) estimado segundo [25], e tendo em conta a velocidade média diária do vento v_{vento} (Fig. 4b) registada na estação meteorológica mais próxima – a cerca de 6km da barragem, mas com ~360m de diferença em altitude; (*ii*) fronteira 2, superfícies de betão em contacto com camadas dos blocos adjacentes e superfícies dos planos mais distantes da fundação, nas quais os fluxos de calor são nulos (condição adiabática); (*iii*) fronteira 3, superfícies de betão com cofragens de madeira (20mm de espessura), onde o coeficiente h_{cof} (Fig. 4c) foi avaliado a partir da Eq. (4); (*iv*) fronteira 4, superfícies de betão protegidas por mantas de geotêxtil com 4mm de espessura (condutibilidade de $0.10 Wm^{-1}K^{-1}$), cujo coeficiente h_{eq} foi calculado através da Eq. (4). Nestas últimas, a especificações construtivas referiam que as superfícies deveriam ser protegidas para temperaturas mínima do ar inferiores a +1ºC. A temperatura média diária do ar T_a (Fig. 4d) foi estimada a partir da estação meteorológica mais próxima. A temperatura de colocação do betão $T_{c,in}$ foi prevista tendo em conta as premissas seguintes: (*i*) a temperatura da mistura do betão calculada de acordo com [13]; (*ii*) as temperaturas máxima e mínima de colocação de 25ºC (adição de gelo, caso necessário) e de 10ºC, respetivamente; (*iii*) a fabricação/transporte do betão implicavam um agravamento de +2ºC na temperatura calculada em (*i*). Para a fundação foi adotada uma temperatura inicial de 14.8ºC, em correspondência com a temperatura média anual do ar. As análises foram realizadas em 289 fases, cobrindo um período de ~766 dias, com 2565 passos de tempo (de 1 hora a 1 dia). Apesar do artigo conter apenas dados relativos às análises térmicas (por razão de concisão), as malhas de EF foram igualmente usadas na previsão do comportamento mecânico do bloco da barragem. Os tempos de cálculo decorrentes das análises termomecânicas dos modelos SE e MD foram 11.1 horas e 125.7 horas, respetivamente.

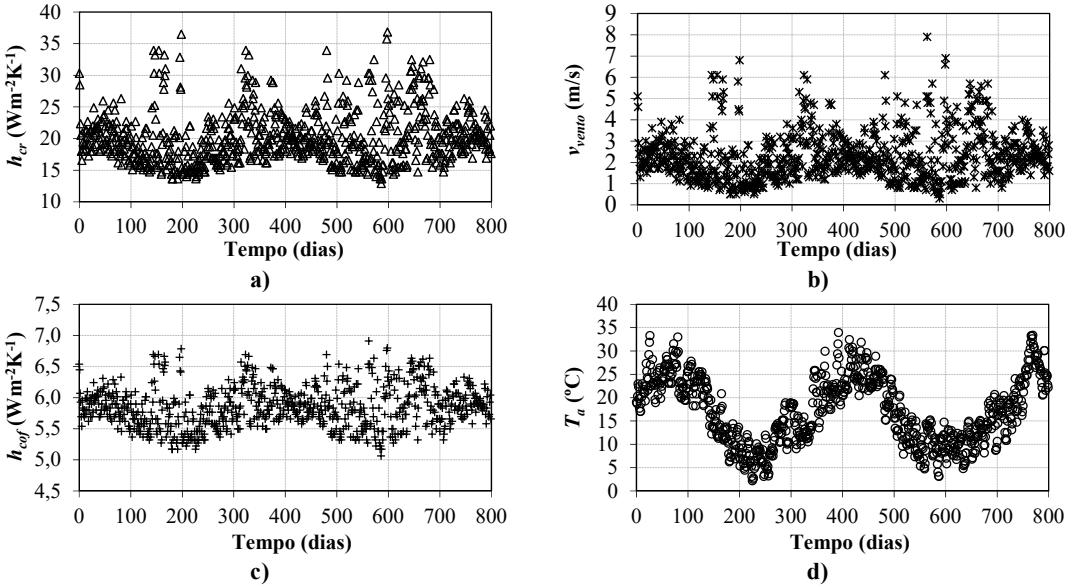


Figura 4. Fronteiras térmicas: a) h_{cr}; b) v_{vento}; c) h_{cof}; d) T_a.

3.3 Propriedades dos materiais

A composição do betão inclui 110kg/m^3 de cimento CEM I 42.5R, 110kg/m^3 de cinza volante (classe F), 124kg/m^3 de água (relação água/ligante=0.56), 552kg/m^3 de areia (granito), 1400kg/m^3 de brita (granito, D_{max}=150mm) e 0.88kg/m^3 de adjuvante (Pozzolith 398 N). A geração de calor de hidratação

foi caraterizada através de calorimétrica isotérmica, da qual obtiveram-se os resultados seguintes: E_a = 39.7501kJmol^{-1}, a = 1.1363×10^{10}W, Q_∞ = 5.0244×10^{7}Jm^{-3} e $f(\alpha)$ igual a [α, $f(\alpha)$] = [0.00; 0.000], [0.05; 0.633], [0.10; 0.898], [0.15; 0.986], [0.20; 0.991], [0.25; 0.896], [0.30; 0.768], [0.35; 0.616], [0.40; 0.435], [0.45; 0.271], [0.50; 0.154], [0.55; 0.099], [0.60; 0.072], [0.65; 0.053], [0.70; 0.041], [0.75, 0.032], [0.80; 0.026], [0.85; 0.180], [0.90; 0.008], [0.95; 0.004] e [1.00; 0.000]. A condutibilidade térmica e o calor específico do betão foram determinados analiticamente através de uma média ponderada das propriedades térmicas dos componentes da mistura, com base nos valores propostos por [26], resultando os valores: k_c = 2.6Wm^{-1}K^{-1} e $\rho_c c_c$ = 2087kJm^{-3}K^{-1}. Para o maciço granítico de fundação assumiram-se como propriedades térmicas: k_f = 3.0Wm^{-1}K^{-1} e $\rho_f c_f$ = 1882.5 kJm^{-3}K^{-1} [26]. No modelo MD, os coeficientes h_w foram calculados através das velocidades de circulação monitorizadas e de fórmulas analíticas disponíveis na referência [20] para escoamentos turbulentos em tubos lisos; a temperatura da água à entrada $T_{w,in}$ foi considerada constante e igual ao valor médio monitorizado no período de refrigeração. No modelo SE, os coeficientes $h_{w,eq}$ foram calculados através da Eq. (8). Em ambos os modelos, os caudais mássicos da água foram considerados iguais a 0.1958kg/s, 0.1632kg/s, e 0.1110 kg/s, para velocidades de circulação de 0.6m/s, 0.5m/s e 0.34m/s, respetivamente; para o calor específico da água foi adotado o valor c_w=4188.5Jkg^{-1}K^{-1}.

3.4 Resultados e discussão

A comparação dos resultados dos modelos (MD e SE) com as evoluções de temperatura *T* registadas em 6 sensores (MON) colocados em obra pode ser observada na Fig. 5. Estes sensores foram instalados, a diferentes cotas, no núcleo das camadas do bloco. Importa ainda referir que os sensores S1, S2 e S3 dizem respeito a camadas betonada no outono; o sensor S4 foi instalado no inverno; ao passo que os sensores S5 e S6 foram posicionados na primavera – ver a evolução da temperatura média do ar *TMD*. Em geral, verifica-se uma clara concordância entre as curvas numéricas e monitorizadas, quer em termos das tendências de evolução, quer das magnitudes dos valores máximos. Além disso, constata-se uma coerência bastante satisfatória entre as temperaturas numéricas previstas pelos modelos MD e SE, com diferenças máximas de 3.4ºC, 2.5ºC, 2.3ºC, 2.3ºC, 2.5ºC e 2.4ºC para os sensores S1, S2, S3, S4, S5 e S6, respetivamente. Contudo, no final da construção, a diferença entre as temperaturas numéricas (MD e SE) é sempre inferior a 0.9ºC. Esta coerência pode também ser notada na Fig. 6, que contém os mapas de temperatura, bem como os valores máximo e mínimo, previstos pelos modelos numéricos nos instantes que definem o início e o fim das refrigerações intermédia e final. Como pode ser visto, a diferença máxima entre as temperaturas extremas previstas pelos dois modelos é de 0.9ºC. Por conseguinte, considera-se válida a estratégia de modelação adotada e que as simulações numéricas são representativas da realidade observada entre as cotas 139m e 186m. Nesta região verifica-se que a elevação da temperatura começa logo após a colocação do betão, alcançando-se o valor máximo por volta de 1.5-2.5 dias. Nesta fase, os picos de temperatura foram devidamente previstos pelos modelos numéricos; isto torna-se particularmente evidente nos sensores S3, S4, S5 e S6; todavia, nos sensores S1 e S2 verifica-se uma ligeira discordância que, possivelmente, se deve a uma sobrestimação da temperatura inicial do betão. Realça-se que a temperatura de colocação foi estabelecida a partir das premissas da secção 3.1. e que, face à impossibilidade da obtenção dos registos em obra, constituem a forma de estimação possível. Em geral, nos meses mais quentes foram previstos picos entre 40 e 45ºC, enquanto que nos meses mais frios entre 30 e 35ºC – nestes últimos verificam-se temperaturas de colocação mais baixas e, além disso, uma maior influência das fronteiras no arrefecimento do betão.

Pela análise da Fig. 5 verifica-se que a refrigeração inicial (4-20 dias de idade do betão) foi satisfatoriamente reproduzida pelos modelos numéricos. Após a betonagem de cada camada observa-se uma inflexão (no sentido ascendente) da curva de temperatura da camada precedente; por vezes, esta elevação de *T* não foi simulada rigorosamente. Além disso, as curvas numéricas tendem a apresentar uma ténue subestimação face às monitorizadas nos períodos que antecedem as refrigerações intermédia e final e, durante estas refrigerações, as curvas numéricas nem sempre acompanham as curvas monitorizadas de uma forma precisa – este aspeto torna-se mais evidente no modelo MD. Estas discrepâncias poderão dever-se a vários fatores, dos quais se destacam: (*i*) a temperatura média diária do ar e a velocidade do vento estimadas através da estação mais próxima são ligeiramente diferentes da realidade; (*ii*) a temperatura inicial do betão não foi avaliada precisamente; (*iii*) nas serpentinas, o

modelo numérico assume parâmetros com valor médio dos dados monitorizados em cada fase de refrigeração; (*iv*) na refrigeração intermédia, os parâmetros assumidos no modelo numérico foram estimados sem suporte de monitorização in-situ; (*v*) a influência térmica das galerias internas foi desprezada; (*vi*) o efeito térmico da betonagem das camadas dos blocos adjacentes foi refletido por meio de uma condição adiabática – a colocação de uma camada adjacente implicava a alteração de uma fronteira do tipo 1 para uma fronteira do tipo 2. Apesar das ligeiras discordâncias, as previsões numéricas de *T* revelam-se bastante concordantes com as monitorizadas in-situ após a conclusão da refrigeração final. Logo, considera-se que, o campo térmico previsto no final da construção (antes da injeção das juntas) constitui uma boa aproximação da realidade entre as cotas 139m e 186m. A este respeito deve-se frisar que a validação efetuada tem um carácter pontual e que está restringida ao núcleo do bloco, pois não existem dados monitorizados junto aos paramentos, e que, para além disso, as galerias não foram discretizadas. Outrossim, destaca-se a complexidade dos parâmetros envolvidos e das condições de construção; alguns parâmetros foram fornecidos pelo dono de obra, mas estimou-se uma parte substancial; esta última inclui as datas de remoção das cofragens, os dados relativos à operação do sistema de refrigeração em certas regiões do bloco, o comprimento das serpentinas, a temperatura média do ar, a velocidade do vento, tal como as temperaturas de inicial do betão. Por estes motivos, nas restantes regiões, os campos térmicos previstos devem ser vistos apenas como uma aproximação da realidade. Apesar de não constar no artigo, importa salientar que as tensões previstas pelos modelos MD e SE mostraram uma concordância satisfatória entre si.

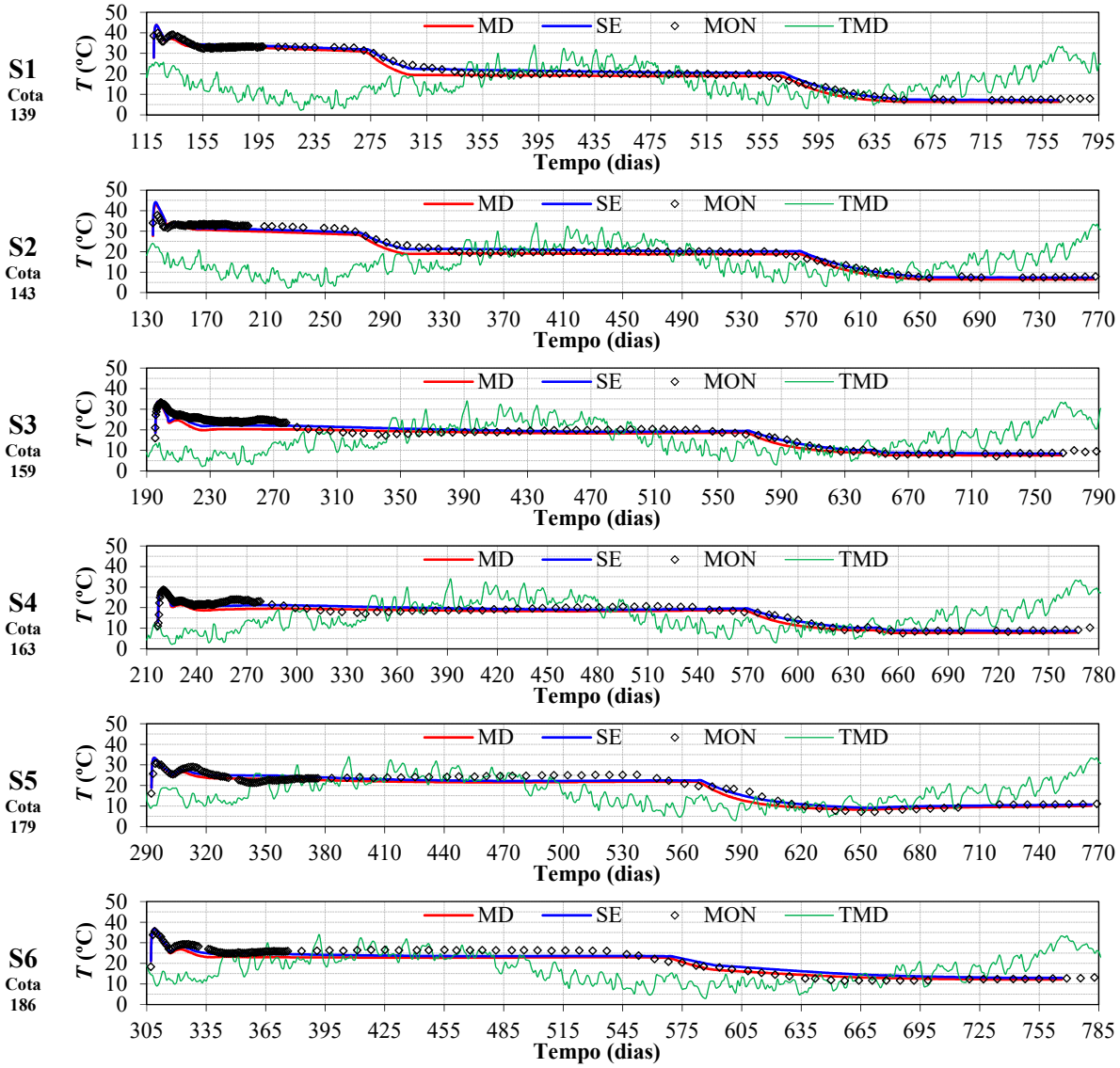


Figura 5. Temperatura do betão: numérico vs. monitorizado.

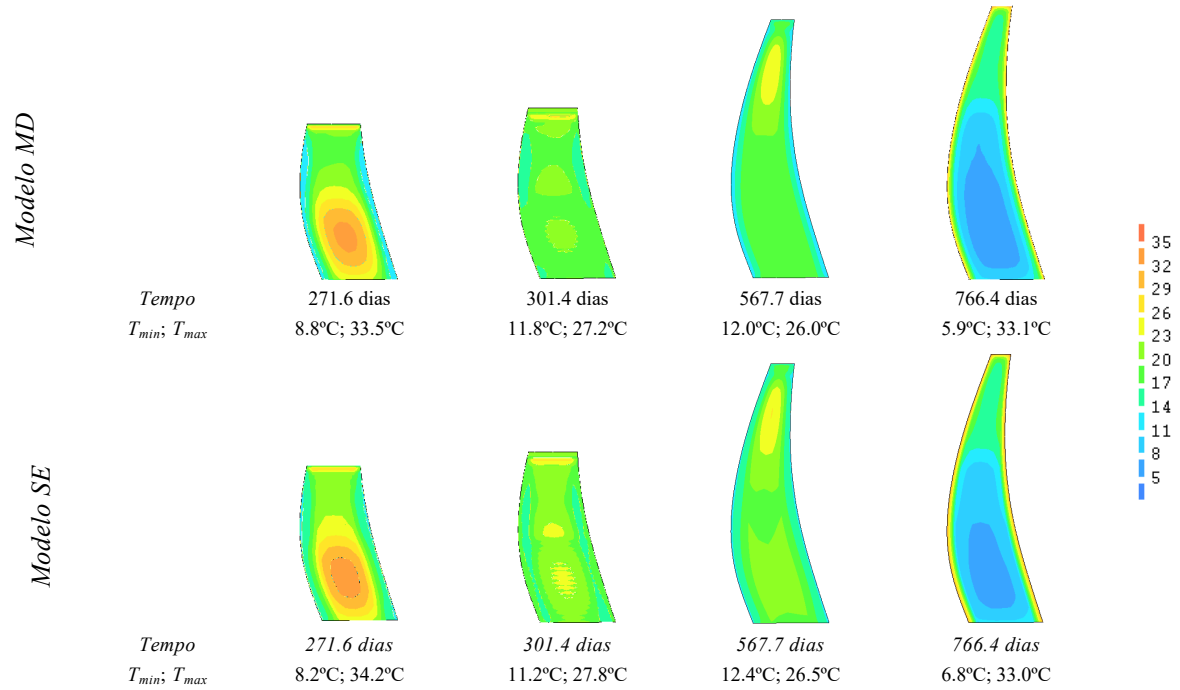


Figura 6. Evolução da temperatura no núcleo do bloco.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada uma nova metodologia para a simulação das serpentinas de refrigeração, com recurso a EF de fronteira descritos pela lei de Newton do arrefecimento. A representação do efeito das serpentinas através de superfícies equivalentes (de refrigeração) constitui um artificio numérico e, portanto, propõe-se uma fórmula matemática para a estimação dos respetivos coeficientes de convecção.

Além disso, realizou-se a previsão do comportamento térmico de um bloco central de uma barragem abóbada durante a construção, para a qual estavam disponíveis dados monitorizados in-situ, com vista a comparar as temperaturas previstas pelo método da superfície equivalente (SE) com as temperaturas obtidas pelo método discreto (MD). A estratégia de modelação foi descrita em detalhe. Os resultados numéricos obtidos permitiram constatar o seguinte:

- As temperaturas monitorizadas in-situ foram adequadamente previstas pelos modelos numéricos (MD e SE), tanto em termos das tendências de evolução como em termos da magnitude dos picos.
- As curvas de temperatura previstas pelos modelos numéricos (MD e SE) mostraram uma coerência bastante satisfatória, com diferenças máximas de ~2.5ºC; após a refrigeração final, a diferença máxima entre ambos os modelos foi de 0.9ºC.

Por fim, salienta-se que método das superfícies equivalentes (SE) pode ser usado como alternativa ao método discreto (MD), pois ambos os métodos apresentam resultados semelhantes; ademais, o método SE implica um esforço computacional bastante inferior e uma construção da malha menos trabalhosa e, desta forma, a sua aplicação pode ser claramente vantajosa no estudo de grandes barragens.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é suportado pelos projetos POCI-01-0145-FEDER-007457 (CONSTRUCT - Institute of R&D in Structures and Construction) e POCI-01-0145-FEDER-007633 (ISISE), financiados por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), e por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia.

REFERÊNCIAS

[1] JCI. JCI Guidelines for Control of Cracking of Mass Concrete. Japan Concrete Institute; 2016.
[2] ICOLD. Bulletin nº107. Concrete dams: control and treatment of cracks. International Commission on Large Dams; 1997.
[3] Conceição J, Faria R, Azenha M, Mamede F, Souza F. Early-age behaviour of the concrete surrounding a turbine spiral case: Monitoring and thermo-mechanical modelling. Engineering Structures. 2014;81:327-40.
[4] Zhu B. Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete. First ed: Elsevier Inc.; 2014.
[5] USBR. Design of Arch Dams. Denver: Department of the Interior, Bureau of Reclamation; 1977.
[6] ICOLD. Bulletin nº136. The specification and quality control of concrete dams. International Commission on Large Dams; 2009.
[7] ICOLD. Bulletin nº122. Computational procedures for dam engineering: reliability and applicability. International Commission on Large Dams; 2001.
[8] Zhang C. Chapter 1 – Challenges of High Dam Construction to Computational Mechanics. In: Zhang C, Jin F, Wang J, Xu Y, editors. Seismic Safety Evaluation of Concrete Dams: Butterworth-Heinemann; 2013. p. 3-43.
[9] Fu S, He T, Wang G, Zhang S, Zou L, Chen S. Evaluation of cracking potential for concrete arch dam based on simulation feedback analysis. Science China Technological Sciences. 2011;54:565-72.
[10] Frigerio A, Meghella M, Masarati P. Simulation of the thermo-mechanical effects occurring during the construction phases of a concrete arch dam. 10th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Paris: ICOLD; 2009.
[11] Feng F. Simulation of Working Performance of Super-high Arch Dam during Construction Period Based on Entire Dam and Whole Process (in Chinese). Doctoral Thesis: China Institute of Water Resources & Hydropower Research (IWHR); 2013.
[12] Zhang C, Chang X, Liu X, Duan Y. Transverse joint aperture simulation of high arch dam based on measured temperature in construction period. Wuhan University Journal of Natural Sciences. 2015;19:361-8.
[13] ICOLD. Bulletin nº76. Conventional methods in dam construction. International Commission on Large Dams; 1990.
[14] USACE. EM 1110-2-2201, Arch Dam Design. Washington D.C.: Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers; 1994.
[15] ICOLD. Bulletin nº155. Guidelines for use of numerical models in dam engineering. International Commission on Large Dams; 2013.
[16] Zhu B. Effect of Cooling by Water Flowing in Nonmetal Pipes Embedded in Mass Concrete. Journal of Construction Engineering and Management. 1999;125:61-8.
[17] DIANA-FEA. Diana user's manual – release 10.2. Delft, 2018.
[18] Faria R, Azenha M, Figueiras J. Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab. Cement and Concrete Composites. 2006;28:572-85.
[19] Azenha M, Faria R. Temperatures and stresses due to cement hydration on the R/C foundation of a wind tower – A case study. Engineering Structures. 2008;30:2392-400.
[20] Çengel Y, Turner R. Fundamentals of thermal-fluid sciences. 2nd ed. Boston: McGraw Hill; 2005.
[21] Reinhardt H, Blaauwendraad J, Jongedijk J. Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties. Int Conf Concrete at Early Ages. Paris1982.
[22] Incropera F. Fundamentals of heat and mass transfer. 6th ed. Danvers: John Wiley and Sons; 2007.
[23] Yang J, Lee Y, Kim J. Heat transfer coefficient in flow convection of pipe-cooling system in massive concrete. Journal of Advanced Concrete Technology. 2011;9:103-14.
[24] USBR. Boulder Canyon Project Final reports, Part VII – Cement and concrete investigations, Bulletin 3, Cooling of concrete dams. Denver: United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation; 1949.
[25] Lee Y, Choi M, Yi S, Kim J. Experimental study on the convective heat transfer coefficient of early-age concrete. Cement and Concrete Composites. 2009;31:60-71.
[26] Mandry W. Über das Kühlen von Beton: Springer-Verlag; 1961.

Modelos de contacto com enfraquecimento na análise de estabilidade de barragens gravidade

Patrícia Lopes Reis[1] **Nuno Monteiro Azevedo**[2] **Maria Luísa Braga Farinha**[3] **João Rocha de Almeida**[4]

RESUMO

A maioria das roturas de barragens gravidade ocorreu por deslizamento ao longo da superfície de contacto barragem/fundação, de descontinuidades do maciço rochoso, ou de camadas do maciço rochoso de menor resistência. A possibilidade de deslizamento de uma barragem é em regra avaliada com base em técnicas simplificadas de equilíbrio limite, efetuando uma sequência de cálculos em que as características resistentes das superfícies de descontinuidade são progressivamente minoradas. Neste trabalho, a partir de modelos descontínuos bidimensionais da fundação de barragens gravidade, que simulam a interação hidromecânica, analisa-se a estabilidade das obras aplicando modelos constitutivos com enfraquecimento para o contacto betão/rocha, que se entende serem mais próximos do comportamento real desta descontinuidade. Para duas barragens gravidade com alturas diferentes é apresentada inicialmente a análise numérica com base no método da redução de resistências admitindo uma interface betão/rocha com coesão nula. Os resultados são comparados com os obtidos analiticamente com base em equilíbrio de corpo rígido. Demonstra-se a equivalência entre o método de aumento da carga hidrostática e o método de redução de resistência. Posteriormente realiza-se uma análise de estabilidade com base no aumento da carga hidrostática para dois modelos de enfraquecimento para as superfícies de ligação betão/betão e betão/rocha, considerando que a fundação tem um comportamento elástico linear ou um comportamento frágil. Com base neste tipo de modelos é possível identificar modos de rotura do conjunto barragem/fundação mais realistas e obtêm-se, como esperado, fatores de segurança mais elevados.

Palavras-chave: Barragens gravidade; Modelação numérica; Análise de estabilidade; Modelo de contacto com enfraquecimento

1. INTRODUÇÃO

A superfície de ligação entre uma barragem de betão e o maciço rochoso de fundação é muitas vezes considerada a superfície mais fraca, ao longo da qual pode ocorrer o deslizamento da barragem. Na análise de estabilidade deste tipo de obras, em particular, das barragens gravidade, deve ter-se em conta o comportamento hidromecânico dos maciços de fundação e o comportamento das descontinuidades deve ser representado por modelos constitutivos realistas. Têm sido desenvolvidos diversos estudos que procuram caracterizar as propriedades e os mecanismos de rotura da ligação betão/rocha e o seu efeito na estabilidade das barragens [1, 2, 3, 4]. A segurança destas obras é frequentemente quantificada por um fator de segurança, que pode ser obtido reduzindo as características resistentes das descontinuidades envolvidas no mecanismo de rotura ou aumentando a pressão hidrostática no paramento de montante da barragem [5, 6, 7].

[1]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Almada, Portugal. pf.reis@campus.fct.unl.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. nazevedo@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. lbraga@lnec.pt
[4]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Almada, Portugal. jr@fct.unl.pt

Neste trabalho propõe-se que a avaliação da estabilidade de barragens gravidade seja feita recorrendo a modelos hidromecânicos, que têm em conta os movimentos de abertura/fecho das descontinuidades e as pressões da água na fundação da obra e no contacto barragem/fundação, considerando modelos de contacto com enfraquecimento da coesão e da resistência à tração das superfícies de ligação betão/betão e betão/maciço. São efetuadas análises de estabilidade de duas barragens gravidade de altura diferente. Numa primeira fase, verifica-se a equivalência entre o método usual de redução da resistência e o método de amplificação gradual da carga hidráulica para uma descontinuidade betão/maciço com coesão nula. Posteriormente, com base no método de amplificação gradual da carga, determinam-se os fatores de segurança ao deslizamento considerando dois modelos de enfraquecimento dos elementos de junta que simulam as descontinuidades (betão/betão e betão/maciço) [8, 9] e admitindo que os maciços de fundação têm um comportamento elástico linear ou uma rotura frágil. Apresenta-se uma análise crítica dos resultados relativamente à verificação de segurança ao deslizamento.

2. FORMULAÇÃO

2.1 Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico utilizado neste estudo, Parmac2D-Fflow [5, 6], permite que a interação entre o comportamento hidráulico e o comportamento mecânico seja estudado de uma forma acoplada. O modelo mecânico adotado é de natureza discreta, sendo cada bloco do modelo discretizado internamente numa malha de elementos triangulares, de modo a simular a sua deformabilidade [5, 6, 10]. A interação entre os blocos deformáveis, que simulam a barragem e a fundação, é feita através de elementos finitos de junta em pequenos deslocamentos e formulada em termos de tensões/deslocamentos. Para utilizar estes elementos é necessário compatibilizar a malha de elementos finitos interna de cada bloco, de modo a garantir que as interações entre blocos são apenas do tipo aresta/aresta [5, 6].

O modelo hidráulico é sobreposto ao modelo mecânico, correspondendo um canal de escoamento (CE) a cada elemento de junta e um nó hidráulico (NH) a cada conjunto de nós adjacentes do domínio mecânico que no início da simulação apresentam as mesmas coordenadas. O volume de cada CE é obtido com base nas aberturas mecânicas medidas nos pontos nodais do elemento de junta associado ao CE. As aberturas hidráulicas das descontinuidades, representadas pelos elementos de junta, e as pressões da água nos NH são atualizadas em cada passo de cálculo, com base nos deslocamentos normais nas juntas obtidos no modelo mecânico. As pressões obtidas no modelo hidráulico são de seguida transferidas para o modelo mecânico para cálculo das forças internas nas juntas (tensões efetivas) [5, 6].

Admite-se que os blocos são impermeáveis e que o escoamento se processa apenas por um sistema de descontinuidades que se encontram interligadas. O escoamento é representado por um modelo de escoamento laminar entre placas planas paralelas, e assim o caudal em cada CE por unidade de espessura do modelo é determinado pela lei cúbica do escoamento [11]:

$$q = -k_j \, a^3 \frac{\Delta \, p}{L} \tag{1}$$

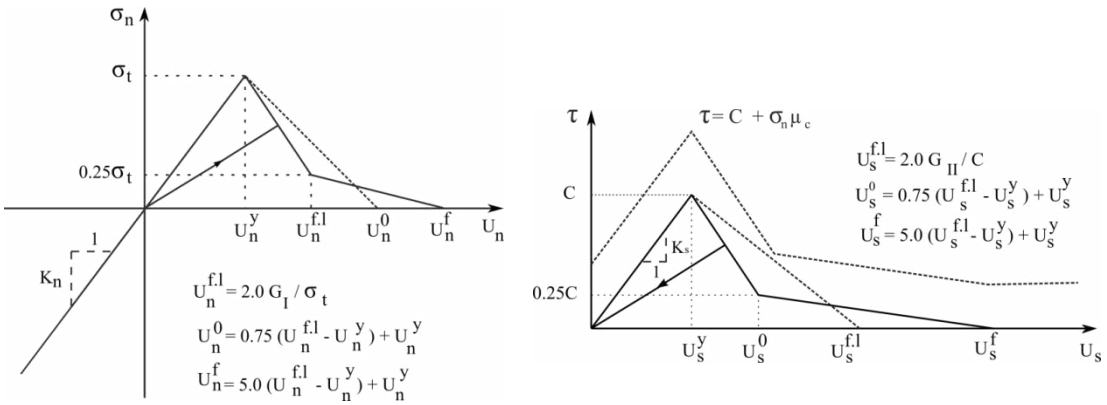
em que k_j = factor de permeabilidade, cujo valor teórico é 1/(12 μ), sendo μ a viscosidade dinâmica da água; a = abertura hidráulica (abertura média do CE); L = comprimento do CE. A abertura hidráulica a usar na equação anterior é dada por:

$$a = a_0 + \Delta \, a \tag{2}$$

em que a_0 = abertura hidráulica para um valor de abertura mecânica de junta nulo (traduz a permeabilidade do meio quando livre de tensões impostas por solicitações exteriores); Δa = valor da abertura ou fecho da descontinuidade, que se considera positivo na abertura. Admite-se um valor máximo da abertura, a_{max}, e um valor mínimo, a_{res}, abaixo do qual o fecho mecânico não afeta a permeabilidade.

2.2 Modelos com enfraquecimento

Adotam-se dois modelos de contacto com enfraquecimento para o comportamento das descontinuidades betão/betão e betão/maciço: um modelo desacoplado e um modelo baseado na teoria da plasticidade. O primeiro modelo de contacto (ME 1) tem por base um modelo de junta com enfraquecimento bilinear na direção normal e na direção de corte (Fig. 1) e tem sido aplicado em modelos de partículas [8] (um modelo similar com enfraquecimento linear é adotado em [7]). De acordo com o indicado nas Figs. 1a) e 1b), a partir do momento em que os valores máximos de resistência (tração e coesão) são atingidos, a força de tração resistente máxima e/ou a coesão máxima são reduzidas com base no valor de dano, que varia entre 0 (sem dano) e 1 (contacto considerado fendilhado, só funcionando em atrito puro). Em cada ponto de integração, o valor de dano é dado pelo máximo valor de dano da componente normal de tração e da componente de corte, definidos em função do valor máximo de deslocamento atingido. Os parâmetros resistentes são: a tensão última de tração (σ_t), a coesão máxima (C), o coeficiente de atrito (μ_c), e as energias de fratura de tração (G_I) e de corte (G_{II}).



a) Direção normal b) Direção tangencial

Figura 1. Modelo de enfraquecimento unidirecional não acoplado do elemento de junta [8].

O segundo modelo de comportamento com enfraquecimento (ME 2) (Fig. 2) tem por base a teoria da plasticidade, é numericamente eficiente e robusto e descreve o comportamento mecânico das juntas em função da coesão e do termo de atrito, tendo sido inicialmente proposto em problemas de fratura representados com modelos de partículas 3D, em que estas são representadas por elementos finitos [9].

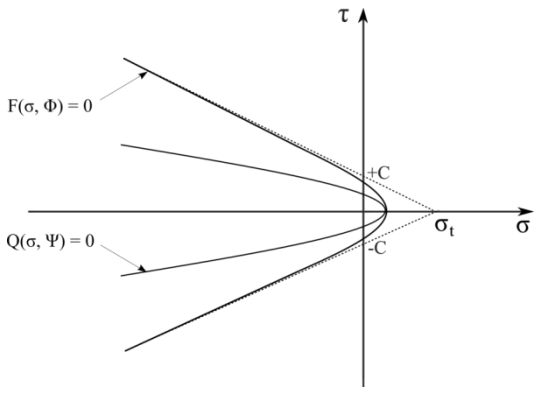
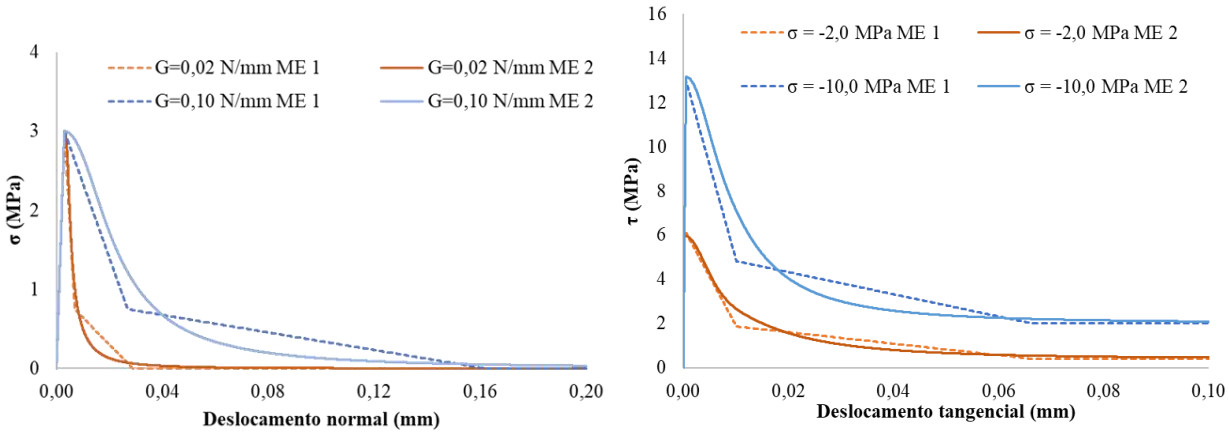


Figura 2. Modelo de enfraquecimento baseado na teoria da plasticidade. Superfície de cedência hiperbólica (F) e potencial plástico (Q) [9].

Neste modelo, a fendilhação é definida com base numa função hiperbólica que representa a superfície de cedência, definida em termos da tensão de tração máxima, coesão e termo de atrito. A função de plasticidade é igualmente uma função hiperbólica, que depende de um termo de coesão aparente (C_Q)

e de um termo de atrito aparente ($tan\ \varphi_Q$), correspondendo a uma formulação não associada. As funções hiperbólicas permitem uma transição suave de fendilhação por tração para fendilhação por corte. A evolução desta superfície é controlada por uma variável interna (Wcr) que é uma função do trabalho realizado durante o processo de fratura. A lei de evolução da superfície de fendilhação é controlada pela variável interna e pelos valores da energia de fratura em modo I e modo II. Os detalhes da implementação do modelo de enfraquecimento podem ser encontrados em [9].

Na Fig. 3a) apresentam-se os resultados obtidos com os dois modelos de enfraquecimento para um ensaio de tração pura, para dois valores de energia de fratura em modo I (G_I). Na Fig. 3b) apresentam-se os resultados obtidos com os dois modelos de fratura em ensaio de corte sob tensão de compressão constante (2 e 10 MPa). Numa primeira fase, aplica-se compressão no elemento de junta seguindo-se a aplicação de um deslocamento tangencial relativo. Em ambos os ensaios numéricos adotaram-se os parâmetros elásticos e resistentes definidos em [9] para ensaios similares. Observa-se que os ensaios em tração pura e corte sob compressão constante conduzem a respostas similares.



a) Ensaio de tração pura

b) Ensaio de corte sob compressão constante

Figura 3. Deslocamento da junta em ensaios de tração pura e de corte sob tensão constante.

3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS GRAVIDADE

3.1 Descrição dos modelos

3.1.1 Geometria e condições de fronteira

No estudo efetuado foram considerados quatro modelos, que representam duas grandes barragens gravidade de altura diferente (15 m e 30 m) fundadas em maciços rochosos com duas geometrias de fracturação. A Fig. 4 apresenta esquematicamente a geometria dos modelos, com todas as dimensões representadas em função da altura da barragem (H) e da espessura da obra no coroamento (a).

As juntas de construção no corpo das barragens foram simuladas por uma família de descontinuidades com um espaçamento de 3,0 m (Fig. 5). Os maciços rochosos de fundação foram representados com duas famílias de descontinuidades. Considerou-se um modelo, designado por "reg", com uma família de descontinuidades horizontal e contínua, com um espaçamento de 5,0 m, e uma família formada por troços verticais, com um espaçamento médio de 5,0 m e desvio padrão de 1,0 m. Considerou-se outro modelo, designado por "diag", com famílias de descontinuidades contínuas ortogonais que fazem ângulos de 15º e 105º com a horizontal. Neste último caso, o facto de as famílias de descontinuidades serem contínuas e planas com a orientação referida favorece a formação de mecanismos de rotura, com a formação de cunhas que podem deslizar sob a barragem.

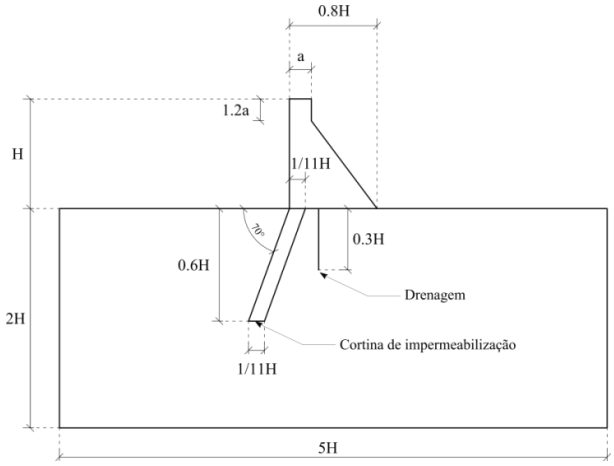
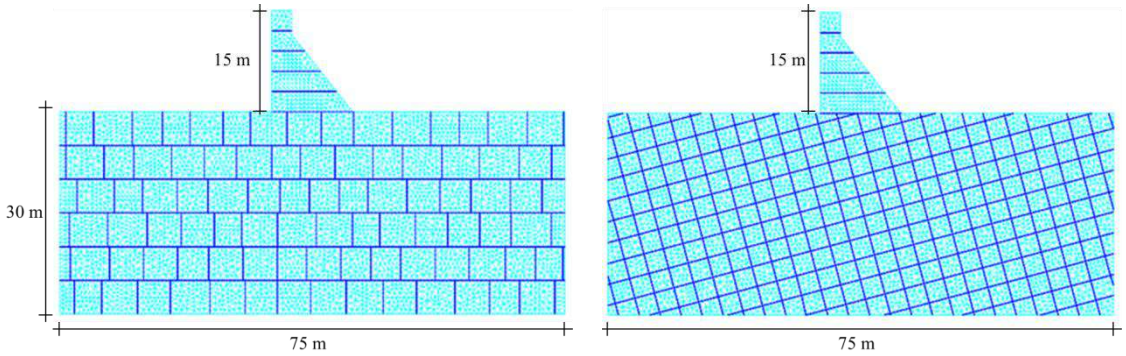
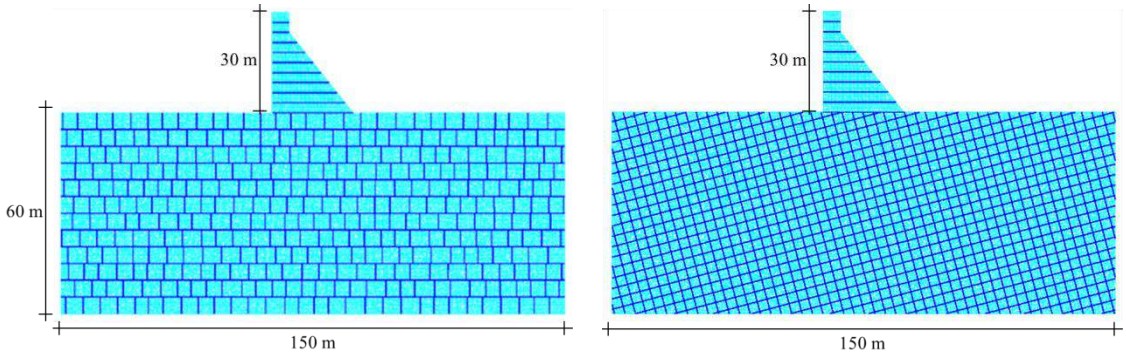


Figura 4. Geometria dos modelos.



a) Modelo 15- reg b) Modelo 15-diag



c) Modelo 30- reg d) Modelo 30-diag

Figura 5. Modelos descontínuos dos conjuntos barragem/fundação: a) e b) barragem de 15 m de altura; c) e d) barragem de 30 m de altura. Discretização de cada bloco em elementos finitos planos triangulares.

No Quadro 1 apresentam-se os números de elementos mecânicos e hidráulicos utilizados nos quatro modelos. É de referir que a dimensão média das arestas dos elementos triangulares é de 0,6 m.

Quadro 1. Características dos modelos.

Modelo	*Número de pontos nodais mecânicos*	*Número de elementos triangulares*	*Número de elementos de junta*	*Número de pontos nodais hidráulicos*	*Número de canais de escoamento*
15-reg	6531	9629	1420	1322	1379
15-diag	8063	10058	2550	2299	2509
30-reg	25883	38549	5843	5367	5659
30-diag	31784	40178	10221	9115	10037

Relativamente às condições de fronteira mecânicas considerou-se a base do modelo fixa e foram impedidos os deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais. Como condições de fronteira hidráulicas, admitiu-se uma permeabilidade nula na base e nas fronteiras laterais do modelo e simulou-se o sistema de drenagem impondo um potencial ao longo dos drenos igual a 1/3 do potencial a montante da obra.

3.1.2 Propriedades dos materiais

Admite-se que o betão da barragem e os blocos do maciço rochoso de fundação têm um comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 2. Nas juntas da zona em betão considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 40 GPa/m e a rigidez tangencial (k_t) igual a 15 GPa/m. Na ligação barragem/fundação e nas descontinuidades do maciço considera-se $k_n = 24$ GPa/m e $k_t = 12$ GPa/m. Nas descontinuidades do maciço, quando se considera um comportamento não linear, admite-se coesão e tração nulas e um ângulo de atrito de 45º.

Quadro 2. Propriedades mecânicas dos materiais.

Material	E [GPa]	ν [-]	ρ [kg/m^3]
Betão da barragem	20,0	0,2	2400
Blocos do maciço rochoso	12,0	0,2	2650

Relativamente às propriedades hidráulicas dos modelos, admitiu-se $a_0 = 1{,}668\times10^{-4}$ m, $a_{res} = 1/3 \times a_0$ e $a_{max} = 5 \times a_0$. Admitiu-se que permeabilidade da superfície de ligação da barragem à fundação era metade da permeabilidade das descontinuidades da fundação e que a cortina de impermeabilização era 10 vezes menos permeável que o maciço. As juntas de construção da barragem são impermeáveis.

3.2 Análise de estabilidade

Os modelos desenvolvidos foram utilizados para estudar a segurança do sistema barragem/fundação em relação à rotura por deslizamento, admitindo que o deslizamento pode ocorrer não só no contacto barragem/maciço de fundação mas também nas descontinuidades do maciço. A análise foi efetuada em duas fases: primeiro efetuou-se um cálculo hidromecânico, tendo em consideração o peso da barragem, admitindo que a superfície freática se encontrava à cota do terreno e que a relação entre tensões efetivas horizontais e verticais *in situ* era igual a 0,5; depois aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante e na base da albufeira, admitindo todas as descontinuidades com um comportamento elástico linear. Nesta segunda fase, foi primeiro efetuada uma análise mecânica, seguida de uma análise hidromecânica. Nos casos em que se admitiu comportamento não linear das descontinuidades, este só foi considerado depois de se ter atingido o equilíbrio. Considerou-se em todos os cálculos que a albufeira se encontrava à cota do coroamento. Nas análises correspondentes à redução da resistência ou amplificação da carga, as pressões mantiveram-se constantes e iguais às obtidas na situação de equilíbrio inicial (não se realizou o cálculo hidráulico).

3.2.1 Método de redução das resistências / amplificação da carga hidráulica

A análise de estabilidade foi também efetuada com o método de redução das resistências, tipicamente utilizado no projeto de fundações. Esta análise foi feita com os modelos descontínuos desenvolvidos, que têm em consideração a interação hidromecânica. Admitiu-se um ângulo de atrito inicial de 45° na superfície de ligação betão/maciço, um comportamento frágil das juntas do maciço e um comportamento elástico das juntas horizontais da barragem. Numa primeira fase, o ângulo de atrito (φ) das descontinuidades foi gradualmente reduzido até à rotura do modelo (o coeficiente de redução foi aplicado ao coeficiente tan φ). Numa segunda fase, amplificou-se a carga hidráulica até à rotura do modelo. Considera-se numericamente que se atinge a rotura quando num dado patamar se excede em 5 vezes o número de passos de cálculo necessários à convergência no patamar anterior. No Quadro 3 apresentam-se os resultados das análises numéricas efetuadas, apresentando-se igualmente o fator de segurança analítico, obtido por equilíbrio de corpo rígido da barragem, em que as forças normais efetivas são definidas com base nos valores numéricos das tensões efetivas na base da barragem.

Quadro 3. Fatores de segurança.

Modelo	$\tan \varphi_{inicial}$	$\tan \varphi_{final}$	$FS_{tang\ \varphi}$	$FS_{aumento\ carga\ h}$	$FS_{analítico}$
15-reg	1,0	0,61	1,63	1,63	1,62
15-diag	1,0	0,63	1,60	1,60	1,60
30-reg	1,0	0,65	1,54	1,55	1,53
30-diag	1,0	0,65	1,54	1,55	1,54

Na Fig. 6 apresenta-se a evolução do deslocamento horizontal do coroamento para cada patamar analisado. Nos gráficos da Figura 6 os ângulos de atrito são apresentados por ordem decrescente, de modo a facilitar a análise. Os resultados obtidos validam a ferramenta numérica adotada e indicam que existe uma relação próxima entre a abordagem de redução de resistências e a abordagem de amplificação de carga hidráulica, mesmo para uma análise em que se admite a deformabilidade da barragem e da fundação. Verifica-se que, com a barragem de maior altura, 30 m, se obtêm fatores de segurança ao deslizamento ligeiramente inferiores aos fatores de segurança obtidos para a barragem com 15 m de altura. Dado que a geometria das descontinuidades da fundação tem uma ligeira influência sobre a distribuição de pressões ao longo da base da barragem, os fatores de segurança para cada geometria da fundação são ligeiramente diferentes para a mesma altura de barragem, dado as tensões efetivas serem diferentes.

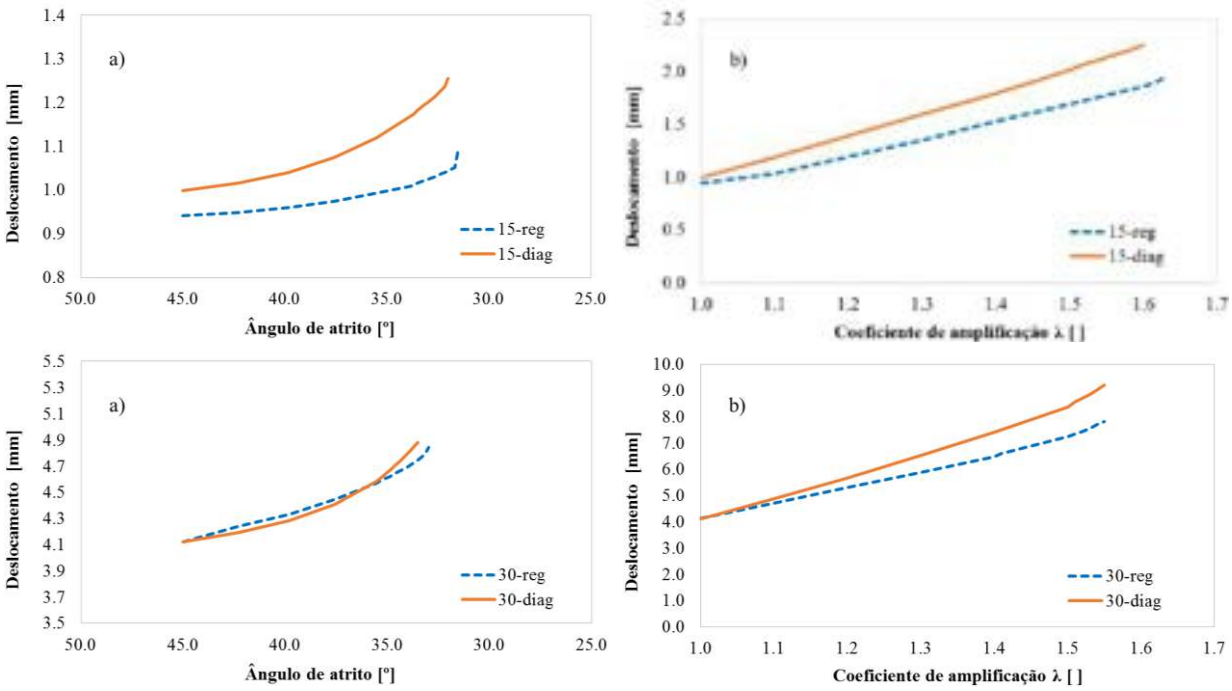


Figura 6. Deslocamento horizontal do coroamento das barragens durante o processo de redução do ângulo de atrito (a) e durante o processo de amplificação da carga hidráulica (b).

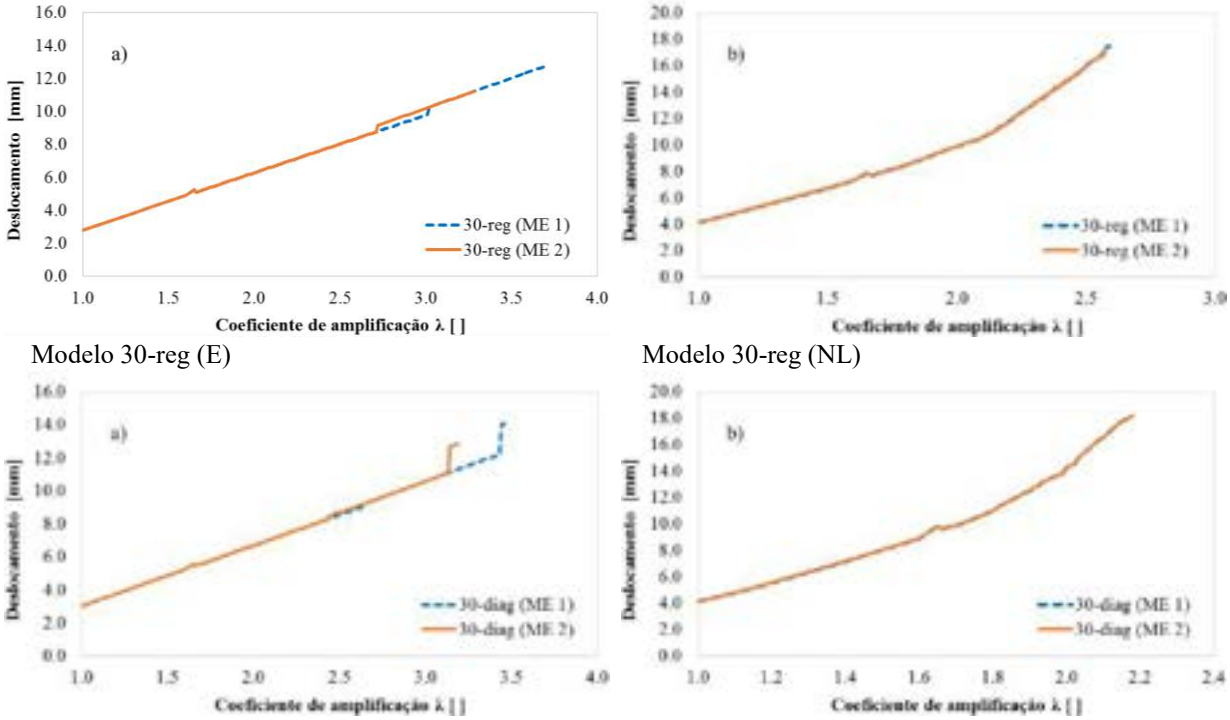
3.2.2 Modelos de enfraquecimento

Realizou-se uma análise de estabilidade adotando o método de amplificação das forças equivalentes à pressão hidrostática no paramento de montante, para os 4 modelos numéricos analisados. Adotaram-se os modelos de enfraquecimento descritos na secção 2.2 nas superfícies de ligação betão/betão e betão/rocha, considerando-se duas hipóteses de comportamento da fundação: comportamento elástico linear ou comportamento frágil. No Quadro 4 apresentam-se os valores dos parâmetros dos modelos de enfraquecimento.

Quadro 4. Parâmetros dos modelos de enfraquecimento.

Descontinuidade	σ	G_I $[Nm/m^2]$	C	G_{II} $[Nm/m^2]$	$\tan \varphi$	C_Q	$\tan \varphi_Q$
Betão/betão e betão/maciço	2.9	250	8,0	2500	1,0	120	0,04

Na Fig. 7 apresenta-se, para a barragem de 30 m, a evolução do deslocamento horizontal do coroamento em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática para os dois modelos de enfraquecimento e para as duas hipóteses de comportamento da fundação. Verifica-se que, para a hipótese de comportamento elástico linear da fundação, a evolução do deslocamento horizontal em função do coeficiente de amplificação é praticamente linear, sendo diferente da observada na hipótese de comportamento frágil. Observa-se que ambos os modelos de enfraquecimento conduzem a fatores de segurança próximos, dado os seus comportamentos em situações de tração pura e corte sob compressão serem semelhantes.



Modelo 30-reg (E) Modelo 30-reg (NL)

Modelo 30-diag (E) Modelo 30-diag (NL)

Figura 7. Deslocamento horizontal do coroamento da barragem de 30 m durante o processo de amplificação da pressão da água – a) Fundação elástica e b) Fundação não linear.

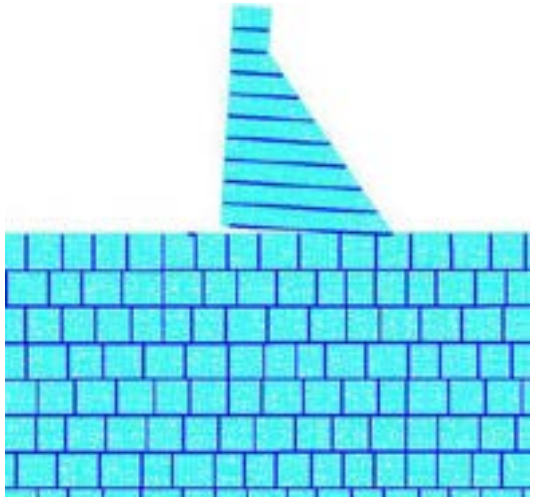
Verifica-se igualmente que os fatores de segurança associados à fundação com descontinuidades do tipo "diag" são muito inferiores, dado que estas descontinuidades favorecerem a ocorrência de deslizamento da barragem. Observa-se um comportamento equivalente na barragem de 15 m. Tal como na secção anterior, em que se aplicou o método da redução das resistências, verifica-se que os fatores de segurança associados à barragem de maior altura são inferiores aos obtidos para a barragem de 15 m (Quadro 5).

Quadro 5. Fatores de segurança considerando o aumento da carga hidrostática.

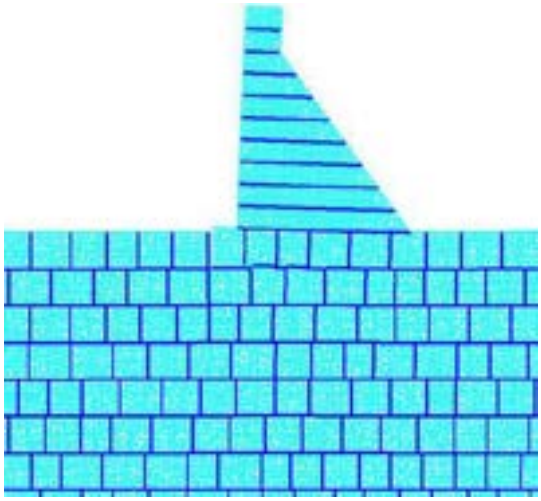
Modelo	*Fundação elástica*		*Fundação não linear*	
	ME 1	*ME 2*	*ME 1*	*ME 2*
15-reg	8,25	7,51	10,30	10,01
15-diag	8,60	7,74	3,02	3,02
30-reg	3,70	3,28	2,59	2,58
30-diag	3,46	3,19	2,18	2,18

Tal como esperado, os fatores de segurança obtidos com base em modelos de enfraquecimento são bastante mais altos que os obtidos com o método de redução de resistência, em especial na fundação com comportamento elástico e com geometria do tipo "reg".

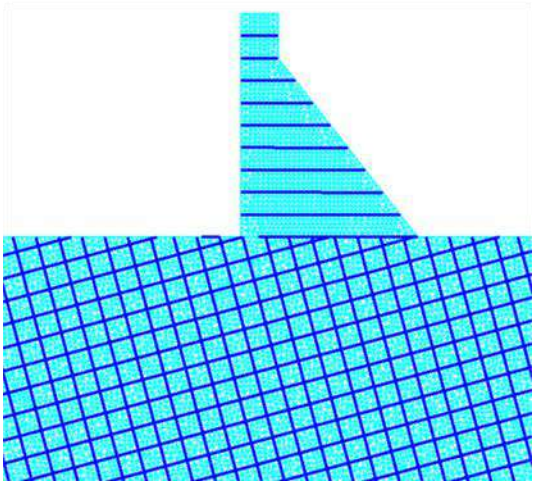
Na Fig. 8 apresentam-se os modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação da pressão da água. Observa-se que, para a hipótese de comportamento elástico da fundação, a rotura ocorre por deslizamento no interface betão/rocha, verificando-se que nos modelos com descontinuidades do tipo "reg" o deslizamento da barragem é acompanhado de uma rotação com eixo no pé de jusante. Na hipótese de comportamento frágil da fundação observa-se que a rotura envolve o deslizamento da barragem e abertura das descontinuidades do maciço de fundação na proximidade do pé de montante da barragem.



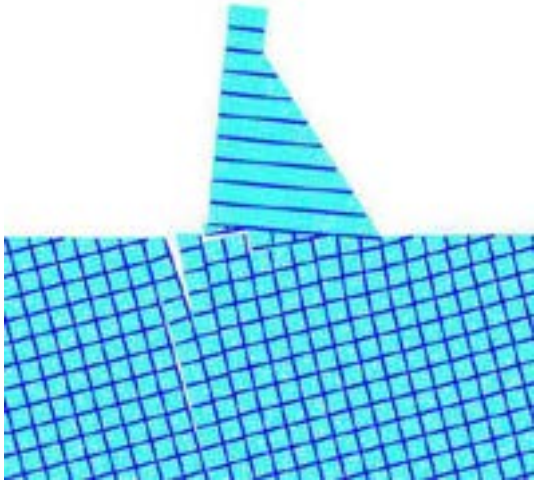
Modelo 30-reg (E)



Modelo 30-reg (NL)



Modelo 30-diag (E)



Modelo 30-diag (NL)

Figura 8. Modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação da carga hidrostática

4. CONCLUSÕES

Nesta comunicação é apresentado um modelo de análise descontínuo que simula a interação hidromecânica para análise de estabilidade ao deslizamento de barragens gravidade. Propõe-se a utilização de dois modelos de enfraquecimento para os contactos betão/rocha e betão/betão, que se entende que simulam de modo adequado o comportamento real das descontinuidades.

Apresenta-se a análise de segurança tradicionalmente adotada na verificação à rotura pela superfície de ligação betão/rocha com base no método da redução das resistências, demonstrando-se a equivalência entre a redução do termo de atrito da descontinuidade e a amplificação da pressão da água no paramento de montante da barragem. Verifica-se que a geometria da fundação tem uma ligeira influência nos fatores de segurança obtidos para o deslizamento.

Realiza-se uma análise de segurança ao deslizamento com base em modelos de enfraquecimento. Verifica-se que ambos os modelos de enfraquecimento utilizados conduzem a fatores de segurança próximos e que estes são, tal como esperado, superiores aos obtidos na análise com base no método da redução das resistências. Na hipótese de comportamento frágil do maciço rochoso de fundação observam-se modos de rotura do conjunto barragem/fundação que são mais realistas.

AGRADECIMENTOS

O trabalho que se apresenta está a ser realizado no âmbito da tese de mestrado da primeira autora enquadrada no programa de investigação DAMFA, desenvolvido conjuntamente pelo LNEC e pela FCT/UNL, em que é proposto o desenvolvimento de uma ferramenta numérica que permita analisar o maciço de fundação de barragens de betão de uma forma integrada, considerando a interação do comportamento mecânico com os comportamentos térmico e hidráulico.

REFERÊNCIAS

[1] Dong, W.; Wu, Z.; Zhou, X. (2016). Fracture mechanisms of rock-concrete interface: experimental and numerical. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 142, 04016040-1 a 11.

[2] Krounis, A.; Johansson, F.; Larsson, S. (2015). Effects of spatial variation in cohesion over the concrete-rock interface on dam sliding stability. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 7, N. 6, pp. 659-667.

[3] Bolzon, G. (2010). Collapse mechanisms at the foundation interface of geometrically similar concrete gravity dams. Engineering Structures, Vol. 32, pp. 1304-1311.

[4] Tian, H.M.; Chen, W.Z.; Yang, D.S.; Yang, J.P. (2015). Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete–rock joints. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 48, N. 2, pp. 213-222.

[5] Azevedo, N.M.; Farinha, M.L.B. (2015). Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão. Geotecnia, Vol. 133, pp. 5-33.

[6] Farinha, M.L.B.; Azevedo, N.M.; Candeias, M. (2017). Small displacement coupled analysis of concrete gravity dam foundations: static and dynamic conditions. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 50, N. 2, pp. 439-464.

[7] Resende, R.; Lemos, J.V. (2006). Modelos de elementos discretos na análise à rotura de fundações de barragens de betão - um modelo constitutivo de descontinuidade com enfraquecimento. Geotecnia, Vol. 108, pp. 5-22.

[8] Azevedo, N.M. (2003). A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete. Heriot-Watt University, Escócia, Tese de doutoramento.

[9] Caballero, A.; Willam, K.J.; Carol, I. (2008). Consistent tangent formulation for 3D interface modelling of cracking/fracture in quasi-brittle materials. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 197, N. 33-40, pp. 2804-2822.

[10] Lemos, J.V.; Cundall, P. (1999). Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations. Distinct Element Modelling in Geomechanics. Balkema, Rotterdam, pp. 117-143.

[11] Louis, C. (1969). A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. University of Karlsruhe, Alemanha, Tese de doutoramento (tradução para Inglês).

Sessão 4A

Pavilhão João Rocha em Lisboa – Estrutura de betão armado






Nuno Travassos[1] **Rui Pombo[2]** **Hugo Rodrigues[3]** **João Appleton[4]**

RESUMO

O novo edifício do Sporting Clube de Portugal, o pavilhão João Rocha, resultou de um projecto variante realizado pelo A2P. A obra foi inaugurada em 2017. A estrutura principal é composta por uma solução de betão armado, desde as fundações até ao piso 1. Em zonas localizadas de maior vão foram utilizadas soluções de betão armado pré-esforçado. Para as fundações adoptaram-se soluções directas, com sapatas interligadas por vigas de fundação. Para a estrutura de betão armado adoptaram-se soluções porticadas, constituídas por pilares/ paredes e vigas, que servem de suporte a lajes maciças. Destaca-se a estrutura em balanço do segundo nível da bancada. Para as coberturas adoptaram-se soluções com estrutura metálica, de acordo com um projecto realizado por outra empresa. A cobertura é formada por soluções treliçadas na zona central sobre o campo de jogo, sendo suportada por 4 núcleos de paredes principais, de betão armado.

Palavras-chave: Edificio, Betão Armado e Pré-esforçado, Bancadas.

1. INTRODUÇÃO

O novo pavilhão tem uma área de implantação de 5200m², incluindo uma cave, piso térreo e um piso elevado. Sob a cobertura do espaço de jogos, localiza-se um segundo nível elevado, destinado a espaços técnicos e respectivos acessos. O espaço de jogos localiza-se na parte mais baixa do edificio, a partir da qual nasce o primeiro nível de bancadas que se desenvolvem até ao piso 0, nos quatro lados do espaço de jogos. No piso 1, situa-se a segunda bancada, disposta em consola a partir da laje corrente do piso 1 e cobrindo parcialmente o primeiro nível de bancadas. Este segundo nível desenvolve-se em apenas 3 lados do espaço de jogos, sendo que num deles esta bancada dá suporte aos espaços dedicados aos jornalistas e televisão implicando uma geometria um pouco distinta da bancada para público.

Além dos espaços referidos, o pavilhão inclui ainda um espaço museológico, uma loja de grandes dimensões, uma sala polivalente com 14m por 20m livres, um pequeno auditório e um espaço exterior coberto com um vão até 17m.

[1] A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: nuno.travassos@a2p.pt
[2] A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: rui.pombo@a2p.pt
[3] A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: hugo.rodrigues@a2p.pt
[4] A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: joao.appleton@a2p.pt

O projecto desenvolveu-se no âmbito de uma empreitada de concepção-construção, tendo sido realizado pelo A2P um projecto variante ao projecto inicial, numa fase em que a obra já tinha a maior parte das fundações executadas. A variante incidiu na alteração profunda das soluções de estruturas verticais e horizontais dos pisos 0 e 1 em betão armado e betão armado pré-esforçado. No âmbito do trabalho desenvolvido pelo A2P incluiu-se ainda a modelação completa do edificio e revisão do projecto de estrutura metálica desenvolvido por um outro gabinete, tendo sido esta ultima tarefa desenvolvida em conjunto com esse gabinete, constituindo fundamentalmente um trabalho complementar ao projecto de estrutura metálica original.

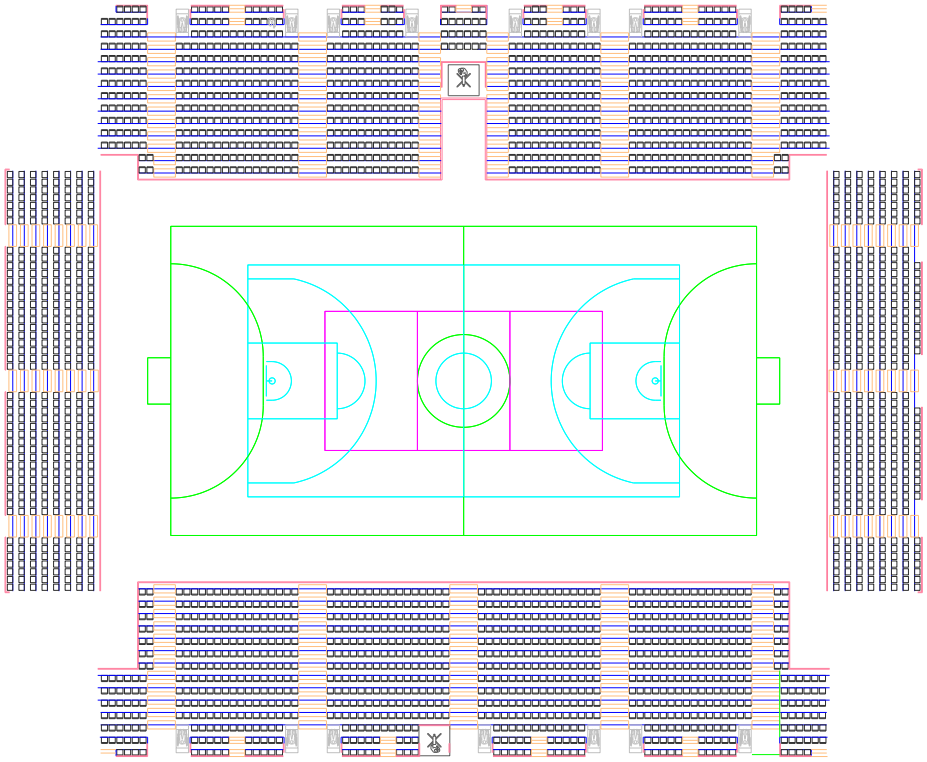


Figura 1. Planta geral do espaço de jogos, primeiro nível de bancadas (imagem do projecto da empresa Mörschel Arquitectos).

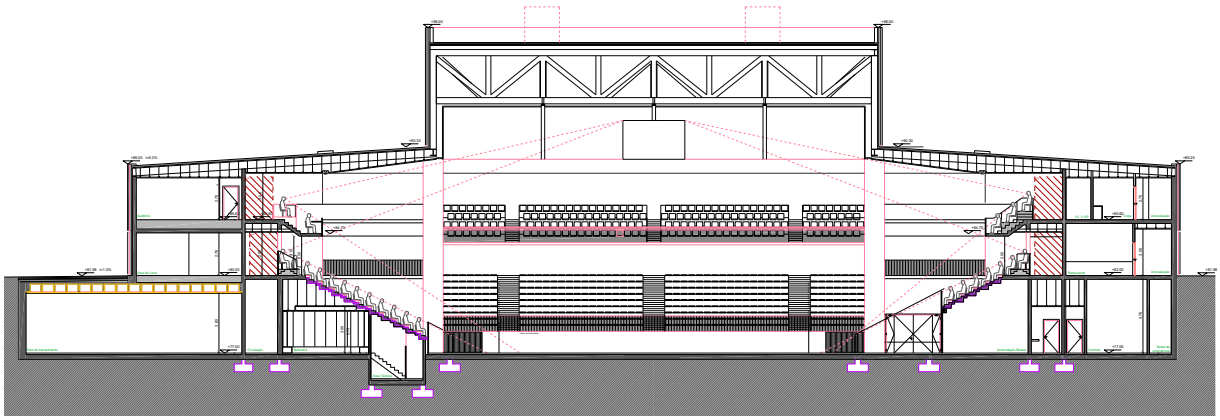


Figura 2. Corte de Arquitectura (imagem do projecto da empresa Mörschel Arquitectos).

2. CONDICIONAMENTOS DO EXISTENTE

Tratando-se de um projecto variante da estrutura sob a cobertura, além do projecto de Arquitectura e respectiva definição de espaços, em especial os espaços com maiores vãos, a existência de uma obra em

curso a quando da entrada do A2P neste processo, constituiu a principal condicionante, sobretudo tendo em conta que já se encontravam feitas a maior parte das fundações. Tendo em conta a reformulação realizada na estrutura vertical, foi necessário adaptar algumas sapatas já construídas e adicionar outras.

Foi realizada uma campanha de prospecção com 7 sondagens. De acordo com o relatório geotécnico, adoptou-se uma tensão admissível de contacto de 200kPa para fundações no substrato miocénico competente.

3. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A forma exterior do edifício decorre dos espaços interiores, destacando-se a cobertura do espaço de jogos, que constitui a parte mais elevada do edifício. Esta estrutura vence um vão máximo de 48m. Em torno desta zona central, desenvolve-se a cobertura do piso 1 num nível mais baixo. Estes dois níveis de cobertura recorrem a estruturas metálicas constituídas por perfis comerciais, sendo os principais do tipo H e os travamentos do tipo SHS. Os paramentos verticais (forra das 4 treliças principais entre os dois níveis da cobertura), assim como as coberturas inclinadas, utilizam painéis sandwich.



Figura 3. Aspecto exterior do pavilhão na fase final da obra (imagem wikiSporting).

Com a excepção da cobertura principal, que se desenvolve em dois níveis como visível na figura 3, a restante estrutura é realizada em betão armado, em geral, e pré-esforçada em duas zonas onde os pavimentos apresentam vãos maiores e grandes cargas (14m num caso e até 17m noutro).

A forma do edifício, da sua cobertura, o modo como se apoia nas estruturas de betão armado subjacentes e os próprios espaços interiores determinaram a conveniência da não divisão do mesmo em blocos separados por juntas. Deste modo, o edifício apresenta dimensões máximas de 81m por 74m.

A estrutura recorre a 4 pilares principais, situados nos vértices do espaço de jogos, os quais estão interligados à estrutura corrente de pisos e bancadas. Estes 4 pilares dão suporte às 4 treliças principais que constituem a estrutura da cobertura do espaço de jogos. Estes apoios são constituídos por blocos em neoprene cintado, dimensionados por forma a acomodarem os movimentos da temperatura e dos sismos. Estes apoios foram complementados com limitadores de deslocamento horizontal, os quais só são utilizados numa situação de rotura do bloco. De forma conservativa, usaram-se ainda dispositivos anti-levantamento, precavendo um cenário hipotético de levantamento da cobertura.



Figura 4. Aspecto exterior do pavilhão com a estrutura concluída (imagem wikiSporting).



Figura 5. Detalhe do topo dos pilares principais e apoio da estrutura metálica principal (incluindo prumos provisórios de suporte da treliça)

A restante estrutura recorre a soluções porticadas, constituídas por pilares/ paredes e vigas, que servem de suporte a lajes maciças em betão armado, complementada com pilares e vigas metálicas em situações em que no projecto de Arquitectura se pretendia uma maior esbelteza de determinados elementos. Em zonas localizadas de maior vão foram utilizadas soluções de betão armado pré-esforçado.

O segundo nível da bancada tem 2.70m em balanço no caso das bancadas nascente e poente, enquanto a bancada sul apresenta 3.10m. Tratando-se de elementos relativamente esbeltos e sujeitos a público característico de um recinto desportivo, torna-se necessário controlar a vibração destes elementos estruturais de forma a garantir o conforto dos utilizadores.

Para a análise do estado limite de vibração determinaram-se, com recurso a modelos tridimensionais de cada bancada, as frequências próprias mais baixas de cada estrutura, associadas aos modos

condicionantes na direcção vertical. Os limites de segurança e o conforto para diversas situações de pessoas sujeitas ao comportamento dinâmico de estruturas é um tema que já foi objecto de vários trabalhos, mas onde se encontram valores limite e referencias por vezes bastantes distintos. De acordo com o "Model Code 2010" a frequência própria mais baixa em salas de espetáculos deve ser superior a 8Hz, tendo sido este o valor que tomámos como referencia.

Apresentam-se em seguida as frequências mais baixas relativas a modos com participação relevante para a vibração vertical.

Quadro 1. Frequências de vibração vertical das consolas das bancadas.

	Frequência vertical fv [Hz]
Bancada Nascente	17.17 Hz
Bancada Poente	16.10 Hz
Bancada Sul	11.78 Hz

Para a obtenção destes valores, tirou-se partido da forma arquitetónica da parte de cima da bancada, dando uso estrutural aos vários degraus que têm forçosamente que existir sob cada alinhamento de cadeiras, aproveitando-os como vigas paralelas ao bordo da bancada. Para que simultaneamente não se criasse uma solução demasiado pesada, utilizaram-se zonas aligeiradas entre essas vigas.

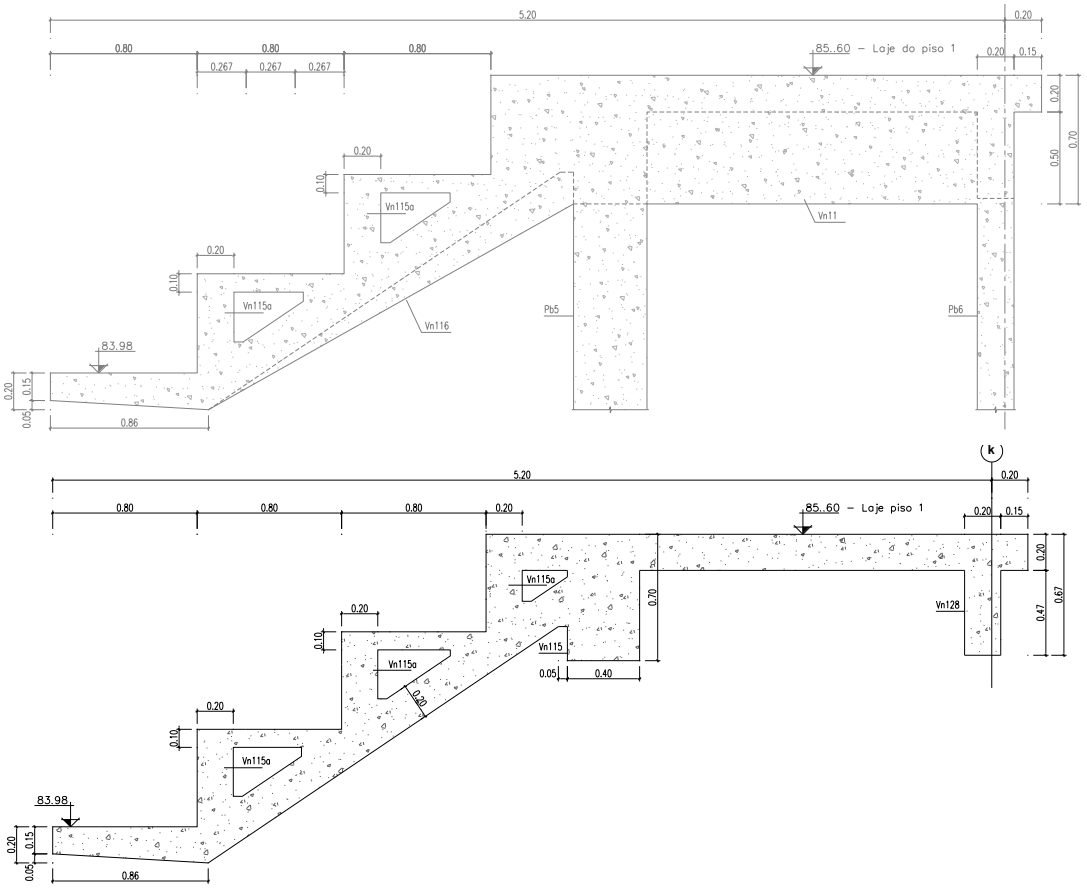


Figura 6. Corte transversal do segundo nível de bancadas – lado sul (corte pela viga principal no alinhamento dos pilares de suporte e corte fora do alinhamento da viga principal).

Essas vigas rigidificam a bancada e apoiam-se nas vigas principais, parcialmente em consola, por sua vez apoiadas nos pilares que se observam nas figuras seguintes.



Figura 7. Vista sob o segundo nível de bancadas (imagem da autoria de Francisco Nogueira).



Figura 8. Vista sob o segundo nível de bancadas junto à viga principal no alinhamento dos pilares (imagem da autoria de Francisco Nogueira).

No lado nascente, o segundo nível de bancadas adopta situações geometricamente diferentes em função da respectiva utilização, associada a espaços mais amplos para os utilizadores e por conseguinte degraus maiores.

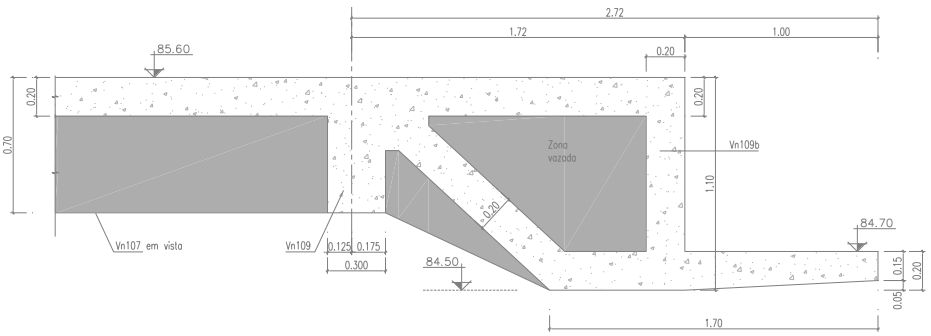


Figura 9. Corte transversal do segundo nível de bancadas – lado nascente (corte fora do alinhamento da viga principal).

A sala polivalente situada no piso -1, com 14m por 20m livres, tem ainda a particularidade de ter dois pilares da fachada nascente situados sobre a referida sala (a fachada nascente acima do piso 0 recua face aos limites do edificio ao nível do piso -1). Utilizaram-se bandas pré-esforçadas no alinhamento dos referidos pilares, tendo o pré-esforço dos cordões sido realizado em duas fases, com a aplicação do puxe da primeira metade dos cordões numa primeira fase e o puxe dos restantes cordões na fase 2. Deste modo, ajustou-se a introdução das forças com sentido vertical inerentes ao pré-esforço, ao incremento de cargas permanentes que aumentam em função da realização das estruturas apoiadas nos referidos pilares (piso 1 e cobertura).

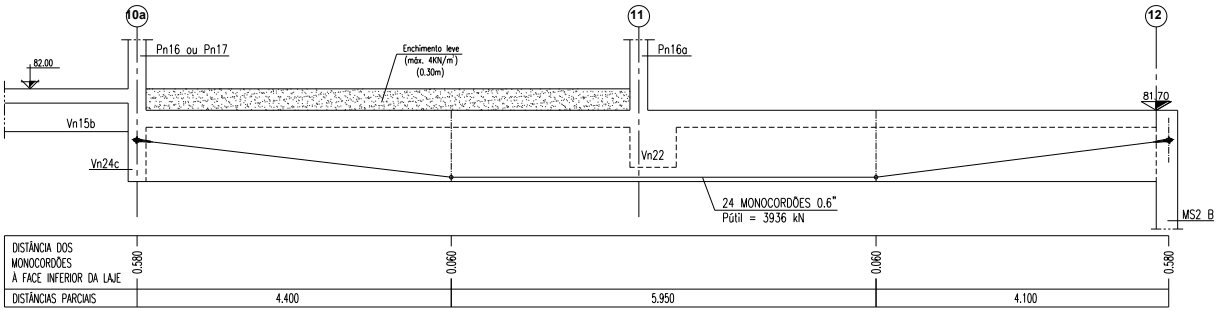


Figura 10. Traçado dos cordões de pré-esforço – Nível 1.

Para além da aplicação do pré-esforço em duas fases, utilizou-se ainda um sistema de escoramento provisório sob o piso 0, com sapatas próprias sob o piso -1, o qual só foi desativado depois de aplicada a segunda fase do puxe dos cordões.

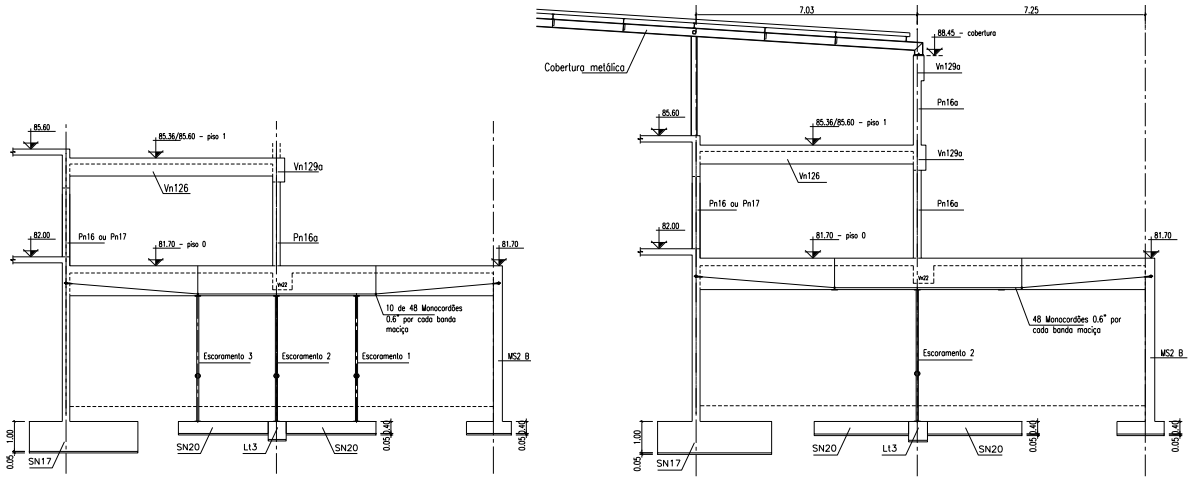


Figura 11. Escoramento provisório sob as bandas pré-esforçadas (fase 1 e 2).

No lado sul do edificio situa-se uma praça exterior coberta, com largura variável até 17m. A estrutura de cobertura é constituída por uma laje com dupla espessura (0.20m na laje corrente em betão armado e 0.62m em 4 faixas pré-esforçadas). Sobre esta laje situam-se painéis em betão armado do revestimento da fachada entre piso 0 e 1 e uma zona técnica para máquinas com peso significativo que não poderiam ser localizadas na cobertura com estrutura metálica.



Figura 12. Aspecto da entrada da praça coberta com a largura de 17m.

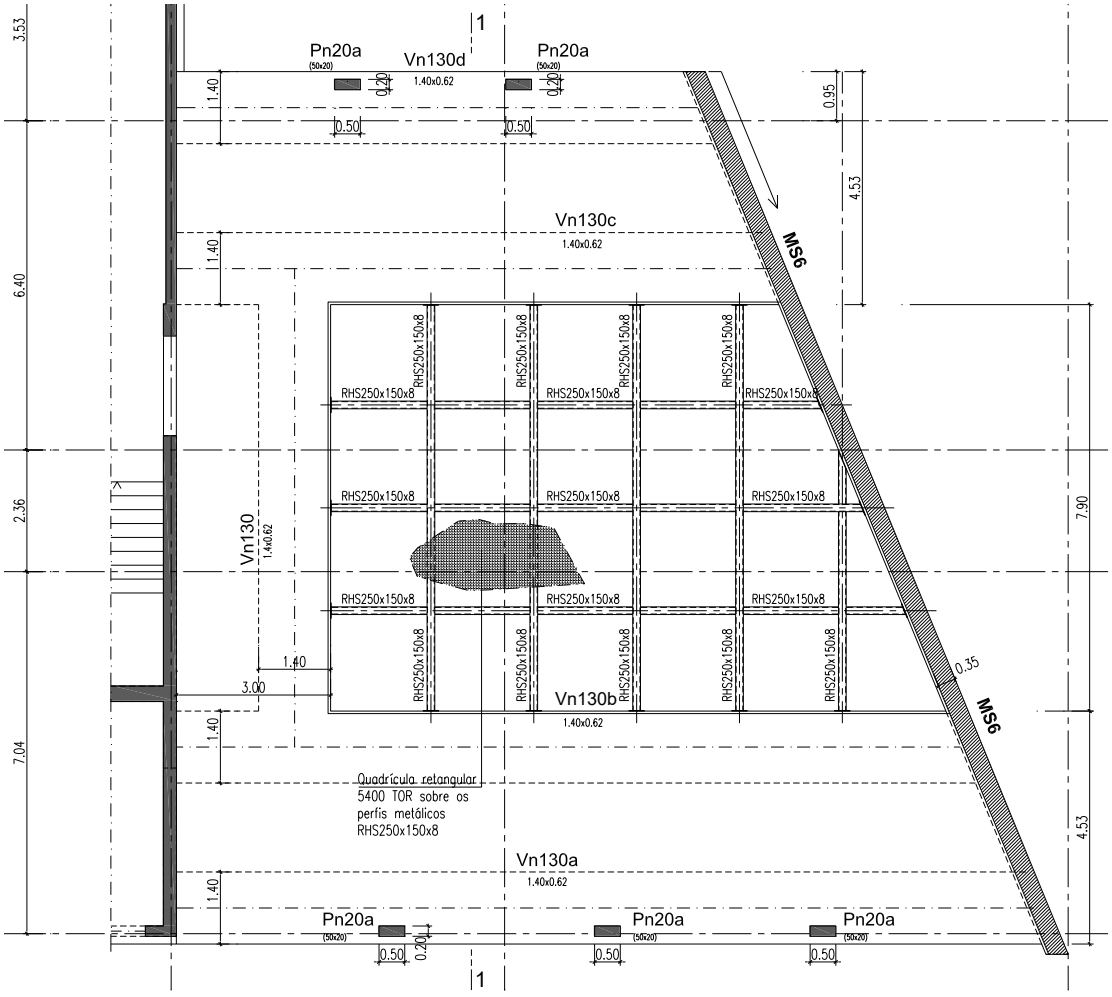


Figura 13. Planta da cobertura da praça.

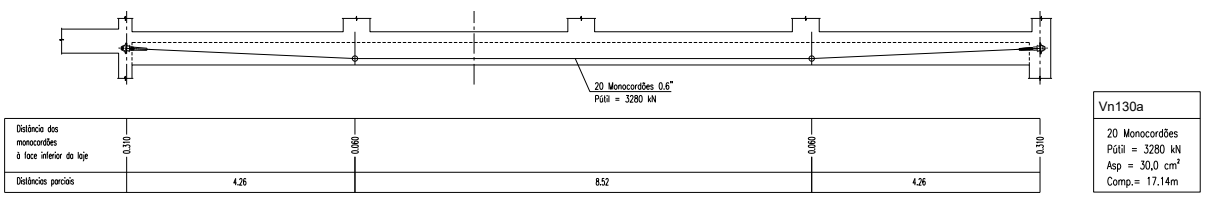


Figura 14. Traçado dos cordões de pré-esforço – Banda com 17m de vão na cobertura da praça.

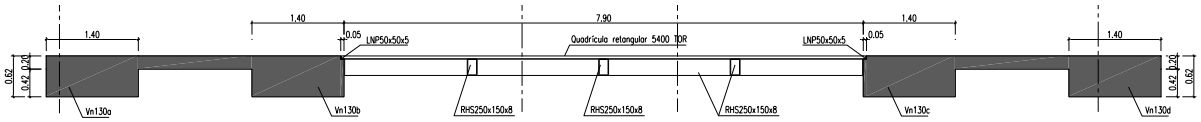


Figura 15. Corte transversal da laje de cobertura da praça.

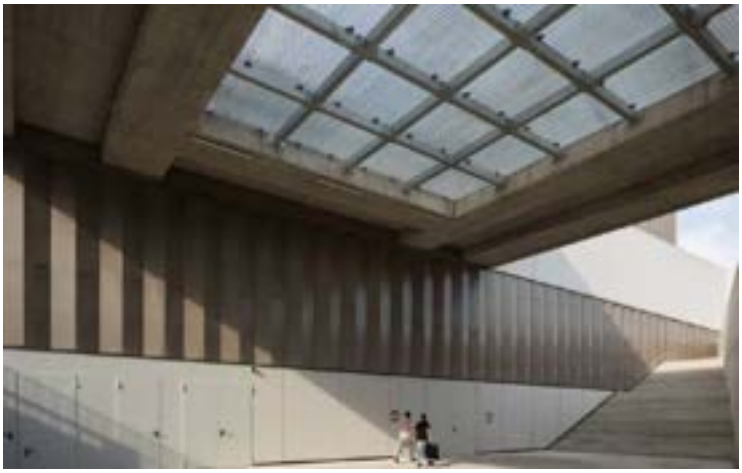


Figura 16. Aspecto da praça coberta no lado sul do pavilhão (imagem da autoria de Francisco Nogueira).

A estrutura resistente principal é constituída por paredes de betão armado, dispostas em torno das escadas e elevadores, bem como no centro das fachadas. No dimensionamento da estrutura e na verificação da segurança destaca-se a pormenorização das armaduras, em especial a cintagem no topo dos pilares principais. O primeiro nível de bancadas recorre a vigas inclinadas em betão armado para suporte dos degraus pré-fabricados que dão apoio às cadeiras para público, tendo sido verificada pelo A2P a solução de projecto de estruturas original e o projecto especifico do degrau, ambos da autoria de outras empresas. Deu-se particular atenção ao controlo da vibração destas estruturas, o que se revela uma situação nem sempre fácil tendo em conta a natural tendência de redução de espessuras nos elementos pré-fabricados. Os materiais adoptados foram em geral o betão C30/37 e o aço A500 NRSD. Nas vigas e bandas pré-esforçadas foi adoptado um betão C40/50.

Apresenta-se em seguida uma imagem do modelo global do edificio, usado simultaneamente nos cálculos paralelos realizados pelo A2P na verificação da estrutura metálica da cobertura, mas também na verificação da estrutura de betão armado e pré-esforçado.

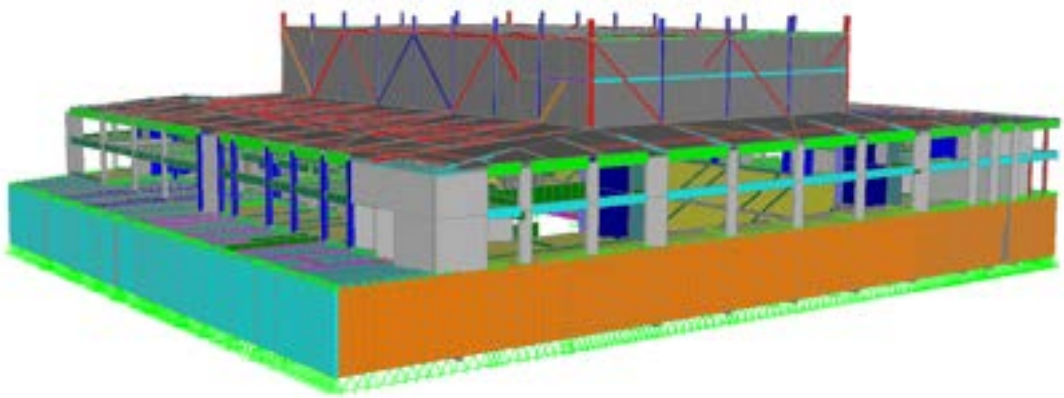


Figura 17. Modelo global.

Para a analise de detalhe das várias bancadas e outras verificações locais, foram realizados modelos locais.



Figura 18. Aspecto interior do pavilhão depois de terminado – vista nascente-poente (imagem da autoria de Francisco Nogueira).



Figura 19. Aspecto exterior do pavilhão depois de terminado (imagem da autoria de Francisco Nogueira).

4. CONCLUSÕES

O artigo apresenta alguns aspectos do projecto e da obra de uma estrutura de betão armado e pré-esforçado com cobertura em estrutura metálica, abordando os aspectos principais da concepção e construção.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à equipa de arquitectura (Arq.os Andreas Mörschel e Ruben Liça), à direcção de obra (Eng. Pedro Alberto) e à direcção de fiscalização (Eng. Horácio Preto) a colaboração havida ao longo do processo de projecto e obra. Os autores agradecem ainda a utilização de imagens do fotografo Francisco Nogueira, da empresa Mörschel Arquitectos e da pagina de internet wikiSporting).

REFERÊNCIAS

[1] Lopes, A. (2017). Cobertura do Pavilhão João Rocha Sporting Clube de Portugal. XI Congresso de Construção Metálica e Mista, Actas do Congresso.

Inelastic static analysis to estimate the displacement performance for pile-supported wharves


Enrico Zacchei[1]


Pedro Henrique Cerento de Lyra[2]


Fernando Rebouças Stucchi[3]

ABSTRACT

The aim of this paper is to carry out a nonlinear static analysis under seismic actions for pile-supported wharves. For the selection of seismic input for the pushover analysis European and Venezuelan codes have been used. The used peak ground acceleration is very intense (539.55 cm/s^2), therefore it is important to analyse the structural behaviour of the nonlinear situation. Geological and geotechnical aspects have been considered to study not only the seismic influence on the body of the wharf and on critical elements but also the pile-soil interaction using link elements. The analysis of the wharf, modelled by the finite element method in 3D, serves to calculate the vibration periods, the stresses and the capacity curve. The design procedure of the structure is in accordance with recent international guidelines and codes to estimate the maximum displacement acceptance as well as the consequences of structure failure. Pile-supported wharves are an extremely strategic construction which needs to be carefully designed to avoid economical losses, environmental damage, and maintain human safety. The results show that the predominant modal participating mass ratio for the second frequency of vibration (0.67 Hz) is 99.77%, the ultimate displacement is 13.74 cm and the amplified ultimate displacement including the torsional effects is 18.81 cm.

Keywords: inelastic analysis, pushover analysis, pile-supported wharves, structural engineering, earthquake applications.

1. INTRODUCTION

Potential risks to life safety is typically the focus of the seismic design of the geo-structures. This aspect is added to other ones as the seismic and damage risks. In this paper the pushover analysis for pile-supported wharves in ports has been developed to estimate the damage potential. In literature, works on the seismic analysis of pile-supported wharf structures are limited [1,2,3,4].

[1]Higher Polytechnic School of Ávila, University of Salamanca (USAL), Spain. enricozacchei@usal.es
[2]Mauá Institute of Technology (IMT), Brazil. pedro.lyra@maua.br
[3]Polytechnic School of São Paulo, University of São Paulo (USP), Brazil. fernando.stucchi@usp.br

In addition to pile-supported wharves, the pushover analysis can be also used for different types of structures, e.g. bridges, tunnels, buildings [5] and various air-transportation structures.

Pushover analysis is a Nonlinear Static Procedure (NSP) which involves step-by-step development of the capacity curve of the structure. The capacity curve can be obtained by plotting the monotonic lateral force versus the lateral displacement, whereas the demand curve is obtained using response spectra. The intersection between both curves represents the maximum response in terms of displacements. Points in the pushover curve identifies the plastic hinge formations. To consider the non-linear inelastic behaviour of the structure, the viscous damping ratio is applied to the elastic response spectrum. The nonlinear analysis is needed to identify the sources of energy dissipation and to quantify the energy absorption capacity.

The conventional pushover analysis by using the response spectrum is often an attractive choice for its simplicity to identify deformations which are comparable to deformations obtained from a dynamic analysis. In particular, pushover analysis is a good tool for the study of pile-supported wharves and can be very useful for engineers-in-training [3]. In general, some problems like defining ductility and formation of plastic hinges lead engineers to choose a more reassuring and already used method.

The push-over analysis monitors the progressive stiffness degradation of the structure when the structure is loaded into the post-elastic range of behaviour. This analysis accounts for material inelasticity, interaction between the elements (soil, beams, piles and deck) and geometric nonlinearity.

In this paper, geotechnical and seismic aspects as well as the technical data to define the area of study and the structure will be introduced. The seismic activity in this area is very high, therefore it is important to carry out a performance verification of the structure and to study its vulnerability. Codes in the literature [6,7] are used to define the seismic input and the pushover procedure.

The structure will be modelled in three dimensions using Finite Element Method (FEM) by software [8], and the results will be presented. The modal analysis to calculate the vibration periods and modal participating masses have been carried out to define the more critical direction of the pushover analysis.

2. CASE STUDY

2.1 Pile-supported wharves

The analysed structure is a pile-supported wharf of a new oil tankers port situated in northern Venezuela. Figure 1 (right) shows the pile-supported wharf in 2D where it is possible to see that in transversal direction (x-axis) the structure is supported by six piles. The longitudinal direction (y-axis) is parallel to the sea. In Figure 1 (left) the 3D model is shown.

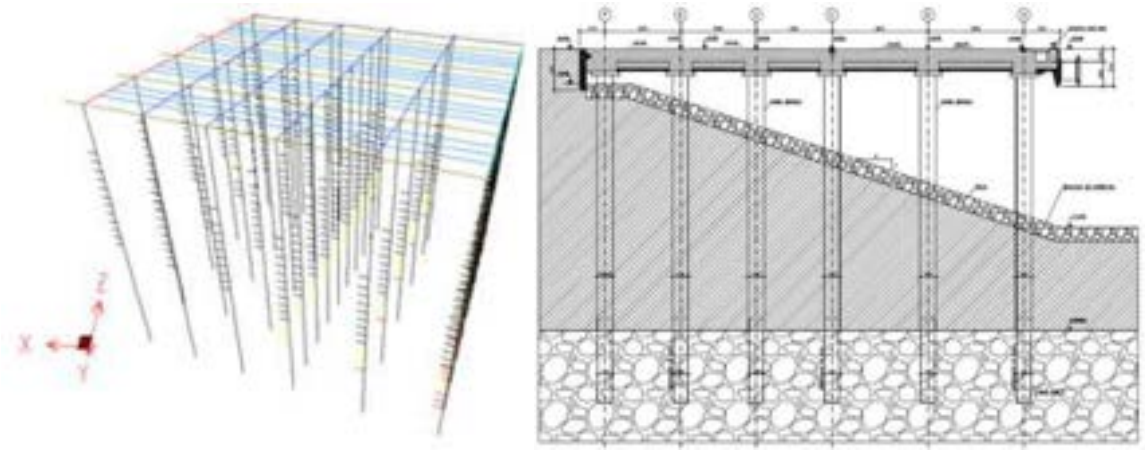


Figure 1. Pile-supported wharf in 3D (left) and 2D (right).

The beams supported by the piles have a steel casing to prevent the deterioration of reinforcement bars due to corrosion by weathering, chemical attacks and chloride ions [9]. The metal jacket tends to isolate the concrete from the external environment, against freezing and to keep the reinforcing free of oxygen. Table 1 lists the data of the structure.

Table 1. Geometrical data of the pile-supported wharf.

Pile and jacket data	*Value (mm)*	*Wharf and deck data*	*Value (m)*[a]
Pile length	30000	Wharf longitudinal length	40
Pile external diameter	120/130	Wharf transversal length	163
Pile internal diameter	103/113/120	Wharf level respect to the sea	3.4 ± 0.64
Pile thickness	12.5	Deck thickness (Precast + cast "in situ")	1.05
Pile reinforcing diameter	12.5/16/32	Height of deck transversal bean	1.95
Jacket external diameter	130/132.5	Average thickness of deck slab	0.85
Jacket internal diameter	127.5	Deck area (m^2)	6520
Jacket thickness	12.5/25	Deck transversal slope (%)	0.5

[a]Values in linear meter except where indicate.

All piles have the same cross-sectional geometry and include the longitudinal reinforcement bars, metal jacket, and confined and unconfined concrete material. The reinforced concrete of the piles plus the great thickness of the reinforced deck provides a high increase of the rigidity in the horizontal plane.

2.2 Seismic aspects for modelling

For the evaluation of the elastic response spectrum with a 5% damping the following input data have been used in accordance to Venezuelan code [6]. Horizontal acceleration coefficient for high seismic risk (for zone 7): $A_0 = 0.4$. Importance factor which depends on the importance of building classes: $\alpha = 1.3$. Spectrum form which depends on the soil type: Si = S2. The estimated Peak Ground Acceleration (PGA) is 480.69 cm/s^2.

A comparation with the Eurocode [10] has been made by using following data. Design ground acceleration: $a_g = 0.48$ g. Soil factor: S = 1.15. Structural periods: $T_B = 0.20$ s, $T_C = 0.60$ and $T_D = 2.0$ s. The estimated PGA is 539.55 cm/s^2.

2.3 Geotechnical aspects for modelling

The soil profile at the location where the pile-supported wharf is placed consists of three layers: (1) marine sediments of sandy soil and clay with a thickness of 15 m, (2) "coche"-formation with a thickness of 10 m, and (3) "manicuare"-formation with a thickness of 5 m. The soil slope is 3:1 (see Figure 1 (right)).

The computational modelling of the soil-pile interaction by elastic springs has been based on Winkler foundation models [11]. The piles are discretized into several segments with a length of 1.0 m and each node on the pile is connected to a horizontal spring.

The values of the elastic springs for the layer 1, 2 and 3 abovementioned are, respectively: 4905 kN/m^3, 39240 kN/m^3 and 49050 kN/m^3.

To consider the variation of the soil stiffness during the ground shaking, two models are analysed. The first model considers the elastic spring stiffness (k_e) as $k'_e = 0.5\ k_e$ and the second model considers $k'_e = 1.5\ k_e$.

3. MECHANICAL MODELS

3.1 Pushover analysis

The adopted method to carry out the pushover analysis is the Capacity Spectrum Method (CSM), i.e. a Performance Based Seismic Design (PBSD) which relates the capacity with the demand of the structure. The CSM uses the Response Spectrum Analysis (RSA). The iterative procedure of this method was given by literature [7]. Figure 2 shows the main steps to develop the pushover analysis.

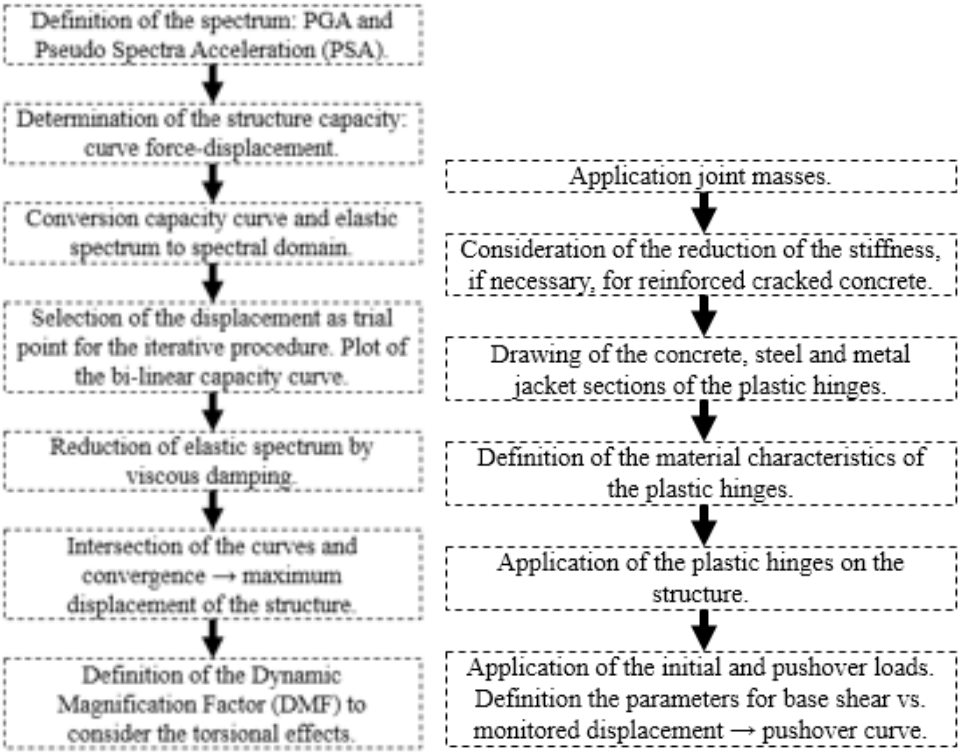


Figure 2. CSM algorithm by theoretical (left) and computational model (right).

3.2 Torsional effects

Most of the seismic lateral resistance of pile-supported wharves is provided by landward piles due to the interaction with the soil. The seaward piles are mainly used for gravity loads and can provide about 10% of the overall seismic lateral resistance. The configuration and flexibility of the structure creates eccentricity between the mass centre and rigidity centre, which induce torsional effects in the structure under seismic excitation.

Displacement demand of the critical piles is determined by multiplying the performance point calculated under pure transverse excitation times the DMF.

DMF accounts the torsional response and the simultaneous longitudinal and transverse excitations, and the interaction across expansion joints. DMF increases the final transverse displacement. DMF depends on the length and width of the wharf according to the literature [12].

3.3 Non-linearity of materials

Two operations must be carried out to consider the material nonlinear behaviour: (i) assignment of the plastic hinges and (ii) definition of material properties.

In this model 44 lumped plastic hinges to describe the nonlinear behaviour of structural elements have been applied. The plastic hinges are placed at the points where the bending moment has the maximum value: for $k'_e = 0.5\ k_e$ the maximum moment is 16539 kNm, whereas for $k'_e = 1.5\ k_e$ the maximum moment is 16438 kNm. These points correspond to the top of the piles in accordance to the literature [13,14].

The properties of the plastic hinges account the strengths of the steel and confined concrete. The capacity of the structural element materials to resist all seismic actions must be given that their properties provide a more realistic estimate for the design strength. The used stress-strain model for confined concrete is the Mander's model [15]. Table 2 shows the properties of the plastic hinges.

Table 2. Properties of the plastic hinges (all value are in MPa except where indicate).

Pile concrete		*Steel Casing*		*Pile reinforcement*		*Confined concrete*	
Description[a]	*Value*	*Description*[a]	*Value*	*Description*[a]	*Value*	*Description*[b]	*Value*
f_c	50.99	f_y	269.68	f_y	539.36	ε_{cc} (%) f'_{cc}	0.56 72.92
E_c (x10^3)	29.52	E_s (x10^3)	205.94	E_s (x10^3)	205.94	ε_{cu} (%) f'_{cu}	3.57 43.81

[a] f_c and f_y are the compressive and yield strength, respectively. E_c and E_s are the concrete and steel elastic modulus, respectively.
[b] f'_{cc} is the compressive strength (peak stress) of confined concrete and ε_{cc} is its corresponding strain at maximum concrete stress. ε_{cu} is the ultimate concrete compressive strain, defined as strain at first hoop fracture, and f'_{cu} is its corresponding compressive strength [15].

4. RESULTS

The results are shown through the modal analysis and pushover curve. To carry out the modal analysis, the lumped masses are assigned on the deck of the wharf.

Figure 3 shows the Modal Participating Mass Ratio (MPMR) for first twelve vibration modes. U_i and R_i are the translational and rotational MPMR, respectively, for the directions i = x, y, z. MPMR provides a measure of how useful computing the response of the structure in all directions given that the behaviour can be asymmetric. Moreover, it is useful to know the direction where MPMR is higher to define the most critical direction to carry out the pushover analysis. In this analysis, U_x for the second mode (1.48 s) is equal to 99.77%. Figure 3 shows also the sum of the $U_i + R_i$ (dashed black line) and the vibration periods of the structure (black point).

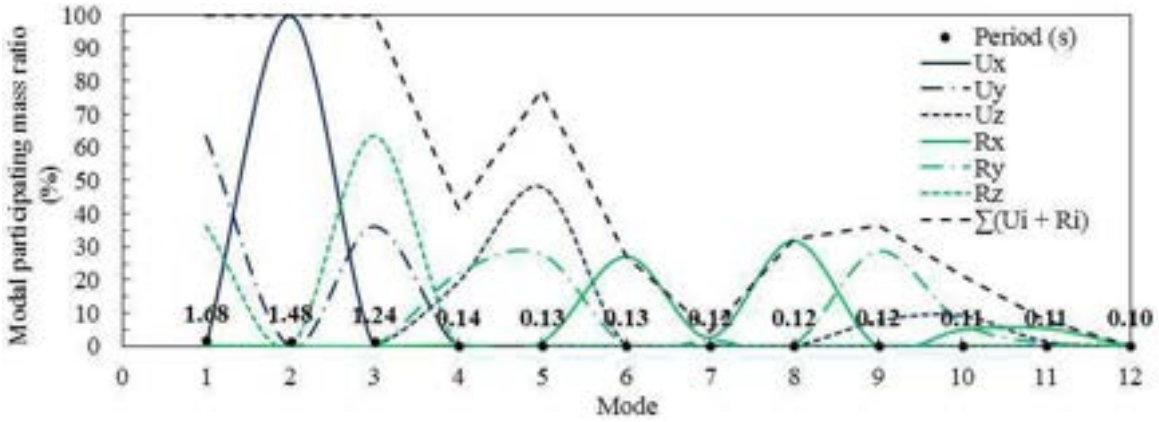


Figure 3. Modal analysis.

Figure 4 shows the results of the idealised acceleration response spectrum and pushover curve for $k'_e = 0.5\ k_e$ and $k'_e = 1.5\ k_e$. It is possible to see the point where the bi-linear curve (solid black line) changes

the inclination, the first degradation of the structure happens. Before, the structure remains linear elastic with an energy reserve capacity. The point when the pushover curve intersects the 10% damped response spectrum (solid blue line) represents the maximum allowed displacement. Finally, when the pushover curve reaches the last point, the structure presents excessive distortions and deformations at which it loss of stability and collapses.

The base shear is calculated multiplying the total mass of the structure (135.42 x 10^3 kg) times PSA.

For the $k'_e = 1.5\ k_e$, the maximum allowed displacement is 12.54 cm and its respective maximum base shear is 7.27 MN. The elastic and plastic stiffness is 105 MN/m and 34 MN/m, respectively. The difference between the shear base calculated by elastic capacity (dashed black line) and demand curve (dashed blue line) and the base shear by 10% damped spectrum and pushover curve (green line) is 4.93 MN. This value shows the base shear overestimation if the pushover analysis does not account the advantage of the material ductility. Considering the displacement of the pushover curve where the first plastic hinge happens (6.67 cm), the global ductility is obtained as: 12.54/6.67 = 1.88.

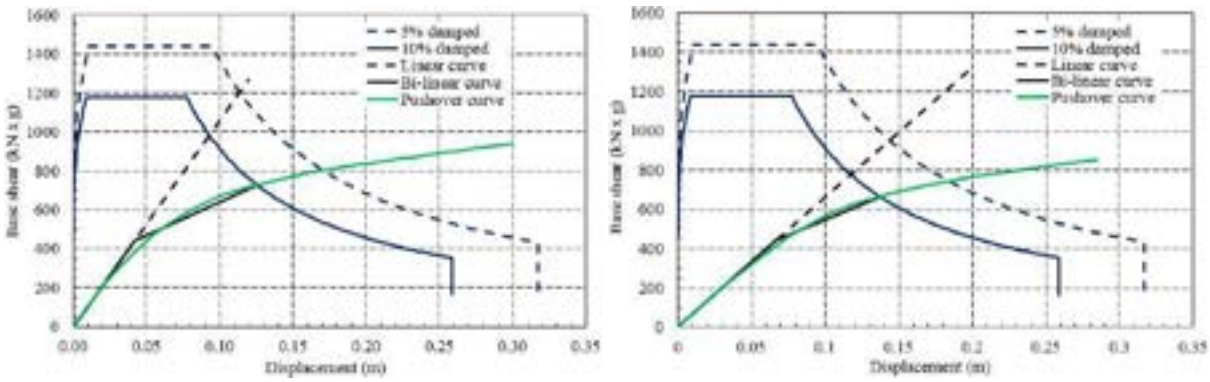


Figure 4. Results of the analysis for $k'_e = 1.5\ k_e$ (left) and $k'_e = 0.5\ k_e$ (right).

For the $k'_e = 0.5\ k_e$, the maximum allowed displacement is 13.74 cm that corresponds to the base shear of 6.63 MN and the elastic and plastic stiffness is 66 MN/m and 31 MN/m, respectively. The difference between the elastic and plastic shear base is 2.87 MN. The global ductility demand is 1.59 (= 13.74/8.66).

To determine the development of the plastic hinges, a force-displacement curve can be used according to the literature [16,17]. The force-displacement curve is composed by two segments: linear segment A-B and nonlinear segment B-C. Table 3 shows the number of the plastic hinges that create in the pile heads for three steps of the pushover analysis.

Table 3. Number of the plastic hinges.

Step	*A-B*	*B-IO*[a]	*IO-LS*[a]	*LS-CP*[a]	*CP-C*
1	-	1	-	-	-
2	-	7	-	-	-
5	-	16	28	-	-
10	-	-	10	22	12

[a]IO = Immediate Occupancy; LS = Life Safety; CP = Collapse Prevention. In Figure 5 these levels are represented in the legend band by yellow, red and magenta colour, respectively.

Figure 5 shows the formation of the first plastic hinge. It is possible to see that the formation of the plastic hinges starts from the pile heads most seaward and moves to those at landward and then down to the embedded portion of the piles.

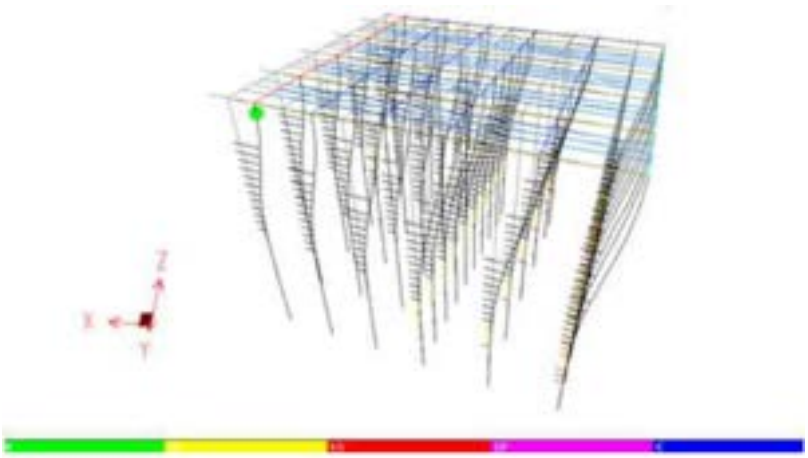


Figure 5. Appearance of the first plastic hinge during pushover analysis (Step 1).

Table 4 shows maximum allowed displacements considering the DMF and the verification of the rotational capacity of the plastic hinges according to Eurocode [18]. The rotational capacity of the plastic hinges must be sufficient for the structure to support the transverse displacement.

Table 4. Verify of the rotational capacity of the plastic hinges and DMF amplification.

	0.5 k_e	*1.5 k_e*
DMF	1.30	1.50
Performance point (cm)	13.74	12.54
Amplified performance point (cm)	17.86	18.81
Axial force (kN)	-261.5	-291.0
Yield curvature in idealized moment-curvature diagram (1/m)	0.00459	0.00461
Distance from the end section of the plastic hinge to the point zero moment in the pile (m)	4.0	4.0
Plastic hinge length (m)	0.87	0.87
Ultimate curvature in idealized moment-curvature diagram (1/m)	0.05200	0.05210
Ultimate plastic rotation capacity (rad)	0.03676	0.03682
Reduction factor	1.4	1.4
Design value of plastic rotation capacity (rad)[a]	0.02626	0.0263

[a]In this analysis we obtain 0.02626 > 0.0086 rad and 0.0263 > 0.0116 rad, therefore the plastic hinges have sufficient rotation capacity to withstand the seismic action (Eq. (E.16b) by [18]).

5. CONCLUSIONS

In this paper the nonlinear static analysis applied to pile-supported wharves is carried out. Geotechnical and seismic characteristics have been described. The NSP using CSM has been explained step-by-step as follows: definition of the seismic demand and capacity of the structure; conversion to spectral domain; selecting of the displacement; definition of bi-linear curve; reduction of the seismic demand; convergence.

The structure has been modelled by 3D analysis to consider the interaction fluid-structure-soil. The goal of this paper is to estimate the maximum allowed displacement to prevent cracks, failures and collapse.

The main conclusions are described as following:

- The seismic activity is very intense with 0.55 g of PGA. The first natural period is 1.68 s and the predominant MPMR happens for the second mode in x direction and is equal to 99.77%. This indicate that the choice of the direction of the pushover analysis must be in the x direction.

- 44 plastic hinges have been assigned to consider the nonlinear behaviour of the material. The used constitutive equations for the confined concrete refer to the Mander's model. The estimated values are: f'_{cc} = 72.92 MPa, ε_{cc} = 0.0056, f'_{cu} = 43.81 MPa, ε_{cu} = 0.0357. At step 10, all 44 plastic hinges create at which 12 corresponding to the target building performance levels of Collapse Prevention (CP).

- The final results of the pushover analysis have been shown in function of the base shear vs. displacement. The base shear is calculated by multiplying the total mass times the PSA. To consider the variation of the soil stiffness during the seism, two models are analysed: $k'_e = \{0.5\ k_e, 1.5\ k_e\}$. The allowed displacement for the first model is 13.74 cm, whereas for the second model is 12.54 cm. Respect to the elastic analysis the gain of the design base shear is 30.17% in the first model and 41.01% in the second model. This gain represents the advantage of the material ductility.

- To consider the eccentricity between the mass centre and rigidity centre due to the flexibility of the structure the torsional effects are considered. The allowed displacements are amplified by the DMF therefore, the final displacements are: 13.74 x 1.30 = 17.86 cm and 12.54 x 1.50 = 18.81 cm.

- In this analysis, it is shown that the severe wharf damage corresponds already to failure of pile heads most seaward. In these points the rotation capacity of plastic hinges must be verified. The design value of plastic rotation capacity result: 0.02626 > 0.0086 rad for 0.5 k_e, and 0.0263 > 0.0116 rad for 1.5 k_e.

- In literature, there are few works on the seismic analysis of pile-supported wharf structures. This paper intends to encourage a connection between researchers and structural engineering professionals to resolve potential issues. The paper originates from real technical work therefore the methodology and results are reliable.

ACKNOWLEDGEMENTS

Authors acknowledge the EGT Engenharia Ltda Brazilian company for the materials used in the development of the present research. The first author acknowledges the University of Salamanca to pay the rights (when applicable) to completely download all papers in the references. This work has been carried out thanks to the partnership between University Roma Tre in Italy, Polytechnic School of São Paulo in Brazil and EGT Engenharia Ltda Brazilian company. This study was funded by EGT Engenharia Ltda Brazilian company [reference number: 00.376.282/0001-26].

REFERENCES

[1] Shafieezadeh, A.; Des Roches, R.; Rix, G.J.; Werner, S.D. (2013). A probabilistic framework for correlated seismic downtime and repair cost estimation of geo-structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2013, pp. 1-19.

[2] Takahashi, A.; Takemura, J. (2005). Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, N. 11, pp. 811-825.

[3] Khazi, M.F.R.; Vazeer, M. (2017). Behaviour of pile supported wharf in liquefied soils. International Journal of Geomate, Vol. 13, N. 38, pp. 186-193.

[4] Lombardi, D.; Bhattacharya, S. (2016). Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 45, pp. 1019-1038.

[5] Folić, B.; Folić, R. (2018). Comparative nonlinear analysis of a RC 2D frame soil-pile interaction. Building Materials and Structures, Vol. 61, N. 1, pp. 63-89.

[6] Covenin 1756-1:2001, Edificaciones sismorresistentes - Parte 1: Requisitos. Caracas, Venezuela. 132 p.

[7] Applied Technology Council (ATC-40), 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1. Report N. SSC 96-01. Redwood City, California. 346 p.

[8] Sap2000, Version 16.0.0 Plus, 2013. Computers and Structures, Inc, California/New York.

[9] Carrara, P.; De Lorenzis, L.; Bentz, D.P. (2016). Chloride diffusivity in hardened cement paste from microscale analyses and accounting for binding effects. Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering, Vol. 24, N. 6, pp. 1-44.

[10] BS EN 1998-1:2004, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium. 231 p.

[11] Permanent International Association for Navigation Congresses (PIANC), 2001. Seismic design guidelines for port structures. Working group N. 34. A.A. Balkema Publishers. 471 p.

[12] Port of Long Beach (POLB), 2009. Wharf design criteria. Version 2.0. 103 p.

[13] California Department of Transportation (CALTRANS), 2010. Seismic design criteria. Version 1.6, Sacramento, California. 160 p.

[14] American Society of Civil Engineers (ASCE), 2014. Seismic design of piers and wharves. Virginia, USA. 90 p.

[15] Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, N. 8, pp.1804-1825.

[16] Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Virginia, USA. 518 p.

[17] Zhang, M.; Liu, R.; Li, Y.; Zhao, G. (2018). Seismic performance of a corroded reinforce concrete frame structure using pushover method. Advances in Civil Engineering, Vol. 2018, pp. 1-12.

[18] BS EN 1998-2:2005+A2:2011, Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges. Brussels, Belgium. 153 p.

Análise multicritério para apoio à decisão em intervenções de obras marítimo-portuárias: Estudo de quebra-mares de talude de blocos de betão e enrocamento

Rodrigo Giollo[1] **Maria João Falcão[2]** **Rute Lemos[3]** **Paula Couto[4]**

RESUMO

A geografia marítima nem sempre proporciona à costa um ambiente seguro para a instalação e manutenção de portos. Com este propósito, constroem-se obstáculos estruturais capazes de proteger o porto contra a agitação marítima, permitindo que as embarcações executem com segurança e eficiência as operações portuárias.

Os quebra-mares de talude são as estruturas de proteção marítimo-portuárias mais frequentes em Portugal e estão sujeitos à ação de intempéries e agitação marítima intensa, requerendo obras de manutenção periódicas que garantam o seu funcionamento adequado. No entanto, devido ao elevado valor associado às reparações e/ou reabilitações e à envergadura deste tipo de obras, nem sempre é possível que as intervenções sejam realizadas de forma completa.

As informações técnicas, relativas às intervenções em quebra-mares de talude, estão registadas na base de dados de Análise de Observação Sistemática de Obras Marítimas (ANOSOM), uma ferramenta de diagnóstico de estruturas marítimas de proteção portuária e de embocaduras, desenvolvida em *MS ACESS* pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), a qual mantém uma ampla biblioteca de registos originados em observações regulares de obras marítimas portuguesas, desde o ano de 1995 até à atualidade.

As metodologias de análise de multicritério contribuem de forma significativa para a maximização do impacto dos investimentos, proporcionando a tomada de decisões de forma eficiente, no que tange a priorização das intervenções diretamente relacionadas com a vida útil da estrutura e com o seu correto funcionamento.

O estudo contido na presente comunicação tem por objetivo propor a utilização de metodologias de análise multicritério para apoio à decisão, através do levantamento de diversos critérios, submetidos a avaliação de especialistas neste tipo de infraestruturas.

Palavras-chave: Análise multicritério, Obras de proteção marítimo-portuárias, Quebra-mares de talude.

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa, Portugal. rgiollo@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa, Portugal. mjoaofalcao@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Lisboa, Portugal. rlemos@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa, Portugal. pcouto@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

Portugal Continental faz fronteira a oeste (W) com o Oceano Atlântico Norte, apresentando uma linha de costa com cerca de 950 km de extensão. Possui um posicionamento geográfico privilegiado por se encontrar no cruzamento das principais rotas equatoriais e meridionais de tráfego marítimo, num eixo de ligação ímpar entre três continentes, nas direções E-W e N-S, além de uma das maiores Zonas Económicas Exclusivas (ZEE) do mundo, com cerca de 200 milhas marítimas [1].

O país apresenta condições únicas para a instalações de portos, proporcionadas pela sua localização e a grande extensão da costa, seja para portos de pequenas dimensões utilizados para pesca, seja para portos de águas profundas como o porto de Sines, que apresenta condições raras, à escala Europeia, para o recebimento de navios de grande porte [1].

Num mundo cada vez mais globalizado como o atual, os portos têm para economia não só o papel fundamental como plataformas de entradas e saídas de produtos, mas mais recentemente, também a náutica de recreio e o turismo marítimo (cruzeiros) passam a ter uma importância crescente.

Os principais portos nacionais têm assinalado, na última década, uma tendência crescimento no volume de cargas movimentadas. O ano de 2017 destacou-se por registar o maior movimento de carga da história, com valores próximos das 89 milhões de toneladas [2]. No mesmo ano, segundo o Instituto Nacional de Estatística (INE), entraram no país pela via marítima, através de navios de cruzeiro, cerca de um milhão de turistas [3].

A relevância económica de um porto extravasa o contributo direto relacionado com a criação de valor acrescentado e da geração de empregos. Em termos de atividades marginais, decorrentes das atividades portuárias, estima-se que as consequências do investimento de um milhão de euros em infraestruturas portuárias refletem num acréscimo de 84,4 milhões de euros em investimento privado, trazendo por consequência um aumento do Produto Interno Bruto (PIB) de 107,1 milhões de euros, dando origem a 4800 novos postos de trabalho [4].

Tão importante quanto os portos, são as estruturas que viabilizam o seu funcionamento. Os quebra-mares talude, obras de proteção marítimo-portuárias mais frequentes em Portugal, estão sujeitos a grande agitação marítima e intempéries que podem por em causa o seu funcionamento, inviabilizando as operações portuárias, devendo, por esta razão, serem de monitorizados periodicamente.

Um quebra-mar é uma estrutura de grande envergadura, apresentando um elevado valor associado a obras de reparação e/ou reabilitação. Num cenário económico de escassez de recursos, nem sempre se podem concretizar intervenções na totalidade das estruturas, tendo-se de decidir pela gestão do investimento financeiro que a maximize o impacto direto na vida útil da estrutura e a minimização de riscos.

A decisão sobre a melhor forma de gerir o investimento destinado a intervenções em estruturas de defesa marítimo-portuária pode ser facilitada quando se tem o auxílio de uma metodologia de análise multicritério, capaz de simultaneamente ter em consideração parâmetros de ordem técnicos, socias, ambientais e económicos.

Neste sentido, o estudo tem por objetivo, numa primeira fase, estruturar o problema de decisão, definindo os objetivos e critérios a serem avaliados por especialistas em suas áreas de conhecimento através um inquérito eletrónico. Numa fase posterior, ainda em desenvolvimento, os resultados dos julgamentos serão aplicados aos casos de estudo dos quebra-mares do Porto de Pesca de Quarteira, da Marina de Vilamoura, do Porto de Pesca da Nazaré e ainda da barra de Faro-Olhão.

2. QUEBRA-MARES DE TALUDE

Por definição, um quebra-mar, na sua conceção mais geral, é qualquer obstáculo à propagação normal de ondas de gravidade geradas pelo vento sobre uma superfície de água [5]. A dissipação de energia num quebra-mar dá-se pela rebentação da agitação marítima contra o talude, por atrito, pela formação de uma emulsão ar-água, pela percolação no seu interior e pela reflexão para o largo do restante da energia [6].

Um quebra-mar é uma estrutura com grande desenvolvimento linear e de secção trapezoidal. Possui um perfil-tipo característico, identificado na Fig. 1, podendo apresentar algumas variações ao longo da estrutura, consoante as condições a que estiver sujeito [7].

Os quebra-mares de talude podem apresentar ou não, superestrutura. A construção de uma superestrutura proporciona uma diminuição da ocorrência de galgamentos da agitação, em especial no caso da estrutura também apresentar um muro-cortina (com presença ou não de defletor – elementos 10 e 11 da Fig.1). A superestrutura pode ainda ser utilizada para operações de carga e descarga de navios, deslocamento de viaturas, procedimentos de eventuais necessidades de obras de manutenção ou reparações, bem como para a inserção de redes de abastecimento de água e energia [6].

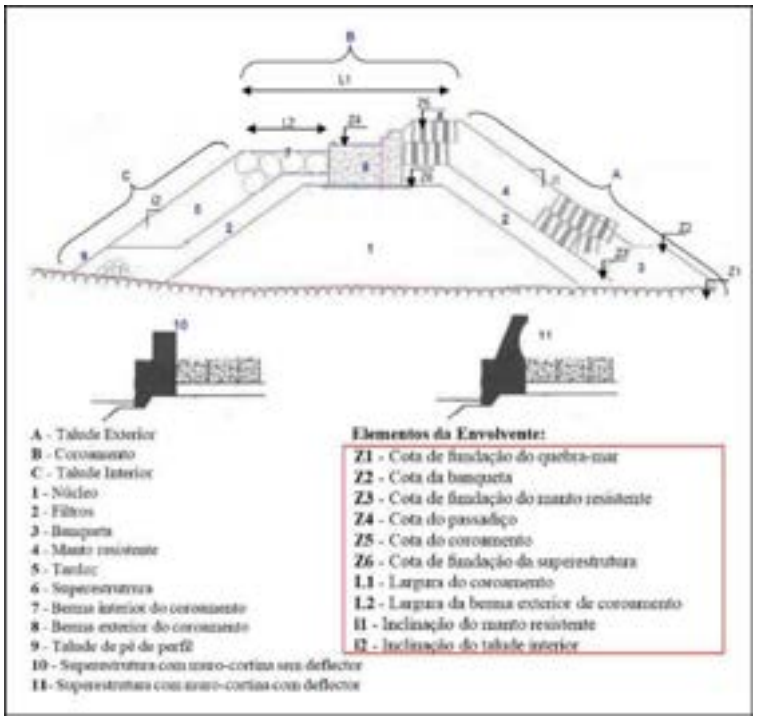


Figura 1. Elementos do perfil-tipo de um quebra-mar de talude, adaptado de [7].

O material mais comum utilizado, desde os primórdios da construção de quebra-mares, é o enrocamento. Porém, com as necessidades de instalação de portos em zonas de águas mais profundas e/ou com agitação marítima mais agressiva, começou-se a utilizar, progressivamente, a partir da década de 50, blocos artificiais de materiais capazes de cumprir as novas exigências de proteção, principalmente pelo aumento do peso e de geometrias mais funcionais. Os quebra-mares de talude nacionais não apresentam grande variabilidade quanto as geometrias dos blocos utilizados para a proteção dos mantos. Além dos tradicionais enrocamentos, os blocos artificiais de betão mais recorrentes no país são os de formatos paralelepipédicos, blocos Antifer e tetrápodes [8].

A causa mais comum de ruína em quebra-mares é devido a falhas que ocorrem ao longo do manto resistente, trazendo por consequência a exposição dos filtros e a perda de finos, conduzindo a fenómenos de infraescavação [7].

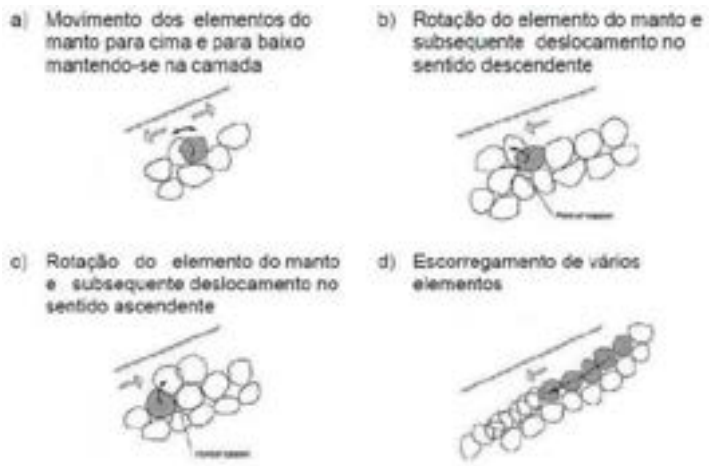


Figura 2. Modos de rotura de um manto resistente [9]

Burcharth [9], define quatro modos de rotura do manto resistente, ilustrados pela Fig. 2. O estudo do manto resistente, responsável por dissipar a energia originada da agitação marítima, assume por esta razão, um papel de fundamental importância.

3. BASE DE DADOS ANOSOM

Com a finalidade de armazenar as informações provenientes de inspeções visuais, da parte emersa de estruturas marítimas de proteção portuária e de embocaduras, que monitora um total de 36 estruturas, situadas ao longo de 19 pontos da costa Portugal Continental, identificadas na Fig. 3, o LNEC desenvolveu, a partir de 1995, a base de dados de Análise de Observação Sistemática de Obras Marítimas (ANOSOM) [10].



Figura 3. Localização das estruturas monitorizadas pela ANOSOM [11]

Para além da sua função de armazenamento de dados recolhidos nas inspeções visuais, a aplicação também permite registar a evolução de cada componente da estrutura em análise, tendo por base uma data de referência, com o objetivo de dinamizar o diagnóstico de eventuais necessidades de intervenções na estrutura, facilitando a sua consulta pelas entidades responsáveis pela manutenção das estruturas

abrangidas pelo projeto [12]. Os dados estão organizados em dois grandes grupos (Dados e Consulta e Análise de Dados) que podem acedidos pelo utilizador através do Menu principal da aplicação, conforme se pode observar na Fig. 4.



Figura 4. Menu principal da aplicação ANOSOM

As inspeções possuem periodicidade normalmente anual, caracterizam cada um dos troços em que a estrutura é previamente dividida. A avaliação da estrutura é feita através da caracterização do seu: i) estado atual; ii) estado de evolução; iii). estado de risco. O resultado da análise de cada troço gera relatórios com o diagnóstico do estado da estrutura e ainda as necessidades de operações de intervenções, de manutenção ou de medidas suplementares de inspeção [10].

4. ANÁLISE MULTICRITÉRIO

Enquanto instrumento utilizado como apoio na tomada de decisão, a Análise Multicritério (AM) começou a ter seu uso difundido nos anos 60, em análises comparativas de projetos alternativos ou medidas heterogéneas [13].

Através desta técnica, simultaneamente, diversos critérios podem ser tidos em consideração com o propósito de dar resposta a problemas complexos. A metodologia de AM destina-se a ajudar o responsável pela tomada de decisão e sua equipa, a integrar as diferentes opções existentes no seu plano de ação, com o objetivo de que a decisão tomada reflita as opiniões dos envolvidos. Os resultados de uma AM são geralmente orientações para decisões de natureza operacional, recomendações para ações futuras ou ainda conclusões a respeito de priorização de ações [13].

4.1 Metodologia MACBETH

A metodologia *Measuring Attractiveness by a Categorical Based Evaluation Technique* (MACBETH), traduz um método de apoio à decisão que permite avaliar opções levando em conta múltiplos critérios. Diferencia-se de outras metodologias semelhantes de AM por basear a ponderação dos critérios e a avaliação das opções segundo julgamentos qualitativos sobre diferenças de atratividade, ou seja, para cada par de opções 1 e 2, a diferença de atratividade entre elas pode ser julgada como sendo: i) nula; ii) muito fraca; iii) fraca; iv) moderada; v) forte; vi) muito forte; ou vii) extrema [14].

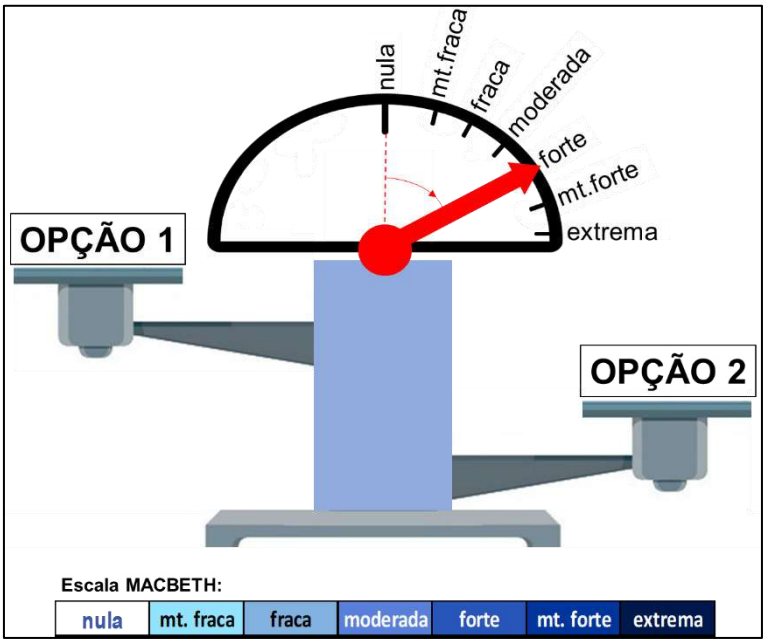


Figura 5. Exemplo de atribuição de julgamento de valor quanto à diferença de atratividade entre um par de opções, para determinado critério, segundo a escala MACBETH

De forma simplificada, a escala MACBETH pode ser entendida como uma diferença de "pesos" entre duas opções, funcionando como uma balança de pratos. A posição de equilíbrio corresponde a uma diferença de atratividade "nula" e a posição de máxima diferença, a uma diferença de atratividade "extrema", conforme exemplo ilustrado pela Fig. 5.

4.2 Aplicação M-MACBETH

O M-MACBETH é uma aplicação informática utilizada de utilização da metodologia MACBETH, para verificar de forma automática a consistência dos julgamentos atribuídos, indicando e sugerindo correções no caso de serem determinadas inconsistências.

A Fig. 6 ilustra um exemplo simples de julgamentos de diferenças de atratividades através da utilização da aplicação M-MACBETH onde são tidas em consideração 5 opções, de acordo com o julgamento do avaliador, em que a diferença de atratividade da primeira linha, da esquerda para a direita, entre a opção 1 (op. 1) e a opção 2 (op.2) é "fraca", entre a opção 1 (op1) e a opção 3 (op3) é "moderada", entre a opção 2 (op. 2) e opção 4 (op. 4) é "forte", e assim sucessivamente.

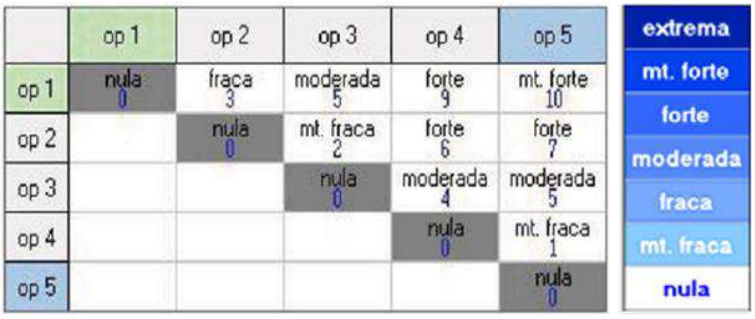


Figura 6. Atribuição de diferenças de atratividade entre opções na aplicação M-MACBETH, adaptado de [14]

À medida que os julgamentos qualitativos emitidos pelo avaliador são introduzidos na aplicação, o M-MACBETH verifica automaticamente a sua compatibilidade de acordo com os julgamentos previamente introduzidos na matriz, validando assim a sua consistência. No caso de uma inconsistência ser detetada

o *software* identifica a origem do problema, assim como o menor número de mudanças necessárias para solucioná-lo e fornece também sugestões de alterações que proporcionem consistência. A partir de uma matriz de julgamentos consistentes, o M-MACBETH propõe uma pontuação para cada opção. Estas pontuações formam a escala de base [14].

4.3 Descrição dos objetivos e critérios a avaliar

Para a AM aplicada no estudo foram definidos 4 grupos de objetivos:

- Objetivos de caráter técnico: Objetivo 1 (O1), Objetivo 2 (O2), Objetivo 3(O3).
- Objetivo de caráter social: Objetivo 4 (O4).
- Objetivo de caráter ambiental (relacionados com as alterações climáticas): Objetivo 5 (O5).
- Objetivos de caráter económico: Objetivo 6 (O6)

O julgamento das relações de diferença de atratividade é obtido pela consulta de especialistas em suas áreas de conhecimento, através da submissão de um inquérito (no caso do presente estudo considerou-se um inquérito eletrónico desenvolvido para o efeito). Os critérios avaliados e os objetivos que se pretende cumprir são:

4.3.1 Objetivo 1 (O1) Minorar os riscos de comprometimento estrutural da estrutura, contém quatro critérios (C1, C2, C3 e C4).

Critério 1 (C1) - Parâmetro adimensional do dano:
Optou-se por utilizar o parâmetro adimensional do dano *S*, definido por Broderick e Ahrens e por Van der Meer, que relaciona a área erodida com o número de elementos de diâmetro nominal *Dn*, que compõem o manto resistente, que seriam necessários para preencher a totalidade da área erodida [15], representado na Fig. 7.

$$S = \frac{Ae}{Dn_{50}^2} \tag{1}$$

onde,
S = Parâmetro adimensional do dano;
Ae = Área erodida da secção nas imediações do nível de repouso da água;
Dn_{50} = Diâmetro nominal dos elementos que compõe o manto resistente.

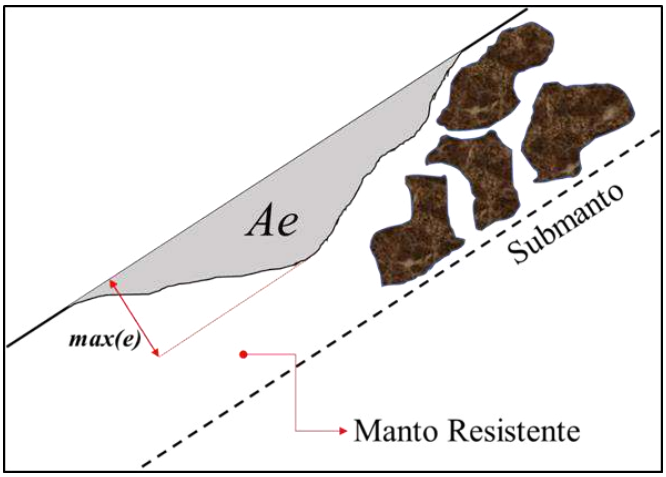


Figura 7. Representação da área erodida (C1) e máxima profundidade erodida (C2) do manto resistente

Este critério apresenta uma escala quantitativa de 5 níveis de desempenho os intervalos: i) 0 a 1,5; ii) 1,6 a 3,0; iii) 3,1 a 4,5; iv) 4,6 a 6; v) 6,1 a 7,5. Tendo sido considerado como nível "neutro" o valor entre 0 a 1,5 e o nível "bom" o valor de 3,1 a 4,5.

Critério 2 (C2) Profundidade erodida adimensional
Parâmetro proposto por Hofland [16], que avalia a profundidade máxima atingida pelo dano em comparação com o diâmetro nominal *Dn* dos elementos constituintes do manto resistente. Avalia, em termos de profundidade, a exposição do submanto da estrutura [16;17].

$$E = \frac{\max(e)}{Dn_{50}} \quad (2)$$

onde,
E = Profundidade erodida adimensional;
$max(e)$ = Máxima profundidade da área que apresenta erosão (medida na perpendicular);
Dn_{50} = Diâmetro nominal dos elementos que compões o manto resistente.

Este critério apresenta uma escala quantitativa de 5 níveis de desempenho: i) 0,0; ii) 0,5; iii) 1,0; iv) 1,5; v) 2,0. Tendo sido considerado como nível "neutro" o valor igual a 0,0 e o nível "bom" o valor de 1,0.

Critério 3 (C3) Risco de evolução dos danos
Avalia a potencialidade dos danos progredirem para zonas adjacentes do quebra-mar. O critério C3 apresenta uma escala qualitativa de 5 níveis de desempenho: i) sem risco aparente; ii) baixo risco; iii) risco moderado; iv) alto risco; v) destruição, e estão de acordo com os níveis de desempenho da base de dados ANONOM. Tendo sido considerado como nível "neutro" o atributo "sem risco aparente" e o nível "bom" o atributo "risco moderado".

Critério 4 (C4) Impacto do dano em relação a totalidade da estrutura
Avalia a importância da localização dos danos, isto é, o impacto da presença do dano em determinados troços serem mais, ou menos importantes para a integridade estrutural do quebra-mar. O critério C4 apresenta uma escala qualitativa de 4 níveis de desempenho: i) baixo; ii) mediano; iii) alto; iv) crítico. Tendo sido considerado como nível "neutro" o atributo "baixo" e o nível "bom" o atributo "alto".

4.3.2 Objetivo 2 (O2) Garantia das operações portuárias, contém o critério C5.

Critério 5 (C5) Estado de operacionalidade do porto
Avalia a operacionalidade do porto a que a estrutura proporciona proteção, no que diz respeito a circulação de embarcações. C5 apresenta uma escala qualitativa de 5 níveis de desempenho: i) sem restrições; ii) restrições baixas; iii) restrições médias; iv) restrições elevadas; v) inoperacional. Tendo sido considerado como nível "neutro" o atributo "sem restrições " e o nível "bom" o atributo "restrições médias".

4.3.3 O OBJETIVO 3 (O3) Qualidade do aspeto visual e uniformidade, contém o critério C6.

Critério 6 (C6) Qualidade do aspeto visual e uniformidade
Avalia o nível de uniformidade dos elementos, em termos visuais, identificando a presença de irregularidades como quedas de elementos, degradação física ou química de elementos, fraturas e assentamentos. Este critério apresenta uma escala qualitativa de 5 níveis de desempenho: i) uniformidade; ii) distorções baixas; iii) distorções médias; iv) distorções elevadas; v) muitas distorções. Tendo sido considerado como nível "neutro" o atributo "uniformidade" e o nível "bom" o atributo "distorções médias".

4.3.4 O OBJETIVO 4 (O4) Objetivos de caráter social, contém o critério C7.

Critério 7 (C7) Trabalhadores diretamente dependentes do funcionamento do quebra-mar
Avalia o número de pessoas que dependem diretamente do funcionamento do quebra-mar para obter os seus rendimentos. Considerou-se, para fins do estudo, que o número embarcações é diretamente proporcional ao número de trabalhadores que tem rendimentos associados ao funcionamento do quebra-mar, por isso avalia-se a quantidade de embarcações suportadas pelo porto. O critério C7 apresenta uma

escala quantitativa de 5 níveis de desempenho: i) 0 a 200; ii) 201 a 400; iii) 401 a 600; iv) 601 a 800; v) mais de 801 embarcações. Tendo sido considerado como nível "neutro" o intervalo entre 0 e 200 e o nível "bom" o intervalo entre 401 e 600.

4.3.5 O OBJETIVO 5 (O5) Objetivos de caráter relacionado com as alterações climáticas, contém o critério C8 e C9.

Critério 8 (C8). Imprevisibilidade de eventos extremos
Avalia a influência das alterações climáticas sobre o funcionamento adequado dos quebra-mares, em termos do agravamento da intensidade e da frequência de eventos extremos, como tempestades e *tsunamis*. Este critério apresenta uma escala qualitativa de 5 níveis de desempenho: i) não relevante; ii) pouco relevante; iii) alguma relevância; iv) muito relevante; v) relevância extrema. Tendo sido considerado como nível "neutro" o atributo "não relevante" e o nível "bom" o atributo "muito relevante".

Critério 9 (C9). Importância da subida do nível médio do mar
Avalia a influência da subida do nível médio do mar, decorrente das alterações climáticas, para o funcionamento do quebra-mar. O critério C9 apresenta uma escala qualitativa de 4 níveis de desempenho: i) sem importância; ii) pouca importância; iii) alguma importância; iv) muita importância. Tendo sido considerado como nível "neutro" o atributo "sem importância" e o nível "bom" o atributo "alguma importância".

4.3.6 O OBJETIVO 6 (O6) Objetivo de carácter económico.

Tem por finalidade otimizar as relações de custo-benefício das intervenções. É uma comparação calculada automaticamente pela aplicação M-MACBETH, tendo em consideração os menores custos de possíveis intervenções em comparação com os maiores benefícios. São uma combinação das opções otimizadas de cada critério em comparação com o custo relativo a respetiva intervenção.

O inquérito eletrónico propor aos especialistas de reconhecido mérito em suas áreas de estudo, contém dois tipos de questões: i) o julgamento da diferença de atratividade segundo a Escala MACHBETH, com a finalidade da construção da matriz de julgamentos e; ii) a avaliação do mérito do próprio critério, onde o inquerido pode concordar com a sua importância, sugerir modificações ou mesmo discordar da sua aplicabilidade. Assim, o inquérito pretende refletir um ambiente o mais aproximado possível da realidade.

5. CONCLUSÕES

A presente comunicação estruturou uma proposta de modelo de análise multicritério através da definição de objetivos, critérios e níveis de desempenho para auxílio na tomada de decisão quanto a priorização em ações de intervenções de quebra-mares de talude. O modelo será avaliado através de um inquérito eletrónico submetido a especialistas nas áreas de estudo para ser validado e posteriormente aplicado aos casos de estudo. Estes especialistas serão os responsáveis pelos julgamentos de diferença de atratividade que servirão de base para a análise, garantido que o modelo reflita um ambiente real de decisão e a possibilidade de se extrapolar o estudo para outras estruturas de mesma natureza.

O *software* M-MACBETH tem se distinguido durante o estudo como uma ferramenta importante não só na deteção de inconsistências de julgamentos e cálculos automáticos, como também se destaca na própria estruturação e compreensão do problema de decisão.

Alguns dos resultados já obtidos permitem perspetivar uma tendência de atribuição de maior ponderação nos critérios técnicos, por parte dos inqueridos e alguma dificuldade inicial quanto a perceção da diferença entre os parâmetros de valor da escala MACBETH.

Salienta-se ainda a relevante contribuição na consulta das informações técnicas provenientes da base de dados ANOSOM, que incluem uma biblioteca completa de dados sobre as estruturas e que são acedidas de forma muito intuitiva por parte do utilizador.

REFERÊNCIAS

[1] Diário da República, 1.ª série -N.º 30, de 12 de fevereiro de 2014. Estratégia Nacional para o Mar (ENM 2013- 2020).

[2] Autoridade da Mobilidade e dos Transportes (2017). Acompanhamento do Mercado Portuário. Relatório de Dezembro de 2017.

[3] Instituto Nacional de Estatística (2017). Turismo Internacional Destaque: Informação à comunicação social.

[4] Grupo de Trabalho Para as Infraestruturas de Elevado Valor Acrescentado (2014). Relatório final. Comissão Parlamentar da Economia e Obras Públicas.

[5] Cruz, D.V. (1969). Generalidades sobre quebramares tradicionais. Particularidades sobre quebramares de taludes. Memória nº38. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

[6] Correia, N.F.R. (2009). Soluções alternativas para o prolongamento de quebramares de taludes Caso de estudo: Molhe Norte do Porto da Figueira da Foz. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Dissertação de Mestrado.

[7] Lemos, R.; Santos, J.A. (2007). Análise de Observação Sistemática de Obras Marítimas - ANOSOM. Base de dados de Inspeções de Quebra-mares de Taludes. Relatório de Projeto Proc. 0603/19/14932 NPE, LNEC.

[8] Teixeira, R.A.F. (2012). Quebramares portugueses. Inventário e análise comparativa de soluções. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Dissertação de Mestrado.

[9] Burcharth, H. F. (1993). The design of breakwaters. Department of Civil Engineering. Aalborg University, Denmark.

[10] Lemos, R.; Silva, L.; Fortes, J.; Luís, L. (2014). Base de dados ANOSOM – Análise da observação sistemática de obras marítimas – O caso do porto de Nador. Em: Instituto Hidrográfico. Actas das 3.º Jornadas de Engenharia Hidrográfica. Lisboa, p. 335-338.

[11] Lemos, R.; Silva, J.; Fortes, C.; Reis, M.T.; Lopes, P. (2016). A aplicação ANOSOM_SIG como ferramenta de gestão de risco em estruturas de proteção costeira e portuária. Em: 4as Jornadas de Engenharia Hidrográfica. Lisboa.

[12] Silva, L.G.; Lemos, R. (2005). Observação sistemática de obras marítimas: Base de dados ANOSOM. Em: 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária. Angra do Heroísmo.

[13] Bana e Costa, C.; Beinat, E. (2010). Estruturação de modelos de análise multicritério de problemas de decisão pública. Centro de Estudos de Gestão – Instituto Superior Técnico. Artigo de Investigação/Working Paper, n.º 3/2010. ISSN 1646-2955.

[14] Bana e Costa, C.A.; Meza, L.A.; Oliveira, M. D. (2013). O Método MACBETH e Aplicação no Brasil. ENGEVISTA, V. 15, n. 1. p. 3-27, abril 2013.

[15] Broderick, L.L.; Ahrens, J.P. (1982). Riprap Stability Scale Effects. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center. Tech. Paper n. 82-3, Fort Belvoir, Virginia.

[16] Hofland, B., Disco, M.; Van Gent, M.R.A. (2014). Damage characterization of rubble mound roundheads. Proc. CoastLab 2014, Varna.

[17] Hofland, B.; Van Gent, M.R.A. (2016). Automatic settlement analysis of breakwater armour layers. Abstract of CoastLab 2016, Otawa, Canada.

Terminal de Contentores – Muro Cais e Tratamento de Terrenos


Rui Tomásio[1]


Alexandre Pinto[2]


António Cristóvão[3]

RESUMO

No presente artigo apresentam-se os principais critérios de conceção e de dimensionamento da solução adotada para a parede cais de um novo terminal de contentores, localizado em África. O cais, com um comprimento de cerca de 1000m, é materializado, na zona corrente, através de uma parede moldada com 1,2m de espessura e 29,0m de profundidade, ancorada a uma segunda parede moldada, localizada a 45,5m a tardoz.
Face às características geológicas do local, nomeadamente a existência de uma camada de baixa resistência abaixo da base da parede, aliadas à magnitude das cargas envolvidas, em especial as cargas verticais transmitidas pelas gruas, mostrou-se necessário prever o tratamento da base e do passivo da parede cais com colunas de jet grouting, de forma a evitar o punçoamento e a reduzir os momentos da parede, respetivamente. A tecnologia de jet grouting, pela sua versatilidade, foi ainda utilizada na materialização de estruturas de suporte de terras em zonas particulares, nomeadamente no topo nascente do cais, de forma a permitir a transição entre a parede moldada e o quebra-mar existente.
Adicionalmente, além do jet grouting, foram ainda utilizadas outras soluções de tratamento de solos em profundidade, nomeadamente vibro compactação e vibro substituição (colunas de brita), para tratar zonas do terrapleno localizado a tardoz da parede.

Palavras-chave: Parede moldada, Tratamento Solos, Jet Grouting, Vibro Compactação, Vibro Substituição

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a construção de novas infraestruturas portuárias tem estado associada ao desenvolvimento do comércio regional e mundial. Este tipo de infraestruturas requer, normalmente, a ocupação de grandes áreas, fundadas sobre solos problemáticos, em geral para fins de apoio logístico, em particular de transporte e de armazenamento. Neste enquadramento e pela sua versatilidade, destacam-se as soluções de tratamento de solos em profundidade, com recurso a colunas de jet grouting, vibro compactação e vibro substituição (colunas de brita), adequadas a diferentes cenários geológicos e geotécnicos, mas muito exigentes do ponto de vista do controlo de execução e do controlo de qualidade [4]. O presente artigo descreve o caso prático de um terminal de contentores portuário, onde foram aplicadas, em profundidade, as tecnologias de jet grouting, de vibro compactação e de vibro substituição (colunas de brita), como soluções de tratamento de solos e da

[1]JETsj – Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal. rtomasio@jetsj.com
[2]JETsj – Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal. apinto@jetsj.com
[3]JETsj – Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal. acristovao@jetsj.com

própria parede cais, materializada por uma parede moldada mono-apoiada ao nível da viga de coroamento, através de tirantes passivos que, por sua vez, se encontram fixos a uma segunda parede moldada localizada a uma distância de 45,5m (homem-morto).

2. ESTRUTURAS DE SUPORTE DE TERRAS

2.1 Reforço do Terreno de Fundação do Muro Cais e da Fundação das Gruas

O muro cais intervencionado era constituído por uma parede moldada com cerca de 1000m de comprimento, 1,2m de espessura e 29m de profundidade. A parede moldada era travada superiormente por um alinhamento de tirantes, que reagia contra uma estrutura de reação, do tipo "homem morto", constituída por uma parede moldada com 0,8m de espessura e 9m de profundidade, distando, em planta, cerca de 45,5m da parede do muro cais. Entre estas duas estruturas localizava-se um alinhamento de estacas de fundação da grua móvel de grande porte (lado terra), sendo que a fundação da mesma grua, do lado do mar, era assegurada pelo próprio muro cais.

No Quadro 1 é apresentado o zonamento geológico e geotécnico do local, assim com a correspondente parametrização, realizada em fase de obra e que determinou a necessidade de, em parte do desenvolvimento do referido muro cais, conceber uma solução de tratamento da fundação do muro cais e de reforço da capacidade de carga das estacas de fundação da grua móvel (lado terra).

O principal objetivo do tratamento seria o de assegurar uma adequada segurança em termos de capacidade de carga vertical e de controlo de deformabilidade das fundações da grua e de estabilidade global do muro cais.

Quadro 1. Zonamento e parâmetros geotécnicos

Zona	*Descrição*	*Cotas Altim. (m)*	*γ (kN/m3)*	*C' (kPa)*	*Ø' (º)*	*E (MPa)*
B	*Areias (SP)*	*3.70*	*19*	*0*	*31*	*40*
C0	*Lodo, silto*	*-13.1*	*20,2*	*0*	*43*	*10*
C1	*argiloso (SM*	*-14.1*	*20.1*	*15*	*31*	*8*
C3	*para SC)*	*-16.4*	*20.1*	*45*	*31*	*15*
D1	*Areias lodosas (SM)*	*-22.0*	*21*	*0*	*43*	*40*
D2	*Siltes arenosos (SP)*	*-24.4*	*21*	*0*	*31*	*45*
E	*Areia argilosa orgânica (CH)*	*-27.8*	*18*	*12*	*43*	*8*
F	*Lodos (SP-MS)*	*-36.0*	*20*	*20*	*37*	*35*

Como já referido, o tratamento do terreno com recurso a colunas de jet grouting foi realizado na zona passiva da parede moldada e na zona de fundação (areias e siltes argilosos, C1 e D1), reduzindo a deformação e os esforços na parede do muro-cais, bem como diminuindo as cargas verticais na base da referida parede, localizada a curta distância das areias argilosas orgânicas (E), com muita reduzida capacidade e carga.

A solução adotada para incrementar a resistência na zona passiva da parede moldada consistiu na execução de colunas de jet grouting com 1,5m de diâmetro e 4m de profundidade, dispostas numa malha triangular com cerca de 3m de lado. Para melhorar a capacidade de carga do muro cais e das estacas de fundação da grua (lado terra) foram executadas colunas de jet grouting, igualmente com 1,5m de diâmetro e 4,0m de profundidade, afastada de 3,0m, a eixos, em cada face da parede do muro cais, e em pares, de cada lado das estacas de fundação da grua, conforme indicado na Figura 1.

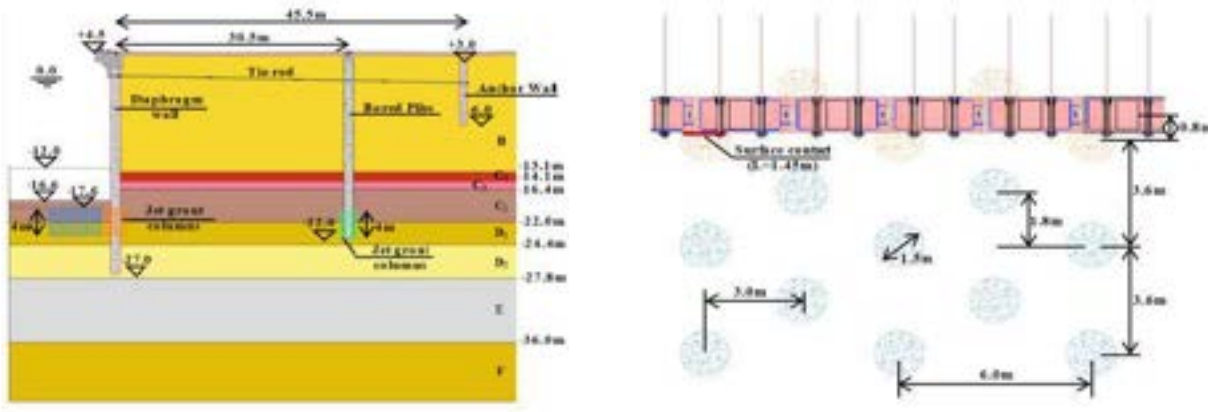


Figura 1. Corte e Planta tipo do muro cais e da solução de tratamento com colunas de jet grouting

A estabilidade global do muro-cais, incluindo as fundações da grua, foi avaliada através de uma análise com recurso a um modelo de elementos finitos Plaxis 2D [2], através da metodologia de redução dos parâmetros de resistência ao corte. Os principais resultados obtidos são apresentados na Figura 2, tendo sido comprovada a mobilização de fatores de segurança com valores de 1,10 e 1,01 (superiores ao valor mínimo unitário, requerido pelo Eurocódigo 7, para a abordagem de cálculo tipo 1).

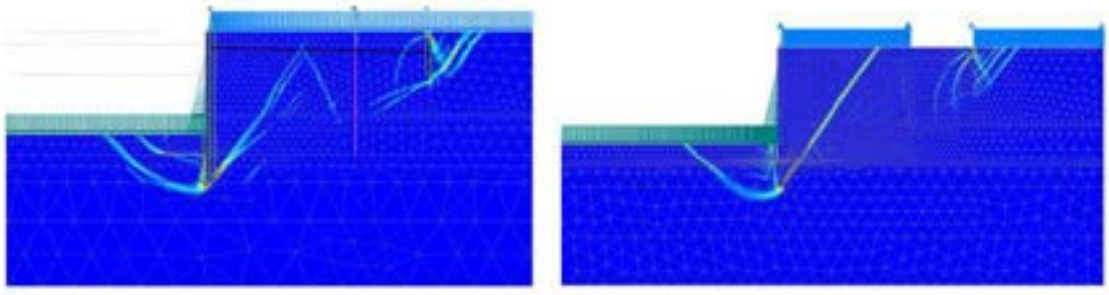


Figura 2. Seções transversais tipo associadas à análise de estabilidade global.

2.2 Estruturas de Transição no topo Nascente

O presente capítulo descreve as soluções adotadas na conceção das estruturas de contenção de terras, executadas integralmente, ou parcialmente, com recurso a colunas jet grouting, na zona de transição entre o topo do muro cais, descrito no capítulo anterior, e um quebra-mar pré-existente, na extremidade Nascente da obra. Foram assim executadas duas soluções diferentes, de acordo com a geometria da escavação e os principais condicionamentos existentes no local, em particular os tirantes e a estrutura de reação, tipo "homem morto" (Figura 3), bem como a presença de enrocamento que condicionava a realização da solução em parede moldada, tanto em desenvolvimento, como em profundidade.

A primeira solução consistiu na construção de um muro de gravidade, de fecho e de confinamento da plataforma de aterro, localizada a tardoz do muro cais, constituído por quatro alinhamentos de colunas de jet grouting com 1,5m de diâmetro, espaçadas a eixos de 1,2m, dispondo de uma profundidade máxima de 15m.

A segunda solução permitiu materializar a junção do topo do muro-cais, dispondo-se perpendicularmente a este, com o quebra-mar existente. Neste caso, a parede moldada de fecho, condicionada geometricamente no seu eventual travamento com recurso a tirantes, foi reforçada com uma cortina de colunas de jet grouting, constituída por dois alinhamentos de colunas com 1,5m de diâmetro, afastadas a eixos de 1,2m, travada por contrafortes, materializados igualmente por colunas

com 1,5m de diâmetro, afastadas a eixos de 1,2m. Cada contraforte foi constituído por nove colunas de jet grouting. As duas soluções descritas são apresentadas na Figura 5.

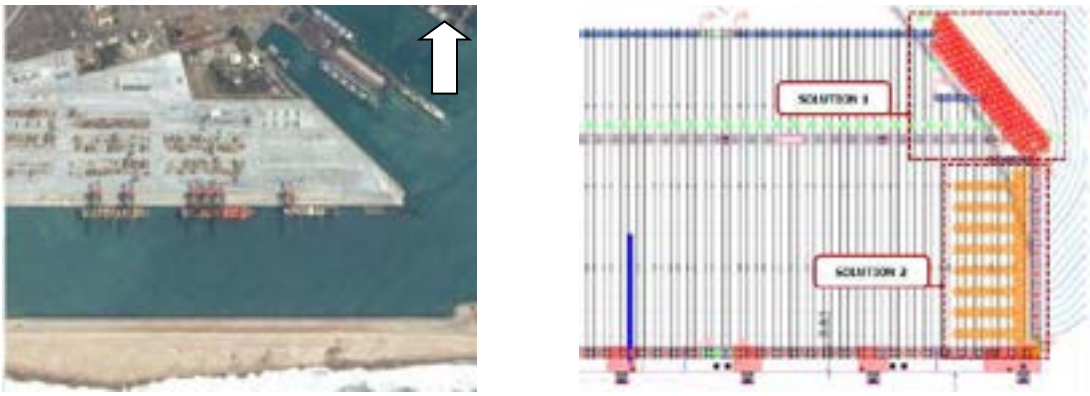


Figura 3. Localização da zona de transição entre o novo muro-cais e um quebra-mar existente.

2.3 Controlo de Qualidade e Controlo de Execução de Colunas de Jet Grouting

Uma das principais exigências associadas à execução de soluções com recurso a colunas de jet grouting, que resultam da mistura do solo existente com cimento, é a garantia de um adequado controlo de qualidade e de execução, em particular que as referidas colunas são executadas respeitando as exigências de geometria, de resistência e de deformabilidade, definidas em fase de Projeto.

No que se refere à avaliação da geometria, o procedimento tradicional consiste na escavação lateral do terreno que confina superficialmente as colunas e na realização de furação por carotagem vertical das colunas. Neste último caso, sem qualquer restrição de comprimento. No entanto, este procedimento é condicionado pela necessidade de tempo de endurecimento do material solo-cimento, o que se poderá traduzir num importante condicionamento, especialmente em obras de grande dimensão e com prazos de execução reduzidos. Com vista à ultrapassagem deste tipo de restrição, foram, na obra em apreço, realizados ensaios recorrendo a métodos não destrutivos, tais como ensaios com recurso a ondas sísmicas "S", do tipo "cross- hole", e, sobretudo, ensaios de medição da resistividade elétrica, do tipo CYLJET®.

Neste enquadramento, destacam-se os ensaios não destrutivos de medição da resistividade elétrica num cilindro equivalente de solo e de solo-cimento (coluna de jet grouting) com diâmetro de 3 a 5 metros, dependendo da resistividade do solo. Após terminada a execução da coluna de jet grouting, é colocado, ao eixo da referida coluna, um tubo de proteção do sistema de medição da resistividade, em PVC, através do qual é inserido um cabo com elétrodos, espaçados de 0,30m, para a medição da resistividade do meio envolvente, até um raio de 1.5m a 2,5m. A Figura 4 mostra uma perspetiva dos trabalhos desenvolvidos no local, incluindo o tubo de proteção aos elétrodos utilizados para a avaliação da resistividade elétrica, ao eixo da coluna de jet grouting.



Figura 4. Vista da cabeça e pormenor dos tubos de revestimento.

Na Figura 5 é apresentado um exemplo de medição do diâmetro de uma coluna recorrendo ao método da resistividade elétrica. A geometria da coluna é aferida através da medição do contraste dos valores da resistividade da mistura de solo – cimento, que caracteriza a coluna, imediatamente após a sua execução, com a resistividade do solo envolvente à mesma. Uma das principais vantagens do método é que o mesmo permite a obtenção de resultados logo após a execução da coluna de jet grouting, com uma margem de erro, em geral, inferior a 10%.

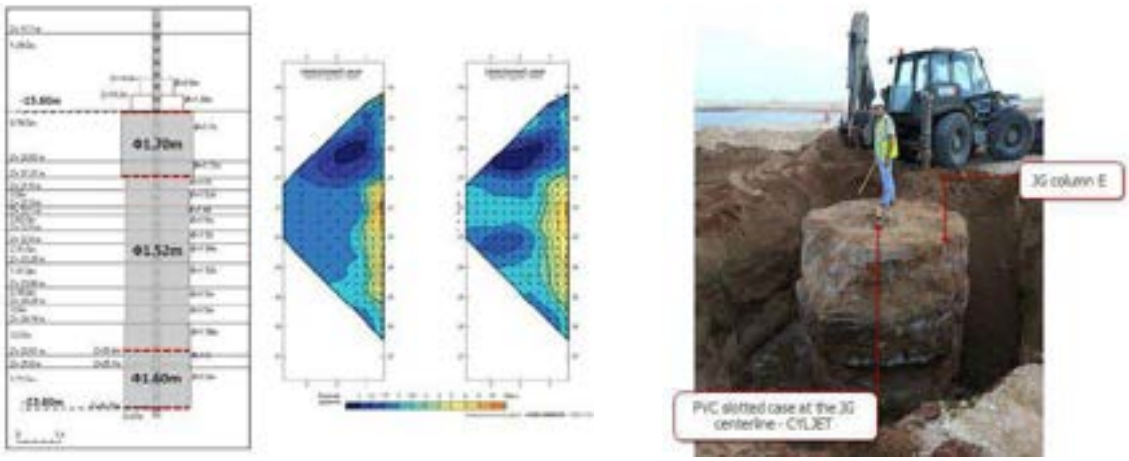


Figura 5. Resultados dos ensaios de medição do diâmetro da coluna por resistividade elétrica e Vista de uma coluna, após a escavação do terreno confinante

Com vista à comprovação dos resultados obtidos através dos ensaios de resistividade elétrica, em algumas colunas procedeu-se à escavação do terreno confinante, junto ao seu topo, para medição direta do respetivo diâmetro, conforme indicado na Figura 5.

Em complemento e também associado ao mesmo princípio da validação por redundância, foram igualmente executados ensaios convencionais, de medição do diâmetro das colunas com recurso a ondas sísmica "S", do tipo "cross- hole", conforme indicado na Figura 6. Na generalidade dos casos, verificou-se uma excelente concordância entre todos os ensaios.

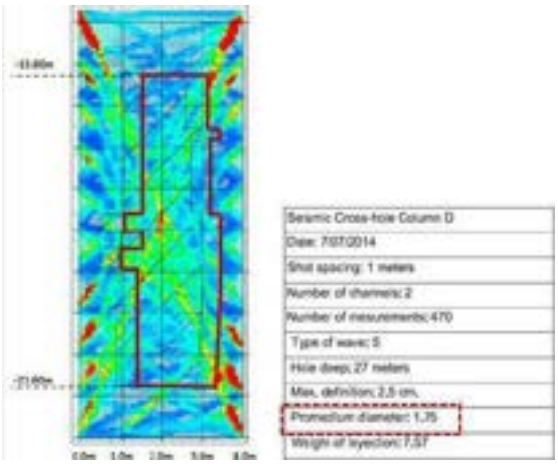


Figura 6. Resultados dos ensaios de medição do diâmetro das colunas por "cross-hole"

No que se refere à avaliação da resistência à compressão e da deformabilidade das colunas, a várias idades, esta foi efetuada a partir de ensaios de compressão uniaxial não confinada (UCS), com medição do valor modulo de deformabilidade. Estes ensaios foram realizados a partir de provetes extraídos de furos, realizados por carotagem vertical e integral das colunas.

No que diz respeito ao controlo de verticalidade dos furos, o mesmo foi assegurado através do dispositivo TIGOR, instalado nas varas de furação e dispondo de sensores de medição de desvio para avaliar a verticalidade dos furos, através do qual foram executadas as colunas de jet grouting.

Por último, refere-se que em fase de execução das colunas foram registados, de forma contínua, todos os parâmetros de execução, previamente calibrados através de colunas teste.

3. VIBRAÇÃO PROFUNDA

As técnicas de tratamento de solos por vibração profunda têm sido amplamente utilizadas em infraestruturas portuárias, visando a criação de plataformas com condições de fundação estáveis, em termos de resistência e de deformabilidade, compatíveis com as exigências de armazenamento de contentores e de operação de gruas e de outros equipamentos.

No mesmo terminal de contentores, a camada superior de areias (zona B) não dispunha, em parte da sua área, de capacidade para acomodar as cargas associadas à exploração do terminal, gruas e sobrecargas de utilização, pelo que se optou pelo tratamento das referidas areias recorrendo á tecnologia de vibro compactação.

O projeto da plataforma do terminal previa ainda a execução de um aterro, com cerca de 3,5m de espessura, como elemento de fundação da laje do pavimento do terminal, em betão armado. O referido pavimento, na zona de armazenamento dos contentores, teria que acomodar uma sobrecarga de utilização de 70kPa e, nas zonas de edifício e parqueamento automóvel, uma sobrecarga de 35kPa.

Como critério de controlo indireto de compacidade e da deformabilidade das areias, foi definido, pelo Dono da Obra, um valor mínimo da densidade relativa (ID) de 70%.

3.1 Seleção de Áreas de Tratamento de Areias

Tendo em conta a dimensão da área do terminal, cerca de 800.000m^2, existiu a necessidade de selecionar cuidadosamente as zonas onde seria estritamente necessário executar o tratamento da camada superficial de areias. Em paralelo, foi igualmente necessário confirmar se as características das referidas areias, nas zonas a tratar, seriam compatíveis com o recurso ao processo de vibro compactação. Para a consecução desse objetivo, foi desenvolvido um estudo preliminar, com base na análise de curvas granulométricas. Na Figura 7 (esquerda) é apresentado um resumo da granulometria das partículas integrantes das zonas pré-selecionadas para o tratamento.

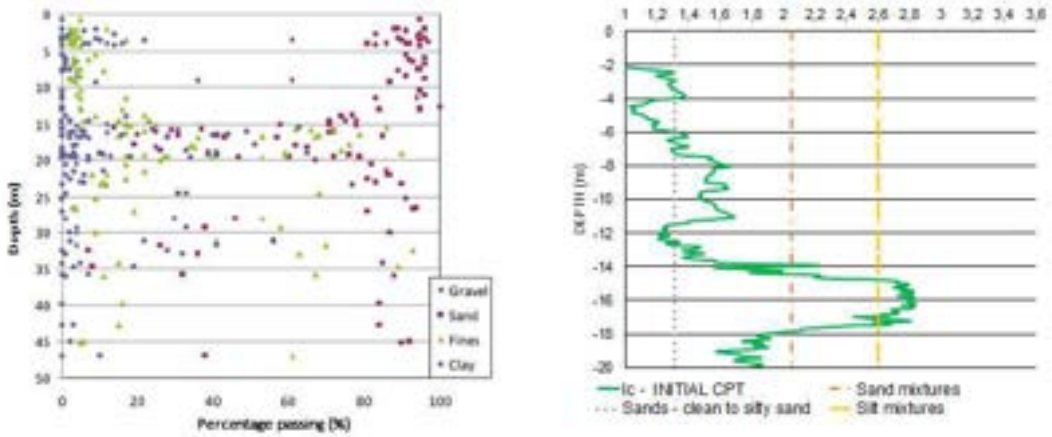


Figura 7. Análise da granulometria das partículas dos materiais de aterro (esquerda) e Análise das areias com base no índice de comportamento (Ic) (direita).

Tendo por base a análise granulométrica das partículas, em conjunto com os resultados empíricos de projetos anteriores usando técnicas semelhantes, tal como proposto por Mitchell [7] e Degen [5], considerou-se que os materiais seriam adequados para vibro compactação se a respetiva percentagem de finos não excedesse os 10%.

Após o referido estudo preliminar, foi desenvolvida uma análise mais detalhada, recorrendo à correlação direta com os resultados obtidos através do ensaio CPT, com o objetivo de determinar o índice de comportamento do solo [9], permitindo a avaliação da eficácia da compactação em profundidade [6].

Segundo Robertson [9], os solos com um índice de comportamento (Ic) variando entre 1,31 e 2,05 podem ser classificados entre "areias e areias limpas a siltosas". Considerando o que havia sido proposto antes por Degen [5] e também por Brown [3], este foi um dos critérios de aceitação para os solos considerados como adequados para a utilização eficiente da técnica de vibro compactação. Um exemplo típico desta análise, recorrendo ao índice de comportamento (Ic) é apresentada na Figura 7 (direita).

Na Figura 8 (esquerda) é apresentado o gráfico com a compatibilidade de vibro compactação do solo de acordo com Massarsch [6], em função do índice de comportamento (Ic) e da resistência de ponta (qc), aferida através do ensaio CPT.

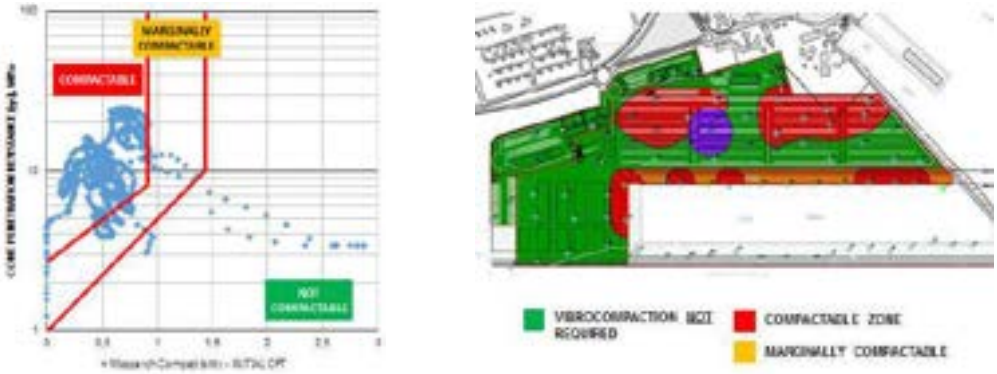


Figura 8. Resultados típicos da análise de suscetibilidade de compactação do solo por vibro compactação e Avaliação das áreas onde seria necessário o tratamento por vibro compactação.

Com base nas análises descritas foi definida uma área aproximada de 176,000m2, onde a vibro compactação deveria ser adotada como técnica de tratamento das areias em profundidade (Figura 8 direita).

3.2 Aferição da Densidade Relativa

No âmbito da afinação da solução de vibro compactação, em particular a largura da malha triangular dos pontos de tratamento, com base no critério associado a um valor mínimo da densidade relativa (Dr) de 0,70, foram realizados diversos ensaios prévios, localizados em várias áreas da plataforma do terminal.

O valor da densidade relativa dos solos foi aferido de acordo com a formulação de Jamiolkowski et al. (2001), segundo a qual o este mesmo parâmetro (Dr) pode ser determinado a partir do valor da resistência de ponta aferida no ensaio CPT (qc) e da tensão vertical efetiva. Os resultados padrão dos valores da densidade relativa, obtidos para espaçamentos de malhas triangulares de 3.3m, 3.5m e 3.9m, são apresentados na Figura 9.

A partir das análises realizadas, foi possível concluir que a malha triangular ótima, compatível com o critério estabelecido para o valor mínimo da densidade relativa correspondia a uma distância entre pontos de 3.5m.

A Figura 9 (esquerda) revela igualmente que não ocorreram diferenças significativas na verificação dos critérios de densidade relativa para malhas com abertura de 3.3m e 3.5m, ao contrário do observado para a malha de 3.7m.

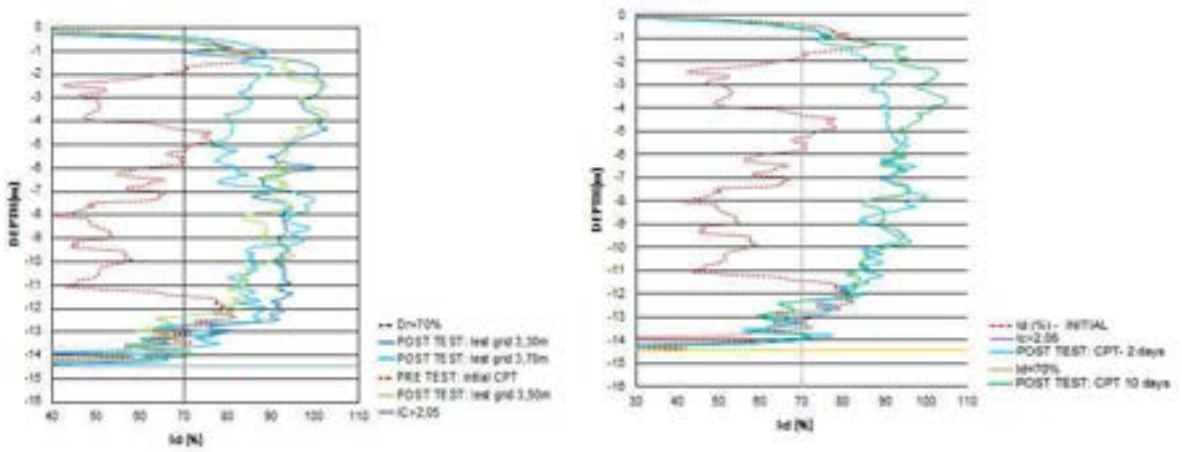


Figura 9. Resultados da densidade relativa antes e depois da vibro compactação (malhas de 3.30m, 3.50m e 3.70m) e Resultados de Densidade relativa 2 e 10 dias depois de vibro (malha 3.50m).

Outra importante conclusão retirada a partir destes ensaios foi o aumento da densidade relativa ao longo do tempo. Isto é baseado nos resultados dos ensaios CPT realizados 2 e 10 dias após o tratamento por vibro compactação, como atestam os resultados para a malha de 3.5m de lado, apresentados na Figura 9 (direita). Estes resultados são semelhantes aos que já haviam sido citados por Massarsch [6] e Schmertmann [10].

3.3 Solução de Colunas de Brita combinadas com Vibro Compactação

Numa zona restrita do mesmo terminal de contentores, mancha violeta na Figura 8 (direita), foi detetada uma camada de solos argilosos com 6m espessura, a cerca de 12m de profundidade, condicionando o recurso à solução de vibro compactação. Tendo por base que as camadas de solos arenosos superficiais teriam que ser tratadas por vibro compactação, optou-se, nesta zona particular da obra, pela execução de uma solução combinada: vibro substituição, colunas de brita, entre os 19m e os 11m profundidade, nos solos argilosos, e tratamento por vibro compactação, acima dos 11m, nas areias.

As colunas de brita foram executadas através do sistema de alimentação superior e via húmida. A brita foi colocada à profundidade definida, por gravidade, através do espaço anelar, criado entre o vibrador e o solo circundante, com o apoio de injeção de água a alta pressão. Como as colunas de brita e a vibro compactação poderiam ser executadas utilizando o mesmo equipamento, os dois tipos de tratamento foram realizados na mesma manobra e no mesmo eixo vertical. A Figura 10 (esquerda) ilustra a solução preconizada e a Figura 10 (direita) mostra uma perspetiva da depressão cónica, mobilizada à superfície, provocada durante a fase de vibro compactação.



Figura 10. Corte esquemático da solução de colunas de brita combinadas com vibro compactação e Cone de depressão devido à vibro compactação.

A solução de tratamento por colunas de brita, combinada com a vibro compactação, foi realizada numa área de aproximadamente 10.700m^2. As colunas de brita foram executadas com 0,90m de diâmetro, distribuídas numa malha de 2.7m de lado (fator de substituição área (Ac/A) de 8,7%), tendo sido estimados assentamentos totais de cerca de 15cm, determinando um fator de melhoria de 1,73 de acordo com a formulação de Priebe [8].

Devido ao grande diâmetro e à elevada permeabilidade das colunas de brita, foi possível antecipar os assentamentos por consolidação através da execução de um aterro de pré-carga com 3.50m de altura.
A estimativa dos assentamentos por consolidação foi realizada de acordo com a formulação proposta por Balaam e Booker [1] para um tempo de consolidação de cerca de 2 meses, compatível com um grau médio de consolidação de 90%. O valor do coeficiente de consolidação horizontal (Ch) dos materiais argilosos, foi avaliado em 2,4x10^{-7} m^2/s, com base nos resultados de ensaios de edométricos e de ensaios triaxiais. Após o período de consolidação, foram observados assentamentos residuais de inferiores a 3 cm.

A solução adotada veio a revelar-se como muito eficiente, pois em obras de vibro compactação, quaisquer contaminações dos solos arenosos, a tratar, com materiais argilosos subjacentes, podem condicionar a eficácia do referido tratamento por vibro compactação das camadas granulares superiores.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os casos apresentados no presente artigo permitem enfatizar a importância de técnicas de tratamento de solos na construção de infraestruturas portuárias. Em particular a combinação das técnicas de jet grouting e de vibro compactação permite disponibilizar uma ampla gama de soluções para diferentes cenários e dispositivos geológicos, geotécnicos e estruturais. Enquanto que as soluções de jet grouting apresentam um carácter tendencialmente mais estrutural, compatível com o tratamento e reforço de fundações e com a conceção de estruturas de contenção de terrenos, com recurso a equipamentos versáteis e de reduzidas dimensões. Já as soluções de vibro compactação, aplicadas a solos granulares, e de vibro substituição, colunas de brita, aplicada a solos finos, desempenham um papel muito importante no tratamento em profundidade dos terrenos de fundação de plataformas portuárias, onde importa incrementar a rigidez e diminuir e antecipar assentamentos.

Para o sucesso de todas estas técnicas, destaca-se a importância do conhecimento prévio do dispositivo geológico e geotécnico, em fase de projeto e de preparação da obra, bem como do controlo de qualidade e do controlo de execução, em fase de obra, destacando-se, neste âmbito e pela possibilidade de recolha antecipada de resultados, a importância dos métodos não destrutivos, com os que recorrem

à medição da resistividade elétrica, para o controlo de qualidade e controlo de execução de colunas de jet grouting.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os intervenientes nos trabalhos descritos, desde o Dono de Obra às empresas construtoras, a oportunidade para participar neste desafiante Projeto.

REFERÊNCIAS

As referências devem ser apresentadas no final do texto, numa secção separada não numerada. A sua numeração deve ser colocada entre parêntesis retos, alinhada à esquerda, e ordenada de acordo com a ordem de citação no texto. O texto deve ser alinhado a 8 mm da margem esquerda. As referências devem ser citadas no texto através de algarismos árabes entre parêntesis retos (por exemplo [1]). Seguem alguns exemplos de apresentação de referências:

[1] Balaam, N.P.; Booker, J.R., (1981). Analysis of Rigid Rafts Supported by Granular Piles. Balaam, NP e Booker, JR, (1981).

[2] Brinkgreve, R.B.J. (2014). Materials Model Manual - Plaxis 2D. A.A. Balkema Publishers, Netherlands.

[3] Brown, RE, (1977). Vibroflotation compaction of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Eng. Div., Amer. Society Civil Eng., 103: 1437-1451.

[4] Croce, P.; Flora, A.; Modoni, G. (2014). Jet Grouting – Technology, Design and Control. CRC Press – Taylor & Francis Group.

[5] Degen, W. (1997). 56 m Deep vibro-compaction at German lignite mining area. Proc. 3rd IntI. Conf. on Ground Improvement Geosystems. London.

[6] Massarsch, K.R., (1991). Deep Soil Compaction Using Vibratory Probes. ASTM, Symposium on Design, Construction, and Testing of Deep Foundation Improvement.

[7] Mitchell, J.K., (1982). Soil improvement-State-of-the-Art. Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Stockholm, June, Vol. 4. pp. 509 - 565.

[8] Priebe, H. (1995). The Design of Vibroreplacement. Ground Engineering, Vol. 28, No 10 (also published in Technical paper GT 037-13 E, Getec).

[9] Robertson, P.K. (2010). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the Cone Penetration Test. ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 6, 842-853.

[10] Schmertmann, J.H., (1991). The mechanical aging of soils. The 25th Terzaghi lecture. American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, pp. 1288 - 1330.

Edifício "Batista Russo" em Lisboa
Reabilitação e Reforço Estrutural





José Delgado[1] **Rui Barreiros[2]** **Jorge Francisco[3]**

RESUMO

Este edifício emblemático da cidade de Lisboa foi construído na década de 50 e está classificado como Património Industrial. Trata-se de um edifício em betão armado, de estrutura reticulada do tipo vigado, com uma área de construção de 11 000 m^2, ampliado com a introdução de um piso adicional, passando a contar com 16 500 m^2 de área construída.

Dada a geometria e dimensões em planta, os seus 3 Corpos (A, B e C) estavam separados por diversas juntas de dilatação, com consequências em termos do comportamento sísmico e da durabilidade. Os Corpos B e C tinham 1 piso duplo e cobertura metálica. O Corpo A tinha 4 pisos elevados e cobertura.

O estado de abandono e de degradação de alguns elementos do edifício e a sua reformulação espacial e ampliação exigiu a adoção de medidas de intervenção do ponto de vista da reparação e do reforço. Ocasionalmente, foi necessário demolir alguns elementos estruturais para adequar os espaços à nova ocupação comercial.

A intervenção prevista assentou na reabilitação estrutural do edifício em termos da durabilidade e da capacidade resistente para ações estáticas e dinâmicas. Relativamente a este último aspeto, foram implementadas soluções de reforço das fundações, de encamisamento de vigas e pilares, a inclusão de núcleos estruturais e a projeção de microbetão na face inferior de algumas das lajes. A ação sísmica exigiu particular atenção em face da presença de um elevado número de juntas de dilatação e da ampliação do edifício.

Do ponto de vista da durabilidade, as anomalias principais prendiam-se com a carbonatação e os reduzidos recobrimentos das armaduras, aspetos que mereceram a implementação de medidas corretivas apropriadas.

Palavras-chave: Betão, Reforço, Durabilidade, Carbonatação, Encamisamento

[1]CIVICONCEBE, Consultores em Engenharia, Lisboa, Portugal. jose.delgado@civiconcebe.pt
[2]CIVICONCEBE, Consultores em Engenharia, Lisboa. Portugal rui.barreiros@civiconcebe.pt
[3]DECATHLON, Alfragide, Portugal. jorge.francisco@decathlon.com

1. INTRODUÇÃO

Tratando-se de um edifício existente, as alterações da sua funcionalidade e a adequação à regulamentação vigente exigiram a adoção de soluções de reabilitação e de reforço que assegurassem o desempenho requerido. Foi necessário conceber e estudar soluções técnicas que viabilizassem a intervenção geral no edifício, tendo em consideração o período da empreitada e os critérios de economicidade das soluções.

A decisão pelas medidas a implementar suportaram-se numa campanha de sondagens e de ensaios previamente realizados para avaliar as condições de durabilidade dos elementos estruturais. Em complemento, procedeu-se ao levantamento prévio da geometria e das armaduras de algumas seções de referência, para validação da pormenorização indicada no Projeto Original (anos 50) [1]. Relativamente às fundações, e face ao aumento das cargas devidas à introdução de um piso adicional, foram avaliadas as soluções a implementar, baseadas na informação do Relatório Geológico-Geotécnico. [3]

Os aspetos de verificação da segurança de índole estática e dinâmica (sismos) foram particularmente analisados, por forma a adequar o edifício à legislação vigente.

Outras estruturas complementares, nomeadamente as coberturas metálicas dos Campos de Padel, os Balneários e as Zonas de Apoio ao Restaurante, mereceram, igualmente, uma análise detalhada, tendo em consideração a sua localização na cobertura do edifício, onde os efeitos das ações do vento e da temperatura foram condicionantes. A ampliação do Muro de Suporte existente e a sua estabilização através de pregagens injetadas foram, igualmente, atividades relevantes na empreitada.



Figura 1. Perspetiva 3D da reabilitação do edifício "Batista Russo"

2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EXISTENTE

O edifício foi construído no final dos anos 50 para uso comercial e oficinas de reparação automóvel, apresentando uma estrutura em betão armado. Era constituído por 3 corpos separados por juntas de dilatação (Corpos A, B e C - ver Fig. 2). Dadas as dimensões dos Corpos, existiam também juntas de dilatação adicionais intermédias nesses corpos, tendo em vista a sua sub-divisão em comprimentos da ordem de 30m, ou inferiores. Aquando da construção, o Corpo A teria um uso de Serviços (escritórios), enquanto os Corpos B e C se destinavam a garagens e oficinas. A Área de Implantação tinha cerca 5 000 m^2 e a Área de Construção tinha aproximadamente 11 000 m^2.



Figura 2. Localização do edifício e identificação dos corpos. Vista geral pelo exterior.

De acordo com o Levantamento Topográfico e com o Relatório da Prospeção Estrutural [2], a geometria das seções e as respetivas armaduras foram praticamente cumpridas. As fundações são constituídas por sapatas cujas dimensões, em planta, observadas no local são similares às preconizadas em projeto. Sublinha-se, a esse propósito, que o Projeto Original considera sapatas com geometria "piramidal", embora no local se constate que essas sapatas foram executadas em patamares, tipo "escadeado".

2.1 Definição Estrutural do Edifício

Cada um dos Corpos é constituído por uma estrutura do tipo vigada. O Corpo A tem uma implantação radial, com comprimento total planificado da ordem de 35m e uma profundidade de cerca de 8m. Na sua parte central, junto do átrio de entrada, existem 2 juntas de dilatação adicionais que delimitam um sub-corpo constituído por 3 pórticos com pé-direito duplo (cerca de 7m), que estabelecem uma entrada principal no edifício com um vão da ordem de 10 m. Os pilares e as vigas desses pórticos apresentam maior robustez e suportam a restante estrutura vertical até à cobertura. As lajes têm espessuras variáveis entre 10cm, 12cm e 15cm. As vigas têm vãos máximos até 7m.



Figura 3. Pórticos de Entrada do Corpo A. Vista geral interior pelo Corpo C

Os Corpos B e C têm 1 piso elevado com pé-direito duplo e uma cobertura metálica (tipo "Shed"), com uma implantação da ordem de 40 x 70 m^2 (Corpo B) e de 23 x 60 m^2 (Corpo C). Cada um desses Corpos divide-se em 3 sub-corpos através de 2 juntas de dilatação adicionais. No caso do Corpo C existe ainda 1 cave. Apresentam uma estrutura reticulada porticada que integram pórticos principais com pilares distanciados, em regra, de 10m nas 2 direções. Para subdividir as lajes em painéis de menor vão (de 5 x 5 m^2), existem vigas secundárias apoiadas nas vigas dos pórticos principais. As lajes têm espessuras de 12cm. As sapatas têm implantação retangular, com dimensões entre 1,50 x 1,50 m^2 e 2,50 x 4,0 m^2.

2.2 Materiais Estruturais Existentes

Na definição dos materiais foi utilizado o Regulamento em vigor à época, nomeadamente o *"Regulamento de Betão Armado"* (RBA), de 1935. [4] O betão utilizado deveria assegurar uma resistência mínima de 18MPa em provetes cúbicos. De acordo com os resultados dos ensaios de compressão em carotes, obteve-se uma classe de resistência equivalente a um Betão C25/30. As armaduras utilizadas apresentam a superfície lisa ("aço liso"), tendo sido adotados 2 tipos, nomeadamente o Aço Macio A24 e o Aço Heliaço A40.

2.3 Estado de Conservação Geral do Edifício

A avaliação do estado de conservação geral do edifício baseou-se nas inspeções visuais realizadas ao local, no Relatório da Prospeção, Ensaios e Diagnóstico emitido pela Bureau Veritas [2] e na campanha complementar de ensaios de carbonatação realizada pelo ISQ. Em determinadas zonas, o estado de degradação das estruturas é avançado, em face da exposição às condições atmosféricas do edifício, ao abandono no tempo e à natural falta de manutenção. Foram registadas as seguintes anomalias principais:

- degradação das armaduras por corrosão;
- delaminação do betão em consequência da corrosão das armaduras;
- carbonatação do betão com profundidades variáveis entre 10mm e 30mm;
- reduzidos recobrimentos das armaduras, em particular nas lajes;
- danos em vigas, pilares e lajes realizados durante as operações de exploração do edifício.



Figura 4. Armadura exposta e com baixo recobrimento nas lajes. Delaminação do betão em pilares

O recobrimento das armaduras em lajes é, em geral, inferior a 10mm, apresentando-se na maioria das vezes exposta ou com recobrimentos de alguns milímetros. Este aspeto encontra-se usualmente acompanhado pela corrosão das armaduras. Existem zonas particulares do Corpo B (a Norte) onde parece ter havido maiores cuidados relativamente a este aspeto, cujos valores observados são da ordem de 10mm a, no máximo, 15mm. Nestas zonas existem menores evidências de corrosão das armaduras. Em vigas e pilares os recobrimentos eram, em geral, mais generosos (superiores a 25mm). Sublinhe-se os níveis de deterioração mais elevados nas zonas das juntas de dilatação, devidos à permeabilidade dessas juntas, à ausência de manutenção e à falta das coberturas.

3. CARACTERIZAÇÃO DO FUTURO EDIFÍCIO

O edifício existente foi sujeito a uma intervenção geral para adaptação às funções previstas pelo promotor, tendo sido ampliado por introdução de um novo piso adicional (piso 3) sobre os Corpos B e C e, ao nível do Piso 2, realizado o prolongamento das lajes existentes para a zona do atual Átrio Central, com redução deste. Passará a ter uma área de construção com cerca de 16 500 m^2. Ainda assim, o edifício

ficará com capacidade resistente para futuras cargas adicionais resultantes da eventual introdução de outro piso adicional sobre os Corpos B e C (piso 4). O edifício passou a apresentar os seguintes usos:

- Cave, destinada a zonas técnicas e reservatórios de água;
- Piso 0, destinado a espaço comercial (DECATHLON), cais de descarga e estacionamentos;
- Piso 1, integrado no edifício como um pequeno piso intermédio, com áreas administrativas;
- Piso 2, para estacionamento nos Corpos B e C e serviços ou ginásios no Corpo A;
- Piso 3, incluirá 5 campos de Padel, balneários e estacionamento nos Corpos B e C e Serviços ou Ginásios no Corpo A;
- Piso 4, apenas existente no Corpo A, destinado à restauração e lazer.

A nova laje do Piso 3 dos Corpos B e C é constituída por uma solução do tipo fungiforme aligeirada, com 37cm de espessura, com blocos de aligeiramento recuperáveis. Tem vãos correntes de 10m, com exceção de zonas pontuais que atingem 11,5m. Foram adotados capitéis sobre os pilares e bandas em determinadas zonas com alturas que variam entre os 50cm e os 60cm. Dadas as dimensões em planta, foi realizada uma análise do faseamento das betonagens e especificada uma extensão máxima de retração do betão.

Das várias sub-estruturas complementares executadas no local, destacam-se as coberturas metálicas dos Campos de Padel. Cada cobertura metálica apresenta 2 pórticos afastados de 5m, com cerca de 22m de vão, constituídos por pilares HEB500 e vigas HEA500, transversalmente interligados por travessas metálicas para estabilização desses pórticos. As madres são constituídas por perfis enformados a frio e suportam a chapa de revestimento, que estará preparada para a instalação de painéis fotovoltaicos.



Figura 5. Plantas Estruturais dos Pisos 2 e 3

Os muros de suporte existentes a Sul e Poente, no limite do lote, foram ampliados em altura (máximo de 14m), com espessura de 0,25m, cuja estabilização foi realizada através de 3 níveis de pregagens com varões galvanizados Ø20, Ø25 e Ø32, selados com injeção de calda de cimento, com comprimentos variáveis entre os 7,50m e 10m.

4. SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

A intervenção realizada pretendeu cumprir as seguintes premissas fundamentais:

- Manter a estrutura existente classificada como Património Industrial, em particular as fachadas e os pórticos da entrada;
- Assegurar o cumprimento do conceito de exploração do edifício pelo cliente, exigindo este aspeto algumas modificações e ajustamentos estruturais pontuais;

- Dotar o edifício da resistência suficiente para permitir a introdução imediata de uma laje sobre os Corpos B e C e deixar a estrutura preparada para uma eventual futura ampliação adicional (Piso 4);
- Proceder aos reforços necessários e dotar o edifício da resistência sísmica necessária;
- Assegurar, dentro do possível, uma maior durabilidade estrutural dos elementos constituintes, nomeadamente dos seus materiais;
- Garantir uma adequada proteção ao fogo dos elementos estruturais do edifício (até REI120).

4.1 Conceção da Intervenção Estrutural

Para cumprir as premissas do Dono de Obra foi necessário dotar as estruturas de uma capacidade resistente suficiente para cargas verticais e horizontais, implicando o reforço das fundações, dos pilares e das vigas e a exploração da contribuição dos novos núcleos de betão para a resistência sísmica. De igual modo, foi necessário acautelar os aspetos relacionados com a proteção contra incêndio dos elementos estruturais do edifício e com a durabilidade dos materiais, em face dos resultados dos ensaios de carbonatação do betão e da corrosão das armaduras.

Para fazer face às modificações de uso do edifício e de adaptação dos espaços existentes, resumem-se as seguintes intervenções realizadas de índole estrutural:

- Reparação e/ou reforço das lajes pelo lado inferior, aumentando a capacidade resistente e resolvendo os aspetos de durabilidade e de proteção ao fogo;
- Repassivação das armaduras inferiores existentes nas lajes em contato com o betão carbonatado, através da remoção desse betão carbonatado por hidrodemolição e a projeção de microbetão (4cm a 5 cm), promovendo os recobrimentos nominais regulamentares;
- Encamisamento dos pilares para fazer face ao aumento significativo dos esforços axiais devidos às cargas estáticas e contribuir para a resistência sísmica do edifício;
- Reforço por encamisamento ou com chapas metálicas em algumas vigas para aumento da capacidade resistente;
- Reforço das fundações para fazer face ao aumento das cargas verticais, resolvendo, igualmente, o deficit de armaduras das sapatas existentes (malha principal de #Ø3/8´´//15);
- Eliminação das juntas de dilatação.

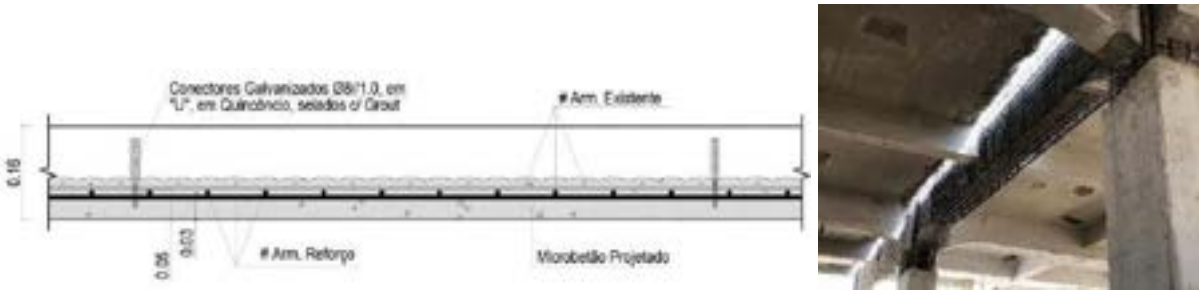


Figura 6. Reforço das lajes existentes (Corpo A). Reforço de Vigas por encamisamento.

Nas situações em que foi necessário aumentar a capacidade resistente das lajes procedeu-se à introdução de uma malha inferior de armaduras adicional e à projeção de microbetão (espessura final da laje de 16cm no Corpo A). Nos restantes casos (Corpos B e C) procedeu-se apenas à reparação das lajes com a remoção do betão carbonatado numa espessura da ordem de 10mm a 20mm e ao aumento do recobrimento das armaduras por projeção de microbetão, resultando numa espessura da laje de cerca de 13cm a 14cm. A remoção do betão carbonatado e a preparação das superfícies foi realizada com recurso a um robot de hidrodemolição.

Quando necessário, reforçaram-se as vigas dos Corpo A, B ou C por encamisamento, quando estava em causa o suporte de pilares novos ou de pilares eliminados nos pisos inferiores para criação de zonas de circulação (Corpo A) ou o reajuste dos espaços de estacionamento (Corpos B e C). Para as situações que resultavam de um simples aumento de cargas, nas vigas que não apresentavam capacidade resistente suficiente promoveu-se o reforço com elementos metálicos, por questões de rapidez de execução.

Nas lajes, vigas e pilares existentes não intervencionados propôs-se a aplicação de uma pintura impermeável ao CO_2 e permeável ao vapor de água, com vista a melhorar as condições de durabilidade.



Figura 7. Reforço de pilares por encamisamento. Preparação da face da laje por Hidrodemolição

Nas sapatas registou-se um aumento significativo do nível de tensões na base por força do acréscimo das cargas verticais e da ação sísmica. Foi necessário proceder ao aumento da capacidade de carga através do reforço da sapata existente e do aumento da sua base de contacto. Quando necessário, devido aos esforços resultantes da ação sísmica, propôs-se a inserção de vigas de fundação. Tendo como base o Relatório Geológico-Geotécnico, considerou-se uma tensão admissível de 400kPa.



Figura 8. Reforço de sapatas de fundação

5. CONCEÇÃO DO REFORÇO SÍSMICO

As soluções propostas pela Arquitetura e as premissas impostas pelo Dono de Obra conduziram a tomadas de decisão para adequar as estruturas à ação sísmica regulamentar. Na conceção sísmica adotada para o edifício teve-se em consideração os seguintes aspetos:

- Eliminação pontual de pilares para fazer face à lógica de exploração da loja DECATHLON;
- Cumprimento do número de lugares exigíveis para estacionamento;
- Existência de um número elevado de juntas de dilatação;
- Pilares fracamente armados e com armaduras longitudinais em aço liso;
- Cintagem deficiente da armadura longitudinal, composta por cintas Ø6//20, claramente insuficiente para assegurar os requisitos mínimos de ductilidade das seções;

- Fundações existentes (sapatas) fracamente armadas.

As intervenções de reforço sísmico propostas pretenderam responder aos seguintes aspetos:

- Aumento da massa sísmica devida à introdução do piso 3 e dum eventual piso 4 -Corpo B e C.
- Resolver as questões de martelamento entre os Corpos A, B e C e dos respetivos sub-corpos, em face das inúmeras juntas de dilatação existentes;
- Melhorar a ductilidade dos elementos verticais existentes (pilares);
- Controlar os efeitos dos sismos com a introdução de elementos estruturais adicionais (Núcleos).

Neste sentido, foram propostas as seguintes intervenções fundamentais:

- Eliminação das Juntas de Dilatação, conferindo um comportamento global ao edifício, resolvendo as questões de "martelamento" entre Corpos e Sub-Corpos.
- Introdução de Núcleos de Escadas e de Elevadores, permitindo tirar partido desses elementos para a melhoria do comportamento sísmico e para o respetivo controlo dos deslocamentos. Sublinhe-se que, face às dimensões globais do edifício, as paredes dos Núcleos desempenham um papel importante, mas não foram suficientes para controlar a totalidade dos efeitos da ação sísmica no edifício. Foi também necessária a contribuição dos pilares para a resistência aos sismos.
- Reforço de Pilares por encamisamento para fazer face ao aumento das cargas estáticas e, consequentemente, dos efeitos da ação sísmica. A opção pelo encamisamento dos pilares também permitiu contribuir para melhorar os aspetos de durabilidade estrutural (carbonatação do betão). A adequada cintagem das armaduras nas zonas dos nós ao longo do comprimento crítico foi um aspeto fundamental para a exploração, em ductilidade, do comportamento da estrutura face aos sismos.
- Em pilares não reforçados, cujas seções e armaduras eram suficientes para resistir às ações estáticas, mas insuficientes para acomodar os efeitos da ação sísmica, optou-se considerar esses pilares como "secundários", tendo sido seguido o preconizado na NP EN1998-1 [12].
- Para as Fundações adotaram-se vigas de fundação para controlar as reações de flexão mais elevadas transmitidas pela base de alguns dos pilares.

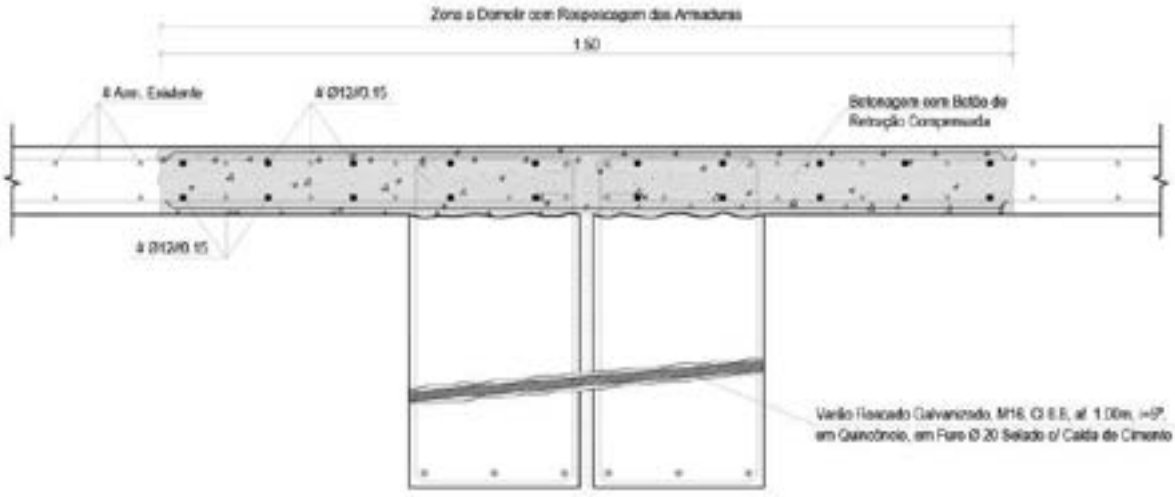


Figura 9. Pormenor de eliminação de junta de dilatação existente

6. MODELOS NUMÉRICOS

Elaborou-se um modelo global tridimensional constituído por elementos finitos do tipo casca para simular as lajes e por elementos barra para simular as vigas, pilares e núcleos estruturais. As diferentes espessuras das lajes foram consideradas na definição diferenciada dos elementos finitos. Como condições de fronteira, adotaram-se encastramentos que simulam as ligações às fundações (restrição dos 6 graus de liberdade).

A análise das sub-estruturas metálicas correspondentes às coberturas dos Campos de Padel, dos Balneários, dos Painéis de Publicidade, das construções metálicas contíguas ao Restaurante, entre outros, foi realizada com base em modelos numéricos de elementos finitos do tipo Barra. A ação do vento foi condicionante para estas estruturas.

Os materiais utilizados na modelação numérica apresentam-se no Quadro 1.

Quadro 1. Materiais utilizados na modelação numérica

Material	*Classe de Resistência*	*Módulo de Elasticidade* [GPa]
Betão Novo	C30/37	33
Betão Existente	C25/30	31
Aço em Perfil	S275 JR	210

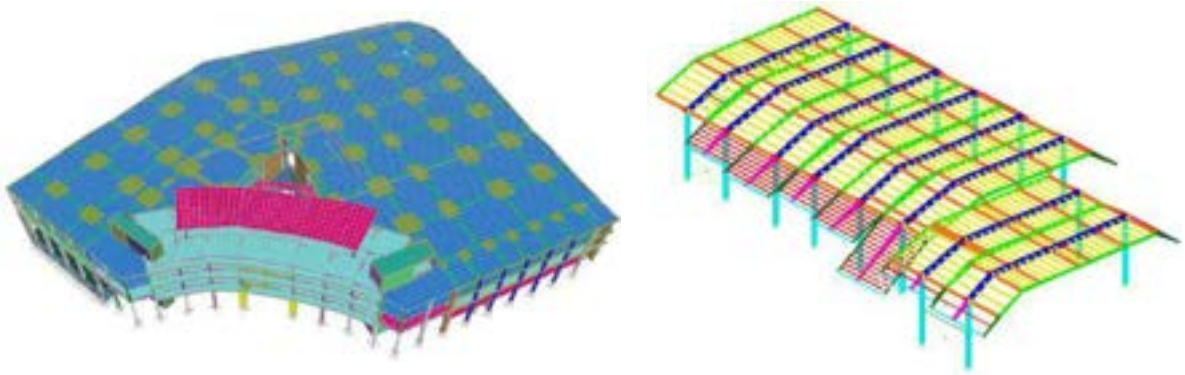


Figura 10. Modelo Global 3D do edifício. Modelo 3D da cobertura dos Campos de Padel

7. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

Apresentam-se as verificações de segurança em Serviço e aos E. L. Últimos. Sintetiza-se ainda a metodologia verificativa da segurança utilizada no Projeto Original (anos 50).

7.1 Estado Limite de Serviço

De acordo com o Eurocódigo 2 limitaram-se as deformações para a combinação quase permanente de ações a:

$\delta_{CQP.L.P} \leq L / 250$ (painéis de lajes em geral)
$\delta_{FREQ.L.P} \leq L / 500$ (situações que originem a fendilhação de paredes)

Refira-se que na estrutura existente, em betão armado, já se terá dissipado, à data atual, os efeitos reológicos dos materiais, nomeadamente da Retração e da Fluência. Para as novas estruturas de betão, consideraram-se os efeitos de fluência (Ø=2,0), determinados de acordo com a NP EN 1992-1-1 [10] para um betão C30/37.

Relativamente ao E. L Fendilhação considerou-se um ambiente pouco agressivo e limitou-se a abertura de fendas a w_k = 0,3 mm, para uma combinação quase permanente de ações (NP-EN1992-1-1).

De acordo com o Capítulo 7.2 da NP EN1992-1, limitou-se a tensão longitudinal a $0.60f_{ck}$ para a combinação característica de ações. Para garantir que a fluência assume um comportamento linear, limitou-se a tensão no betão a 0.45fck para a combinação de ações quase-permanente.

7.2 Estados Limites Últimos

Os esforços atuantes foram determinados através dos modelos numéricos de elementos finitos. Os esforços resistentes basearam-se na geometria das seções e nas características dos materiais. Na verificação da segurança dos elementos estruturais reforçados por encamisamento (vigas e pilares) ou com elementos metálicos (vigas) ou reforçados com adição de armaduras e espessamento da seção (lajes) foi adotado um coeficiente de monolitismo adequado, em função dos níveis de reforço:

- Vigas e Pilares $\gamma_M = 0.85$
- Lajes $\gamma_M = 0.90$

A ação do vento não é condicionante para a verificação da segurança estrutural do edificado, excetuando-se as estruturas metálicas existentes na laje do Piso 3/Cobertura (Campos de Padel, Painéis Publicitários, Balneários e a Cobertura metálica no acesso ao restaurante). Estas estruturas foram dimensionadas conforme o preconizado na NP EN 1993-1-1 [9].

As considerações relativas ao reforço sísmico estão indicadas em sub-capítulo próprio abaixo.

7.3 Verificação da Segurança face à Ação Sísmica

De acordo com informações constantes no Projeto Original, sabe-se que a estrutura existente foi objeto de análise sísmica através do regulamento da época (RSCCS). A definição da ação sísmica atualmente em vigor, indicada pela NP EN1998-1 (EC8), conduz a níveis de aceleração superiores. Os critérios de ductilidade exigíveis através de pormenorizações adequadas de armaduras e dos materiais a utilizar, a satisfação dos critérios de regularidade estrutural em planta e em alçado e de outros aspetos fundamentais, exigiram uma análise mais elaborada e fundamentada, que assegurasse ao futuro edifício um adequado comportamento aos sismos.

A obra localiza-se nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3 definidas no Anexo Nacional da NP EN 1998-1: 2010. A ação sísmica de Projeto (ELU) foi definida através de espectros de resposta de aceleração à superfície do terreno. Uma vez que o edifício é composto por elementos estruturais verticais dispostos em direções distintas (Corpos A, B e C), foi considerada na análise a aplicação do sismo nas diferentes direções principais de inércia dos elementos de cada corpo. Face às formações existentes e às condições de fundação da obra, classificou-se o solo como tipo B.

Em função da participação dos pilares e das paredes na resistência aos sismos, a estrutura foi classificada como "Sistema Misto", tendo-se adotado um coeficiente de comportamento de q = 3,0. Foi ainda assumido um coeficiente de amortecimento igual a 5%. Realizou-se uma análise dinâmica e estabeleceu-se, como mínimo, um acumulado dos fatores de participação modal das massas maior ou igual a 90%. Na análise da resposta sísmica do edifício adotou-se uma rigidez EI_{sis} = 50% EI.

O dimensionamento foi realizado em DCM, de acordo com o indicado na NP EN1998-1-1, tendo ainda sido consideradas as seguintes premissas fundamentais na análise sísmica:

- Implementação dos princípios de "Pilar Forte – Viga Fraca";
- Confinamento dos nós de pilares e na ligação à fundação - formação da rótula plástica;
- Esforços de dimensionamento na ligação dos pilares à laje fungiforme determinados com q=1,5, em face das condições de dissipação de energia em estruturas deste tipo;
- Verificação da segurança das fundações realizado com base num espetro de resposta com coeficiente de comportamento q=1,5, atendendo à ductilidade reduzida desse tipo de elementos.
- Verificação da deformação máxima entre pisos e consideração, quando necessário, da amplificação dos esforços devidos aos efeitos de 2ª ordem;
- Consideração dos esforços adicionais provocados pelos efeitos da torção acidental;
- Pormenorização e detalhamento de armaduras compatível com um comportamento em DCM.

7.4 Verificação da Segurança Estrutural no Projeto Original

A verificação da segurança para ações estáticas baseou-se no RBA [4], que considera a verificação da segurança baseada nos valores caraterísticos das ações e que compara com os resultados dos cálculos realizados com base em tensões admissíveis dos materiais. No caso da verificação para as ações dinâmicas (sismos) foi utilizado o primeiro regulamento anti-sísmico – RSCCS - "Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos" [5]. Segundo o Projeto Original foi adotado um coeficiente sísmico de 0,10. Foram consideradas, no projeto original, as seguintes tensões admissíveis nos Aços:

Ações estáticas
- Aço Macio (A24) $\sigma_a = 1400$ kgf/cm^2
- Heliaço (A40) $\sigma_a = 2400$ kgf/cm^2

Ações dinâmicas (sismos)
- Aço Macio (A24) $\sigma_a = 2400$ kgf/cm^2
- Heliaço (A40) $\sigma_a = 4000$ kgf/cm^2

As lajes no Corpo A foram dimensionadas para uma sobrecarga de 250 kg/m^2. Para o Corpo B foi adotada uma Sobrecarga Uniforme de 6,00 kN/m^2 e uma Sobrecarga Concentrada de 20 kN colocada no centro do painel. Para o Corpo C a Sobrecarga Uniforme era de 4,00 kN/m^2. Os pilares foram dimensionados para cargas estáticas e dinâmicas. As fundações foram dimensionadas apenas para cargas estáticas (esforço axial centrado). Na verificação da segurança geotécnica admitiu-se uma tensão máxima de "contato" de 250 kg/cm^2.

Refira-se que a adoção dos diferentes tipos de aço (macio ou heliaço) não é uniforme no edifício. No caso do Corpo A as armaduras adotadas em todos os elementos estruturais são em aço do tipo Heliaço (A40) liso, com exceção das cintas dos pilares e das armaduras das fundações, em que se utilizou aço macio (A24). No caso do Corpo B e C, as armaduras adotadas foram do tipo Heliaço (A40) liso em armaduras longitudinais das vigas e nas lajes e de aço macio (A24) em estribos de vigas e de pilares, nas armaduras longitudinais de pilares e em sapatas.

8. CONCLUSÕES

A remodelação funcional pretendida para o edifício, aliada às patologias identificadas e descritas, conduziram à necessidade de reparação e reforço estrutural, com vista a dotar o edifício das novas características funcionais exigidas e atender à regulamentação em vigor, quer do ponto de vista estático e sísmico, quer do ponto de vista de durabilidade. As exigências relacionadas com a proteção ao fogo dos elementos estruturais foram igualmente consideradas.

Tendo em conta a idade do edifício e o seu estado de abandono nos últimos anos, verificaram-se diversas patologias, entre as quais a delaminação do betão e a consequente corrosão de armaduras e a carbonatação do betão. A ausência de recobrimentos suficientes das armaduras e os danos gerais em pilares, vigas e lajes decorrentes das operações de exploração do edifício, também potenciaram as anomalias referidas.

A intervenção geral de remodelação do edifício teve, como principais objetivos, o aumento da área de construção através da criação de um novo piso adicional (piso 3) sobre os Corpos B e C, a eliminação pontual de alguns pilares e vigas existentes para viabilizar a nova funcionalidade dos espaços, bem como a introdução de outras sub-estruturas complementares, como é caso das coberturas metálicas dos Campos de Padel, das estruturas de apoio aos painéis publicitários, entre outros.

Para dar resposta a todos os objetivos elencados, foi proposta uma intervenção assente no reforço estrutural por encamisamento dos pilares e das vigas, o reforço das fundações e das lajes pela face inferior, para fazer face aos aspetos da resistência, da durabilidade e de proteção ao fogo. A eliminação das juntas de dilatação e a incorporação de núcleos de betão armado contribuíram para melhoria do comportamento sísmico global. A execução da nova laje do piso 3 e das sub-estruturas metálicas complementares, tais como as coberturas dos Campos de Padel, as estruturas dos painéis publicitários, os balneários e a cobertura junto à zona de restauração, foram igualmente intervenções relevantes no âmbito do projeto global.

PRINCIPAIS QUANTIDADES

Indicam-se nos quadros seguintes as principais quantidades de materiais empregues em obra:

Quadro 2. Quantidades de materiais utilizados em estruturas novas

Material	*Quantidade*
Betão C30/37	4 500 m^3
Aço A500 NRSD	600 000 kg.
Aço em Perfil S275 JR	160 000 kg.

Quadro 3. Quantidades de materiais utilizados em reparação e reforço da estrutura existente

Material	*Quantidade*
Betão C30/37 (reforço de Fundações, Pilares e Vigas)	1 100 m^3
Aço A500 NRSD (em reforços estruturais)	146 000 kg.
Lajes Reparadas e/ou Reforçadas Inferiormente	3 500 m^2

REFERÊNCIAS

[1] PROJETO ORIGINAL C. M. LISBOA (1959).

[2] RELATÓRIO Nº 4 – FINAL – Technical Due Diligence Estrutural ao Edifício das Antigas Instalações da Empresa Batista Russo, em Cabo Ruivo, Lisboa. BUREAU VERITAS (2017).

[3] RELATORIO DE PROSPECÇÃO GEOLOGICO-GEOTECNICA. Tecnasol (2017)

[4] RBA - Regulamento do Betão Armado (1935).

[5] RCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (1958).

[6] NP EN 206-1. 2007, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ.

[7] NP EN 1990-1 – Bases para projecto de estruturas (2009).

[8] NP EN 1991-1-1 – Acções em Estruturas: Acções Gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (2009).

[9] NP EN 1991-1-4 – Acções em Estruturas: Acções Gerais: Acções do vento (2010).

[10] NP EN 1992-1-1 – Projecto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios (2010).

[11] NP EN 1993-1-1 – Projecto de estruturas de aço: Regras gerais e regras para edifícios (2010).

[12] NP EN 1998-1 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (2010).

A cúpula em betão e a conclusão das obras de Santa Engrácia


Adriana Monteiro[1]


António Sousa Gago[2]


Eduardo Júlio[3]

RESUMO

A Igreja de Santa Engrácia, hoje 'Panteão Nacional', é constituída por uma estrutura de alvenaria cuja construção se iniciou no século XVII, permanecendo inacabada por um longo período. A sua conclusão veio a registar-se já no século XX, mais precisamente em 1966, com a construção da cúpula em betão armado, projetada pelo Prof. Edgar Cardoso.

No presente artigo, descreve-se o processo construtivo da cúpula de betão armado, explicando-se, também, a solução adotada de ligação à estrutura já existente, em alvenaria. Complementando o enquadramento histórico, apresentam-se análises estruturais estáticas e dinâmicas e estuda-se o funcionamento da estrutura.

Com recurso a modelos de elementos finitos tridimensionais, assumindo comportamento elástico linear, foram identificados os elementos estruturais fundamentais no funcionamento estrutural do edifício, quer para as solicitações verticais, sobretudo o peso próprio da estrutura, quer para as ações sísmicas. Tendo por base inspeções efetuadas, ensaios de caracterização dinâmica conduzidas *in situ* e simulações recorrendo ao método dos elementos finitos foi possível verificar qual o efeito que a construção da cúpula em betão armado teve sobre a estrutura de alvenaria, já existente, e avaliar o atual nível de segurança estrutural do edifício. Apresentam-se os resultados dos estudos realizados, discutem-se as metodologias de análise adotadas e extraem-se conclusões sobre a segurança estrutural do edifício.

Palavras-chave: Cúpula; Betão Armado; Panteão Nacional; Igreja de Santa Engrácia; Estrutura de alvenaria; Análise Estrutural.

1. INTRODUÇÃO

Os monumentos antigos foram, em geral, construídos recorrendo a estruturas de alvenaria e madeira, sendo cada um deles utilizado em função das suas características mecânicas e de durabilidade. A alvenaria tem a particularidade de apresentar uma razoável resistência quando sujeita a esforços de compressão, sendo, porém, muito limitada, quase nula, quando sujeita a esforços de tração ou flexão.

[1] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. adriana.monteiro94@gmail.com
[2] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, CERIS, Lisboa, Portugal. antonio.gago@tecnico.ulisboa.pt
[3] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, CERIS, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

Estas suas características mecânicas não permitem a sua utilização em peças lineares e só com recurso a estruturas arqueadas, os arcos, as abóbadas e as cúpulas, é possível vencer vãos recorrendo exclusivamente ao material alvenaria. A geometria arqueada possibilita que as cargas gravíticas sejam equilibradas através de fluxos internos de tensões de compressão, sem a necessidade de tensões de tração, permitindo colmatar a dificuldade de vencer grandes vãos com materiais não resistentes à tração. O estudo do equilíbrio de estruturas arqueadas em alvenaria baseia-se na identificação de distribuição de tensões de compressão que equilibrem os esforços atuantes nas secções transversais, podendo resumir-se a verificação do equilíbrio à análise da posição da linha de pressões, a qual deve estar no interior da espessura do arco.

O Panteão Nacional, em Lisboa, antiga Igreja de Santa Engrácia, tem a particularidade de apresentar dois sistemas construtivos distintos, executados em épocas diferentes. O primeiro, construído no século XVII, é constituído por uma estrutura maciça de elevada robustez, em alvenaria de pedra, marcada pelas suas paredes exteriores ondulantes e as quatro meias abóbadas no topo. O segundo, construído no século XX, é uma estrutura em betão armado, constituída por um tambor cilíndrico e uma cúpula no topo de duas cascas, com a qual o monumento ficou finalmente concluído.

No presente artigo, apresenta-se um estudo sobre o processo construtivo da cúpula em betão armado e sobre o funcionamento estrutural do edifício. Neste último, recorreu-se à análise estática e dinâmica do edifício através do programa de cálculo *SAP2000*, utilizando um modelo tridimensional de elementos finitos, assumindo comportamento elástico linear. Analisou-se o comportamento da estrutura sujeita à ação do peso próprio, assim como, sujeita a uma ação sísmica regulamentar (EC8), identificando-se, desta forma, as zonas críticas da estrutura, em termos de segurança.

2. CASO DE ESTUDO – O PANTEÃO NACIONAL

2.1 Evolução histórica

A estrutura original da Igreja de Santa Engrácia é da autoria do mestre pedreiro João Antunes e a sua construção teve início em 1682. É uma estrutura de alvenaria de pedra, apresentando todas as paredes interiores e exteriores revestidas a calcário de lioz. O seu projeto é diferenciado por ter uma planta centralizada, em cruz grega, onde as paredes exteriores ondulantes unem os quatro braços de igual dimensão, marcadas nos cantos por torreões e, ainda, por ter proporções e escalas com referências italianas (Fig. 1).

No momento da morte do mestre João Antunes, o edifício ainda não estava concluído, faltando construir a cobertura e os acabamentos interiores. Foi, então, construída uma cúpula em madeira por forma a cobrir o edifício. O edifício, ainda inacabado, foi utilizado para depósitos de sucata, de carvão, de areias e de outros artigos necessários para as fábricas localizadas no campo de Santa Clara, através da Direção-Geral de Artilharia, Ministério da Guerra. Por esta altura, a estrutura de madeira da cúpula foi substituída por uma nova estrutura provisória em ferro.

A Igreja de Santa Engrácia assumiu a condição de Panteão Nacional no dia 29 de abril de 1916. Em 1956, foram tomadas medidas para a construção da cúpula e para a recuperação da estrutura existente. A proposta selecionada para o prosseguimento das obras da cúpula do Panteão era da autoria do Arquiteto Luís Amoroso Lopes. Entre os anos de 1960 e 1966 deu-se a conclusão do edifício, com a construção da cúpula em betão armado, sendo o Prof. Edgar Cardoso o responsável pelo estudo estrutural e pela orientação das obras da construção (Fig. 1) [1] e [2].



Figura 1. Esquerda: Fachada principal antes da construção da cúpula; Direita: O Panteão Nacional com as obras concluídas. Fonte: [2].

2.2 Processo construtivo da cúpula de betão armado

A cúpula em betão armado, construída a partir do ano de 1960, assenta na estrutura de alvenaria, em particular sobre os quatro cunhais de cantaria e os quatro arcos das meias abóbadas em cantaria. Tendo em conta a diferença dos tipos de materiais das duas estruturas – a existente em alvenaria e a nova em betão armado – foi necessário realizar uma ligação eficiente entre estas. Para esta ligação, o Prof. Edgar Cardoso considerou a construção de um anel de betão armado, indicando-se na Fig. 2 a sua localização, em alçado e em corte. Este anel foi construído a partir da cota 25 m da estrutura de alvenaria, tendo sido executada uma laje de betão armado, apoiada diretamente na cobertura da estrutura de alvenaria (Fig. 3). No interior da estrutura, a cota 25 m coincide com o topo dos arcos das meias abóbadas. O anel de betão armado apresenta 2 m de altura, sendo que a cota 27 m coincide com o nível do atual terraço, existindo, também nesta cota, uma laje de betão armado. Este anel é constituído por uma parede de betão armado com espessura de 0,60 m, existindo, adjacentes a esta parede, uma parede de pedra de cantaria e uma parede de alvenaria de tijolo. Na Fig. 3, observa-se a constituição das paredes do anel [3].

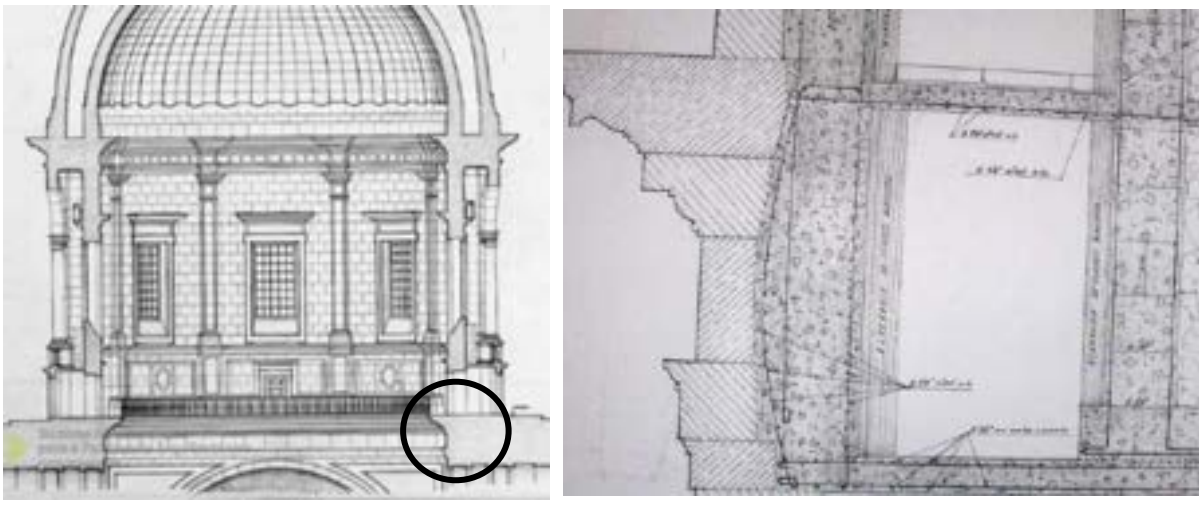


Figura 2. Esquerda: Localização do anel de betão armado, em alçado; Direita: Corte do anel de betão armado. Fonte: [2] e [4].

A partir da laje à cota 25 m arrancam, igualmente, as armaduras dos pilares da estrutura da cúpula. Estes encontram-se numa segunda camada paralela ao anel de betão armado constituída por paredes de alvenaria e paredes de betão ciclópico (Fig. 3).



Figura 3. Esquerda: Início da construção do anel de betão armado: laje de betão armado à cota 25 m; Direita: Pormenor da parede de betão armado e alvenaria de tijolo do corpo cilíndrico interior e parede de betão ciclópico do corpo cilíndrico exterior. Fonte: [2].

Acima do anel de betão armado localiza-se o tambor cilíndrico da cúpula. Este é constituído por dois corpos cilíndricos apresentando, até determinado nível, o mesmo sistema construtivo do anel de betão armado (Fig. 4). A partir da cota das varandas apenas ficam expostos os pilares de betão armado, revestidos a cantaria de pedra nas camadas exterior e interior (Fig. 4). No topo do tambor cilíndrico encontra-se um lintel de betão armado que efetua a ligação dos dois corpos cilíndricos do tambor e inicia o arranque das duas cúpulas de betão armado alinhadas com as paredes do tambor.

As duas cúpulas, de geometria parabólica, apresentam uma abertura no topo, fechada por um lanternim. O lanternim confere a ligação entre as cúpulas através de oito pilares de betão armado, revestidos a pedra de cantaria. Para o processo construtivo da cúpula interior foi utilizado um cimbre metálico, a partir do interior do edifício. As pedras de revestimento do interior da cúpula foram aplicadas sobre o cimbre, apresentando também a função de cofragem do betão. Acima das pedras de revestimento foi colocada a malha de armadura proveniente do lintel de betão armado (na base da cúpula), colocando-se sobre esta armadura um sistema de cofragens, sendo realizada posteriormente a betonagem da cúpula (Fig. 5). A superfície exterior desta cúpula não contém qualquer tipo de acabamento. O betão encontra-se à vista, tendo sido pintado anos mais tarde, [4].



Figura 4. Construção do tambor da cúpula. Fonte: [2].



Figura 5. Esquerda: Construção da cúpula interior; Direita: Construção da cúpula exterior. Fonte: [2].

Na construção da cúpula exterior, foi criada uma estrutura tipo cimbre para se aplicar as cofragens. Esta estrutura, em madeira, encontra-se apoiada na cúpula interior, já construída. Após a aplicação da cofragem em madeira foram colocadas as malhas de armaduras. À semelhança da cúpula interior, na cúpula exterior, também a pedra de revestimento teve função de cofragem do betão armado pelo exterior. A betonagem foi realizada após a pedra de cantaria ser aplicada [4]. A ligação entre o betão armado das cúpulas e as pedras de revestimento foi feita pela adesão de argamassas de cimento e areia e através de elementos metálicos.

3. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DO PANTEÃO NACIONAL

3.1 Modelo numérico

Com a finalidade de estudar o comportamento estrutural do Edifício do Panteão Nacional recorreu-se a um modelo numérico tridimensional de elementos finitos com comportamento elástico linear [5] (Fig. 6) construído com recurso ao programa de cálculo *SAP2000* [6]. O modelo numérico teve algumas simplificações, de modo a reduzir o esforço computacional. Estas foram, em particular, a consideração de uma geometria com dupla simetria em planta e a não representação de pavimentos e aberturas de janelas. O modelo é constituído por uma estrutura de alvenaria em pedra, representada através de elementos sólidos. Estes possibilitaram uma melhor representação das áreas maciças que a estrutura de alvenaria dispõe, nomeadamente paredes de elevada espessura. A restante parte da estrutura, a cúpula de betão armado, foi simulada através de elementos de casca, sendo que apenas se simularam os elementos estruturais em betão armado. Os restantes elementos construtivos foram considerados como massa, influenciando na consideração de um peso volúmico equivalente nesta parte da estrutura. O modelo estrutural encontra-se apoiado com apoios fixos na base da estrutura de alvenaria, estando estes localizados em cada nó da malha que define a base da estrutura. Esta malha representa, unicamente, as zonas "maciças" da estrutura de alvenaria, procurando-se adotar uma configuração homogénea em planta e em altura, tendo em conta a disposição curva da arquitetura do edifício [5].

Relativamente aos materiais adotados no modelo numérico: na estrutura de alvenaria considerou-se o calcário de lioz e na estrutura de betão armado um betão C20/25. As propriedades mecânicas dos materiais aplicadas no modelo foram baseadas, inicialmente, nas referências [7] e [8]. No entanto, com a realização de ensaios de caracterização dinâmica *in situ* no edifício, efetuados em [5], procedeu-se à realização da calibração do modelo numérico por via do ajuste do módulo de elasticidade. Foram, deste modo, considerados os seguintes módulos de elasticidade: 3,65 GPa na estrutura de alvenaria e 15,00 GPa na estrutura de betão armado [5]. No que se refere ao peso volúmico considerou-se 27 kN/m^3 [9] na estrutura de alvenaria, referente ao calcário de lioz, e adotou-se um peso volúmico equivalente de 61 kN/m^3, na estrutura de betão armado, de forma a representar a massa total dos materiais existentes –

revestimento em pedra de cantaria, parede de alvenaria de tijolo e elementos de betão armado – nos 30 cm de espessura dos elementos de casca do modelo [5].

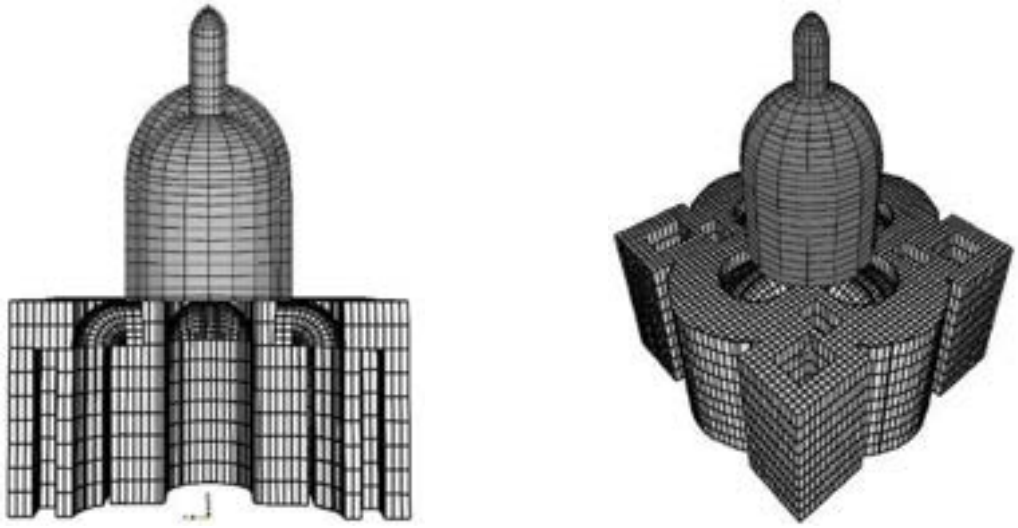


Figura 6. Esquerda: Corte transversal do modelo completo; Direita: Modelo completo [5].

3.2 Análise estática

De forma a avaliar as alterações do comportamento da estrutura do edifício do Panteão face à construção da cúpula de betão armado, e quais os impactos que esta representa na estrutura já existente – em alvenaria de pedra – foi analisada a resposta do funcionamento estrutural quando a estrutura se encontra sujeita apenas ao seu peso próprio. Desta forma, procedeu-se a uma análise estática, avaliando a distribuição das tensões verticais (σ_{33}) no modelo numérico da estrutura. Na estrutura de alvenaria verificou-se que a maior concentração de tensões de compressão se localiza no topo dos cunhais de cantaria (Fig. 7). A estrutura de betão armado apoia-se na estrutura de alvenaria, essencialmente nos quatro cunhais de cantaria e nos quatro arcos de cantaria das meias abóbadas. Porém, maioritariamente, é para os cunhais de cantaria que as cargas provenientes da estrutura de betão armado se encaminham, pelo facto destes elementos estruturais apresentarem uma maior rigidez face aos arcos [5].

Os cunhais de cantaria apresentam-se como os elementos fundamentais da estrutura de alvenaria no que respeita ao suporte da cúpula de betão armado, resistindo às cargas verticais oriundas desta. Os arcos de cantaria, embora contribuam no suporte da estrutura da cúpula de betão armado, acabam por, também, direcionar as cargas que suportam para os cunhais de cantaria. Os resultados obtidos da distribuição de tensões indicam que estas são inferiores à capacidade resistente da alvenaria de pedra, não se verificando problemas de esmagamento devido aos esforços de compressão. Com efeito, os valores máximos obtidos para as tensões de compressão, 2,3 MPa, são inferiores à resistência à compressão (f_c) da alvenaria de pedra, 6 MPa [10]. As tensões de tração e de corte obtidas com o modelo são de tal forma reduzidas que não suscitam preocupações [5].

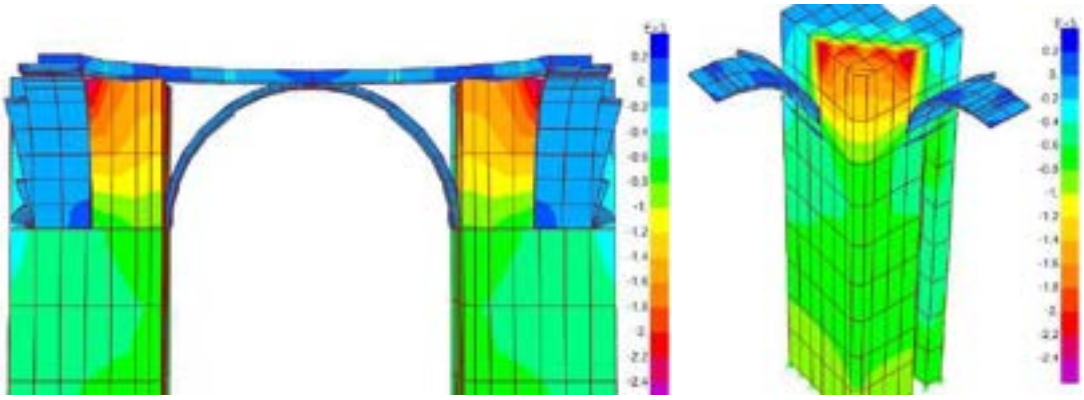
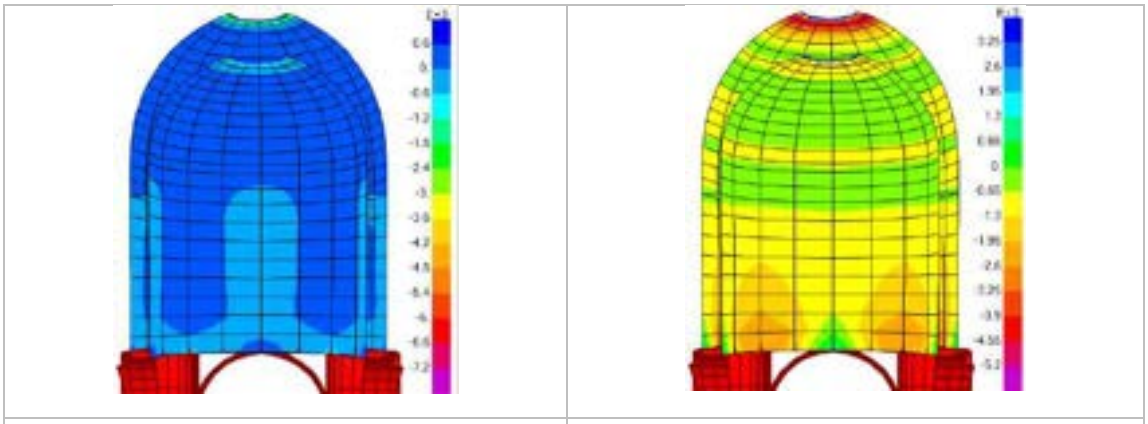


Figura 7. Distribuição das tensões verticais (σ_{33}) σ_{Min} = -2,3 MPa; σ_{Max} = 0,1 MPa, [5].

Na estrutura de betão armado, considerou-se a aplicação de uma carga distribuída, no bordo das aberturas no topo das duas cúpulas, referente ao peso próprio do lanternim. Procedeu-se ao estudo da distribuição das tensões circunferenciais (σ_{11}) e meridionais (σ_{22}), de modo a compreender o funcionamento da estrutura de betão armado face à ação do seu peso próprio (Fig. 8). Observou-se que no bordo das aberturas surge uma concentração de tensões circunferenciais (σ_{11}) de compressão [5]. Estas tensões de compressão resultam numa ação horizontal que equilibra o momento desestabilizador provocado pela ação vertical devido ao peso próprio dos elementos do bordo da abertura e ao peso do lanternim (Fig. 9) [11].

A aplicação da carga do lanternim produz, também, um efeito de flexão imediatamente abaixo do bordo das aberturas. Este, conduz ao aparecimento de tensões de tração na superfície exterior da cúpula e tensões de compressão na superfície interior. É de salientar que a estrutura de betão armado apresenta, em particular na direção meridional (σ_{22}), uma elevada concentração de tensões de compressão no alinhamento com os cunhais de cantaria. As fissuras que se identificam na superfície interior da cúpula do Panteão Nacional não são reproduzidas (em termos de tensões de tração nas direções meridional e circunferencial) no modelo numérico. Verifica-se no edifício a presença de pequenas fissuras meridionais, essencialmente, na cúpula maior, podendo estas estarem relacionadas com infiltrações de água pelo exterior da cúpula, devido ao mau isolamento das pedras de revestimento. Tendo em conta os resultados obtidos no modelo numérico e nas inspeções realizadas *in situ*, conclui-se que face à ação do seu peso próprio está garantida a segurança da estrutura [5].



Tensões σ_{11} – Circunferenciais	Tensões σ_{22} – Meridionais
σ_{Min} = -2,4 MPa; σ_{Max} = 0,6 MPa	σ_{Min} = -5,1 MPa; σ_{Max} = 2,1 MPa

Figura 8. Tensões circunferenciais e meridionais na estrutura de betão armado na face interior [5].

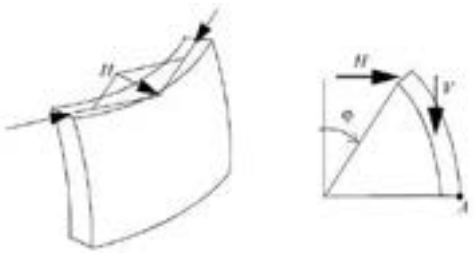


Figura 9. Equilíbrio do troço de uma cúpula esférica, [11].

3.3 Análise dinâmica

Antes da análise dinâmica estrutural, procedeu-se ao seu estudo de análise modal, Quadro 1. Através deste estudo, foi possível obter uma primeira perceção do comportamento da estrutura quando sujeita a ações horizontais, identificando-se os movimentos preponderantes em cada modo de vibração e os respetivos períodos e frequências. Verificou-se que os quatro primeiros modos de vibração correspondem a translações horizontais, em Y e em X. Estes repartem-se em dois conjuntos,

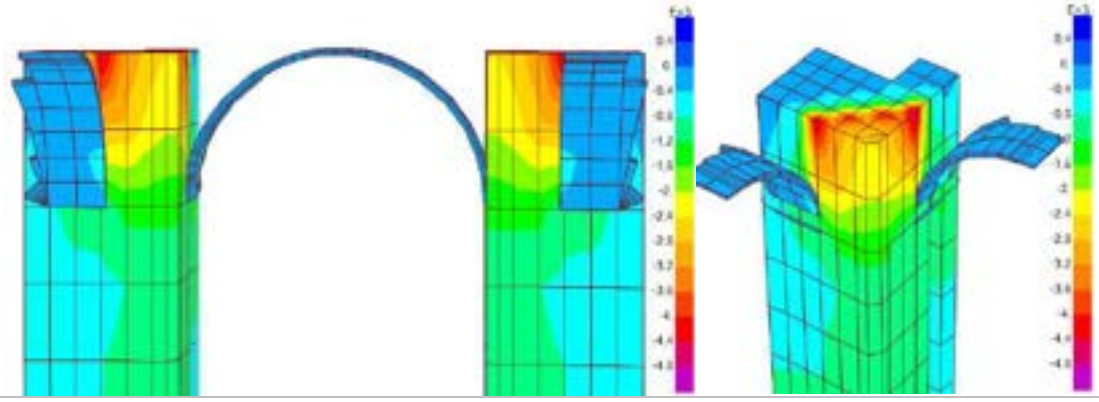
observando-se em cada um destes, uma translação em X e outra em Y, sendo que as frequências destas são praticamente iguais, resultando do facto de a estrutura ser praticamente simétrica nas duas direções [5].

Quadro 1 – Resultados da análise modal dos primeiros 5 modos de vibração [5].

Modo	*Período [S]*	*Frequência [Hz]*	*Fator de Participação da Massa [%]*			*Valor Acumulado [%]*			*Movimento Preponderante*
			UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ	
1	0,37	2,72	0%	29%	0%	0%	29%	0%	Translação em Y
2	0,37	2,74	23%	0%	0%	23%	29%	0%	Translação em X
3	0,26	3,80	53%	0%	0%	76%	29%	0%	Translação em X
4	0,26	3,81	0%	44%	0%	76%	73%	0%	Translação em Y
5	0,20	4,88	0%	0%	78%	76%	73%	78%	Rotação em Z

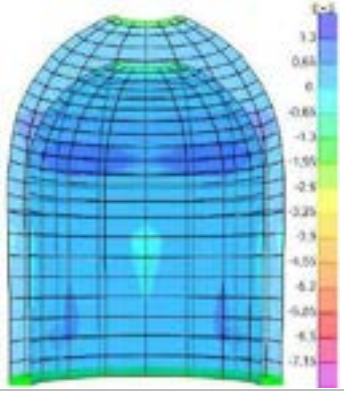
Na avaliação do efeito da ação de um sismo na estrutura em estudo, recorreu-se à combinação de ações referente ao sismo do tipo 1 – sismo mais condicionante por conter as maiores acelerações espectrais nos quatro períodos principais – e à carga permanente, definida pelo Eurocódigo 8 (EC8-1) [12]. No entanto, foram adotados alguns critérios alternativos, nomeadamente na definição do coeficiente de comportamento da estrutura, o qual foi feito tendo por base os Regulamentos Italianos NTC-2008 [13] e OPCM [14]. Pretendeu-se avaliar a intensidade das tensões (de compressão e de tração) resultantes do efeito sísmico e identificar a localização das maiores concentrações de tensões (Fig. 10).

Distribuição das tensões tendo em conta a maximização de compressões – Alvenaria

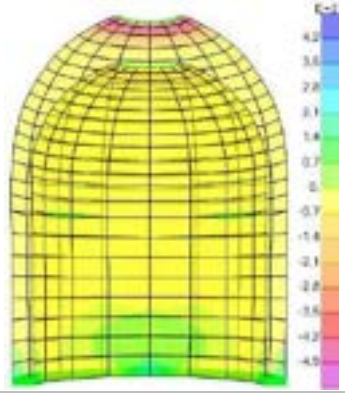


σ_{33}: Min = -4,6 MPa; Max = 0,02 MPa

Distribuição das tensões tendo em conta o incremento de trações – Betão Armado



σ_{11}: Min = -2,4 MPa;
Max = 1,2 MPa



σ_{22}: Min = -5,1 MPa;
Max = 2,7 MPa

Figura 10. Distribuição das tensões verticais (σ_{33}) na estrutura de alvenaria e das tensões circunferenciais (σ_{11}) e meridionais (σ_{22}) na estrutura de betão armado, para a combinação de ações: Sismo 1 e Carga Permanente [5].

Sob a ação do sismo, observa-se que os cunhais de cantaria são os elementos estruturais com maior incidência de tensões de compressão, sendo igualmente os elementos fundamentais no suporte da estrutura de betão armado. Embora se verifique um aumento considerável no valor destas tensões, o seu valor máximo é, ainda, inferior à resistência à compressão da alvenaria de pedra, verificando-se, portanto, que não ocorrem problemas de esmagamento nesta parte da estrutura. As tensões de tração observadas, tendo em conta a combinação de ações, não apresentam valores condicionantes [5].

Na estrutura de betão armado, verifica-se a presença de tensões de compressão elevadas no alinhamento com os cunhais de cantaria. Contudo, avaliando a distribuição das tensões tendo em conta o incremento de tensões de tração provocado pelo sismo, verifica-se a existência de tensões de tração nos apoios, bem como acima dos alinhamentos do topo dos arcos de cantaria. Na análise estática verificou-se que os arcos de cantaria não oferecem uma participação ativa no suporte da cúpula de betão armado, sendo os elementos de suporte sujeitos a menores compressões. Neste sentido, sob a ação sísmica, as tensões de tração refletem-se com maior incidência nestes elementos, comparativamente aos cunhais de cantaria, os quais estão sujeitos a elevados esforços de compressão. As tensões de tração mais significativas localizam-se imediatamente abaixo do bordo das aberturas da cúpula e resultam do efeito de flexão provocado pela aplicação da carga do lanternim. Estas poderão levar ao aparecimento de fendas [5].

Tendo em conta os resultados obtidos no modelo numérico e nas inspeções realizadas *in situ*, conclui-se que o edifício satisfaz a segurança estrutural em relação à solicitação sísmica regulamentar [5].

4. CONCLUSÕES

No presente artigo, fornecem-se elementos relativos à conclusão da construção da Igreja de Santa Engrácia, nomeadamente à execução da sua cúpula em betão armado. Apresenta-se a descrição do processo construtivo da cúpula de betão armado, salientando-se a solução de ligação entre as duas estruturas – de alvenaria e de betão armado – constituída por um anel de betão armado localizado entre o topo dos arcos de cantaria e o atual nível do terraço, com 2 m de altura. Este anel de betão armado, para além de unir a nova estrutura à estrutura já existente permite, igualmente, garantir o eficiente encaminhamento das cargas verticais provenientes da estrutura de betão armado para a estrutura robusta de alvenaria de pedra. Na descrição da construção das cúpulas de betão armado evidenciou-se, ainda, o contributo das pedras de revestimento. Estas desempenharam a função de cofragem do betão fresco, tanto na cúpula interior como na exterior, permitindo, de certo modo, cooperar na resistência e equilíbrio das cúpulas de betão armado.

A criação de um modelo numérico de elementos finitos, de comportamento elástico linear, para simulação da estrutura do edifício permitiu estudar o seu funcionamento estrutural quando sujeito a ações estáticas e dinâmicas (ação sísmica regulamentar EC8-1). A realização de ensaios de caracterização dinâmica no edifício possibilitou a calibração do modelo numérico, obtendo-se, desta forma, resultados mais próximos da realidade.

Tanto na análise estática como na análise dinâmica verificou-se que os cunhais de cantaria são os elementos fundamentais da estrutura de alvenaria e constituem o suporte da estrutura de betão armado – a cúpula. É para estes elementos verticais que são encaminhadas grande parte das cargas provenientes da cúpula, estando, assim, sujeitos a concentrações de compressão no topo, em particular na zona de apoio da cúpula. Embora se verifiquem elevadas concentrações de tensões de compressão face à restante estrutura, estes valores não resultarão em situações de esmagamento, por serem valores inferiores aos limites admissíveis. Constatou-se, também, que nas duas situações de análise – estática e dinâmica –as tensões de tração são reduzidas. Concluiu-se, desta forma, que a segurança da estrutura de alvenaria é garantida.

Na estrutura de betão armado verifica-se a presença de tensões de tração imediatamente abaixo das aberturas no topo, resultando de um efeito de flexão provocado pela aplicação da carga do lanternim

distribuída no bordo das aberturas. Estas tensões de tração na análise estática não indicam a possibilidade de ocorrência de fissuras. Embora na análise dinâmica os valores observados sejam superiores à tensão de rotura à tração do betão, havendo a possibilidade de este fendilhar, estas tensões não oferecem perigo no que respeita à ocorrência de colapso da estrutura.

Assim, tendo em conta os estudos desenvolvidos, é possível afirmar com relativa confiança que a estrutura do Panteão Nacional se encontra em condições de segurança no que respeita à ação estática, ou seja, quando sujeita apenas à sua carga permanente. Constatou-se, de igual modo, que a estrutura quando sujeita a um sismo regulamentar apresenta uma resposta satisfatória, não resultando tensões significativas. Neste sentido, a segurança da estrutura está garantida.

AGRADECIMENTOS

A realização do presente estudo não seria possível sem o contributo, fundamental da Dr.ª Isabel Melo, Diretora do Panteão Nacional, que sempre se mostrou disponível para receber os autores e colaborar no presente estudo. A ela, também, se agradece a disponibilização dos elementos de projeto originais e outros elementos, nomeadamente, peças desenhadas, elementos fotográficos e memórias descritivas.

REFERÊNCIAS

[1] Araújo, G; Melo, I; Neto, M. J. (s.d.). “Obras de Santa Engrácia – O Panteão na República”. Lisboa: Ministério da Cultura, Instituto de Gestão do Património Arquitectónico e Arqueológico, Panteão Nacional
[2] SIPA. (2017, setembro 11). SIPA, Igreja de Santa Engrácia/Panteão Nacional. Obtido de http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=4721
[3] Cardoso, E. (1965). "Verificação da Estabilidade da Construção Existente". Lisboa: Panteão Nacional.
[4] Delgado, J. (2006). "Projecto de Recuperação da cúpula, 1ª fase - Estudo prévio". Lisboa: Ázimo, Lda., IPPAR - Direcção Regional de Lisboa.
[5] Monteiro, A. (2018). “Análise Estrutural da Cúpula e do Edifício do Panteão Nacional”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
[6] SAP2000®. (s.d.). Three Dimensional Static and Dynamic Finit Elemente Analysis and Design of Structures. CSI Computers & Structures, inc, Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, Califórnia, EUA.
[7] Lourenço, P.; Pagaimo, F.; Júlio, E. (2005). “Caracterização das Paredes de Alvenaria da Vila de Tentúgal”. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas 54: 35-42.
[8] Guimarães, M. (2009). "Caracterização de Paredes de Alvenaria de Pedra por Técnica Sónica", Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto.
[9] Primeira Pedra - Lioz Calcários. (2018, fevereiro 22). Obtido de: http://www.primeirapedra.com/stones/lioz/
[10] Ferreira, V.; Farinha, B. (1977). "Tabelas Técnicas para Engenharia Civil", 8ª Edição. Lisboa: Associação dos Estudantes do I.S.T..
[11] Gago, A. S. (2004). "Análise Estrutural de Arcos, Abóbadas e Cúpulas", Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
[12] EC8-1. (2004) NP EN 1998-1, Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. CEN
[13] NTC-2008 (2008), Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC
[14] OPCM. (2005). Ordinance PCM 3274 and Modifications OPCM 3431, Chapter 8 - Buildings with masonry structure, Chapter 11 - Exisiting masonry buildings. English version.

Sessão 4B

Análise da implementação da metodologia BIM no projecto de estruturas





Alcínia Z. Sampaio[1] **João Nuno Novais**[2] **João Diniz Oliveira**[3]

RESUMO

A metodologia *Building Information Modelling* (BIM) tem vindo a ser implementada em todos os sectores da indústria da Construção. O projecto de estruturas é uma parte integrante da concepção do edifício, e portanto importa entender que vertentes do projecto podem admitir alterações com a implementação da metodologia BIM. Em relação ao projecto de estruturas verifica-se alguma resistência, justificada pela ainda limitada capacidade de interoperabilidade entre os sistemas de modelação BIM e o de cálculo. O estudo apresenta a aplicabilidade da metodologia num projecto de estruturas, apoiado no desenvolvimento de fases sequenciais distintas: geração do modelo estrutural; preparação do modelo analítico para o cálculo estrutural; pormenorização de armaduras; obtenção de mapas de quantidades e peças desenhadas. Neste processo: são descritos os modos de operação por recurso a sistemas de base BIM (*Revit* e *Robot*); são referidas as principais vantagens na extracção de informação do modelo (mapas de quantidades e desenhos); são apontadas algumas das limitações encontradas (deficiente transferência de informação no sentido *Robot/Revit*). O estudo realizado apresenta a metodologia que foi seguida no desenvolvimento do projecto de estruturas, aplicado em casos concretos. A investigação descrita pretende contribuir para a divulgação do BIM no projecto de estruturas.

Palavras-chave: Metodologia BIM; Projecto de estruturas; Interoperabilidade; Pormenorização; Desenhos

1. INTRODUÇÃO

Na indústria da Arquitectura, Engenharia e Construção (AEC), a metodologia *Building Information Modelling* (BIM), promove o desenvolvimento de projectos, numa base colaborativa assente num modelo centralizador de informação. A nova estratégia de trabalho engloba as diversas especialidades inerentes a um empreendimento [1]. No contexto do projecto de estruturas, reunindo as fases de concepção, análise e pormenorização, é essencial estabelecer uma adequada coordenação com a disciplina de arquitectura e mesmo com os projectos de redes, de forma a evitar possíveis conflitos

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. zita.sampaio@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. joao.novais@ist.utl.pt
[3]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DE isboa, Portugal. jp.diniz.oliveira@gmail.com

numa fase posterior. A utilização desta metodologia permite conduzir a uma melhor coordenação e colaboração entre os intervenientes no projecto, e, ainda, a uma rápida obtenção de desenhos e de pormenores gráficos de apoio ao estudo estrutural [2].

O projecto de estruturas é uma parte integrante da concepção do edifício, e portanto importa entender que vertentes do projecto podem admitir alterações com a implementação da metodologia BIM [3]. Nesse sentido, é efectuada uma aplicação prática que consiste no desenvolvimento de um modelo BIM estrutural, de um caso de estudo [4]. É criado o modelo estrutural 3D/BIM e o correspondente modelo analítico, por recurso à ferramenta BIM utilizada, procedendo-se de seguida ao cálculo estrutural. Posteriormente, são obtidos os mapas de quantidades, referente aos elementos estruturais, com vista à preparação da orçamentação da componente estrutural.

2. GERAÇÃO DO MODELO DE ESTRUTURAS

Sobre um caso de estudo, um edifício de 8 pisos, identificado através de desenhos traçados em sistema computacional tradicional, foi desenvolvido um modelo estrutural com o recurso a uma ferramenta de base BIM, o *Revit* da *Autodesk*. O processo de modelação é apoiada nas interfaces de fácil uso para um praticante de *AutoCad*, pois há semelhanças no modo de interacção com os menus e as opções incluídos nas janelas de visualização apresentadas. São evidentes as vantagens quanto ao modo de criação do modelo da estrutura e a sua manipulação, comparativamente ao procedimento com recurso a sistemas gráficos de traçado comum.

No contexto da metodologia BIM, a representação de um objecto, como por exemplo, um pilar ou uma sapata, é baseado na modelação paramétrica associada a restrições geométricas de confinamento a grelhas ou níveis e, ainda, a diverso tipo de informação: características físicas, económicas, ou aspectos relacionados com a manutenção [5]. A informação incorporada nos objectos paramétricos utilizados na modelação é relevante para a posterior obtenção de mapas de quantidades ou de desenhos técnicos, a considerar na documentação a anexar ao projecto de estruturas.

No processo de modelação foi utilizado o *template* estrutural, de forma a incluir os materiais necessários (betão e aço), as unidades de projecto adequadas e os objectos paramétricos representativos dos elementos estruturais requeridos. Como auxílio à concepção da solução estrutural é requerida a definição de uma grelha, ao nível do piso, e do valor da cota de cada um dos pisos a considerar. São criados os objectos paramétricos dos pilares e, ainda, das paredes estruturais. Os materiais a considerar são o betão C30/37, aplicado *in-situ*, e o aço A500NR.

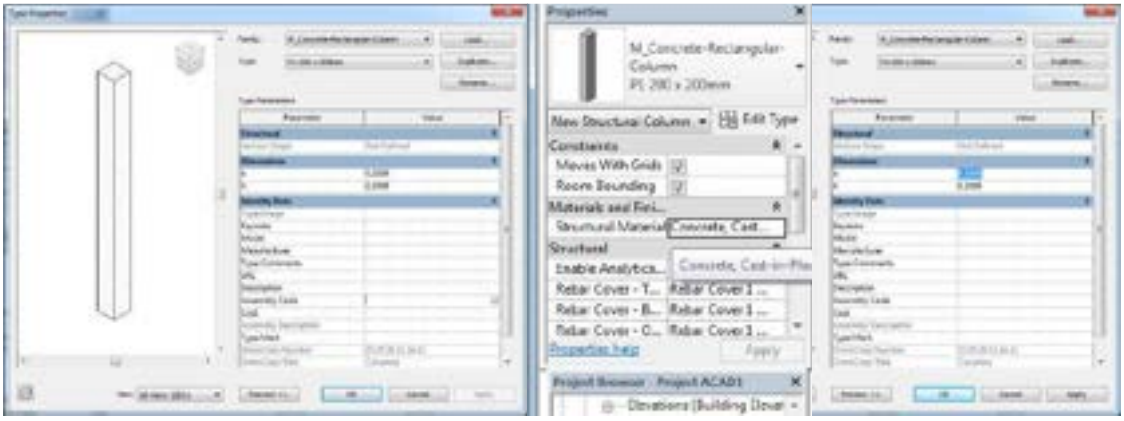


Figura 1 – Criação do objecto paramétrico representativo de um pilar [6].

A inserção de pilares e paredes estruturais é efectuada, sobre a grelha representada numa vista em planta (Figura 2). O modelo criado é tridimensional (Figura 2). O *Revit* idealiza os componentes

estruturais modelados como elementos analíticos: barra, os pilares e vigas, e como elementos tipo *shell* a paredes e lajes (Figura 2).

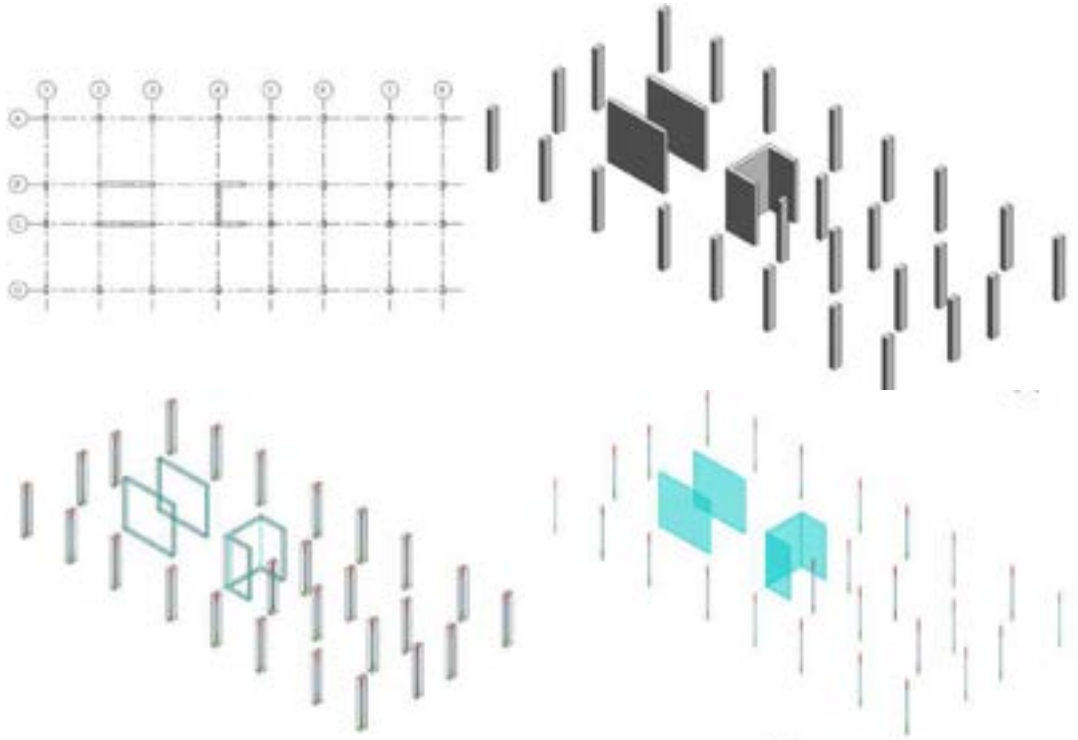


Figura 2 – Modelação de pilares e de paredes e modelo analítico [4].

De seguida são modeladas as vigas e, posteriormente, as lajes. Nesta fase do processo de modelação deve ser analisada a relação de sobreposição entre os elementos verticais e as vigas. Assim, e para posterior obtenção do mapa de quantidades relativa ao volume de betão da estrutura, importa conhecer como, o programa em uso, interpreta as intersecções entre os elementos modelados pilar e viga (Figura 3).

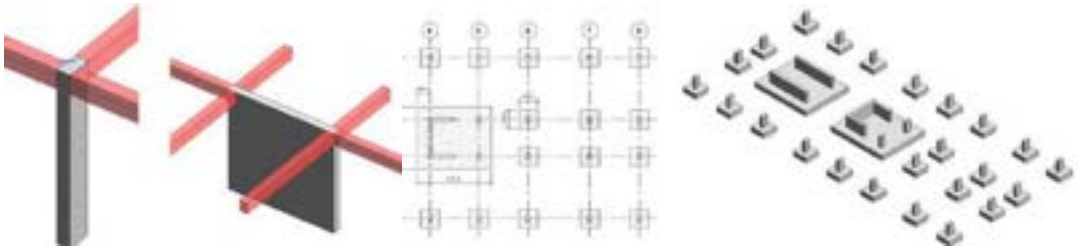


Figura 3 – Intersecção entre elementos verticais e vigas e modelação de sapatas.

Os restantes níveis do modelo estrutural, do edifício de 8 pisos, foram criados de um modo idêntico. A configuração geométrica do modelo da estrutura está completo, podendo, de seguida, ser manipulado para efeitos de análise estrutural (Figura 4).

A análise estrutural de um edifício é realizada com o recurso a programas computacionais, apoiando o estabelecimento de soluções e o seu pré-dimensionamento e cálculo. Nos gabinetes de projecto são preferentemente utilizados os programas *SAP2000* da *CSI* [7] e *Robot Structural Analysis* da *Autodesk* [8].

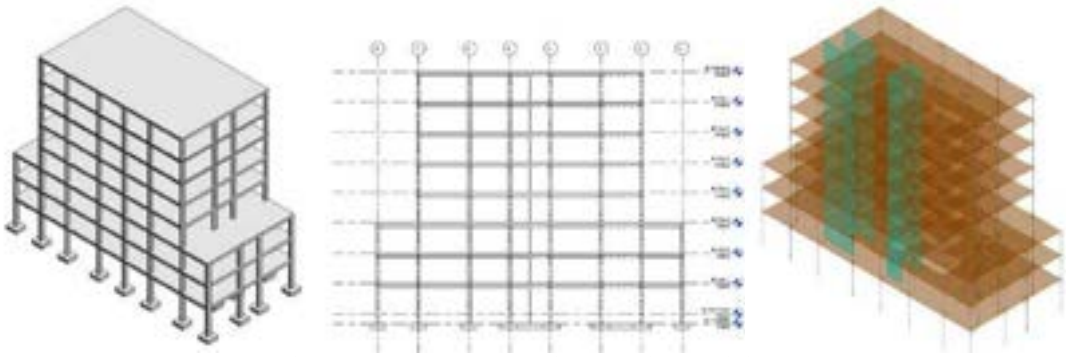


Figura 4 – Modelo geométrico e modelo analítico.

3. TRANSFERÊNCIA DE INFORMAÇÃO

A análise da capacidade de transferência da informação entre a ferramenta BIM e um programa de cálculo estrutural é apresentada de forma a poder evidenciar o nível de eficiência e de correcção do modelo analítico transposto na operação [9]. O nível de produção de um projecto encontra-se relacionado com a capacidade de troca de informação permitida entre as várias etapas. Os diversos intervenientes trabalham sobre o mesmo modelo ou recorrem a ferramentas comerciais de base BIM que terão, para o efeito, que admitir algum grau de interoperabilidade entre sistemas. Assim, um dos objectivos do trabalho é entender como ocorre a troca de informação entre o *software* de modelação e o *software* de cálculo estrutural. Esta transferência é referida como não estando, ainda, isenta de falhas, principalmente para modelos de estrutura complexa.

O *Revit* permite definir as acções requeridas para efeitos do dimensionamento estrutural [4]. As acções a aplicar sobre a estrutura são de carácter permanente e variável: o peso próprio é obtido automaticamente dos objectos paramétricos com base na sua geometria e peso volúmico considerando o tipo de material; as restantes cargas permanentes, *qG*, são estabelecidas e também aplicadas; as acções variáveis, *qQ*, são definidas com valor distinto para o piso corrente e o terraço. Após a aplicação das cargas, considera-se que a estrutura se encontra correctamente modelada, e realiza-se a transferência do modelo analítico para o *Robot*.

3.1 Transposição *Revit/Robot*

Após a validação do modelo analítico, procede-se à exportação do modelo *Revit* analítico através da integração com o *Robot Structural Analysis Extension*, tendo em conta a definição de opções tomadas: o tipo de carga, os casos de carga e o peso próprio; os graus de liberdade da barra de elementos; os materiais utilizados. No processo de transferência do modelo *Revit* para o sistema de cálculo interessa inicialmente identificar no *Robot* eventuais incorrecções de inconsistência geométrica ou de eliminação de elementos, condições de apoio ou de acções. Realizando uma verificação inicial sobre o modelo do caso de estudo, a ferramenta de cálculo apresenta avisos de erro, associados à existência de elementos barra com comprimento nulo e de pontos isolados no modelo. Procede-se à eliminação directa desses elementos, sobre o modelo transferido, de forma a este não apresenta erros nem situações de possíveis incompatibilidades (Figura 5).

Posteriormente, são verificadas as combinações de carga (incluído ainda a acção sísmica), a rigidez da barra de elementos e as malhas de elementos finitos, e são determinadas os esforços na estrutura. Ainda, no *Robot*, é efectuado o cálculo da área de armadura necessária por elemento estrutural e definida a correspondente pormenorização de armaduras em cada elemento estrutural (Figura 5).

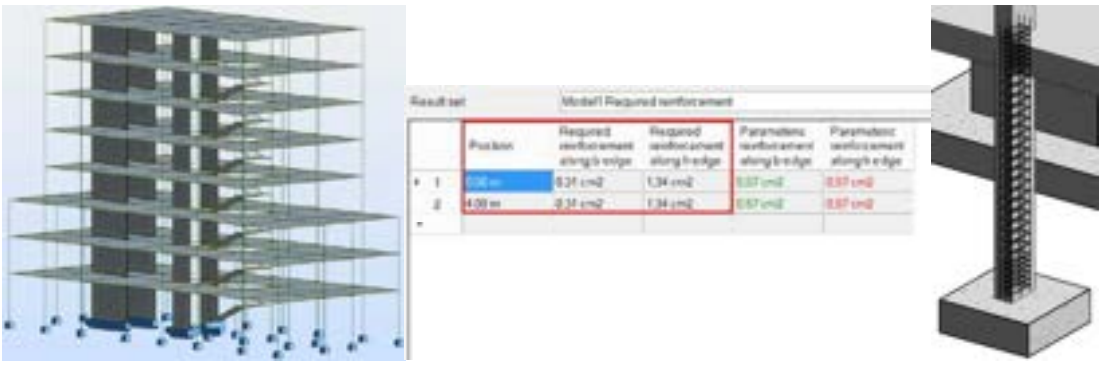


Figura 5 – Modelo analítico e armadura requerida num pilar no Robot.

Alguns dos desenhos de pormenorização criados no *Robot*, não cumprem os requisitos usuais requeridos num desenho corrente de detalhe de armaduras [10]. Assim, os desenhos foram de seguida exportados para a aplicação o *AutoCAD Structural Detailling* (ASD), e foram efectuadas as correcções necessárias. Neste processo verificou-se que a inclusão da aplicação *ASD* no fluxo de dados entre os sistemas *Revit* e *Robot*, contribuiu para uma melhoria na qualidade global de informação gráfica. No entanto, interrompe o fluxo bidimensional BIM pretendido, pois há uma complementaridade de desenho tradicional *CAD*.

3.2 Transposição *Robot/Revit*

Posteriormente, analisou-se o fluxo de informação entre o *Robot* e o *Revit*. A geometria alterada no *Robot* não é transferida de um modo capaz para o *Revit*, devendo as alterações necessárias ser rectificadas no *Revit*. Há assim alguma duplicação de trabalho. É também analisado processo de transferência da informação referente às armaduras para o modelo *Revit*. Neste caso, apenas as armaduras dos elementos viga e pilar são transpostos com sucesso. Verifica-se que em relação aos restantes elementos ou não ocorre a transposição de informação ou esta acontece com erros. O nível de correcção do fluxo de informação do *Revit* para o *Robot* é satisfatório, mas o inverso é ainda muito limitado, no entanto o volume de informação que é transferido é significativo:

- Assim a correcção e a adição da pormenorização em falta pode ser efectuada no *Revit*, com base nos resultados do cálculo estrutural elaborado no *Robot*;
- Para a definição e pormenorização de armadura a *Autodesk* dispõe, actualmente, de aplicações acedidas directamente a partir da interface do *Revit*, nomedamente, *Advance Concrete* e *Reinforcement*;
- Para a colocação da armadura da sapata ilustrada Figura 6 é utilizado o comando *Reinforcement*, incluído no separador *Revit Extensions*. São definidos varões de diâmetro distinto por direcção ortogonal e indicado o espaçamento entre varões, recobrimentos e o método de amarração de armaduras (gancho);

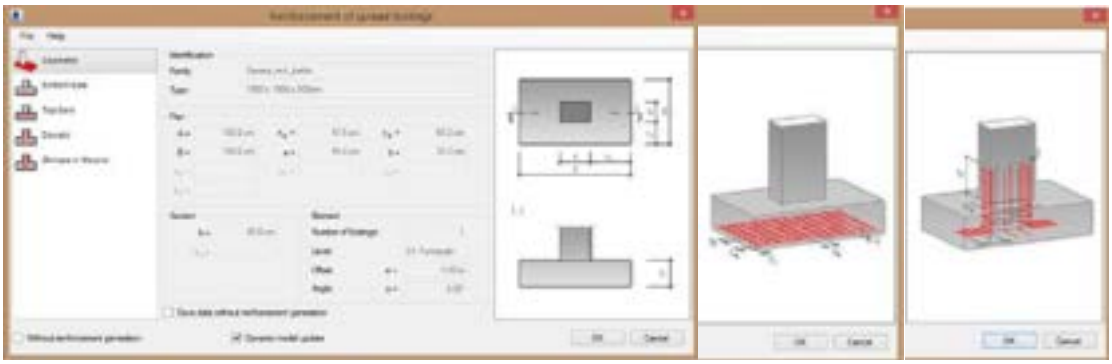


Figura 6 – Pormenorização de armaduras em sapata [4].

- Para a pormenorizar de armaduras em lajes, o *Revit Extensions* possibilita a inserção de uma malha de armadura, assim como o seu reforço de canto e junto a aberturas. São indicados o diâmetro do varão e o espaçamento, a considerar para cada uma das faces, superior e inferior, e a área onde se pretende inserir a armadura (Figura 7). O *Revit* ajusta a colocação de armaduras de forma a obter uma solução próxima do limite imposto pelo utilizador.

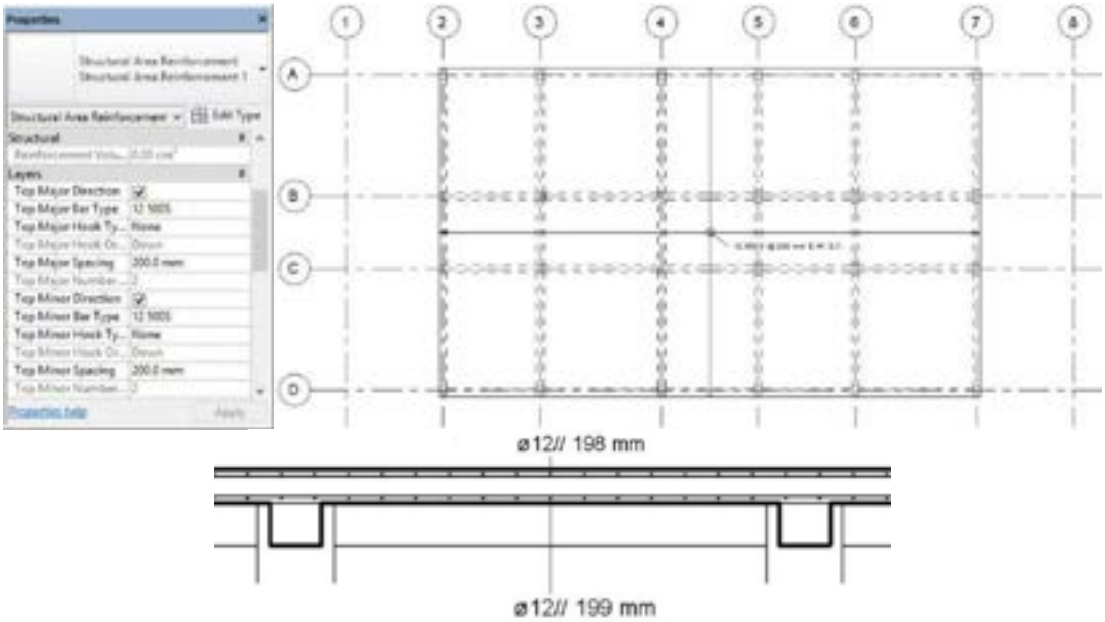


Figura 7 – Pormenorização de armaduras em laje e detalhe de representação em corte [4].

4. EXTRACÇÃO DE INFORMAÇÃO

Uma das vantagens da metodologia BIM é a capacidade de se poder extrair diverso tipo de informação do modelo. O modelo BIM de estruturas criado no *Revit* e complementado com a informação obtida do cálculo estrutural efectuado, permite que se proceda à extracção de dados do modelo para a obtenção de mapas de quantidade de volume de betão, de área de cofragem e de comprimentos de armaduras por tipo de diâmetro.

4.1 Obtenção de mapas de quantidades

O *Revit* permite a geração de tabelas dinâmicas, em que as alterações efectuadas no modelo têm repercussão imediata nas tabelas. Para a obtenção do mapa de quantidades referente ao volume de betão deve ser seleccionando o comando *Schedules* e indicado o tipo de elemento a considerar. A organização do mapa de quantidades é estabelecida através da selecção dos campos relativos a valores ou designações, que se pretendem incluir: família e tipo; material estrutural; nível do piso e volume. O programa permite realizar diverso tipo de formatação e de selecção de itens a serem visualizados através de filtros e agrupamentos, possibilitando ainda a obtenção da área de cofragem (Tabela 1).

4.2 Apresentação de peças desenhadas

Finalmente, o modelo BIM de estruturas permite a apresentação das peças desenhadas organizadas em folhas. Para a criação de uma folha é seleccionada a opção *Sheet*, no painel *Sheet Composition*, no separador *View*, e escolhido um tipo de folha (formato e legenda). No *Revit* a escala de representação é associada a cada vista. Para a composição de cada folha de desenho, é necessário ter a folha "activa" e "arrastar" as vistas que se pretendem incluir para o plano de trabalho, ficando cada projecção representada com a escala definida na respectiva vista (Figuras 8 e 9).

Tabela 1: Tabelas de volume de betão e de área de cofragem dos pilares [4].

Família e Tipo	Material estrutural	Nível da Base	Volume [m³]
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	Betão C30/37	01. Fundação	16,30
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	Betão C30/37	03. Piso 1	12,01
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	Betão C30/37	04. Piso 2	12,01
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	Betão C30/37	05. Piso 3	8,32
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	Betão C30/37	06. Piso 4	6,80
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	Betão C30/37	07. Piso 5	6,80
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	Betão C30/37	08. Piso 6	6,80
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	Betão C30/37	09. Piso 7	6,80
		Sub-Total	75,86

Família e Tipo	Quantidade	Nível da Base	Inferior [m²]	Lateral [m²]
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	26	01. Fundação	0	161,96
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	26	03. Piso 1	0	117,76
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	26	04. Piso 2	0	117,76
Pilar_rect_betão: 300 x 550mm	18	05. Piso 3	0	81,63
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	18	06. Piso 4	0	71,55
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	18	07. Piso 5	0	71,55
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	18	08. Piso 6	0	71,55
Pilar_rect_betão: 300 x 450mm	18	09. Piso 7	0	71,55
		Total	0	765,31

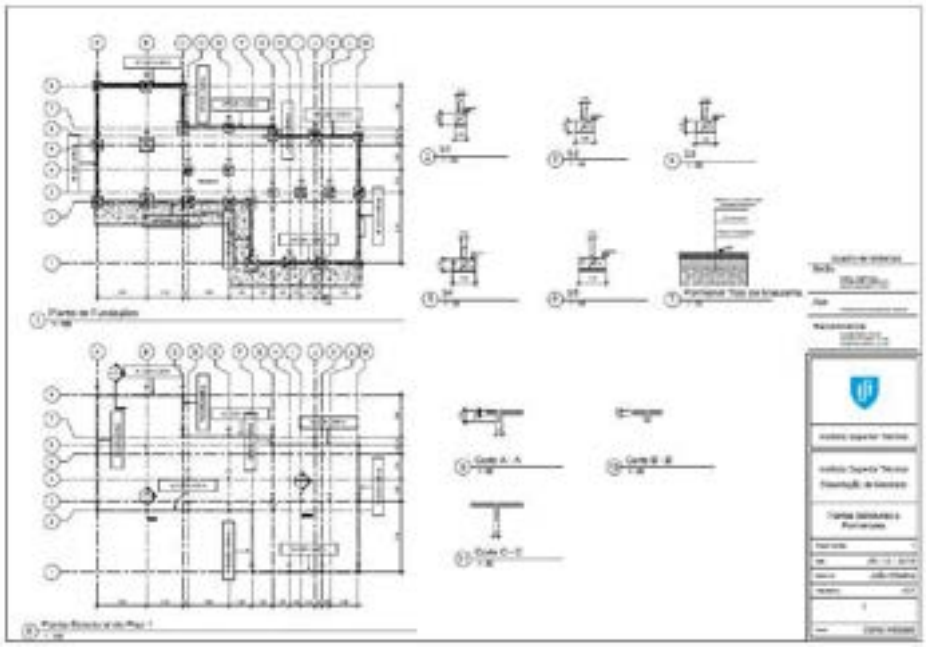


Figura 8 – Folhas de desenho do projecto de estruturas (plantas) [11].

Os desenhos técnicos devem ser obtidos sempre a partir do modelo BIM actualizado e verificado, para que o conjunto de desenhos a estabelecer sejam correctos, sem que apresentem incoerência de representação entre si [11]. Cada desenho, criado segundo a organização pretendida, constitui uma tela activa pois todas as alterações efectuadas sobre o modelo BIM, são automaticamente actualizadas nas representações de cada vista incluída no desenho. A capacidade de manter as folhas de desenho sempre actualizadas é uma das grandes vantagens da metodologia BIM, em relação ao desenho realizado em *AutoCad*, pois deste modo não há lugar a incoerências nos desenhos da documentação gráfica do projecto.

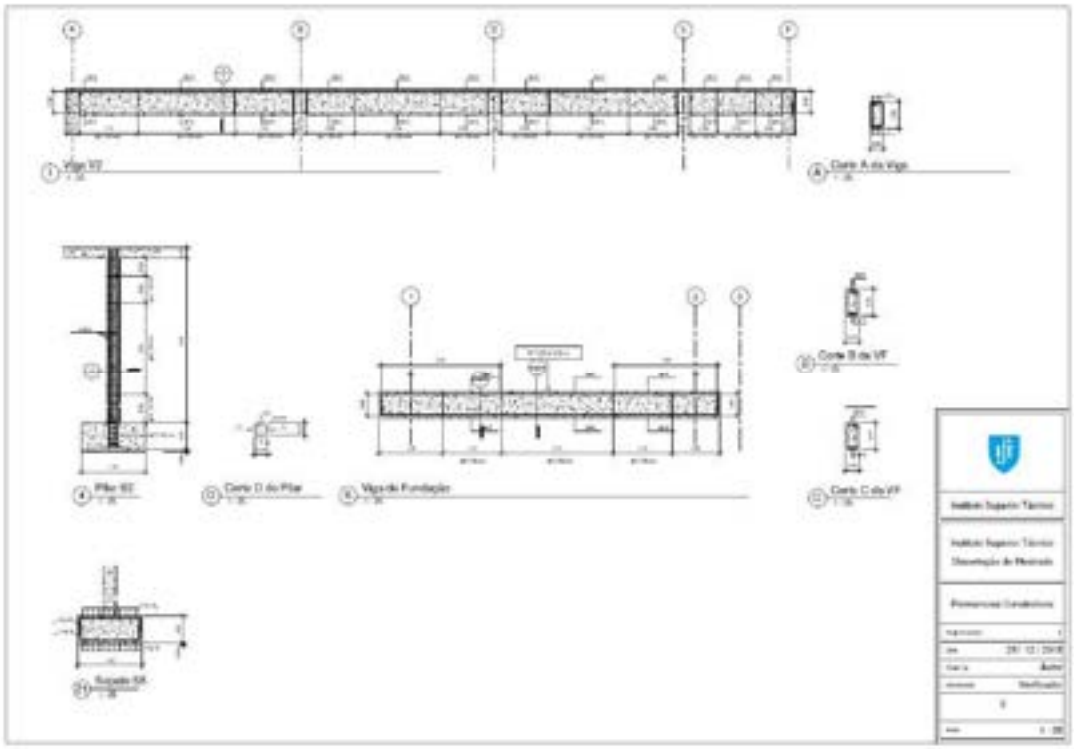


Figura 9 – Folhas de desenho do projecto de estruturas (pormenorização) [11].

5. CONCLUSÕES

A metodologia *Building Information Modelling* (BIM) é apoiada num elevado nível de interoperabilidade dos sistemas de base BIM utilizados na elaboração de um projecto de um edifício. O modelo de estruturas, elaborado num *software* de modelação BIM, deve poder ser transposto para um programa de dimensionamento estrutural, com a garantia de correcção da informação no processo de transferência entre os sistemas.

O estudo apresenta a aplicabilidade da metodologia num projecto de estruturas, apoiado no desenvolvimento de fases sequenciais distintas: geração do modelo estrutural; preparação do modelo analítico para o cálculo estrutural; pormenorização de armaduras; obtenção de mapas de quantidades e peças desenhadas. No texto, são: descritos os modos de operação por recurso a sistema de base BIM (*Revit* e *Robot*) complementados com *Revit Extensions*; referidas as principais vantagens na extracção de informação do modelo (mapas de quantidades e desenhos); apontadas algumas das limitações encontradas (deficiente transferência de informação no sentido *Robot*/*Revit*). A aplicação *Revit Extensions* é satisfatória quanto aos resultados alcançados mas não é muito intuitiva e requer algum trabalho. No entanto, permite a geração de um modelo de estruturas completo contendo toda a informação geométrica relativa a todos os elementos modelados (classificados por tipo, material, piso) e a relacionada com a pormenorização de armaduras estabelecida no cálculo estrutural. Deste modo, o modelo BIM, rico em informação, tem a capacidade de fornecer os dados necessários para a obtenção de tabelas de quantidades e de peças desenhadas.

Embora a metodologia BIM tenha vindo a ganhar uma grande aceitação junto da comunidade da indústria da Construção, verifica-se alguma resistência na implementação da metodologia nos gabinetes de projecto de estruturas, pois como o estudo aponta subsiste algum grau de ineficiência ao nível da interoperabilidade, o que justifica a dificuldade de divulgação neste sector. Contudo a

evolução tecnológica está em permanente desenvolvimento, e a investigação no sentido de uma melhor compatibilidade entre as aplicações de modelação e de cálculo, devem conduzir a um nível mais satisfatório de utilização em ambiente BIM. Apesar de existirem algumas dificuldades inerentes à sequencialidade do processo de modelação/cálculo/pormenorização, a implementação da metodologia BIM no projecto de estruturas deve ser incentivada nos gabinetes de engenharia. Nesse sentido, a formação de novos engenheiros deve incluir esta componente.

REFERÊNCIAS

[1] Azhar, S.; Hein, M.; Sketo, B. (2008). Building information modeling (BIM): benefits, risks and challenges, http://ascpro.ascweb.org/chair/paper/CPGT182002008.pdf 2008.

[2] Eadie, R.; Browne, M.; Odeyinka, H.; McKeown, C.; McNiff, S. (2013). BIM implementation throughout the UK construction project lifecycle: An analysis, Automation in Construction 36 (2013) 145–151. http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2013.09.001

[3] Chen, L. J.; Luo, H. (2014). A BIM-based construction quality management model and its applications, Automation in Construction 46 (2014) 64–73 http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2014.05.009

[4] Novais, J. N. (2015). Análise da implementação do modelo BIM no projecto de estruturas, Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2015.

[5] Sampaio, A. Z. (2017). Conceito BIM e multiutilização: modelos nD/BIM, ICEUBI2017 - International Congress on Engineering, Covilhã, Portugal, 5 - 7 December 2017, ISBN 978-989-405-8, ISSN 2183-9891, ID: 25, http://iceubi.ubi.pt/

[6] Sampaio, A. Z. (2016). Modelo BIM de estruturas: solução estrutural, geração do modelo, obtenção de cortes e quantificação de material, Texto didáctico da unidade curricular Desenho Assistido por Computador, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Portugal, 2016, https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/disciplinas/DAC3645111326/2017-2018/2-semestre/apontamentos-dac.

[7] SAP2000 https://www.csiamerica.com/products/sap2000

[8] Robot Structural Analysis https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview

[9] Serra, P. (2015). Análise da implementação de processos BIM aplicados ao projecto de estruturas. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2015.

[10] Sampaio, A. Z.; Azevedo, V. (2016). Geração e análise do modelo de estruturas BIM, BE2016, Encontro Nacional de Betão Estrutural, ID:3, 9pgs, Coimbra, Portugal, 2016, http://be2016.dec.uc.pt/

[11] Oliveira, J. P. (2016). Gestão do modelo BIM no âmbito do projecto de estruturas. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Estado de Arte sobre a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) das Estruturas de Concreto Armado





Ricardo Couceiro Bento[1]

João Adriano Rossignolo[2]

RESUMO

A Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) aplicada à construção civil é considerada como uma metodologia confiável para a avaliação do desempenho ambiental das edificações e neste trabalho uma revisão de diversas pesquisas sobre a ACV de estruturas efetuadas no mundo é então apresentada. Os estudos analisados contemplam diversas comparações entre as estruturas de concreto e também destas estruturas com as de outros materiais (por exemplo, aço e madeira), usos diferenciados (residencial, comercial, educacional), concretos com resistências à compressão diferentes, peças diversas (lajes, pisos, vigas, etc.) e a produção do concreto para as estruturas. Ao final, é apresentada a experiência dos autores por meio de um estudo de caso onde foram utilizadas três metodologias diferentes e as conclusões obtidas.

Palavras-chave: Avaliação do Ciclo de Vida, Sustentabilidade, Gestão Ambiental, Estrutura de Concreto Armado.

1. INTRODUÇÃO

A estrutura de suporte de carga dos edifícios tem sido um dos subsistemas menos investigados e com estudos menos aprofundados em termos de compatibilidade ambiental. Apesar da relação próxima com os elementos que não efetuam função estrutural, a estrutura de suporte de cargas é a única parte que não pode ser substituída ou modificada durante a vida da edificação, ou somente uma pequena porcentagem. Ao contrário, uma renovação global de edifícios com idade menor que 50 anos frequentemente envolve a completa remoção de todos os componentes não estruturais, mantendo-se apenas a estrutura de suporte, a qual resultará, após o processo estar completo, na estrutura do novo edifício [1].

[1]Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Dep. de Arquitetura e Urbanismo, Brasil. bento@pucpcaldas.br
[2] Universidade de São Paulo, Dep. de Eng. de Biossistemas, Brasil, rossignolo@usp.br

1.1 A Avaliação do Ciclo de Vida (ACV)

A Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) é uma metodologia que possibilita a análise ambiental desde a extração dos recursos naturais ao descarte final de um produto, processo ou atividade [2] [3]. É um procedimento sistemático para mensurar e avaliar os impactos que um produto ou material causa no meio ambiente e sobre a saúde humana [4].
Constituindo-se em uma técnica de gestão ambiental, a ACV visa mensurar os aspectos ambientais e impactos potenciais de um produto, serviço ou de um sistema, desde a aquisição de suas matérias primas até a sua disposição final, uma vez descartado.

Este tipo de análise permite que sejam investigadas mais a fundo as oportunidades que existem para a redução do impacto de um projeto sobre o meio ambiente. Também permite que se pense os compromissos inerentes às decisões de projeto e se documente o processo de pensamento crítico que direciona essas decisões. A ACV é essencial para se decobrir as oportunidades potenciais para a redução do impacto ambiental. É também um meio para demonstrar às partes interessadas no projeto quais são os custos ambientais gerados durante o tempo de vida da tecnologia. Uma vez que estes custos estão expostos, eles podem ser discutidos com as partes interessadas no processo de planejamento e desenvolvimento [5].

A ACV é hoje normalizada por um conjunto de normas da série ISO 14040. No Brasil, a NBR ISO 14040 estabelece os princípios e estrutura [6], a NBR ISO 14044 [7] determina os requisitos e orientações. No plano internacional, além das normas citadas, são acrescentadas a ISO/TR 14047 [8], que apresenta exemplos de aplicação, a ISO/TS 14048 [9], que considera o formato de apresentação de dados, e, finalmente, a ISO/TR 14049 [10], que fornece exemplos de aplicação especificamente à definição de objetivos [11].

1.2 Avaliação do Ciclo de Vida das estruturas de concreto armado

A Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) é unanimemente considerada como uma metodologia confiável para a avaliação do desempenho ambiental das edificações [12]. O procedimento está sendo usado pelo setor da construção desde 1990 e é uma ferramenta importante para a avaliação de edificações [13].

Nas estruturas construídas com concreto, a produção de seus materiais constituintes, especialmente a produção de cimento, o alto impacto ambiental é devido ao consumo intensivo de energia e a grande emissão de CO_2 [14]. A ACV do concreto e suas matérias primas continuam sendo uma pesquisa limitada apesar da expansão do número de estudos nos anos recentes. Os impactos ambientais do ciclo de vida de outros materiais além do cimento Portland, como adições e o consumo de água, são raramente incluídos nas publicações sobre ACV da produção do concreto. Além disso, investigações das emissões tóxicas ao ar são necessárias, além de abrangente cadeia de fornecedores de gases de efeito estufa e critérios de emissões de poluentes atmosféricos [15] [16].

Os métodos e modelos de avaliação devem considerar o ciclo de vida de um elemento de concreto, e/ ou da estrutura de concreto completa, sendo preferível e benéfico todo o ciclo de vida, conforme esquema da fig. 1 [17].



Figura 1: Ciclo de vida da estrutura de concreto (tradução nossa) [17]

2. REVISÃO DE PESQUISAS SOBRA ACV DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E OUTROS MATERIAIS

Face ao panorama descrito no item um, uma revisão de diversos estudos de ACV foi efetuada. Os estudos analisados contemplam diversas comparações entre as estruturas de concreto e também destas estruturas com as de outros materiais (por exemplo, aço e madeira), usos diferenciados (residencial, comercial, educacional), concretos com resistências à compressão diferentes, peças diversas (lajes, pisos, vigas, etc.) e diferenças na produção do concreto.

Em uma pesquisa realizada por Yang [18] foram comparados tipos de sistemas estruturais para edificações comerciais, educacionais e hospitalares, resultando em vinte soluções estruturais diferentes. Os resultados foram utilizados para a avaliação do carbono incorporado, energia e geração de resíduos As conclusões são que a estrutura, inclusive as fundações, representa 50% ou mais do total de CO_2 incorporado, o mesmo autor também não observou uma vantagem clara das estruturas de aço sobre as de concreto armado e vice-versa.

Em uma investigação no contexto italiano [1] de uma estrutura de edifício residencial de 4 andares com 3 materiais diferentes, concreto armado com alvenaria, steel frame e paredes leves de dry wall e estrutura de madeira laminada, é contemplada a energia e carbono incorporados. Também é realizada uma análise com agregados reciclados. São avaliadas as fases de produção e construção, uso e consumo de aquecimento, resfriamento e ventilação. Quanto à energia, conclui que a estrutura em steel frame tem um consumo de 136% maior em relação à de concreto armado e 306% em relação à de madeira. Quanto à liberação de CO_2 o steel frame apresentou valores duas vezes superiores à estrutura de concreto armado e 306% em relação à estrutura de madeira.

Na República Tcheca [19] foi efetuada uma análise ambiental de 4 pisos estruturais diferentes. A análise foi primeiramente de estruturas de pisos e não contempla vigas e estruturas de suporte. O objetivo declarado do trabalho foi demonstrar as vantagens do concreto de alto desempenho (HPC). Foram avaliadas 4 tipos diferentes de lajes projetadas com 3 diferentes classes de concreto: o concreto C30/C37, HPC 105 e HPC 140. O impacto ambiental da fase de construção, em comparação as fases de utilização e fim de vida, teve uma influência dominante no impacto ambiental, representando de 80 a 95% do total.

Em outra pesquisa realizada por Kawai [20], foi efetuada uma comparação entre estruturas de contenção de uma estrada, composta por blocos de concreto pré-fabricados preenchidos com solo (considerada uma alternativa no trabalho) e outra convencional de concreto armado, de 8 metros de altura por 120 metros de extensão. Foi avaliada apenas a emissão de CO_2 para a unidade funcional de 1m³ tendo sido obtida uma redução de 34% com a estrutura chamada alternativa em relação à convencional.

Em um estudo no contexto francês referente a estrutura de concreto de pontes [21] o problema estudado foi fundamentado partindo-se da lógica que, aumentando-se a resistência mecânica do concreto, obtêm-se um aumento no impacto ambiental por m³ do concreto produzido pelo aumento da quantidade de cimento consumido. Entretanto, a quantidade de concreto necessária pode ser diminuída por meio da redução dos elementos estruturais. O estudo avaliou as consequências ambientais no uso de concreto de alto desempenho (CAD) em comparação ao concreto convencional. O impacto na fase de construção foi verificado como mais significativo e ocorreu principalmente por conta da energia utilizada pelos equipamentos no local de trabalho.

Em Hong Kong [22] foi avaliado o efeito decorrente da substituição de dados locais por dados estrangeiros na produção de concreto. Os resultados indicaram que uma alteração em apenas um dos dados referentes à eletricidade resultou em um aumento de até 20% no potencial de impacto. As alterações na ACV do concreto são devidas principalmente as contribuições devido ao consumo de cimento e ao transporte.

Na Coréia, outro estudo [23] propôs um plano para a análise da energia consumida e as emissões de CO_2 no ciclo de vida de edifícios para a avaliação do desempenho ambiental com a utilização de concretos de alta resistência. Também foi proposta a utilização de 20% de escória de alto forno na composição do cimento para a redução das emissões de CO_2. Por meio da análise dos resultados, verificaram-se as reduções no consumo de energia e emissões de CO_2, estas atribuídas à redução no consumo de concreto e quantidade de aço em consequência da diminuição das seções transversais das peças verticais com a aplicação de concreto de alta resistência.

Ainda na Coréia, outro trabalho [24] propôs um método de ACV das emissões de CO_2, utilizando-se de um banco de dados fornecidos pelo Ministério do Meio Ambiente daquele país, baseado na tensão de compressão do concreto. As conclusões obtidas foram que as emissões de CO_2 no ciclo de vida aumentaram linearmente com o aumento da tensão de compressão do concreto. Em idênticas tensões de compressão, a produção do concreto no inverno apresentou resultados 5% maiores nas emissões de CO_2, quando comparados as demais estações. O motivo é que no inverno ocorre um aumento no teor de cimento na mistura do concreto dada a dificuldade na cura durante a estação fria. A quantidade de CO_2 emitido pelo concreto com adições pozolânicas (entre 10% e 30%) foi reduzida em 47% quando comparado ao concreto sem adições.

Na Itália, em outra investigação [25] foram considerados pavimentos com sistema steel deck, lajes maciças de concreto armado, lajes de concreto com sistema leve tipo *bubbledeck*, lajes pré-fabricadas com elementos de enchimento leve em EPS, lajes com alvéolos vazios e lajes com elementos leves de enchimento de polipropileno. Foi observado que a redução da carga permanente dos pavimentos não implica necessariamente na redução da energia incorporada de todo o edifício.

Em um estudo português [26] de um pórtico constituído por 4 pilares e de uma viga e 4 vãos de um edifício localizado na cidade de Guimarães em Portugal, por meio da ACV da estrutura de concreto armado e estrutura metálica se avaliaram os impactos ambientais paralelamente. Abordou-se o parâmetro μ (porcentagem de aço) nas estruturas de concreto armado, tentando se estabelecer o valor que conduzisse às estruturas mais favoráveis em termos ambientais. A conclusão deste estudo foi que e termos ambientais e para as seções estudadas, quanto maior foi a porcentagem de aço utilizada, menores foram os impactos causados.

Em mais um trabalho em Portugal [27] foi efetuada a consideração do CO_2 incorporado nos materiais. Quanto às limitações e dificuldades, verificou-se que é necessário um conhecimento prévio de uma grande quantidade de dados necessários para a avaliação, sendo que quanto maior for o nível de detalhamento do edifício, maior a dificuldade para obterem-se dados e a análise.

No Brasil [28] foi efetuado um levantamento à partir de médias aproximadas das quantidades de CO_2 gerados pela produção dos diversos materiais de construção e foi aplicado a um edifício residencial com 14 pavimentos. Foi considerado o CO_2 gerado pela queima de combustíveis na produção e a liberação devido à decomposição química da matéria-prima. Não foram avaliadas outras origens do CO_2. Analisando-se os resultados, verifica-se a importância relativa de cada material onde o concreto correspondeu a 16,1% e o aço a 11,1% do total de emissões dos materiais analisados (concreto, aço dos vergalhões, cal, tijolos, telhas, cerâmicas, alumínio e vidro).

Em mais um trabalho brasileiro [29] adotaram como unidade funcional o elemento estrutural de um pilar, este em concreto armado ou perfil de aço laminado. Como conclusões, o pilar em aço resultou em uma contribuição maior no impacto ambiental do que o de concreto armado e também se conclui que a utilização de bancos de dados estrangeiros, no que se refere às etapas avaliadas pode trazer incoerências.

Ainda no Brasil [30]. estudos de avaliação do ciclo de vida de concretos com CPI S-32, CPII E-32 e CPIII 32 e com as classes de resistência à compressão, variando de 25 a 60 MPa. Foram efetuados. A unidade funcional adotada foi de um pilar ou viga hipotético de concreto armado. Como resultados, constatou-se que o uso da escória granulada de alto-forno em substituição parcial ao clínquer contribuiu significativamente para a minimização de vários aspectos ambientais associados ao concreto.

Em mais uma abordagem no contexto brasileiro [31] foi adotado como unidade funcional um pilar hipotético com variação das classes de resistência do concreto de 20 MPa a 50 MPa. No trabalho foram considerados apenas os impactos ambientais da areia natural, da pedra britada, e do cimento CP IV-32. Não foram considerados os impactos do consumo de aço, madeira, aditivos e do coprocessamento do cimento. Os inventários das emissões foram convertidos em gás carbônico equivalente (CO_2e). O aumento nas classes de resistência propiciou a redução na seção das peças, diminuindo o impacto ambiental, os custos e a utilização de matéria prima.

Na Espanha uma pesquisa [32] propõe uma equação ambiental do CO_2 incorporado para a análise de estruturas de edifícios e uma segunda equação para consideração do custo da estrutura [33]. A metodologia foi aplicada para 6 edifícios típicos de até 8 andares. O estudo conduz a conclusão de que o CO_2 incorporado e as metas de custos andam juntos no contexto das estruturas do estudo.

Uma interessante discussão foi efetuada por meio da revisão de trabalhos sobre a importância da consideração das fases de uso e fim de vida no ciclo de vida do concreto quanto à emissão de gases do efeito estufa [34]. Nessa revisão é efetuado um debate considerável sobre o tratamento dado às emissões geradas pelas fases de uso e final de vida de produtos e se o os resultados das fases deveriam ser incluídos ou não. Na mesma revisão os autores destacam que o impacto da fase de demolição e remoção de detritos tem relativo baixo impacto comparado à construção ou uso [35]. Paralelamente no trabalho [36] conclui-se que a fase de fim de vida contribuiu minimamente no valor total dos resultados.
Estes estudos argumentam que a exclusão da fase de fim de vida no quantitativo final é adequada se o concreto for demolido e transportado para aterros. Entretanto tais colocações não levam em conta a recarbonatação do concreto. Uma vez que o concreto foi moído, triturado e estocado no aterro, uma reabsorção de 75% de CO_2, pode ser levada em conta porque muito mais superfície ficará exposta à atmosfera [37]. Por exemplo aproximadamente 75% de produtos de concreto pré-fabricados carbonatam dentro de 5 anos depois de demolidos e esta carbonatação, combinada com a carbonatação na fase de uso, podem proporcionar 25% de redução do CO_2 emitido no processo de [38].

Em 2011 foi efetuada uma extensa ACV pelo Massachusetts Institute of Technology – MIT no contexto norte-americano apresentando metodologias para a avaliação do ciclo de vida e uma avaliação limitada do custo do ciclo de vida, das emissões de CO_2 e de edifícios que incorporam concreto em sua estrutura ou sistemas de vedação [39]. Foram comparadas seis tipologias construtivas e estruturais. Algumas das conclusões do trabalho foram que em geral, edifícios residenciais em concreto possuem potencial de aquecimento global incorporado em maior quantidade do que a alternativa em madeira, enquanto os edifícios comerciais em concreto são equivalentes à alternativa em aço,. Ao longo do ciclo de vida, na fase de uso, o potencial de aquecimento global incorporado inferior supera o inicialmente igual ou maior para edifícios de concreto. Isto resulta em um ciclo de vida total do potencial de aquecimento global incorporado menor do que os modelos em aço ou madeira.

Em outro estudo nos Estados Unidos da América [40] foi avaliado o papel da variação das proporções dos materiais, aspectos geométricos e a idade, como fatores de projeto visando a redução no potencial de aquecimento global para o concreto estrutural. Os resultados demonstraram que o potencial de aquecimento global pode ser reduzido com o uso de misturas de concreto alternativas que requerem menos cimento e podem ser obtidas se as idades de projeto forem mais elevadas.

No Reino Unido um estudo [41]. com traços de concreto variando-se com 3 diferentes tipos de cimento, CEM I (100% cimento Portland), CEM II/B-V (65% de cimento Portland e 30% de cinza volante) e CEM III/B (30% de cimento Portland e 70% de escória de alto-forno), conclui que a utilização das adições (cinzas volantes, escórias de alto-forno) no cimento utilizado nos traços de concreto contribuem muito para a redução das emissões de CO_2. Ainda verificou-se que a utilização das escórias de alto-forno promovem um maior benefício do que as cinzas volantes.

3. ESTUDO DE CASO NO BRASIL

Os autores deste artigo realizaram um estudo de abrangência inédita no Brasil [42] no qual foi confirmada a hipótese de que pode-se obter a melhoria do desempenho ambiental das estruturas de concreto armado por meio da ACV durante a fase de projeto, pela análise de diferentes classes de resistência do concreto (C25, C30, C35, C40. C45 E C50 MPa), por meio de alterações (reduções) nas dimensões dos elementos estruturais bem como do consumo dos materiais componentes da estrutura.

A unidade funcional avaliada foi um edifício residencial composto por pavimento térreo, 8 pavimentos tipo e todos os componentes, lajes vigas e pilares, em concreto armado. O cimento brasileiro utilizado em todos os traços do concreto foi o CP III 40 RS com adição de Escória de Alto Forno (a composição básica do cimento foi de 36% de clínquer, 55% de escória, 4% de gesso e 5% de calcário).

A partir da coleta de dados primários e secundários aplicados à unidade funcional, foi efetuado o Inventário do Ciclo de Vida (ICV) e após, foi possível a realização da Avaliação do Impacto do Ciclo de vida (AICV). Para isso foi efetuada a classificação dos impactos e sua posterior caracterização.

O fator de caracterização utilizado empregou o método EDIP 1997 [43]. A sigla EDIP significa Environmental Design of Industrial Products, sendo um método de AICV desenvolvido em 1996 pela Universidade Tecnológica da Dinamarca que disponibilizou o EDIP 1997. Posteriormente, o EDIP 1997 foi atualizado, sendo desenvolvida uma versão mais recente do método, o EDIP 2003. Esta versão trouxe melhorias para as categorias de impacto utilizadas por ter contemplado modelos de caracterização menos globais e mais regionalizados, com o foco para as condições da Europa [44].

O método EDIP 1997 também é um dos indicados por sua abrangência de aplicação global, visto que não existem métodos desenvolvidos para o Brasil, nem para a América do Sul [45]. Por esta razão optou-se pela adoção do EDIP 1997 como método base mais adequado às condições brasileiras que são diferentes das europeias, como condições de produção de materiais, distâncias e tipologias de transportes, etc.

Para uma avaliação mais precisa da classificação dos impactos e sua posterior caracterização fez-se o uso do programa de modelagem de ACV, o *GaBi Product Sustainability Software*. Trata-se de uma ferramenta de modelagem para complexos sistemas produtivos, desenvolvida pela organização PE International GmbH. É um software utilizado por diversas empresas multinacionais [46].

Os resultados obtidos para a uma melhor compreensão e avaliação do estudo foram convertidos em 1 m² da unidade funcional, a qual foi calculada originalmente com a estrutura completa do edifício. Os resultados das categorias de impacto e consumo de recursos naturais de cada classe de resistência são apresentados no quadro 1.

Pode ser verificado que entre as 12 categorias de potencial de impacto, 4 de consumo de recursos e uma geração de resíduos, ao todo 17 verificações, a estrutura projetada com a classe de resistência do concreto C40 apresentou os melhores resultados em 12 aspectos analisados O trabalho chegou as conclusões de que por meio da realização da ACV completa da estrutura do edifício, verifica-se que a redução das peças estruturais com o aumento da classe de resistência se mostrou vantajosa. Os resultados demonstraram que as classes C40, C45 e C50 apresentaram os melhores resultados na grande maioria dos quesitos avaliados e especificamente a C40 se apresentou como a melhor opção para a unidade funcional avaliada. Ainda foi efetuada uma avaliação de custos locais e a classe C40 apresentou o segundo melhor resultado entre as cinco analisadas, o que encoraja a sua utilização com fins de melhoria no desempenho ambiental a um custo-benefício interessante.

Quadro 1 – Categoria de impacto potencial x classe de resistência para 1m² unidade funcional – EDIP 1997

Categorias de Impacto potencial e consumo recursos naturais	C25	Classes C30	De C35	Resistência C40	C45	C50
Potencial de Acidificação [Kg SO2-Equiv.]	4,65E-01	4,72E-01	4,49E-01	4,37E-01	4,39E-01	4,42E-01
Ecotoxicidade crônica do solo [m3 solo]	1,77E+01	1,82E+01	1,73E+01	1,73E+01	1,75E+01	1,77E+01
Ecotoxicidade aguda da água [m^3 água]	8,41E+02	8,57E+2	8,16E+E2	7,88E+2	7,91E+2	7,97E+2
Ecotoxicidade crônica da água [m^3 água]	8,43E+03	8,58E+3	8,19E+3	7,90E+3	7,93E+3	8,00E+3
Potencial de aquecimento global (GWP 100 anos) [kg CO_2-Equiv]	1,17E+02	1,20E+02	1,14E+02	1,11E+02	1,12E+02	1,14E+02
Toxicidade humana ao ar [m^3 ar]	2,00E+07	2,00E+07	1,94E+07	1,94E+07	1,96E+07	1,98E+07
Toxicidade humana ao solo [m^3 solo]	1,18E+01	1,22E+01	1,15E+01	1,10E+01	1,11E+01	1,13E+01
Toxicidade humana a água [m^3 água]	6,41E+02	6,57E+02	6,26E+2	6,23E+02	6,30E+02	6,39E+02
Eutrofização [kg NO_3-Equiv.]	7,11E-01	7,22E-01	6,69E-01	6,64E-01	6,62E-01	6,67E-01
Potencial de destruição do ozônio [Kg R11-Equiv.]	2,35E-07	2,29E-07	2,21E-07	2,39E-07	2,41E-07	2,40E-07
Formação de ozônio fotoquímico (alto NOx)[kg Etano-Equiv.]	4,11E-02	4,13E-02	3,95E-02	3,90E-02	3,92E-02	3,92E-02
Formação de ozônio fotoquímico (baixo NOx) [Kg Eteno-Equiv.]	5,00E-02	4,15E-02	3,97E-02	3,94E-02	3,96E-02	3,97E-02
Recursos Energ. não renováveis (kwh)	4,25E+01	4,15E+3	3,82E+2	3,70E+2	3,70E+2	3,70E+2
Recursos Energéticos renováveis (kwh)	3,14E+1	3,18E+01	2,86E+01	2,85E+01	2,87E+01	2,89E+01
Recursos materiais não renováveis (Kg)	5,78E+02	5,71E+02	4,82E+02	4,60E+02	4,58E+02	4,62E+02
Recursos materiais renováveis (kg)	1,08E+04	1,19E+4	1,00E+4	9,71E+3	1,02E+4	1,05E+4
Geração de resíduos(kg)	6,55E+01	6,59E+1	6,34E+1	6,52E+1	6,62E+1	6,73E+1

Complementarmente de forma que a sensibilidade dos resultados do estudo fique clara para o tomador de decisão em uma realização da AICV foi adotado neste estudo uma avaliação comparativa por meio de mais dois métodos. Um dos métodos escolhidos foi o EDIP 2003, que é uma continuação da metodologia do EDIP 97 o outro foi pelo Sistema de Dados do Ciclo de Vida de Referência Internacional (ILCD) o qual publicou as Recomendações para Avaliação do Impacto do Ciclo de Vida no contexto europeu [47] e este método foi escolhido para a avaliação, dada a abrangência na definição das metodologias que teriam as categorias potenciais de impacto.

Por meio do uso das duas metodologias foram confirmados os melhores resultados na maioria das categorias de impacto da classe de resistência C40, conforme obtido pela metodologia EDIP 97, confirmando os resultados e a maioria das classificações encontradas, validando a avaliação dos potenciais de impacto entre as classes de resistência.

Uma conclusão importante no estudo foi a de que as formas em madeira foram o principal fator condicionante de grande parte dos resultados de potencial de impacto ambiental devido a importância nas distâncias da sua estração e transporte até a sua utilização, as quais em um país de dimensões continentais como o Brasil são bastante significativas. Para atingir o mercado consumidor, a madeira nativa serrada com origem da Amazônia, é transportada no Brasil pelo modal rodoviário por uma distância média de transporte, ponderada pelo volume, de 1956 km [48].

4. CONCLUSÕES

Não é adotada uma uniformidade e critério único da avaliação do ciclo de vida das construções em concreto armado. Diferentes unidades funcionais, uma vasta gama de métodos e sistemas de avaliação, tempo de vida útil variados, impactos considerados diferenciados (em geral ênfase na emissão de carbono), etc., são adotados.

A regionalização nas análises é imprescindível já que a matriz energética, as dimensões territoriais, os métodos construtivos e outras particularidades de cada país são diferentes e de elevada importância.

A utilização da ACV se mostrou de execução complexa, demanda tempo e requer profissionais especializados neste tipo de estudo para a utilização de softwares e demais conhecimentos específicos. Outro fator de agravamento na utilização da ACV é a falta de dados ou dados incompletos de inventário ainda disponíveis nos países.

A uso das adições no cimento como escórias granuladas de alto-forno e materiais pozolânicos se mostraram inequivocamente vantajosas para um melhor desempenho ambiental.

Por fim, a utilização de diferentes classes de resistência do concreto, por meio de reduções dos elementos estruturais se mostra vantajosa, ressaltando-se que a redução apresenta um limite na sua promoção devido à limitações normativas e físicas.

REFERÊNCIAS

[1] Paleari, M.; Campioli, A.; Lavagna, M. (2011). Life Cycle Assessment of building structure: Proceedings of the Final Conference Sustainability of Constructions - Towards a better built environment, Innsbruck.

[2] Soares, S. R.; Pereira, S. W. (2004). Inventário da produção de pisos e tijolos cerâmicos no contexto da análise do ciclo de vida: Ambiente Construído: Revista da Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 4, n. 2, p. 83-94, abr./jun.

[3] Cybis, L. F.; Santos C. V. J. (2000). Análise do ciclo de vida (ACV) aplicada à indústria da Construção Civil – Estudo de Caso. XXVII Congresso Internacional de Engenharia Sanitária e Ambiental, VI-036, p. 9.

[4] Oliveira, A. S. (2007). Análise Ambiental da Viabilidade da Seleção de Produtos da Construção Civil através do ACV e do Software BEES 3.0. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 118 p. Dissertação Mestrado.

[5] McCahan, S. [et al]. (2017). Projetos de Engenharia:uma introdução. Tradução João Araujo Ribeiro, Orlando Bernardo Filho, 1ª ed., Rio de Janrito, LTC, 471 p. ISBN 978-85-216-3445-4.

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR ISO 14040. 2009 - Gestão ambiental: Avaliação do ciclo de vida: princípios e estrutura. Rio de Janeiro, 21 p.

[7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 14044. (versão corrigida 2014) – Gestão ambiental: Avaliação do ciclo de vida: requisitos e orientações. Rio de Janeiro, 46 p.

[8] ISO TR 14047. 2003, Technical report environmental management - Life cycle impact assessment: examples of application of ISO 14042. Genebra, Suíça, 87 p.

[9] ISO TS 14048. 2002. Technical specification – LCA: data documentation format. Genebra, Suíça, 40 p.

[10] ISO TR 14049. 2000. Technical report - analyse du cycle de vie: examples d'application de l'ISO 14040 traitant de la définition de l'objectif et du champ d'étude de l'inventaire: Genebra, Suíça, 45p.

[11] Soares, S. R.; Souza, D. M.; Pereira, S. W. (2006). Avaliação do ciclo de vida no contexto da construção civil: Coletânea Habitare - vol. 7 - Construção e Meio Ambiente. Porto Alegre.

[12] Chevalier, J.; Peuportier, B. (2012). Life cycle assessment methodologies in the construction sector: From research to current application: International Symposium on Life Cycle Assessment and Construction, July 10-12, Nantes, France.

[13] Ortiz, O; Castells, F. e Sonnemann, G. (2009). Sustainability in the construction industry: A review of recent developments based on LCA. Construction ans Building Materials: 23, p. 28-39.

[14] Muller, H. S.; Haist, M.; Voguel, M. (2014). Assessment of the sustainability potential of concrete and the concrete and structures considering their environmental impact, performance and lifetime: Construction and Building Materials, 67, 321–337.

[15] Gursel, A. P.; Masanet, E.; Horvath, A.; Stadel, A. (2014). Life-cycle inventory analysis of concrete production: A critical review: Cement and Concrete Composites, 51, 38–48.

[16] Heed, P. V.; Belie, D. (2012). Environmental impact and life cycle assessment (LCA) of traditional and "green" concretes: Literature review and theoretical calculations: Cement and Concrete Composites, 34, 431–442.

[17] Fédération Internationale du Béton (FIB). 2013. Integrated life cycle assessment of concrete structures – state of the art report: fib Bulletin 71, 66 p.

[18] Yang, F. (2011). Integrating Life Cycle and carbon Assessment: What Life Cycle Assessment can teach structural engineers about design and specification: Structures Congress ASCE.

[19] Hájek, P.; Fiala, C; Kynclová, M. (2011). Life Cycle assessments of concrete structures – a step towards environmental savings: Structural Concrete, vol. 12, Issue 1, 13-22.

[20] Kawai, K. (2011). Aplication of performance-based environmental design to concrete and concrete structures: Structural Concrete, vol. 12 n. 1: pg. 30-35.

[21] Habert, G.; Arribe, D.; Dehove, T.; Espinasse, L.; Le Roy, R.. (2012). Reducing environmental impact by increasing the strength of concrete: quantification of the improvement to concrete bridges: Journal of Cleaner Production, vol. 35, 250-262.

[22] Dong, Y. H.; Thomas Ng, S.; Kwan, A. H. K.; Wu, S. K. (2015). Substituting local data for overseas life cycle inventories – a case study of concrete products in Hong Kong: Journal of Cleaner Production, 87, 414-422.

[23] Tae, S.; Baek, C.; Shin, S. (2011). Life Cycle CO2 evaluation on reinforced concrete structures with high-strenght concrete: Environmental Impact Assessment Review, n. 31, 87, 253-260.

[24] Park, J.; Tae, S.; Kim, T. (2012). Life Cycle CO_2 assessment of concrete by compressive strength on construction site in Korea: Renewable and Sustainable Energy Reviews, 16, 2940-2946.

[25] Foracochi, P.; Mercanzin, M.; Trabucco, D. (2014). Sustainable structural design of tall buildings based on embodied energy: Energy and Buildings, 68, 254-269.

[26] Peyroteo, A.; Carvalho, C.; Javali, S. (2005). Avaliação Ambiental comparative de estruturas metálicas e de estruturas de betão armado: Simpósio Ibero-Americano "O Betão nas Estruturas" – SIABE 05, Coimbra, Actas, 129-136.

[27] Librelotto, D.; Javali, S. (2008). Aplicação de uma ferramenta de Análise de Ciclo de Vida em edificações residenciais – Estudos de caso: Engenharia Civil, 30, 5-20.

[28] Freitas Jr, J.A.; Parchen, C. F. A.; Prachen, M. F. R. (2010). Importância do concreto na geração de CO_2 em um caso de obra de edifício: Anais do 52° Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2010, IBRACON, 2010.

[29] Garcia, D. B.; Rodrigues, F. C.; Aaguilar, M. T. P. (2010). Avaliação de Ciclo de Vida de um elemento estrutural pilar em aço x pilar em concreto armado: 2° Congresso Brasileiro em Gestão de Ciclo de Vida em produtos e Serviços, Florianópolis, 302-306.

[30] Saade, M. R. M.; Silva, M. G.; Gomes, V.; Moura, F. (2013). Indicadores ambientais de ciclo de vida aplicados a concretos com diferents tipos de cimentos e resistências características: Anais do 55° Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2013, Gramado.

[31] Silva, A.; Isaia, G., Fornel, G.; Felice Jr., J. (2013). Sustentabilidade de um pílar de concreto armado, em função da desmaterialização por aumento de resistência característica: Anais do 55° Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2013, Gramado.

[32] Paya, I.; Yepes, V.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A. (2008). Multiobjective optimization of concrete frames by simulated annealing: Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 23, 596-610.

[33] Paya, I.; Yepes, V.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A. (2009). CO_2 optimization of reinforced concrete frames by simulated anneling: Enginnering Structures, 31, 1501-1508.

[34] Wu, P.; Xia, B.; Zhao, X. 2014. The importance of use and end-of-life phases to the life cycle greenhouse gas (GHG) emissions of concrete – A review: Renewable and Sustainable Energy Reviews, 37, 306-369.

[35] Ochoa, L. H.; Hendrickson, C.; Mattheus, H.S. (2002). Economic imput-output life-cycle assessment of U.S. residential buildings: Journal of Infrastructure Systens, 8(4), 132-138.

[36] Junnila, S.; Horvath, A.; Guggemos A. A. (2006). Life-cycle assessment of office buildings in Europe and the United States: Journal of Infrastructure System, 12(1), 10-17, 2006.

[37] Nielsen, C. V.; Glavind, M. (2007). Danish experiences with a decade of green concrete: Journal Advanced Concrete Technology, 591), 3-12.

[38] Kjellsen, K. O.; Guimarães, M.; Nilsson, A. (2005). The CO_2 life balance of concrete in a life cycle perspective: Nordic Innovation Centre, Oslo, Norway.

[39] Research Report R11-01. (2011). Methods, Impacts, and Opportunities in the Concrete Building Life Cycle: Department of Civil and Environmental Engineering,Concrete Sustainable Hub, Massachusetts Institute of Technology, august.

[40] Miller, S. A.; Horvath, A.; Monteiro, P. J. M.; Ostertag, C. P. (2015). Greenhouse gas emissions from concrete can be reduce by using mix proportions, geometric aspects, and age as a design factors: Environmental Research Letters, 10, 1-12.

[41] Tait. M. W.; Cheung W.M. (2016). A comparative cradle-to-gate life cycle assesment of three concrete mix designs. Int J Life Cycle Assess (2016) 21: 847. https://doi.org/10.1007/s11367-016-1045-5

[42] Bento, R.C. (2016). Análise do desempenho ambiental de estruturas de concreto armado: uso da avaliação do ciclo de vida (ACV) no processo decisório do dimensionamento. Tese de doutorado, Instituto de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos. http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/102/102131/tde-23012017-101051/pt-br.php

[43] Wenzel, H.; Haulschild, M.; Alting, L. Environmental Assessment of Products: Metododology, tools and case studies in product development; Publicado por Chapman & Hall. v.1., 1997.

[44] Haulschild, M. Z.; Potting, J. Spatial differentiation in life cycle impact assessment – the EDIP 2003 methodology: Guidelines from Danish environmental protection agency, Environmental News, 80, Copenhagen, Dinamarca, 2005.

[45] Mendes, N. C., Métodos e modelos de caracterização para a Avaliação do Impacto do Ciclo de Vida: análise e subsídios para a aplicação no Brasil: Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 2013.

[46] THINKSTEP GABI (2016). http://www.gabi-software.com/support/gabi/gabi-database-2016-lci-documentation/

[47] Joint Research Centre of the European Commission (2011). ILCD handbook – International reference Life Cycle Data System- Recommendations for Life Cycle Impact Assessment in the European context – based on existing environmental impact assessment models and factors. Publications Office of the European Union, 145 p.

[48] Campos, E. F.; Katia, R. G. P.; John, W. M. (2011). Emissão de CO2 do transporte da madeira nativa da Amazônia. Ambiente Construído, Porto Alegre, v.11, n.2, p.157-172, abr./jun. http://www.producao.usp.br/handle/BDPI/4405.

Análise do consumo de betão e aço em blocos de fundação





Ana Carolina Reis Lozovey[1]

Fernanda Aparecida João[2]

RESUMO

Nas últimas décadas, percebeu-se no Brazil uma evolução e modernização dos equipamentos de execução de fundações profundas, proporcionando aos projetistas uma ampliação das soluções a serem empregadas nas obras. A escolha adequada da fundação envolve estudos relativos às características do solo, e sua escolha deve ser compatível com as características da superestrutura, com sua capacidade de acomodação e cargas atuantes. Os métodos de previsão da capacidade de carga para fundações profundas são agrupados em função do tipo de fundação e o seu comportamento quanto à interação solo-estrutura. Suas aplicações e resultados dependem das características do subsolo e do processo executivo das estacas. Neste trabalho, foram estudados os métodos e critérios de dimensionamento de blocos rígidos, juntamente a alguns tipos de estaca mais comumente empregados em projetos e obras de engenharia no Brazil (estacas metálicas, estacas pré-moldadas de concreto, estacas tipo Franki, estacas escavadas no geral), e os perfis de solos obtidos através de boletins de sondagem. Os blocos de fundação foram dimensionados e foram analisados os consumos de concreto e aço desses blocos sobre estacas, procurando identificar o menor consumo de material nos blocos de fundação. Como resultados, os menores consumos de concreto e aço foram obtidos quando empregadas as estacas pré-moldadas de concreto. Houve variação dos resultados quando avaliado perfil de solo 1, que indicou menores consumos de materiais quando utilizadas estacas metálicas para a carga 3.000 kN, e para o perfil de solo 2, menores consumos de aço e concreto quando empregadas estacas metálicas e carga 5.000 kN.

Palavras-chave: Fundações; Análise estrutural; Métodos.

[1]Universidade do Vale do Itajaí, Balneário Camboriú, Santa Catarina, Brazil. ana.loz@terra.com.br
[2]Universidade Católica de Santa Catarina, Jaraguá do Sul, Santa Catarina, Brazil. nanda.civil@yahoo.com.br

1. INTRODUÇÃO

Com a evolução e modernização dos equipamentos de execução de fundações profundas, houve uma ampliação das soluções de fundações em estacas às obras da construção civil. Gerou-se aos projetistas mais opções de tipo de estaca e suas possibilidades de diâmetros a serem empregados em determinados perfis de solo.

Na elaboração do projeto estrutural, o cálculo deve abranger todas as exigências técnicas necessárias, para que sejam executados com os parâmetros de segurança exigidos pela norma, práticos para a execução e econômicos.

Os blocos sobre estacas são estruturas tridimensionais, ou seja, todas as dimensões têm a mesma ordem de grandeza, tornando seu funcionamento complexo. O comportamento mecânico do conjunto aço/concreto, a determinação de vinculações e a existência da interação solo/estrutura são problemas que agravam o grau de complexidade. (Munhoz, 2004).

A partir do dimensionamento do bloco de fundação, é possível analisar-se os consumos de concreto e aço deste bloco, em função do tipo de estaca escolhida, diâmetros e número de estacas, para o projeto/obra em questão. Ao se propor em identificar o menor consumo de concreto e aço no bloco de fundação variando-se o tipo de estaca e tipo de solos (solo mole, siltoso e arenoso), se justifica a realização deste trabalho no sentido de auxiliar o projetista na escolha da melhor alternativa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Reconhecimento do perfil do solo para concepção de projeto de fundações

É de grande importância o conhecimento e a análise do perfil do solo (subsolo) na concepção de um projeto de fundações. O solo deve impedir grandes deformações de modo a não comprometer a estrutura. As cargas da estrutura devem ser condicionadas para a resistência do solo, em que se deseja desenvolver o projeto, de forma a não provocar ruptura. (Adão e Hemerly, 2010).

Segundo Schnaid (2000), o reconhecimento do solo, ou reconhecimento das condições do subsolo, constitui pré-requisito para desenvolvimento de projetos de fundações seguros e econômicos. É normalmente feito através de sondagens, além de outros ensaios de campo, cujas medidas permitem definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos.

O número de sondagens e a localização/disposição dos furos dependem fundamentalmente do tipo de estrutura, cargas das estruturas e características do subsolo, onde a profundidade atingida nas sondagens deve assegurar o reconhecimento das características do solo pelos elementos de fundação. (Schnaid, 2000).

2.2 Fundações profundas: tipos de estacas e características

Fundações em estacas podem ser classificadas de acordo com o material constituinte podendo ser de madeira, concreto, aço (metal) e mistas. De acordo com o processo executivo as estacas podem ser separadas segundo tipo de deslocamento no solo que provocam, podendo ser estacas de substituição, no caso, por exemplo, das estacas escavadas, onde removem o solo no espaço em que a estaca vai ocupar, e estacas de deslocamento, por exemplo, estacas cravadas, onde deslocam o solo no espaço em que a estaca vai ocupar. Porém em alguns processos de estacas escavadas não há praticamente remoção do solo na concretagem, podendo ser essas estacas então classificadas como sem deslocamento. (Velloso e Lopes, 2010).

São apresentadas as principais características dos tipos de estacas empregados neste trabalho: estacas metálicas, pré-moldadas, Franki, escavadas com fluido estabilizante (lama bentonítica), e hélice contínua.

2.2.1 Metálica

Estacas metálicas apresentam importantes vantagens, como a elevada resistência do aço, facilidade de transporte e facilidade de cravação por atravessar por camadas extremamente compactas, fabricação com seções transversais de forma se dimensões que permitem adaptações para a obra, peso pequeno e à elevada resistência na compressão, tração e flexão, facilidade em ajustes de comprimento, emendas. Em contrapartida, de forma geral ainda apresentam alto custo no Brazil se comparadas com os demais tipos de estacas hoje existentes no mercado.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), podem ocorrer em estacas metálicas aumentos significativos nas taxas de corrosão em condições excepcionais, em localidades tropicais ou em decorrência de alguns agentes químicos agressivos presentes no próprio solo ou na água.

2.2.2 Pré-moldada de concreto

Estacas pré-moldadas são um exemplo clássico de estacas cravadas. Estacas pré-moldadas de concreto possuem resistência aos agentes agressivos, possuem a grande vantagem de um bom controle tecnológico da confecção destas estacas e podem ser moldadas em fábrica ou no próprio canteiro da obra.

Segundo Berberian (2000), sobretudo em argilas rijas pode ser que o solo não volte a ter contato com o fuste da estaca e perdendo então importante área lateral de contato. Em argilas moles e médias e areias, o contato é retomado imediatamente. A norma brasileira NBR 9062 sugere tratar as estacas pré-fabricadas como peças pré-moldadas estruturais.

2.2.3 Franki

As estacas Franki alcançam capacidade por atrito lateral por ser de grande deslocamento gerando um empuxo próximo do passivo, possuem elevada capacidade de carga ao seu pequeno diâmetro, sendo necessária armação para combater eventual flambagem. Com a base alargada, aumenta consideravelmente a capacidade de carga da estaca e permite obtenção de mesma capacidade de carga com profundidades sensivelmente menores se comparadas com estacas sem base alargada. Este acréscimo de capacidade de carga não resulta simplesmente de um aumento da seção da base, mas sobretudo de um melhora das características mecânicas do solo fortemente compactado em torno da base. (Berberian, 2000).

Velloso e Lopes (2010) afirmam que por conta de vibrações pela cravação, deste tipo de estaca no solo, produzidas no processo original, a estaca Franki vinha perdendo espaço nos centros urbanos; foram propostos variantes, como em que o tubo é descido com ponta aberta e em que o fuste é vibrado.

2.2.4 Estaca escavada com fluido estabilizante (lama bentonítica)

Característica comum na execução das estacas escavadas é a perfuração no solo com remoção de material (solo) seguida de preenchimento de concreto. O fluido estabilizante, normalmente lama bentonítica, colabora no processo de suporte das paredes do solo na perfuração.

2.2.5 Hélice contínua

Berberian (2000) define estacas hélice contínua como estacas de concreto moldadas in loco, perfuradas por trado helicoidal contínuo. O solo é substituído por concreto bombeado sob pressão ao mesmo tempo em que o trado helicoidal, com o solo aprisionado entre as espirais da hélice, é arrancado sem rotação. O concreto bombeado na haste interna do trado evita fechamento ou entrada de solo no fuste. A armação é inserida após a retirada total do trado e da concretagem. Cabe destacar que possuem grande aceitação de uso no Brazil.

2.3 Método para Cálculo de Estacas: Método de Aoki-Velloso (1975)

Em 1975 os engenheiros Nelson Aoki e Dirceu Velloso elaboraram um método semi-empírico para cálculo de carga de ruptura de estacas baseando-se em correlações com resultados de provas de carga e experiência prática ao longo de anos.

Os autores do método a partir do ensaio de penetração do cone *CPT* (cone com ângulo de vértice de 60º e área teórica de ponta 10 cm^2) os valores de resistência de ponta unitária (q_c), em função da tensão de ruptura de ponta (q_p) e atrito lateral (q_s), e coeficientes de transformação que englobam o tipo de estaca. Para o caso de não se dispor de ensaios *CPT*, Presa e Pousada (2004) propõem que se empreguem coeficientes de correlação.

2.4 Método para Dimensionamento de Blocos Rígidos sobre Estacas: Método das Bielas

O Método das Bielas é o método mais difundido para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas. Preconiza a formação de uma treliça espacial composta por barras tracionadas e barras comprimidas no interior do bloco. Foi originalmente apresentado em 1963 para o dimensionamento de sapatas apoiadas sobre o solo e estendido aos blocos sobre estacas considerando a existência de bielas no interior do bloco, partindo da base do pilar em direção à cabeça das estacas, conforme observado na Fig.1.

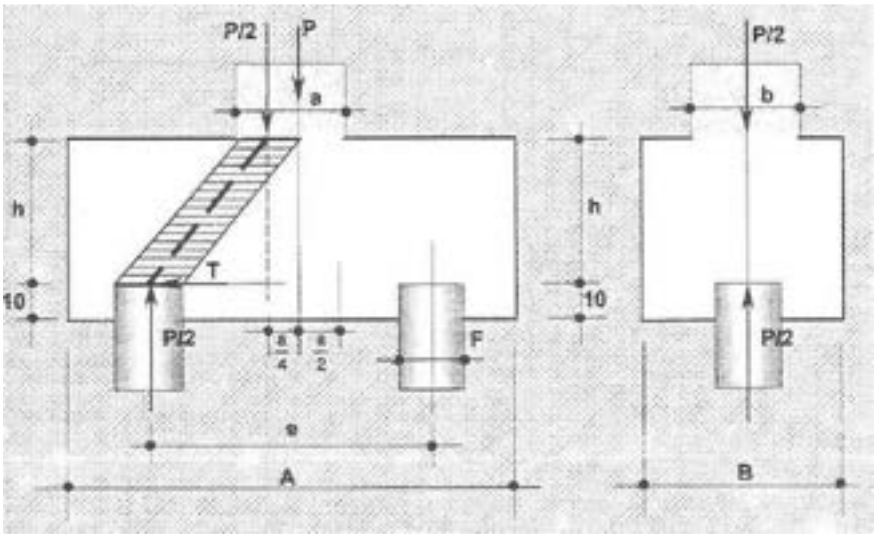


Figura 1. Esquema de forças no dimensionamento dos blocos sobre estacas.

Consiste no cálculo da força de tração, que defini a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e à estaca. As barras tracionadas da treliça ficam situadas no plano médio das armaduras, que é horizontal e se localiza logo acima do plano de arrasamento das estacas. As barras comprimidas, chamadas de bielas, são inclinadas e definidas a partir da intersecção do eixo das estacas com o plano médio das armaduras com um ponto definido na região nodal do pilar, considerado de seção quadrada (Munhoz, 2004).

Para blocos sobre quatro estacas a força atuante no pilar é transmitida às estacas por quatro bielas diagonais comprimidas, cujo equilíbrio é garantido pela armadura que poderá ter várias formas de distribuição. (Munhoz, 2004). São tratados os blocos sobre cinco estacas distribuídas segundo um quadrado e uma estaca no seu centro geométrico, por este tipo de disposição ser mais utilizados, em virtude da maior facilidade de execução. Para dimensionamento de um bloco com N quantidade de estacas e carga excêntrica, a condição de rigidez deve ter sua altura deve ser maior ou igual a lmáx/2, onde lmáx é a distância do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar.

A Eq. (1) determina a força de tração nas barras da armadura.

$$tg\theta = \frac{\frac{Fd}{4}}{R_{st}} \tag{1}$$

Com a Eq. (2) Determina-se então a força de tração no tirante.

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{16d} \tag{2}$$

O intervalo de variação para a altura útil do bloco é determinado de acordo com a Eq. (3).

$$0{,}707\left(l - \frac{a_p}{2}\right) \le d \le 1{,}00\left(l - \frac{a_p}{2}\right) \tag{3}$$

A tensão de compressão nas bielas de concreto junto à estaca é definida pelas Eq. (4) no caso de blocos sobre quatro estacas e pela Eq. (5) no caso de blocos sobre cinco ou mais estacas.

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{4A_e sen^2\theta} \tag{4}$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{5A_e sen^2\theta} \tag{5}$$

As tensões calculadas nas bielas devem ser inferiores a um valor limite. O valor do coeficiente (α) sugerido para blocos sobre quatro estacas é igual a 2,10. A Eq. (6) mostra a verificação das tensões limites.

$$\sigma_{cb,\lim} = 0{,}85\alpha fcd \tag{6}$$

No caso de blocos sobre quatro estacas podem-se ter diferentes arranjos de armadura. A força de tração definida para o dimensionamento de blocos com armaduras segundo as diagonais é definida pela Eq. (7) para os blocos de quatro estacas e Eq. (8) para os blocos de cinco ou mais estacas.

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{16d} \tag{7}$$

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{20d} \tag{8}$$

A força de tração para o cálculo das barras de armadura disposta segundo os lados do bloco é definida pela Eq. (9) para os blocos de quatro estacas e Eq. (10) para os blocos de cinco ou mais estacas.

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{16d} \tag{9}$$

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{20d} \tag{10}$$

A força de tração calculada em cada direção é dada pela Eq. (11) para os blocos de quatro estacas e Eq. (12) para os blocos de cinco ou mais estacas.

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{8d} \tag{11}$$

$$Rst = \frac{Fd\sqrt{2}\left(2l - a_p\right)}{10d} \tag{12}$$

2.5 Efeito de grupo e afastamento entre estacas

Estacas trabalham frequentemente em grupo pela ligação estrutural no topo das estacas, ou seja, geralmente pelo bloco de coroamento. Nessa condição, a capacidade de carga e os recalques do grupo são diferentes do comportamento de uma estaca isolada. (Velloso e Lopes, 2010). Os efeitos de grupo devem ser verificados em termos de capacidade de carga, em termos de recalques e pelo cálculo da distribuição dos esforços entre estacas do grupo sob um determinado carregamento.

Segundo (Velloso e Lopes, 2010), de maneira geral os elementos de fundação executados muito próximos comportam-se em blocos e as estacas internas do bloco perdem sua capacidade por atrito lateral. Para tanto, devem ser obedecidos espaçamentos mínimos entre estacas. Espaçamentos mínimos entre estacas devem ser obedecidos de modo a garantir a eficiência da capacidade de carga das estacas empregadas. Ressalta-se que quando esse espaçamento entre estacas é pequeno as estacas têm seu modo de transferência afetado e as estacas periféricas absorvem mais carga do que as estacas internas.

Velloso e Lopes (2010), afirmam que estudos de Withaker (1957) e Sowers et al. (1961) indicam que para um espaçamento pequeno, menor que cerca de duas vezes o diâmetro da estaca (2B), acontece o comportamento em bloco caracterizado por uma eficiência baixa, para estaca cravadas em solos argilosos. Também citam que os trabalhos de Kezdi (1957) e Stuart et al. (1960), entre outros, indicam que estacas pouco espaçadas em areias fofas têm um efeito benéfico pela cravação de estacas vizinhas; efeito máximo para espaçamentos da ordem de 2B e diminui com o espaçamento crescente. Em areias compactas, as cravações próximas podem causar danos às estacas já executadas. Afirmam ainda que a proximidade das estacas escavadas cria o efeito do bloco e deve ser evitado, devendo-se adotar um espaçamento mínimo na ordem de 3 diâmetros entre eixos de estacas para permitir um comportamento individual pleno das estacas do ponto de vista da capacidade de carga.

3. METODOLOGIA

Inicialmente foram identificados métodos e critérios de dimensionamento e detalhamento de blocos rígidos de fundação. Foram também estudados tipos de estacas, diâmetros comuns para cada tipo de estaca, e recomendações normativas. Foi então feita escolha de sondagens a percussão (SPT) de três solos diferentes. Posteriormente, foram determinadas cargas verticais do(s) pilar(es) nos blocos rígidos sobre estacas para realização deste estudo (carga arbitrada). Em etapa seguinte, foi determinada carga de ruptura do conjunto estaca-solo. O uso do programa Microsoft Excel®, que permitiu rodar os dados e analisar os resultados gerados. A partir da determinação da carga de ruptura do conjunto estaca-solo, foram escolhidos os diâmetros e números de estacas, de forma a dimensionar os blocos de fundação. Foram então dimensionados os blocos rígidos de fundações com auxílio do software TQS® para as estacas escolhidas e para a carga do bloco. Após esta etapa, foram detalhados e analisados de forma comparativa os consumos de aço e concreto para os tipos de estacas e para os solos escolhidos.

3.1 Solos adotados

Os perfis de subsolo adotados nos calculos deste trabalho são mostrados pela Fig. 2 abaixo.

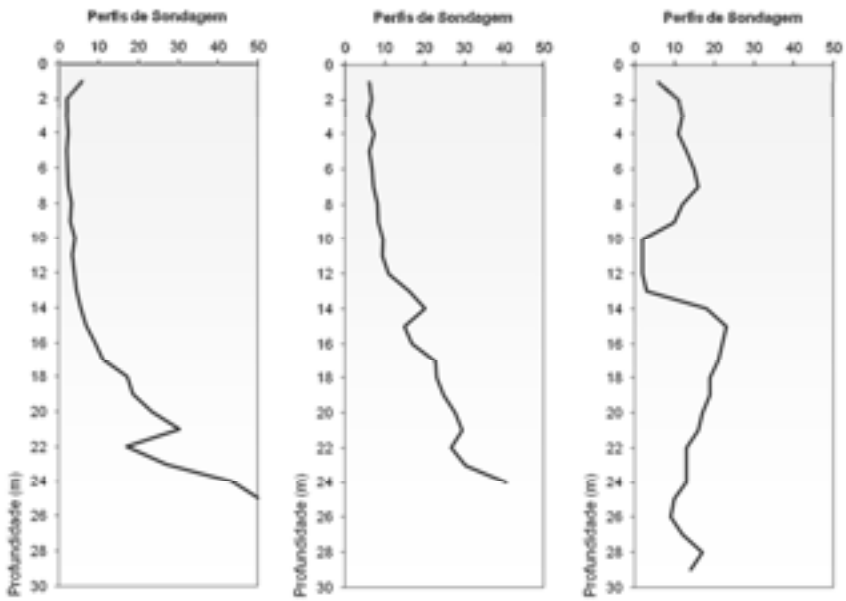


Figura 2. Perfis 1, 2 e 3 de sondagens.

3.2 Cargas dos pilares nos blocos de fundação

As cargas verticais dos pilares empregadas foram arbitradas em função de um edifício residencial tipo de dez pavimentos. As cargas adotadas foram as máximas aproximadas do projeto. O dimensionamento da edificação obedece as normas técnicas brasileiras NBR 6118:2007 e NBR 6120:1980. O Quadro 1 representa as cargas dos pilares sobre o bloco de fundação.

Quadro 1. Cargas nos pilares pontos.

Elementos	*FZ max (tf)*	*Elementos*	*FZ max (tf)*
P1	74,8	P13	472,4
P2	107,7	P14	459,4
P3	164,2	P15	187
P4	164,6	P16	190,6
P5	105,4	P17	71
P6	74,7	P18	114,5
P7	204,9	P19	167,4
P8	227,6	P20	167,1
P9	187,8	P21	108
P10	196,6	P22	72,1
P11	300	P47	233,7
P12	299,9	P48	214,4

3.3 Dimensionamento das estacas

Conforme já exposto, em etapa seguinte, foi determinada carga de ruptura do conjunto estaca-solo. A partir da determinação da carga de ruptura do conjunto estaca-solo, foram escolhidos os diâmetros e números de estacas. O Quadro 2 mostra um exemplo do dimensionamento.

Quadro 2. Exemplo de dimensionamento das estacas.

Profundidade	*Tipo de Solo*	*k*	*α*	*qc*	*(qp)*	*PONTA*	*(qs)*	*ATRITO*	*CARGA ADMISSÍVEL*	*Nº ESTACAS*
(m)	*Camada*	*(kN/m²)*	*(%)*	*(kN/m²)*	*(kN/m²)*	*(kN)*	*(kN/m²)*	*Positivo (kN)*	*(kN)*	*(unid)*
1,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	3550,00	885,71	75,76	13,29	13,77	44,76	68
2,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	3650,00	942,86	80,64	14,14	28,44	54,54	56
3,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	3450,00	828,57	70,87	12,43	41,32	56,09	54
4,0	Argila silto-arenosa	330	3,0	2442,00	1395,43	119,35	20,93	63,02	91,19	33
5,0	Argila silto-arenosa	330	3,0	2046,00	1169,14	100,00	17,54	81,20	90,60	34
6,0	Argila silto-arenosa	330	3,0	2244,00	1282,29	109,67	19,23	101,14	105,41	29
7,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	1800,00	1028,57	87,97	15,43	117,14	102,56	30
8,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2050,00	1171,43	100,19	17,57	135,35	117,77	26
9,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2100,00	1200,00	102,64	18,00	154,02	128,33	24
10,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2400,00	1371,43	117,30	20,57	175,34	146,32	23
11,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2350,00	1342,86	114,85	20,14	196,23	155,54	20
12,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2750,00	1571,43	134,40	23,57	220,86	177,53	17
13,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	4050,00	2314,29	197,94	34,71	256,65	227,30	14
14,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	9090,00	5194,29	444,27	72,72	332,04	388,15	8
15,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	6750,00	3857,14	329,90	54,00	388,03	358,96	9
16,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	7560,00	4320,00	369,49	60,48	450,73	410,11	8
17,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	10260,00	5862,86	501,45	82,08	535,82	518,64	6
18,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	10350,00	5914,29	505,85	82,80	621,68	563,76	6
19,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	11137,50	6364,29	544,34	89,10	714,03	629,19	5
20,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	12487,50	7135,71	610,32	99,90	817,60	713,96	5
21,0	**Silte areno-argiloso**	**450**	**2,8**	**13275,00**	**7585,71**	**648,81**	**106,20**	**927,70**	**788,25**	**4**
22,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	12037,50	6878,57	588,32	96,30	1027,54	807,93	4
23,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	13650,00	7800,00	667,13	109,20	1140,75	903,94	4
24,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	18225,00	10414,29	890,73	145,80	1291,91	1091,32	3

3.4 Dimensionamento dos blocos sobre estacas

Os blocos rígidos de fundações foram dimensionados com auxílio do software TQS® para as estacas escolhidas e para a carga do bloco de fundação. O Quadro 3 representa um exemplo do dimensionamento dos blocos.

Quadro 3. Exemplo de dimensionamento dos blocos.

```
Fck= 250.00 kgf/cm2        Armad. Princ.: CA50A          Recobrimento = 3.00 cm

BLOCO: 1 - B1                                                  Polign. (1x)
.--------------------------.------------.------------------.------------------.
| GEOMETRIA[cm,m3]         | CARGAS[tf,m]| TENSOES[kgf/cm2] | VERIF.[cm,graus] |
.--------------------------.------------.------------------.------------------.
| Estacas=  3  fi  =  60.0 | FN=   300.0 | TensLimP=  225.0 | dmin   =   96.1  |
| DisX= 180.0  DisY=    .0 | MX=     .0 | TensPil = 1022.9 | dmax   =  136.7  |
| Xbl = 284.0  Ybl = 246.0 | MY=     .0 |                  | dutil  =   99.0  |
| Alt = 120.0  Vol = 5.763 |------------|                  |                  |
| Xpil=  19.0  Ypil=  50.0 | FE=   314.4 | TensEst =  125.6 | AnguloY=   46.1  |
| Formas:     10.22 m2     | F1=   104.8 |                  |                  |
.--------------------------.------------.------------------.------------------.
| ARMADURAS [cm2,cm]       | Peso Próprio:       14.4 tf (x1)                  |
.-------------------------------------------------------------------------------.
| Prin.X:   23.6 =   8 (20.0 C/   8.6    SecndX:    7.8 =  17 ( 8.0 C/  15.0   |
| SecndY:    7.8 =  19 ( 8.0 C/  15.0    Lateri:    4.7 =   6 (10.0 C/  20.0   |
.-------------------------------------------------------------------------------.

Carregamentos:   1            N          Mx          My  [tf,m]
       Caso      1:       300.00         .00         .00
```

Após esta etapa, foram detalhados e analisados de forma comparativa os consumos de aço e concreto para os tipos de estacas e para os solos escolhidos.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO

Dimensionados os blocos de fundação para cada região (cidade) e para cada tipo de estaca, foram gerados os consumos de concreto e aço nos blocos de fundação, para as cargas de 3.000 kN e 5.000 kN respectivamente. O Quadro 4 mostra os resultados dos dimensionamentos: diâmetros das estacas empregadas, cargas usuais, carga admissível, número de estacas e comprimento das estacas, e os consumos de aço e concreto, quando empregada carga vertical no pilar igual a 3000 kN.

Quadro 4. Resultados para carga vertical no pilar 3000 kN.

		RESULTADO DOS DIMENSIONAMENTOS						CONSUMOS	
REGIAO	ESTACA	DIMENSOES (mm)	CARGA USUAL (kN)	CARGA ADMISSIVEL (kN)	N. ESTACAS	PROFUNDIDADE	COMPRIMENTO ESTACA	AÇO(KG)	VOLUME (M3)
Perfil 1	HELICE CONTINUA	600	1400	1285,24	3	23,00	22,00	284	5,45
	METALICA	305	600	528,61	6	23,00	22,00	241	5,43
	PRE-MOLDADA	330	800	591,93	6	23,00	22,00	278	6,24
	FRANKI	450	1100	937,96	4	24,00	23,00	196	6,94
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	856,83	4	23,00	22,00	336	11,66
Perfil 2	HELICE CONTINUA	600	1400	1355,55	3	19,00	18,00	284	5,45
	METALICA	305	600	562,46	6	19,00	18,00	241	5,43
	PRE-MOLDADA	330	800	788,25	4	21,00	20,00	152	3,47
	FRANKI	450	1100	978,64	4	23,00	22,00	192	6,62
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1022,04	3	20,00	19,00	284	5,45
Perfil 3	HELICE CONTINUA	600	1400	1299,49	3	14,00	13,00	284	5,45
	METALICA	305	600	536,89	6	14,00	13,00	241	5,43
	PRE-MOLDADA	330	800	779,50	4	16,00	15,00	176	3,18
	FRANKI	450	1100	1017,62	3	24,00	23,00	182	3,27
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1072,73	3	15,00	14,00	284	5,45

Para o perfil de solo 1 quando carga vertical do pilar é de 3.000 kN, adotando-se estaca metálica o bloco apresentou menor consumo de concreto e aço. Já para o perfil de solo 2, percebe-se que a estaca pré-moldada apresentou menor consumo de concreto e aço no bloco de fundação. E quando avaliado o perfil 3, a estaca pré-moldada apresentou menor consumo de concreto e aço no bloco de fundação.

O Quadro 5 mostra os resultados dos dimensionamentos: diâmetros das estacas empregadas, cargas usuais, carga admissível, número de estacas e comprimento das estacas, e os consumos de aço e concreto, quando empregada carga vertical no pilar igual a 5000 kN.

Quadro 5. Resultados para carga vertical no pilar 5000 kN.

		RESULTADO DOS DIMENSIONAMENTOS						CONSUMOS	
REGIAO	ESTACA	DIMENSOES (mm)	CARGA USUAL (kN)	CARGA ADMISSIVEL (kN)	N. ESTACAS	PROFUNDIDADE	COMPRIMENTO ESTACA	AÇO (KG)	VOLUME (m3)
Perfil 1	HELICE CONTINUA	600	1400	1285,24	4	23,00	22,00	589	10,94
	METALICA	305	600	528,61	10	23,00	22,00	681	12,08
	PRE-MOLDADA	330	800	591,33	9	23,00	22,00	627	10,14
	FRANKI	450	1100	937,96	6	24,00	23,00	680	10,87
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	856,83	6	23,00	22,00	1051	25,52
Perfil 2	HELICE CONTINUA	600	1400	1355,55	4	19,00	18,00	589	10,94
	METALICA	305	600	562,46	9	19,00	18,00	523	8,75
	PRE-MOLDADA	330	800	788,25	7	21,00	20,00	596	9,46
	FRANKI	450	1100	978,64	6	23,00	22,00	680	10,87
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1022,04	5	20,00	19,00	1001	25
Perfil 3	HELICE CONTINUA	600	1400	1299,49	4	14,00	13,00	589	10,94
	METALICA	305	600	536,89	10	14,00	13,00	681	12,08
	PRE-MOLDADA	330	800	779,50	7	16,00	15,00	596	9,46
	FRANKI	450	1100	1017,62	5	24,00	23,00	618	11,02
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1072,73	5	15,00	14,00	951	25

Para o perfil de solo 1, variando a carga vertical do pilar para 5.000 kN, a estaca pré-moldada apresentou menor consumo de concreto e aço no bloco de fundação. Já para o perfil de solo 2, para a carga vertical do pilar de 5.000 kN, a estaca que apresentou menor consumo de concreto e aço foi a estaca metálica. E para o perfil de solo 3, a estaca pré-moldada apresentou menor consumo de concreto e aço no bloco de fundação, tanto para a carga vertical do pilar de 3.000 kN quanto para 5.000 kN.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Adotando-se a carga vertical no pilar igual a 3.000 kN, quando empregadas estacas pré-moldadas de concreto, percebeu-se menores consumos de aço e concreto nas fundações, quando analisados os perfis de solo 2 e 3. Houve variação dos resultados quando avaliado perfil de solo 1, que indicou menores consumos de materiais para as estacas metálicas.

Os resultados apontaram para a carga vertical no pilar de 5.000 kN menores consumos de aço e concreto quando empregadas estacas pré-moldadas de concreto para os perfis de solo 1 e 3. E para o Perfil 2, menores consumos de aço e concreto quando empregadas estacas metálicas.

A análise dos consumos de concreto e aço nos blocos de fundação, variando-se o tipo de estaca, pode ser feita acrescentando-se a estaca raiz, que não foi empregada na realização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto Superior Tupy e à Universidade do Vale do Itajaí.

REFERÊNCIAS

[1] Adão, F. X.; Hemerly, A. C. (2010). Concreto armado, novo milênio - cálculo prático e econômico. 2nd ed . Rio de Janeiro: Interciência, 206 p.

[2] Associação Brasdileira de Normas Técnicas (2007). NBR-6118: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 221p.

[3] Associação Brasdileira de Normas Técnicas (1980). NBR-6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 5p.

[4] Berberian, Dickran (2000). Engenharia de Fundações. Brasília – DF, Universidade de Brasília.

[5] Munhoz, F. S. (2004). Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. São Carlos: UFSCar/Departamento de Engenharia da EESC-USP, 160 p.

[6] Presa, E. P.; Pousada, M. C. (2004). Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**.** Salvador.

[7] Schnaid, F. (2000). Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Oficina de Textos. São Paulo, 189 p.

[8] Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). Fundações profundas. Oficina de Textos. São Paulo, Vol 2. 569 p.

Comportamento bifásico de betões estruturais de agregados leves sujeitos a carbonatação




Sofia Real[1] **José A. Bogas**[2]

RESUMO

No presente artigo caracteriza-se a resistência à carbonatação acelerada de betões estruturais de agregados leves (BEAL) produzidos com diferentes relações água/cimento e tipos de agregado, compreendendo classes de resistência entre LC16/18 e LC40/44 e classes de massa volúmica entre D1.6 e D2.0. Assim, foi possível abranger uma vasta gama de betões com resistências à carbonatação muito variadas. Para descrever o comportamento dos BEAL sujeitos a carbonatação, é sugerido um novo modelo bifásico, em que num período inicial de exposição, a taxa de carbonatação dos BEAL é semelhante à dos betões de massa volúmica normal de igual composição e, após esse período, a taxa de carbonatação diverge da dos betões de massa volúmica normal, dado que os AL tendem a participar mais efetivamente na difusão de dióxido de carbono. Além disso, observa-se uma fraca correlação entre a resistência à carbonatação e a resistência à compressão, dado que estas propriedades são influenciadas pelo agregado de forma diferente. Assim, conclui-se que a durabilidade dos BEAL não deve ser caracterizada em função da resistência mecânica do betão, conforme é usualmente sugerido nos principais documentos normativos. Finalmente, constatou-se que, em BEAL com relação água/cimento suficientemente reduzida, a profundidade de carbonatação de 40 mm só deverá ser atingida após mais de 50 anos de exposição. Assim, conclui-se que mesmo quando são consideradas pastas de moderada qualidade, a corrosão induzida por carbonatação não deverá ser o mecanismo determinante para a durabilidade dos BEAL.

Palavras-chave: Betão estrutural de agregados leves, resistência à carbonatação, modelo bifásico

1. INTRODUÇÃO

A corrosão das armaduras, que ocorre após a despassivação da superfície das mesmas por carbonação do betão envolvente, por penetração de cloretos ou pela combinação dos dois, é reconhecida como o principal mecanismo de deterioração de estruturas de betão [1, 2]. No entanto, ao contrário do que ocorre nos betões correntes, o conhecimento da durabilidade dos betões estruturais de agregados leves (BEAL) ainda é limitado, nomeadamente dos mecanismos que regem a sua deterioração. Este artigo aborda a resistência à carbonação dos BEAL.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. sofia.real@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jose.bogas@tecnico.ulisboa.pt

Ao contrário do que ocorre nos betões de massa volúmica normal (BAN), a microestrutura porosa dos BEAL depende não só da composição da pasta, mas também do tipo de agregado leve (AL) [3, 4]. Os betões com AL têm menor resistência à carbonatação do os com agregados de massa volúmica normal (AN), devido à sua maior porosidade. De facto, Zhang e Gjørv [5] reportam que a difusividade média de diferentes tipos de AL é comparável à de pastas com relação água/cimento (a/c) de 0,9. No entanto, a resistência à carbonatação dos BEAL não pode ser analisada com base na contribuição separada de cada uma das suas fases. É importante considerar a estrutura porosa do compósito como um todo, nomeadamente a forma como a porosidade se encontra conectada. Em geral, os AL encontram-se isolados e dispersos no betão, envoltos em pasta de conetividade reduzida, e portanto, os BEAL não têm necessariamente menor resistência à carbonatação.

Schulze e Günzle [6] analisaram a forma da frente de carbonatação nos BEAL e confirmaram a difusão mais rápida do dióxido de carbono (CO_2) através das partículas de AL. A relevância deste aspeto dependia da porosidade do AL, tendo sido destacada a importância de uma dispersão efetiva e envolvimento das partículas numa pasta de elevada qualidade. De acordo com Newman [7], a resistência à carbonatação dos BEAL pode ser semelhante à dos BAN desde que as partículas de AL se encontrem devidamente envoltas em pasta de elevada qualidade. Por outro lado, Bremner et al. [8] analisou o desempenho à carbonatação de BEAL e BAN de diversos níveis de resistência, tendo concluído que das profundidades de carbonatação foram inferiores nos BEAL do que nos BAN da mesma resistência. Tal deve-se ao facto de, para o mesmo nível de resistência os BEAL apresentarem usualmente maior teor de cimento e menor relação a/c, contribuindo para maior proteção dos AL e maior quantidade de substâncias carbonatáveis [9]. Assim, devido à complexidade do desempenho dos BEAL à carbonatação, na literatura são reportadas diferentes tendências. Desta forma, é necessária a caracterização da resistência à carbonatação dos BEAL, tendo em conta os principais parâmetros que podem influenciar este mecanismo de deterioração, nomeadamente o tipo de agregado e a relação a/c. Nesse sentido, o presente estudo pretende contribuir para uma melhor caracterização da resistência à carbonatação dos BEAL. Para tal, foi realizada uma extensa campanha experimental envolvendo diferentes tipos de agregado, abrangendo uma vasta gama de classes de resistência e massa volúmica.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Para o presente estudo, foram selecionados quatro tipos de agregado grosso leve: dois de argila expandida de origem nacional (Leca e Argex: Argex 2-4 e Argex 3-8F); um de cinzas volantes sinterizadas (ALCS) proveniente de Inglaterra (Lytag); um de ardósia expandida proveniente dos EUA (Stalite). As principais características destes agregados com porosidades bastante distintas são indicadas no Quadro 1. Para os betões de referência produzidos com agregados grossos de massa volúmica normal, foram selecionadas duas britas calcárias de diferente granulometria (Bago de arroz e Brita 1, Tabela 1). Tanto as duas frações de Argex como as de brita calcária foram posteriormente combinadas de modo a possuírem granulometria idêntica à dos restantes agregados grossos leves (66% Brita 1 e 34% Bago de Arroz; 30% Argex 3-8F e 70% Argex 2-4). Todos os betões foram produzidos com areia natural siliciosa, correspondendo a cerca de 30% de Areia Fina e 70% de Areia Grossa. Na produção dos betões foi utilizado cimento tipo I 42,5R. Nas misturas de maior compacidade, foi ainda utilizado um superplastificante de base policarboxilica.

Quadro 1. Caracterização dos agregados

Propriedade	*Agregados leves*					*Agregados de massa volúmica normal*			
	Leca	*Argex 2-4*	*Argex 3-8F*	*Lytag*	*Stalite*	*Bago de Arroz*	*Brita 1*	*Areia Fina*	*Areia Grossa*
Massa volúmica seca (kg/m^3)	1076	669	597	1338	1483	2646	2683	2605	2617
Baridade seca (kg/m^3)	624	377	330	750	760	1309	1346	1569	1708
Absorção às 24h (%)	15,8	21,4	19,3	17,9	3,6	0,7	0,4	0,2	0,3
Fração granulométrica (di/Di)	4/11,2	4/8	4/11,2	4/11,2	8/16	0/8	4/11,2	0/1	0/4
Porosidade aberta (%)	40,7	55,5	58,0	39,8	14,9	-	-	-	-

2.2 Composição e produção de misturas

Para cada tipo de agregado, os betões foram produzidos tendo em consideração diferentes relações a/c (0,45, 0,55 e 0,65) (Quadro 2). Os betões foram produzidos com 350 L/m^3 de agregado grosso com uma dimensão máxima de 11,2 mm. Em média, foi utilizado 0,3% da massa de cimento de superplastificante em misturas com relação a/c de 0,45.

Os betões foram produzidos numa misturadora de eixo vertical com descarga de fundo. Em geral, os AL foram previamente colocados em água durante cerca de 24 horas de modo a controlar melhor a trabalhabilidade e a água efetiva da mistura. Em seguida, os agregados foram secos superficialmente com toalhas absorventes e colocados na misturadora com a areia e 50% da água de amassadura. Após dois minutos de mistura, deixou-se repousar durante um minuto, tendo-se adicionado, em seguida, o cimento e parte da restante água e passado mais um minuto, o superplastificante com 10% de água. No total, a mistura durou cerca de sete minutos. Apenas nos betões produzidos com Argex, os agregados foram inseridos na betoneira inicialmente secos e a absorção de água durante a mistura foi estimada tendo em consideração o método sugerido por Bogas et al. [10].

2.3 Preparação dos provetes e métodos de ensaio

Para cada mistura, foram produzidos de cubos de 150 e de 100 mm de aresta para determinação da resistência à compressão aos 28 dias e da massa volúmica seca, de acordo com as normas NP EN 12390-3 [11] e NP EN 12390-7 [12], respetivamente. Além disso, foram produzidos provetes cilíndricos de ϕ105x50 mm, seccionados de cilindros de 250 mm de altura para determinação da resistência à carbonatação de acordo com a especificação LNEC E391 [13]. Após desmoldagem às 24 horas, os provetes para determinação da resistência à compressão e da massa volúmica seca foram sujeitos a cura húmida até à idade de ensaio, enquanto os para resistência à carbonatação foram sujeitos a 6 dias de cura húmida. Após a cura húmida, os cilindros foram seccionados e colocados em câmara controlada a 20±2ºC e 50±5% HR até aos 28 dias. De seguida, procedeu-se à impermeabilização das duas faces, superior e inferior, dos provetes, com tinta de base epoxídica, de modo a garantir apenas a penetração radial de CO_2. Os ensaios foram realizados numa câmara de carbonatação acelerada a 60±5% HR, 23±3 ºC e 3±0,1% CO_2. Os provetes foram retirados da câmara de carbonatação às seguintes idades: 28, 91, 182, 273 dias e 1 ano, para betões com relação a/c de 0,45; 7, 28, 91, 119, 182, 273 dias e 1 ano, para betões com relação a/c de 0,55; 7, 14, 28, 56, 91 e 119 dias para betões com relação a/c de 0,65. Após serem retirados da câmara, cada provete foi partido em 4 partes, tendo as superfícies sido pulverizadas com uma solução de fenolftaleína a 0,2%. A profundidade de carbonatação foi obtida através da medição da largura da área carbonatada do betão que corresponde à zona não colorida do betão. A zona rosada do betão corresponde à área não carbonatada, em que o pH é superior a 9. Com base na primeira lei de difusão de Fick, a profundidade de carbonatação, x_c, no tempo, t, pode ser definida de acordo com a Eq. 1, onde x_0 é a profundidade de carbonatação inicial e K_C é o coeficiente de carbonatação obtido por

regressão linear entre x_c e t^n, sendo *n* usualmente assumido de valor 0,5, especialmente para condições de ensaio constantes no tempo [14].

$$x_c = x_0 + K_C \times t^n \quad (1)$$

3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

O Quadro 2 apresenta a massa volúmica seca, ρ_s, a resistência à compressão aos 28 dias, f_{cm}, e o coeficiente de carbonatação, K_C, das composições estudadas. A resistência à compressão dos BEAL variou entre 19,8 e 49,9 MPa e a massa volúmica seca entre 1490 e 1830 kg/m^3, tendo sido possível abranger os BEAL mais comuns com classes de resistência entre LC16/18 e LC40/44 e classes de massa volúmica entre D1.6 e D2.0, de acordo com a NP EN 206 [15]. Os coeficientes de carbonatação, K_C, dos BEAL variaram entre 13,5 e 72,9 mm/ano^{0,5} (Quadro 2), dependendo de fatores como a relação a/c e o tipo de agregado e ligante. Assim, foi possível abranger uma vasta gama de betões com resistências à carbonatação muito variadas. Em geral, observaram-se correlações elevadas (R^2>0,9, Quadro 2) entre as profundidades de carbonatação e a raiz quadrada do tempo, confirmando-se que, em condições higrotérmicas estacionárias, os ensaios de carbonatação acelerada seguem, de forma aproximada, a Eq. (1), baseada na primeira lei de difusão de Fick.

Quadro 2. Composição das misturas e resultados dos ensaios

Relação a/c	*Tipo de agregado*	$M_{cimento}$ *(kg/m^3)*	V_{areia} *(L/m^3)*	ρ_s *(kg/m^3)*	$f_{cm,28d}$ *(MPa)*	K_C *(mm/ano^{0,5})*	R^2	K_{C1} *(mm/ano^{0,5})*	K_{C2} *(mm/ano^{0,5})*
0,45	Leca	400	310	1656	37,6	18,1	0,95	13,2	18,3
	Stalite			1794	49,9	12,6	0,90	9,4	13,46
	AN			2220	57,7	9,7	0,96	-	-
	Lytag			1733	41,2	23,7	0,97	-	23,7
	Argex			1523	26,1	18	0,91	10,9	19,8
0,55	Leca	350	315	1627	32,6	35,5	0,99	-	35,5
	Stalite			1832	41,5	25,2	0,99	-	25,2
	AN			2199	47,8	17,0	0,94	-	-
	Lytag			1746	37,3	40,8	0,96	-	40,8
	Argex			1518	22,5	41,0	0,94	-	41,0
0,65	Leca	300	328	1607	28,4	54,1	0,97	-	54,1
	Stalite			1779	31,9	39,6	0,90	-	39,6
	Lytag			1712	30,6	55,7	0,95	-	55,7
	Argex			1491	19,8	72,9	0,97	-	72,9

3.1 Modelo bifásico

À semelhança do reportado por Bogas [16] e Schulze e Günzler [6], neste estudo observou-se uma frente de carbonatação não uniforme e não unidirecional junto aos AL, em especial nos de maior porosidade aberta, isto é, verificou-se um maior avanço da frente de carbonatação em volta destes AL, que resulta da sua maior porosidade e incapacidade para a fixação de CO_2, permitindo a que a difusão de CO_2 através dos AL seja maior do que através da pasta (Fig. 1a). Por esse motivo, a profundidade de carbonatação e o coeficiente de carbonatação global, *Kc*, foram superiores nos BEAL com AL mais porosos. Nos BEAL com AL mais densos, a difusão é dificultada e a frente de carbonação não tende a contornar o agregado (Fig. 1b). No entanto, deve ter-se em conta que os AL se encontram dispersos no betão envoltos pela matriz, sendo a difusão de CO_2 condicionada pelas características de ambas as fases.

Desse modo, devido ao "efeito de parede", ocorre uma maior concentração de argamassa junto à face moldada do betão, formando-se, assim, uma "camada limite" protetora de alguns mm de espessura, onde

a fração de agregado grosso é menos relevante (Fig. 2). Nesta camada, com cerca de $D_{max}/2$ a D_{max} (diâmetro máximo do agregado grosso) de espessura, a difusão de CO_2 deve ser essencialmente controlada pelas características da matriz, o que significa que, durante um período inicial de exposição, até que a frente de carbonatação ultrapasse a "camada limite" e atinja os AL, a taxa de difusão dos BEAL deve ser semelhante à dos BAN de igual composição. De facto, apenas quando a frente de carbonatação atinge o fim desta "camada limite" é que os AL tendem a participar mais efetivamente na difusão de CO_2.

Assim, justifica-se que a resistência à carbonatação dos BEAL possa ser caracterizada segundo um modelo bifásico, conforme sugerido na Fig. 4, a que estão associados coeficientes de carbonatação distintos para cada fase de penetração, K_{C1} e K_{C2}. A primeira fase corresponde à carbonatação da "camada limite", em que a taxa de carbonatação dos BEAL e dos BAN são semelhantes, uma vez que a participação do agregado na difusão de CO_2 não é significativa. Na segunda fase, a taxa de carbonatação é afetada pelas características do agregado grosso, pelo que é expectável que as taxas de carbonatação difiram consoante o tipo de agregado, dependendo essencialmente da sua massa volúmica e porosidade aberta. Assim, no modelo bifásico, a primeira fase é caracterizada pelo coeficiente de carbonatação K_{C1}, sendo, em geral, inferior ao da segunda fase, K_{C2}. Estes coeficientes correspondem à inclinação da reta de regressão linear da relação entre a profundidade de carbonatação e a raiz quadrada do tempo da primeira e segunda parte das curvas de carbonatação, respetivamente. Os valores de K_{C1} e K_{C2} dos BEAL estudados encontram-se no Quadro 2.

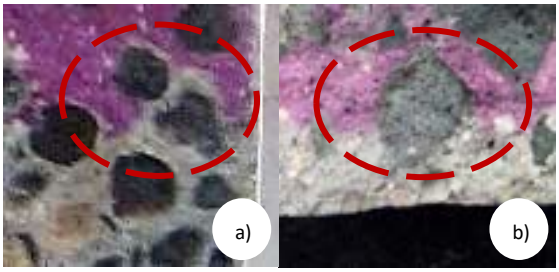


Figura 1. Frente de carbonatação na envolvente dos AL: a) AL mais porosos (Lytag); b) AL menos porosos (Stalite)



Figura 2. Esquema representativo da "camada limite"

O modelo bifásico deverá ser mais relevante nos BEAL com relação a/c mais reduzida, dado que o tempo que demora a ultrapassar a "camada limite" deve ser elevado, retardando a participação do agregado grosso na difusão de CO_2. Este modelo pode ajudar a explicar algumas tendências contraditórias reportadas na literatura, em particular quando resultados de ensaios acelerados são comparados com os obtidos em ensaios realizados em ambiente de exposição real, cujas profundidades de carbonatação obtidas são muito mais reduzidas. De facto, vários autores reportam menor resistência à carbonatação nos BEAL do que nos BAN tendo por base ensaios acelerados [17, 18]. No entanto, outros autores reportam desempenhos semelhantes nos BEAL e nos BAN para condições de exposição em ambiente real [19].

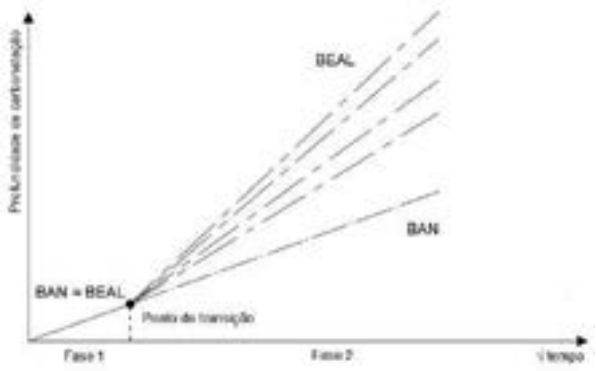


Figura 3. Esquema representativo do modelo proposto

De referir que o conceito de modelo bifásico não é aplicável quando a carbonatação ocorre na superfície de betonagem, uma vez que esta não é afetada pelo efeito de parede e, como tal, a fração de agregado grosso passa a ser relevante. No entanto, em estruturas reais a superfície de betonagem raramente se encontra diretamente exposta às condições ambientais.

3.2 Influência do tipo de agregado

Na Fig. 4, apresenta-se a profundidade de carbonatação em função do tempo de betões com CEM I e relação a/c de 0,45. Verifica-se que, à exceção de betões com AL mais porosos (Argex) ou com ausência de uma camada exterior mais densa (Lytag), os BEAL apresentaram K_{C1} semelhantes aos do BAN. Para profundidades de carbonatação superiores a $D_{max}/2$ a D_{max}, a participação do agregado tornou-se efetiva e a profundidade de carbonatação progrediu a taxa distintas, tendo-se obtido valores crescentes de K_{C2} com o incremento de porosidade, com a exceção dos BEAL com Lytag, que apresentam as maiores taxas de carbonatação sem possuírem os AL de menor massa volúmica. Note-se que conforme observado por Bogas e Gomes [20], a ausência de uma camada exterior mais densa nos ALCS pode contribuir para uma maior difusão de CO_2 através deste tipo de BEAL.

Nos BEAL com AL mais porosos (Argex) ou com ausência de uma camada exterior mais densa (Lytag), tornou-se mais difícil identificar o ponto de transição devido à participação efetiva dos AL na carbonatação desde cedo. Na Fig. 4 é possível estimar que os pontos de transição dos BEAL com Argex e Leca ocorreram entre os 28 e os 91dias, enquanto nos BEAL com Lytag, este parece ter ocorrido antes dos 28 dias. Por sua vez, nos BEAL com AL mais densos (Stalite), o ponto de transição terá ocorrido após 182 dias.

O conceito de ponto de transição permite prever o período em que os BEAL e os BAN da mesma composição apresentam um desempenho semelhante. Assim, tendo em conta que o mecanismo de carbonatação é um processo lento, a utilização de argamassas de moderada a elevada qualidade pode ser suficiente para garantir um desempenho semelhante nos BEAL e nos BAN por um período de vida útil razoável.

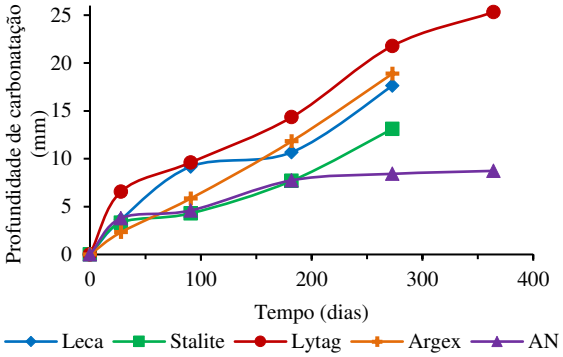


Figura 4. Evolução da profundidade de carbonatação no tempo de betões com CEM I e relação a/c = 0,45

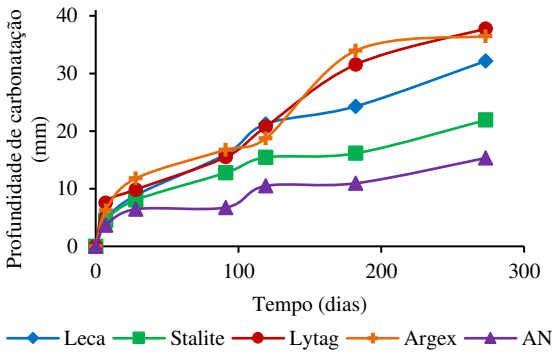


Figura 5. Evolução da profundidade de carbonatação no tempo de betões com CEM I e relação a/c = 0,55

Em betões com relação a/c de 0,55 (Fig. 5), é mais difícil de identificar o ponto de transição, uma vez que a participação do agregado grosso se torna efetiva desde cedo e as curvas de carbonatação dos BEAL começaram a divergir das dos BAN desde o início. Neste caso, devido à inexistência de maior quantidade de medições iniciais, não foi possível determinar o ponto de transição e distinguir K_{C1} e K_{C2}. Este fenómeno foi ainda mais evidente nos betões com relação a/c de 0,65, uma vez que o ponto de transição terá ocorrido antes da primeira medição da profundidade de carbonatação. Nestas situações, considerou-se razoável e conservativo desprezar a primeira fase, caracterizando a resistência à carbonatação dos BEAL apenas em termos de K_{C2}.

Quando foi possível identificar de forma clara os coeficientes de carbonatação, K_{C1} e K_{C2}, a variação de K_{C1} entre betões com a mesma composição foi inferior a 15%, independentemente do tipo de agregado. Após a transição, nos BEAL, K_{C2} foi mais elevado do que K_{C1} devido à participação dos AL na carbonatação, validando assim, o modelo bifásico.

Conforme anteriormente referido, a estrutura porosa dos BEAL depende da composição da pasta e do tipo de AL. Assim, os AL também podem contribuir para a difusão de CO_2 através do betão. Essa contribuição tende a ser tanto maior quanto maior for a relação a/c (Fig. 6).

3.3 Correlação entre ensaios

Na Fig. 7, verifica-se uma fraca correlação entre o coeficiente de carbonatação, K_{C2}, e a resistência à compressão aos 28 dias, $f_{cm,28d}$, tendo em consideração os vários tipos de betão estudados em simultâneo. De facto, o agregado afeta estas 2 propriedades de forma diferente. Em betões com relação a/c reduzida, o agregado tem pouca influência na resistência à carbonatação, mas pode afetar significativamente a resistência à compressão. Assim, conclui-se que a durabilidade dos BEAL não deve ser caracterizada em função da resistência mecânica do betão, conforme é usualmente sugerido nos principais documentos normativos [15, 21]. De qualquer forma, observa-se uma tendência geral entre estas propriedades, uma vez que ambas são afetadas de forma semelhante pela estrutura porosa da pasta.

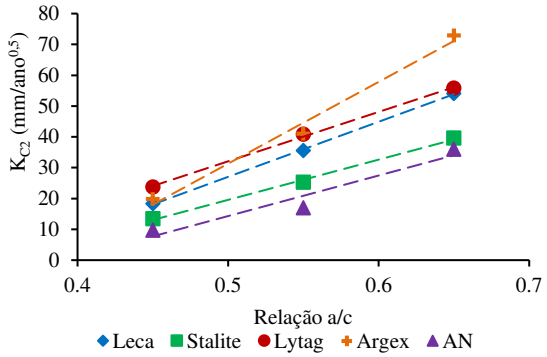


Figura 6. Coeficiente de carbonatação, K_{C2}, em betões com diferentes relações a/c (nos BAN, $K_{C2} = K_C$)

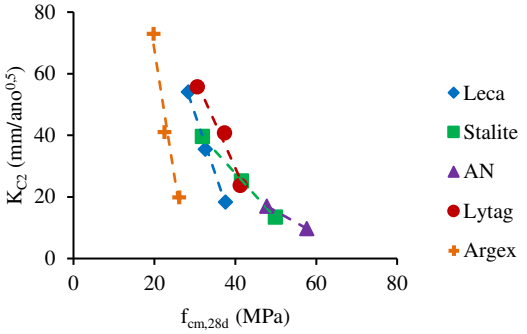


Figura 7. Relação entre o coeficiente de carbonatação, K_{C2}, e a resistência à compressão aos 28 dias, $f_{cm,28d}$ (nos BAN, $K_{C2} = K_C$)

3.4 Estimativa de período de tempo até atingir diferentes profundidades de carbonatação

Os resultados de K_C (Quadro 2) podem ser utilizados para estimar, de forma grosseira, a taxa de carbonatação em condições reais de exposição, assumindo que os coeficientes de carbonatação obtidos em laboratório, $K_{c,acel}$, se relacionam com os obtidos em condições reais de exposição, $K_{c,real}$, através da Eq. (2), em que $c_{c,real}$ e $c_{c,acel}$ são as concentrações de CO_2 em ambiente real ($0{,}7\text{x}10^{-3}$ kg/m^3) e na câmara de carbonatação ($54\text{x}10^{-3}$ kg/m^3), respetivamente. Além disso, assume-se que a capacidade de fixação e difusão de CO_2 é a mesma em ambiente real e na câmara de carbonatação.

$$K_{c,real} = K_{c,acel} \times \sqrt{\frac{c_{c,real}}{c_{c,acel}}} \ [mm/ano^{0.5}] \qquad (2)$$

Com base nas Eqs. (1) e (2), é possível estimar o período de tempo necessário para atingir profundidades de carbonatação entre 10 e 40 mm nos betões estudados (Quadro 3). Nos BEAL com relação a/c de 0,45, K_{C1} foi considerado de forma conservativa como válido até uma profundidade de carbonatação de 5 mm ($\approx D_{max}/2$).

Estima-se que a profundidade de carbonatação de 40 mm apenas ocorrerá nos BEAL com AL mais densos, em média, após 70 anos, até para relações a/c elevadas. No entanto, nos BEAL com AL mais porosos, a mesma profundidade de carbonatação pode ser atingida em cerca de 1/3 do tempo. Todavia, em betões com relação a/c suficientemente reduzida (a/c<0,55), a profundidade de carbonatação de 40 mm só é atingida após mais de 50 anos de exposição, mesmo no caso dos BEAL com AL mais porosos.

Assim, pode concluir-se que, em geral, os BEAL podem representar uma solução durável e a corrosão induzida por carbonatação pode não ser um mecanismo de deterioração relevante, pelo menos quando se considera uma vida útil de 50 anos. Bogas e Gomes [31] chegaram a conclusões semelhantes para BEAL com escórias vulcânicas.

Note-se que os ensaios de carbonatação acelerada decorreram sob condições severas de humidade relativa (60%), o que significa que serão expectáveis melhores desempenhos em ambiente real de exposição.

Quadro 3. Estimativa de período de tempo até atingir diferentes profundidades de carbonatação

Relação a/c	*Tipo de agregado*	*Período de tempo até atingir a profundidade de carbonatação, x_c (anos)*			
		x_c=10 mm	*x_c=20 mm*	*x_c=30 mm*	*x_c=40 mm*
0,45	Leca	33	111	235	405
	Stalite	63	209	440	756
	Lytag	14	55	124	220
	Argex	39	114	228	382

	AN	83	331	744	1323
0,55	Leca	6	24	55	98
	Stalite	12	49	109	194
	Lytag	5	19	42	74
	Argex	5	18	41	73
	AN	27	107	240	427
0,65	Leca	3	11	24	42
	Stalite	5	20	44	79
	Lytag	2	10	22	40
	Argex	1	6	13	23

4. CONCLUSÕES

No presente artigo caracteriza-se a resistência à carbonatação acelerada de betões estruturais de agregados leves (BEAL) produzidos com diferentes relações água/cimento e tipos de agregado.

Dependendo do tipo de agregado e relação a/c, o coeficiente de carbonatação dos BEAL variou entre 13,5 e 72,9 mm/ano^{0,5}, abrangendo uma vasta gama de betões com resistências à carbonatação muito variadas, para os BEAL mais comuns com classes de resistência entre LC16/18 e LC40/44 e classes de massa volúmica entre D1.6 e D2.0, de acordo com a NP EN 206 [15].

Foi sugerido um novo modelo bifásico para descrever o comportamento dos BEAL sujeitos a carbonatação. Num período inicial de exposição, a taxa de difusão dos BEAL deve ser semelhante à dos BAN de igual composição. Após esse período, quando a frente de carbonatação ultrapassa a "camada limite", os AL tendem a participar mais efetivamente na difusão de CO_2. De acordo com este modelo a resistência à carbonatação dos BEAL pode ser caracterizada por dois coeficientes de carbonatação associados a cada fase do modelo, K_{C1} e K_{C2}.

Observou-se uma fraca correlação entre a resistência à carbonatação e a resistência à compressão. Tal deve-se ao facto de o agregado afetar estas duas propriedades de forma diferente. Em betões com relação a/c reduzida, o agregado tem pouca influência na resistência à carbonatação, mas pode afetar significativamente a resistência à compressão. Assim, conclui-se que a durabilidade dos BEAL não deve ser caracterizada em função da resistência mecânica do betão, conforme é usualmente sugerido nos principais documentos normativos.

A taxa de carbonatação e o período de tempo até atingir diferentes profundidades de carbonatação em condições reais de exposição foram grosseiramente estimados. Constatou-se que, em betões com relação a/c suficientemente reduzida (a/c<0,55), a profundidade de carbonatação de 40 mm só era atingida após mais de 50 anos de exposição, mesmo no caso dos BEAL com AL mais porosos. Estimou-se que a profundidade de carbonatação de 40 mm apenas ocorreria nos BEAL com AL mais densos, em média, após 70 anos, até para relações a/c elevadas. Assim, concluiu-se que que mesmo quando são consideradas pastas de moderada qualidade, a corrosão induzida por carbonatação não deverá ser o mecanismo determinante para a durabilidade dos BEAL.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho de investigação foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), através do projeto PTDC/ECM-COM1734/2012. Os autores agradecem ainda o apoio do CEris/IST no financiamento do presente trabalho e a colaboração das empresas Saint-Gobain Weber Portugal, Argex, Stalite, Lytag, SECIL e BASF pelo fornecimento dos materiais utilizados durante a campanha experimental. O primeiro autor gostaria de agradecer o financiamento da FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/100397/2014.

REFERÊNCIAS

[1] ACI 213R-03 (2003). Guide for structural lightweight-aggregate concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.

[2] Bertolini, L.; Elsener, B.; Pedeferri, P.; Polder, R. (2004). Corrosion of steel in concrete – prevention, diagnosis, repair. Wiley-VCH.

[3] Chandra, S.; Berntsson, L. (2002). Lightweight aggregate concrete – science, technology and applications. Noyes Publications / William Andrew Publishing, Norwich, UK, USA.

[4] Bogas, J.A.; Gomes, M.G.; Real, S. (2015). Capillary absorption of structural lightweight aggregate concrete. Materials and Structures, Vol. 48, N.9, pp. 2869-2883.

[5] Zhang, M.-H.; Gjørv, O.E. (1989). Characteristics of lightweight aggregates for high strenght LWA concrete. Materialutvikling Hoyfast Betong, Report. 2.2. STF70 A92022.

[6] Schulze, W. ; Günzler, J. (1968). Corrosion protection of the reinforcement in lightweight concrete. in: Proceedings of the First International Congress on Lightweight Concrete, 27-29 May, London, Concrete Society, London, Volume 1, pp. 111-122.

[7] Newman, J.B. (2013). Properties of structural lightweight aggregate concrete. in: J.L. Clarke (Ed.), Structural Lightweight Aggregate Concrete, Chapman & Hall, Glasgow, UK, pp. 19-44.

[8] Bremner, T.W.; Holm, T.A.; Stepanova, V.F. (1994). Lightweight concrete – a proven material for two millennia, in: S.L. Sarkar, M.W. Grutzeck (Eds.), Advances in Cement and Concrete, proceedings of an Engineering Foundation conference, University of New Hampshire, Durham, pp. 37-41.

[9] Vaysburd, A.M. (1996) Durability of lightweight concrete bridge in severe environments. Concrete International, Vol. 18, N.7, pp. 33-38.

[10] Bogas, J.A.; Gomes, A.; Gomes, M.G. (2012). Estimation of water absorbed by expanding clay aggregates during structural lightweight concrete production. Materials and Structures, Vol. 45, N. 10, pp. 1565-1576.

[11] NP EN12390-3 (2011). Ensaios do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio. IPQ.

[12] NP EN12390-7 (2009). Ensaios do betão endurecido. Parte 7: Massa volúmica do betão endurecido. IPQ.

[13] LNEC E 391 (1993) Determinação da resistência à carbonatação. Especificação LNEC, Lisboa, Portugal.

[14] Kropp, J. (1995). Relations between transport characteristics and durability, in: J. Kropp, H.K. Hilsdorf (Eds.), Performance Criteria for Concrete Durability – State of the art report by Rilem Technical Committee TC 116-PCD, Performance of concrete as a criterion of its durability, Rilem Report 12, E&FN Spon, pp. 65-89.

[15] NP EN 206 (2013) Betão – Especificação, desempenho, produção e conformidade. IPQ.

[16] Bogas, J.A. (2011) Caracterização de betões estruturais com agregados leves de argila expandida. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.

[17] Al-Khaiat, H.; Haque, M.N. (1999). Strength and durability of lightweight and normal weight concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 11, N. 3, pp. 231-235.

[18] Vieira, M.G. (2003) Betões de elevado desempenho com agregados leves. Durabilidade e microestrutura. Tese de mestrado, LNEC.

[19] de mestrado LNEC, 2003.Holm, T.A.; Bremner, T.W. (2000). State-of-the-art report on high-strength, high-durability structural low-density concrete for applications in severe marine environments, US Army Engineer Research and Development Center.

[20] Bogas, J.A.; Gomes, T. (2015). Mechanical and durability behavior of structural lightweight concrete produced with volcanic scoria. Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 40, N. 3, pp. 705-717.

[21] LNEC E 464 (2007) Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais. Especificação LNEC, Lisboa, Portugal.

Definição de um sistema de gestão de ativos aplicado a instituições públicas de investigação


Catarina Simões[1]


Maria João Silva[2]


Paula Couto[3]

RESUMO

Os campus das instituições públicas de investigação compreendem vários edifícios e infraestruturas que apresentam componentes e elementos com durabilidades variáveis. Assim, é necessário perceber e prever o seu desempenho ao longo das fases do ciclo de vida respetivo e de que forma será afetado com as tomadas de decisão relativamente às intervenções a realizar.

Tendo como base um levantamento intensivo de requisitos teóricos relacionados com os conceitos de Gestão de Ativos Físicos (GAF) e de Análise do Custo do Ciclo de Vida (ACCV), procedeu-se ao desenvolvimento de uma proposta de metodologia que tem como principal objetivo o apoio à gestão de todos os ativos físicos durante o seu ciclo de vida, incluindo o registo da informação relevante para tornar o processo mais eficiente. Neste sentido, a metodologia desenvolvida apresenta um contributo da maior relevância para uma análise direcionada para a componente económica do ativo, podendo ainda ter um papel relevante na promoção da sustentabilidade dos ativos físicos. Assim, estendeu-se a análise aos ativos de informação e financeiros.

Após a definição do Sistema de Gestão de Ativos, procedeu-se à sua aplicação com a análise dos métodos de apoio à tomada de decisão relativamente às intervenções nos ativos físicos. Desta forma foi possível detetar quais os principais gastos, bem como a sua repartição, nos ativos físicos, permitindo realizar uma correta racionalização da utilização de recursos, através da implementação de medidas que visão a redução de consumos e o controlo das atividades que decorrem na instituição. Como resultado do estudo tornou-se possível concluir que um Sistema de Gestão de Ativos surge como uma mais-valia para as instituições públicas de investigação, promovendo o planeamento da gestão de todo o ciclo de vida dos ativos e potenciando a realização do seu valor.

Palavras-chave: Ativos Físicos, Sistemas de Gestão de Ativos, Análise do Custo do Ciclo de Vida

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa, Portugal. csimoes@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa, Portugal. mjoaofalcao@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa, Portugal. pcouto@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

No sentido de consciencializar a sociedade para o conceito de sustentabilidade, os empreendimentos de construção passaram cada vez mais a ser analisados tendo em consideração todo o seu ciclo de vida (construção, operação, manutenção e fim de vida) e múltiplas dimensões (económica, social e ambiental). De facto, fundamentalmente nos países mais desenvolvidos, assiste-se a uma mudança de paradigma da necessidade de construir (edifícios e infraestruturas) para a necessidade de gerir o património existente. Numa conjuntura económica que exige cada vez mais restrições e tendo em conta o envelhecimento das infraestruturas em muitos países desenvolvidos, entre os quais Portugal, assiste- se a uma transição de uma parcela significativa do investimento em construção nova para a reabilitação de estruturas existentes [1]. A escassez de recursos materiais e energéticos, as emissões de gases, bem como o impacto ambiental causado pela própria construção, são também motivos para preterir a construção nova em detrimento da reabilitação [2].

As Instituições Públicas de Investigação, construídas para empreender, coordenar e promover a investigação cientifica e o desenvolvimento tecnológico requerem uma gestão permanente e a diferentes níveis (estratégico, tático e operacional). O panorama atual não instiga à construção de novas infraestruturas, seja por motivos económicos associados às fragilidades da economia nacional, ou por outros de carater distinto, como por exemplo a redução e envelhecimento de recursos humanos, a insuficiente dotação financeira para suprimir as necessidades ao nível da manutenção e da renovação das infraestruturas têm tomado ao longo dos últimos anos, notórias dificuldades de funcionamento da instituição e limitado o seu desempenho, quer ao nível operacional quer ao nível financeiro.

Nos países europeus estima-se que os custos de manutenção e operação de edifícios públicos, por metro quadrado, por ano, rondem os 100 euros na Alemanha 109,7€/m^2; 105.3€/m^2 na Suécia; 92€/m^2 na Hungria; 80€/m^2 em Espanha [3]. Sem um financiamento adequado os edifícios tendem a degradar-se mais rapidamente, o que se reflete diretamente no seu desempenho funcional. Posto isto, se não for feita uma gestão competente dos edifícios, os custos de operação vão aumentar, enquanto o edifício vai progressivamente gerando menos benefícios para o seu detentor. É neste contexto, que faz todo o sentido abordar de forma séria a gestão de ativos físicos, mesmo que o financiamento seja adequado, para que a instituição possa tirar proveito e usufruir de cada ano de vida útil das suas infraestruturas nas melhores condições.

Assim, uma gestão de ativos eficiente exige as respostas às questões: o que reparar, quando reparar e que técnicas de reparação utilizar [4] e poderá trazer várias vantagens diretamente para a instituição bem como para o país (estado português).

Relativamente a edifícios, as práticas de gestão de ativos desenvolvem-se a um passo mais lento, muito por culpa das diversas componentes e especificidades de um edifício. A existência de diversos sistemas (estrutural, elétrico, canalização, etc.) leva a que o processo de construção se torne multidisciplinar o que levanta dificuldades adicionais ao processo. Além desta multidisciplinaridade, os edifícios possuem ainda um vasto espetro de utilizações tipo, de técnicas de construção e de requisitos de desempenho. Como resultado, a complexidade e singularidade de cada edifício tornam a sua análise mais difícil [4].

Face ao exposto, uma abordagem que contemple além dos custos imediatos, os custos futuros, ainda que possivelmente possa ser mais difícil e incerta, torna-se extremamente importante. É neste sentido que surge a contemplação do Custo de Ciclo de Vida (CCV) como abordagem a longo prazo. Analisar o CCV significa contabilizar todos os custos associados, desde a conceção até ao fim de vida do objeto em análise.

Para uma análise do ponto de vista financeiro do CCV, tem sido comum o recurso a metodologias de custos de ciclo de vida (*Life Cycle Cost*). Nos casos em que a vida útil é desconhecida, os modelos de degradação permitem complementar a Análise do Custo de Ciclo de Vida (ACCV).

2. SISTEMA DE GESTÃO DE ATIVOS FÍSICOS

As origens da gestão de ativos são difíceis de determinar. O aparecimento do conceito como atualmente o conhecemos é tido como uma derivação das ideologias tradicionais de gestão de propriedade, e ao qual tudo indica que terá surgido no setor privado nos finais dos anos setenta [5]. Só posteriormente é que o conceito terá sido adotado pelo setor público tendo como principais impulsionadores: o setor dos serviços financeiros, as industrias petrolíferas e o setor público Australiano e Neozelandês [6].

Em 2010, a *International Organization for Standardization* (ISO) lançou o projeto de uma norma internacional relativa ao tema gestão de ativos. A série ISO 55000 foi publicada em 2014, onde se encontra definido ativo como algo capaz de gerar valor potencial ou efetivo, tangível ou intangível, financeiro ou não financeiro, tendo em consideração como período de vida útil a sua conceção ou aquisição até à sua fase final, de fim de vida [7]. De forma sintética, a série ISO 55000, conceptualiza os quatro princípios básicos para uma Gestão de Ativos Físicos (GAF) eficiente [7]: i) os ativos existem para fornecer valor à organização e às partes interessadas; ii) a liderança cultural do local de trabalho é determinante na perceção do valor; iii) a GAF transforma a intenção estratégica em tarefas, decisões, atividades técnicas e financeiras; iv) a GAF garante que os ativos vão cumprir e desempenhar a sua função ao longo do seu ciclo de vida.

O termo ativo é bastante utilizado na sociedade atual, apresentando diferentes significados dependendo da circunstância, área ou setor em causa. Atualmente é possível identificar cinco tipos de ativos [8]: i) Financeiros (lucros, custos associados ao ciclo de vida, valor dos ativos consoante o seu desempenho, dívidas); ii) Humanos (motivação, comunicação, responsabilidades, conhecimento, experiência, competência e capacidade, liderança e trabalho em equipa); iii) Informação (registos, desenhos, contratos, licenças, documentos legais e regulamentares, informação do nível de desempenho); iv) Intangíveis (reputação, restrições morais e éticas, impacto social); v) Físicos (edifícios, veículos e equipamentos).

A gestão de ativos é o conjunto de atividades coordenadas que uma organização usa para os seus ativos gerarem valor, exigindo que esta examine a necessidade e o desempenho dos ativos em diferentes níveis hierárquicos (ativos individuais ou conjuntos integrados que compõem o sistema de gestão de ativos) e a aplicação de diferentes abordagens analíticas em fases distintas do ciclo de vida do ativo [7]. Em suma, a gestão de ativos é uma mentalidade que olha para os ativos físicos não como um objeto inanimado e imutável, mas sim, como um sistema passível de sofrer mudanças e que se vai deteriorar com o tempo e com o uso, até que por fim, se nada for feito para o evitar, irá acabar por deixar de servir o seu propósito inicial. No fundo é o reconhecimento de que os ativos possuem um ciclo de vida e que é de suma importância saber delineá-lo e explorá-lo, por forma a obter o máximo de benefícios para os seus detentores. Exemplos desses benefícios são [9]: i) Redução dos custos totais com a operação do ativo, de potenciais impactos de saúde causados pela degradação do mesmo e dos riscos de segurança adjacentes à sua utilização; ii) Potencialização do desempenho do ativo; iii) Minimização do impacto ambiental.

A organização deve definir as responsabilidades para a gestão de ativos e para o sistema de gestão de ativos e garantir que os funcionários são competentes e autorizados para desempenhar os seus encargos, proporcionando mudanças significativas no sistema de gestão de ativos e a determinação de melhorias [7]. Ao nível da gestão de ativos, a organização deve garantir que os ativos atinjam a função requerida, sendo que devem ser: i) vinculados os objetivos organizacionais à função e desempenho requeridos ao ativo; ii) implementados processos de garantia em todas as etapas do ciclo de vida dos ativos; iii) promovidas atividades com o objetivo de melhoria continua; garantidas as competências dos trabalhadores para a realização das suas funções; iv) fornecidos os recursos necessários para a demonstração de garantia [7].

Ainda é da competência da organização estabelecer, documentar e manter os planos de gestão de ativos para atingir os objetivos. Ao planear como atingir os objetivos de gestão de ativos, a organização, deve determinar: i) o seu plano de gestão de ativos bem como os métodos a serem empregados ao longo do seu ciclo de vida; ii) os riscos que lhes estão associados, caso os ativos não atinjam os objetivos; iii) as implicações de risco financeiro e não financeiro dos planos de gestão de ativos.

Para além do referido, a organização deve determinar os seus requisitos de informação para suportar a consecução dos seus objetivos organizacionais. Neste sentido, deve ter em consideração: i) a importância dos riscos associados; as funções e responsabilidades para a gestão de ativos; ii) os processos, procedimentos e atividades de gestão de ativos; iii) a troca de informação com as partes interessadas, incluindo os prestadores de serviços; iv) o impacto da qualidade, disponibilidade e gestão de informação sobre a tomada de decisões organizacionais [7].

2.1 Implementação do Sistema de Gestão de Ativos

Para obter uma implementação eficaz de um sistema de gestão de ativos, numa fase inicial, a organização tem de ter em conta alguns princípios tais como [7]: i) declaração clara do que a organização deve alcançar de acordo com o período de tempo definido e qual o nível de garantia para as partes interessadas; ii) processos de tomada de decisão que podem transformar a intenção estratégica organizacional em planos estratégicos; iii) estabelecimento de processos de tomada de decisão para identificar os ativos ou sistemas de gestão de ativos bem como os seus limites, as suas funções e o seu desempenho; iv) desenvolvimento de critérios com vista a selecionar e gerir ativos que equilibrem o risco, o custo e os benefícios ao longo dos seus ciclos de vida; v) implementação de processos e atividades de planeamento e decisão; vi) integração de processos de gestão de ativos com outras áreas funcionais da organização.

A implementação de um sistema de gestão de ativos, baseado na família das normas já mencionada [7], afigura-se como uma decisão estratégica para a organização, uma vez que equilibra os custos e riscos, aumentando a qualidade do serviço e o seu desempenho operacional. Os benefícios que podem ser alcançados com a implementação da gestão de ativos numa organização são [9]: i) melhoria no desempenho financeiro. A melhoria no retorno dos investimentos e a redução de custos podem ser alcançados, preservando, ao mesmo tempo, o valor dos ativos sem comprometer a realização a curto ou a longo prazo dos objetivos organizacionais definidos; ii) melhores decisões no investimento de ativos. Permite que a organização tome decisões equilibrando de forma eficaz os custos, riscos e oportunidades; iii) risco de gestão. Redução de perdas financeiras, minimizando o impacto ambiental e social; iv) melhoria dos serviços. Assegurar o desempenho de ativos com vista a superar as expectativas dos clientes e das partes interessadas; v) demonstração de responsabilidade social. Melhorar a capacidade da organização para reduzir as emissões de CO_2, conservar os recursos e adaptação às mudanças climáticas; vi) demonstração de conformidade. Oferece transparência na conformidade dos requisitos legais e regulamentares.

3. ANÁLISE DO CUSTO DO CICLO DE VIDA

A análise do custo do ciclo de vida, tem como principal objetivo escolher a alternativa mais rentável de um conjunto de hipóteses, quantificando as implicações a longo prazo das decisões tomadas ao nível de projeto, nos custos futuros de manutenção e reabilitação, com vista a atingir o menor custo possível do produto a longo prazo [10].

Para uma análise do custo do ciclo de vida eficaz há um conjunto de boas práticas que devem ser seguidas, sendo elas [11]: i) a análise deve iniciar-se o mais cedo possível, sendo o ideal durante a fase de planeamento; ii) o nível de detalhe deve ser proporcional ao nível de investimento em causa; iii) custos comuns a todas as hipóteses não devem ser incluídos nos cálculos, devendo estes ficar

registados apenas na memória descritiva; iv) devem-se analisar apenas alternativas comparáveis entre si.

Na década de 90 do século XX, Flanagan e Norman destacaram que, para uma correta implementação da análise do custo do ciclo de vida, seria necessário ter informação acerca de estimativas de custos iniciais e operativos do ciclo de vida, taxas de desconto, índices de inflação, períodos de ocupação, consumos de energia, limpeza, entre outros [12].

Segundo outros autores, a informação fundamental para uma análise do custo do ciclo de vida divide-se essencialmente em duas categorias: i) informação relativa a descontos; ii) informação relativa a custos [13]. De outra forma, Schade, divide a informação relativa ao ciclo de vida nos seguintes tipos [14]: informação de custos; informação de qualidade; informação de desempenho; informação física; informação de ocupação. A ISO 15686-5, acrescenta que a informação também pode ser obtida a partir de pressupostos de melhor estimativa sobre as tendências futuras da tecnologia, mercados e aplicações [15].

4. SISTEMA DE GESTÃO DE ATIVOS FISICOS BASEADO NA ANÁLISE DO CUSTO DO CICLO DE VIDA

Para a elaboração da presente metodologia assume-se como indispensável a consulta de informações da Instituição Pública de Investigação, maioritariamente, no que diz respeito às despesas. Para obter essa informação contactou-se a direção de serviços financeiros e o departamento responsável pelas instalações da instituição, onde foram obtidas as plantas de arquitetura dos edifícios em análise bem como os equipamentos de cada Unidade Operativa. Assim a metodologia foi aplicada a duas Unidades Departamentais das quais foram selecionadas três Unidades Operativas que estão em funcionamento em dois edifícios da Instituição.

4.1 Metodologia desenvolvida

FASE 1 - Elaboração do Plano Estratégico para a Gestão de Ativos Físicos na Instituição

A Instituição deve desenvolver um plano estratégico onde seja possível mostrar a relação entre os objetivos definidos e os objetivos organizacionais, expondo os processos e atividades realizadas com o intuito de alcançar os objetivos estipulados. Neste sentido, devem ser estabelecidos os objetivos considerando os requisitos das partes interessadas, tornando-se essencial identificar os Objetivos Estratégicos (oferecem uma visão a longo prazo e da sustentabilidade), Táticos (visam o desenvolvimento de ações de médio prazo para a implementação da estratégia e a integração destas ações em matrizes de apoio à decisão) e Operacionais (englobam o método de atuar a curto prazo, nomeadamente ao nível da escolha de dados e cadastros e tratamento de informação, da avaliação das condições dos ativos físicos) associados ás atividades de investigação e desenvolvimento.

FASE 2 - Inventário dos Ativos Físicos - Edifícios e Equipamentos

Esta FASE torna-se numa base da informação necessária para a gestão de ativos.

a) Edifícios

Relativamente aos edifícios, as informações necessárias para proceder à inventariação dos mesmos são as seguintes: i) identificação dos edifícios; ii) data de construção e de entrada em funcionamento; iii) tipologia dos edifícios – administrativos ou laboratórios de ensaio; iv) fase(s) do ciclo de vida em que se encontram – operação e manutenção; v) avaliação patrimonial (€); vi) validação da área de ocupação das unidades operativas através de plantas em *AutoCAD*; vii) elaboração de uma matriz que relacione os espaços (m^2) ocupados pelas unidades operativas (a título de exemplo) (Quadro 1).

Quadro 1. Áreas das Unidades Departamentais e Unidades Operativas.

Unidade Departamentais	*Unidades Operativas*	*Espaço (m^2)*		
		Completo	*Individual*	*Partilhado*
Unidade 1	Unidade A	800,68	800,68	-
Unidade 2	Unidade B	671,35	213,47	403,88
	Unidade C	403,88	-	403,88

b) Equipamentos

Relativamente aos equipamentos das Unidades Operativas, para a Instituição em análise, o inventário já se encontra feito numa plataforma informática. Assim, numa primeira fase foi essencial perceber como este se encontra feito. Seguidamente procede-se à: i) identificação da distribuição de equipamentos nas Unidades Operativas; ii) caracterização de cada equipamento (tipo ou função, data de aquisição, data de entrada em funcionamento, marca e modelo); iii) elaboração de uma matriz que relacione o número de equipamentos com os espaços (m^2) que ocupam (a título de exemplo) (Quadro 2).

Quadro 2. Número de Equipamentos.

Unidade Departamentais	*Unidades Operativas*	*Número de Equipamentos*		
		Total	*Individual*	*Partilhado*
Unidade 1	Unidade A	204	204	0
Unidade 2	Unidade B	103	0	103
	Unidade C	110	7	103

c) Condição e desempenho dos ativos

Os requisitos a serem contemplados nesta fase da metodologia, para os ativos físicos, são os seguintes: i) registos das ocorrências de falhas e avarias – identificar claramente o ativo afetado, e incluir pelo menos a seguinte informação: identificação do ativo e componente; data (e hora) de deteção da falha e avaria; data (e hora) da reparação ou duração da falha ou avaria; motivo/ origem da falha (falha de equipamento / componente, falha de energia provocada por terceiros); ii) estado geral de conservação – Mau; Aceitável; Bom; iii) grau de obsolescência – sinalizar/identificar os ativos com partes ou componentes que apresentem dificuldades acrescidas, ou mesmo impossibilidade, de reparação ou substituição, em caso de avaria; iv) registo de reclamações (informação complementar) – identificação do ativo (edifício / equipamento) e o local onde está, tipo de ocorrência, data e hora da comunicação, data da resolução do problema, motivo da ocorrência, tempo de resposta final; v) eficiência dos processos (informação complementar) – os ativos com processos que apresentem eficiências reduzidas devem ser identificados, no sentido de serem devidamente classificados [17].

FASE 3 - Definição de Custos – Análise do Custo do Ciclo de Vida

a) Propósito da análise

I. *Identificar claramente o propósito* – quantificação do CCV por forma a que seja útil na identificação de custos e possíveis otimizações, na definição de prioridades na atribuição de meios para a manutenção dos ativos em estudo e na avaliação e comparação de estratégias alternativas para o uso, operação e manutenção dos ativos.

II. *Identificar os resultados passiveis de serem obtidos* – Assegurar o bom funcionamento dos ativos físicos com os menores custos possíveis para a instituição.

b) Identificar os requisitos dos ativos

I. *Identificar os aspetos chave do ativo (funções e características)* – A Instituição Pública tem por função empreender, coordenar e promover a investigação científica e o desenvolvimento tecnológico. O seu horário de funcionamento tem início às nove horas da manhã e termina por volta das cinco e trinta da tarde, sendo neste horário que ocorre o pico de utilização. Uma vez

que se pretende que os ativos físicos que constituem a instituição perdurem no tempo, não tendo um horizonte temporal pré-definido, todas as possíveis intervenções têm que assegurar um grau elevado de resistência e durabilidade, constituindo-se como opções mais vantajosas. Os requisitos dos ativos prendem-se com o assegurar as funções a que se destinam com o menor custo possível. Como os ativos físicos não têm retorno financeiro associado e não se considera a alternativa de substituir por outros, as opções serão analisadas por forma a ter como objetivo a obtenção do menor custo do ciclo de vida.

c) Identificar o âmbito da análise

I. *Identificar a escala de aplicação* - A instituição pública é constituída por vários edifícios, sendo que a metodologia desenvolvida se aplica a dois edifícios. O âmbito da presente análise prende-se com o planeamento de manutenção ou substituição de componentes de forma cíclica ou não, por forma a reduzir custos e manter a funcionalidade durante a vida útil dos ativos.

d) Identificar o período de análise e os métodos de avaliação económica

I. *Identificar o período temporal a considerar* – O período da análise estabeleceu-se em 50 anos visto que é a vida útil usualmente considerada para os edifícios correntes, assumindo-se que é um período relevante para que se possam tirar ilações válidas, dada a impossibilidade de previsão do tempo restante pelo qual os ativos vão perdurar.

II. *Identificar o método de avaliação económica a adotar* – Utilizou-se o método de avaliação económica, utilizando o custo atualizado assumindo que o valor do dinheiro não é constante ao longo do tempo.

e) Definição dos parâmetros de avaliação e das categorias de custos

I. *Identificar os parâmetros / critérios utilizados, nomeadamente financeiros* – Para considerar os custos a reunir de forma apropriada na ACCV, forma utilizadas as seguintes taxas de inflação, com base na plataforma online "*PORDATA – Base de dados de Portugal contemporâneo"*: i) variação do índice de preços no consumidor; ii) habitação, água, eletricidade, gás e outros combustíveis; iii) acessórios para o lar, equipamento doméstico e manutenção corrente da habitação; iv) Comunicações [16]. Além da taxa de inflação simples, foi utilizada também uma taxa de atualização para as possíveis medidas a implementa, calculada através da seguinte Eq. (1):

$$T_a = [(1 + T_1)(1 + T_2)(1 + T_3)] - 1 \quad (1)$$

em que:

T_1 – Rendimento real – contempla a taxa de obrigações do tesouro português

T_2 – Risco considerado, desprezou-se o risco

T_3 – Inflação global

II. *Definir o grau de resolução através da categorização dos custos* – Relativamente à categorização dos custos, utilizou-se a classificação proposta pela ISO 15686-5 [15]. Face aos dados recolhidos os custos considerados para a análise estão identificados seguidamente na Fig. 1.

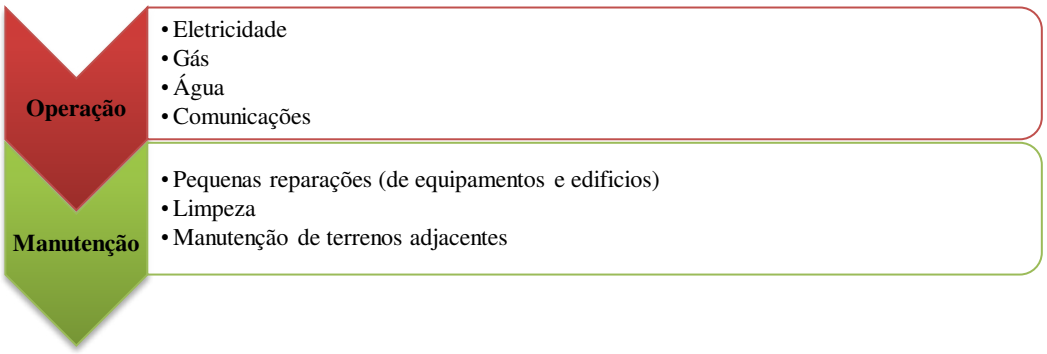


Figura 1. Custos recolhidos e classificados segundo a norma ISO 15686–5 [15].

f) Identificar opções a serem incluídas na análise

I. Identificar soluções alternativas para a análise e definir como essas soluções alternativas serão consideradas – A ACCV assenta num cenário base em que se admitem a manutenção dos consumos, a periodicidade das pequenas reparações e das substituições existentes, bem como da manutenção de maior dimensão.

g) Reunir custos e respetivos perfis temporais para serem usados na análise

I. *Identificar os custos relevantes dentro de cada categoria* – Para todos os encargos em análise foram recolhidos os valores anuais dos mesmos desde o ano de 2014 a 2017. Assim, para a obtenção dos custos dos anos em análise, procedeu-se à obtenção dos balancete dos custos incorridos em cada um dos anos económicos em análise da respetiva organização pública, ou seja da classe 6 do Plano Oficial de Contabilidade Pública em vigor, tendo-se igualmente listado, de forma discriminada, toda a despesa processada em termos de contabilidade pública orçamental, bem como todos os lançamentos na contabilidade da classe referida, ambos com a finalidade de se poder identificar, caso seja necessário, em detalhe a natureza das despesas que contribuíram para os valores agregados nas contas do balancete.

II. *Identificar valores para cada custo* – Uma vez que a instituição pública não possui um contador associado a cada edifício, em particular, os valores recolhidos destes encargos são referentes à totalidade do Campus da Instituição, por este motivo tornou-se imperativo elaborar uma estimativa de consumos, dos ativos em análise, por forma a estimar o CCV. Com base nas especificações técnicas das componentes instaladas (número de equipamentos presentes em laboratórios, gabinetes, instalações sanitárias e respetivas áreas, bem como o tempo de funcionamento e a energia consumida), estimaram-se os consumos dos ativos.

FASE 4 - Sugestões de Melhoria

Um dos enfoques da gestão de ativos é o da otimização do ciclo de substituição dos ativos físicos de forma a permitir, no futuro, obter o máximo retorno financeiro. Tal significa que não se deve substituir antes de ser necessário, pois desperdiçam-se capacidades e recursos, nem após o necessário, pois aumentam-se os custos devido a consequências indesejáveis. Em síntese, deve fazer-se a tarefa devida, nos componentes certos, na altura correta e com as técnicas e materiais adequados. Desta forma otimiza-se o ciclo de substituição dos ativos físicos por forma a permitir, no futuro, obter o máximo retorno financeiro [18]. Neste sentido e após a apresentação dos resultados, procedeu-se ao desenvolvimento de propostas para a sua melhoria com o objetivo de aumentar a qualidade do serviço prestado por um preço menor. Devido a todas as incertezas associadas à gestão de ativos, para as quais são admitidos cenários e efetuadas estimativas no momento da decisão, e a constante evolução institucional (alteração do pessoal e equipamento) extrainstitucional (alteração das condicionantes e constrangimentos, evoluções tecnológicas), social (evolução dos hábitos dos indivíduos, das famílias, da sua mobilidade, de conceitos de conforto) e económico (crescentes constrangimentos, necessidades de eficiências, otimizações) é fundamental proceder à monitorização dos sistemas, do mesmo modo

que é importante estar atento a um futuro mais distante. A criação de modelos de apoio à decisão, quer numa fase operacional, quer numa vertente estratégica é essencial para uma adequada gestão de ativos.

5. CONCLUSÕES

Em Portugal ainda é relativamente comum avaliar as diferentes opções de construção ou intervenção com base apenas no custo inicial. No entanto, a preocupação com a durabilidade e com a manutenção da funcionalidade dos ativos durante o maior período de tempo possível tem vindo a crescer. Seja por motivos económicos, ambientais, sociais ou de outra ordem, a atenção dada à gestão de ativos físicos e ao CCV dos ativos tem crescido recentemente.

No caso da Instituição Pública em análise assegurar a longevidade dos edifícios tem de ser uma prioridade acérrima e a procura constante de formas para diminuir os encargos com estes ativos deve ser constante. Dentro da instituição são vários os parques edificados com as características dos ativos analisados, onde é possível fazer reduções de custos consideráveis, através de medidas de custo relativamente baixo, e recorrendo a meios próprios não especializados.

Durante a aplicação da metodologia foram muitas as dificuldades, quase todas relacionadas com a dificuldade de acesso à informação necessária. Os registos de encargos económicos são informações sensíveis, e, além disso, a complexidade da instituição faz com que diferentes encargos e documentações sejam da responsabilidade de diferentes entidades. Não obstante das dificuldades, conseguiu-se estabelecer um andamento geral dos encargos com eletricidade, gás, água, comunicações, pequenas reparações (de equipamentos e edifícios), limpeza e manutenção de terrenos adjacentes.

Após a aplicação da metodologia, foram analisados os métodos de apoio à tomada de decisão de intervenção nos ativos físicos, onde foi possível detetar os principais gastos nos ativos, bem como a sua distribuição, promovendo o planeamento da gestão ao longo de todo o ciclo de vida dos ativos, potencializando a realização de valor.

REFERÊNCIAS

[1] Laefer, D. F.; Manke, J. P. (2008). Building reuse assessment for sustainable urban reconstruction. Journal of Construction Engineering and Management, *134*(3), pp. 217–227.

[2] Hovde, P. J.; Moser, K. (2004). Performance based methods for service life prediction. International council for research and innovation in building and construction, 294.

[3] Schimschar, S.; Grözinger J.; Korte, H.; Boermans, T.; Lilova, V.; Bhar, R. (2011). Panorama of the European non-residential construction sector. Cologne, Germany: Ecofys.

[4] Grussing, M. N. (2015). Risk-based facility management approach for building components Bernard, J.; Westergaard, H. (2011). Concrete durability in marine environments. Proc. of 9t using a discrete markov process - Predicting condition, reliability, and remaining service life (Doctoral dissertation). University of Illinois at Urbana-Champaign, Illionois, USA.

[5] Phelps, A. J. (2009). An Examination of the Relationship between Rationale, Practice and Outcomes in Municipal Property Asset Management – A Comparative Study of the UK and Russia (Doctoral dissertation). University of Birmingham.

[6] José, Matos (2016). Custo do ciclo de vida como ferramenta para a gestão de ativos físicos – Aplicação ao aquartelamento da Amadora da Academia Militar. Instituto Superior Técnico, Tese de mestrado.

[7] ISO 55000. (2014). Asset management — Overview, principles and terminology. Switzerland: International Organization for Standardization.

[8] Karlsson, E.; Kack, C. (2014). Asset Management – Maintenance of Buildings. Special Erasmus Project, Instituto Superior Técnico (IST), Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

[9] Davis, R. (s.d.). An Introduction to Asset Management. Chester, United Kingdom: blah d blah design ltd.

[10] Langdon, D. (2007). Life Cycle Costing (LCC) as a contribution to sustainable construction: a common methodology.

[11] Lamptey, G.; Ahmad, M.; Labi, S.; Sinha, K. (2005). Life Cycle Cost Analysis for Indot Pavement Design Procedures. School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, India.

[12] Flanagan, R.; Norman, G. (1993). Risk management and construction. Blackwell Scientific Publications.

[13] Kishk, M.; Al-Hajj, A.; Pollock, R.; Aouad, G. (2003). Whole life costing in construction: a state of the art review. RICS Foundation.

[14] Schade, J. (2007). Life cycle cost calculation models for buildings. Lulea University of Technology, Lulea, Sweden.

[15] ISO 15686-5. (2008). Buildings and constructed assets - Service-life planning - Part 5: Life-cycle costing.

[16] PORDATA- Base de dados Portugal contemporâneo. (s.d.). Obtido 25 de Julho de 2018.

[17] APDA – Associação Portuguesa de Distribuição e Drenagem de Águas. (2017). Guia prático de aplicação de gestão de ativos – sistemas de abastecimento de água drenagem de águas residuais. Lisboa.

[18] ASCE-USEPA. (2004). American Society of civil Engineering. United States Environmental Protection Agency (USEPA).

Carbonation and Environmental Impact of Concrete





Isabel M. Martins[1] **Arlindo Gonçalves**[2]

ABSTRACT

The development of European standards intended to provide a framework for assessing the sustainability of construction works was by far the most important step towards the evaluation and comparison of their environmental, economic and social performance.

From an environmental perspective, the use of Environmental Product Declarations (EPD) allows an informed choice of the more sustainable construction materials. The development of an EPD calls for specific guidelines that enable different manufacturers to evaluate equally the environmental impacts of their products during the different stages of their life cycle, i.e., the Product Category Rules (PCR).

In the last years, the CEN/TC104/SC1/TG20, together with CEN/TC229/WG5, has made relevant progress on establishing PCR for concrete and precast concrete products leading to the publication of the European standard EN 16757 in June 2017, while a CEN Technical Report on CO2 uptake in concrete is about to be concluded.

This paper, after presenting the general view of the normative approach for all the construction materials, makes a comprehensive analysis of the above documents, with particular focus on the relevance of carbonation on the environmental impact of concrete and concrete products

Keywords: Concrete, carbonation, CO_2 uptake, environmental impact

1. INTRODUTION

The increase of urban population and the consequent increase of construction works have a huge impact on our environment. In fact, data on cement and aggregates demand, mainly used for concrete production, have shown an increase of 68% and 75% in the last decades. To ensure the use of more sustainable construction and building materials it is very relevant to compare their environmental performance. All over the world, the development of voluntary schemes aiming to evaluate the sustainability of the built environment is a reality, with some of them integrating economic and social issues.

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Lisboa. Portugal. imartins@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Lisboa. Portugal. arlindo@lnec.pt

To avoid technical barriers related to Member States regulations and voluntary schemes, the European Commission issued mandate M350 to CEN to "provide a method for the voluntary delivery of environmental information that supports the construction of sustainable works including new and existing buildings". In this context, horizontal standards assessing the sustainability of construction works were developed, EN 15643, parts 1 to 4 [1-4]. Based on environmental assessment at the product level or at the building level, these standards show the different normative documents to apply. For the sake of consistency, the environmental indicators at product level have to be applicable at the building level and their aggregation at product level can be used to derive results at the building level.

Moreover, the Construction Products Regulation (CPR) [5], in its basic requirements, establishes the use of environmentally compatible raw and secondary materials in construction works and anticipates that the assessment of the sustainability of these resources should be based, where possible, on Environmental Product Declarations (EPD) since they present quantified environmental information throughout the life cycle of products.

Simultaneously to the development, by CEN TC 104 and CEN TC 229, of PCR for concrete and concrete elements, the European Commission published a new method, the Product Environmental Footprint (PEF), to quantify environmental performance of products, using a cradle to grave approach, which aims to harmonize and increase the comparability of products. It is expected that there will be no conflict between the work here presented and the new methodology

2. ENVIRONMENTAL PRODUCT FRAMEWORK

In a first approach, the European normative frame for the construction products include the provisions/guidelines for the development of EPD, namely EN 15804 [6], EN 15942 [7] and the technical report CEN/TR 15941 [8]. The EN 15804 establishes the common rules valid to assess the environmental impact of all construction products, taking into account data in the following categories: global warming, ozone depletion, acidification of soil and water, eutrophication, photochemical ozone creation, depletion of abiotic resources (elements) and depletion of abiotic resources (fossil fuels).

The above mentioned rules must ensure that the information listed in EPD, expressed in modules, is credible and allows stakeholders to compare the environmental performance of different products, having regard to its use and impacts in the building through its life cycle. The significance of this information depends on the life cycle stages comprised in the analysis, i.e., the type of EPD chosen: cradle to gate, cradle to gate with options or cradle to grave. As shown in Fig.1, the EPD could encompass only the module of product stage or could be extended to the modules of construction stage, use stage and end of life stage. Additional information (module D) outside the system boundary can be covered, for instance the saving of natural resources (reuse, recycling), but in this case new indicators must be used to quantify this saving

3. PRODUCT CATEGORY RULES FOR CONCRETE

For specific groups of construction products, the Product Category Rules (PCR), i.e., sets of specific rules, requirements and guidelines for developing Type III environmental declarations, must be defined. The European PCR for concrete and concrete elements are set in EN 16757 [9].

To complement the rules of EN 15804, the EN 16757 recommends to perform EPD cradle to grave in order to cover the same life cycle stages as the construction works, i.e., include modules from A1 to C4 shown in Figure1. In what concerns the product stage, aggregates, cement, water, admixtures, additions, fibres and reinforcing steel are indicated as the constituents, which are part of concrete and concrete elements. In the construction stage, addition of other constituents, for example a structural topping, is possible.

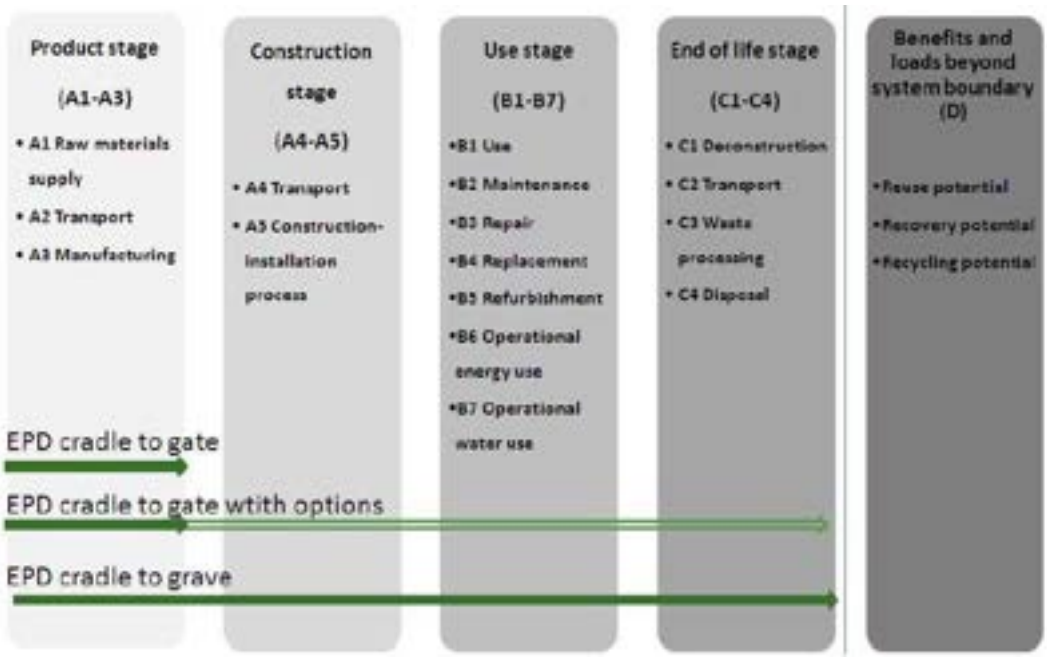


Figure 1. Types of EPD with regard to life cycle stages.

In what concerns calculation rules, the EN 16757 sets the information needed for the functional unit and the system boundary. The functional unit, i.e., the reference used to quantify the relevant inputs and outputs flows in the life cycle analysis of concrete and concrete elements, have to be based on the function of the product in the construction work and on the reference service life. Therefore, each functional unit needs to comprise the type and dimensions of concrete elements, the intended use, the main characteristics of concrete and the reference service life: for example 1 m^2 of insulated wall element, fulfilling the thermal insulation requirements for an expected specified service life.

For the system boundary, EN 16757 presents two schemes, one for ready mixed and site mixed concrete (Fig. 2) and another for precast elements, detailing what should be taken into account. The carbonation of concrete may or may not be included in the use and end of life stages and, when included, the assumptions used to evaluate carbon dioxide uptake should be specified in the EPD. It should be noted that the carbonation of concrete can also be taken into account in the production phase if long term storage occurs.

Different scenarios guidance, of a total of nine, are also set in EN 16757. In Table 1 the example for wall elements shows that the environmental impacts during use (module B1) are carbonation and possible release of dangerous substances. Regarding scenarios for the end of life stage (module C), it could be mentioned the disposal of concrete at landfill or recovery of concrete as secondary raw material in new construction work.

4. CARBONATION OF CONCRETE

Carbon dioxide, CO_2, is one of the principal greenhouse gases and about 5-8% of the anthropogenic emissions of CO_2 have been ascribed to cement production. During manufacture of cement, two processes are identified as major CO_2 sources: the decarbonation of limestone and the combustion of fuels to produce clinker, accounting for 55-60% and 40-45% of CO_2 emissions, respectively.

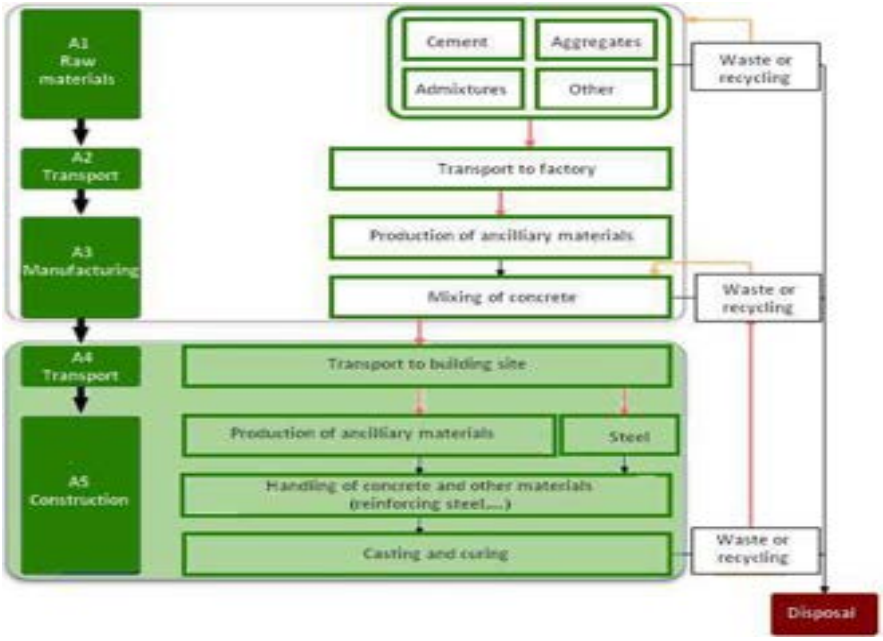


Figure 2. System boundary for site and ready mixed concrete

Table 1. Guidance for wall elements (adapted from EN 16757)

Scenario	*RSL*	*B1* *Use of the installed product*	*B2* *Maintenance*	*B3* *Repair*	*B6* *Operational energy use*	*B7* *Operational water use*
Structural concrete or concrete elements for buildings (exterior)	Data assumed in some countries can be used as guidance (normally 100 years)	Potential emissions to soil and groundwater. Carbonation process	Generally no maintenance.. One-off cleaning and surface treatment may apply (aesthetic reasons)	Repair can be necessary due to accidental damage	Energy used for operating heating and cooling systems integrated in the element	Water used for operating heating and cooling systems integrated in the element

Over the years, the emissions inventories did not take into account the carbonation of cement based materials, i.e. the sequestration of CO_2, over their life cycle. Effectively, construction and building materials with cementitious matrix can sequester large quantities of CO_2 [10], which translate into lower net CO2 emissions and affect the life cycle analysis. Therefore, the environmental comparison of cement-based materials with alternative materials is inequitable when carbonation is not considered. Recently, Xi *et al.* [11] have estimated that the global uptake by cementitious materials, from 1930 until 2013, was 4.5 GtC. The same authors also assessed that 43% of the emissions from cement production are sequestered by carbonation. In Fig. 3, disaggregation of carbon uptake by cement based materials and by year is presented.

It is well know that concrete carbonation occurs through its life cycle leading to physical and chemical modifications. The rate of reaction is influenced by several factors, namely the type of binder, the water/cement ratio or the pore structure [12-13]. The carbon dioxide from ambient air enters into the pore structure of concrete and after contact with pore water the carbonate ions react with cement products of hydration of cement, forming the calcium carbonate, a low soluble salt.

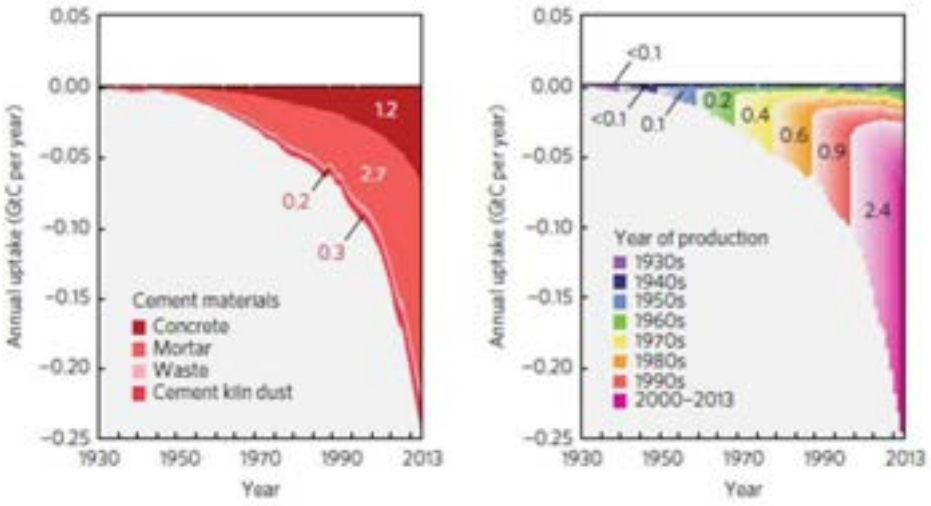


Figure 3. Annual carbon sequestration by cement 1930–2013 [11]

In a simplified form, the carbonation reaction of portlandite can be expressed by Eq. (1):

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \longrightarrow CaCO_3 + H_2O \quad (1)$$

When all calcium from portlandite is carbonated, the calcium ions concentration decreases and congruent dissolution of C-S-H is initiated and the CaO/SiO_2 ratio of the gel will lower , Eq. (2):

$$C\text{-}S\text{-}H + CO_2 \longrightarrow CaCO_3 + SiO_2\ nH_2O \quad (2)$$

The principal hindrance to carbonation is the accessibility of CO_2 to the inner concrete, in particular when a carbonated zone already exists. The amount of concrete carbonation rises with increased exposed surface and exposure time. Several studies intend to quantify the CO_2 fixed by concrete [10, 12, 14]. Different approaches, based on binder chemical composition, have different assumptions. Using a conservative approach, centered on the calcium oxide content of the clinker, the maximum CO_2 uptake for different cements can be calculated using Eq. (3) [14]:

$$U_{tcc} = w * C_C * 0.79 \quad (3)$$

where

w is the fraction of CaO reactive in the clinker;

C_C is the mass of clinker (kg);

0.79 is the ratio of molar mass, m_{CO2}/m_{CaO}.

For CEM I, with an average CaO content of 65% and a clinker content of 95%, the maximum CO_2 uptake is 0.49. For other cements, a similar evaluation leads to the values shown in Table 2.

Table 2. -Effect of type of cement on theoretical CO2 uptake

Type of cement	*U_{tcc}, $kgCO_2/kg$ cement*
CEM I	0.49
CEM II/A	0.41
CEM II/B	0.36

Nevertheless, the binding capacity for CO_2 depends on the hydration products of cement. While the binding capacity for portlandite is 100%, for C-S-H and ettringite it is only 50% and for calcium monosulfoaluminate is 75% [13,15]. This, together with the hydrates phase content allows verifying that there is a reduction of the maximum CO_2 uptake. In the case of Portland cement only about 75% of the total CaO is available for uptake CO_2, that is to say approximately 0.37 kg CO_2/kg cement.

It should also be noted that cements having lower CO_2 uptake (Table 3) are the same as those having lower CO_2 emissions, but even though the uptake of CO_2 should be taken into account on net CO_2 emissions.

Table 3-Embodied carbon according to type of cement (adapted from [16])

Type of cement	*Embodied carbon, $kgCO_2/kg$ cement*
Average CEM I Portland Cement, 94% Clinker	0.93
6-20% Fly Ash (CEM II/A-V)	0.88 to 0.75
21-35% Fly Ash (CEM II/B-V)	0.74 to 0.61

Assessment of carbonation of concrete is usually performed by measuring the depth at which the phenolphthalein sprayed on concrete surface, changes color due to the drop of pH [17]. The common simple time dependent model of carbonation is based in the square root law, as shown in Eq. (4):

$$d = k * \sqrt{t} \quad (4)$$

where
d is the depth of carbonation in mm;
t is the exposure time in years;
k-is the carbonation factor is in mm/year$^{0.5}$.

Table 4 lists k-factors for different exposure conditions taking into account the compressive strength of concrete

Table 4-k-factors and degree of carbonation (adapted from EN 16757)

Concrete compressive strength, MPa	*25 to 35*	*> 35*	*Degree of carbonation, D_C, %*
	k-factors, mm/year$^{0.5}$		
Civil engineering structures			
Exposed to rain	1.6	1,1	85
Sheltered from rain	4.4	2.7	75
Buildings			
Outdoor			
Exposed to rain	1.6	1.1	85
Sheltered from rain	4.4	2.7	75
Indoor dry climate			
With cover	4.6	2.7	40
Without	6.6	3.8	40

Eq. (5) allows the calculation of CO2 uptake, in kg CO_2/kg cement:

$$CO_2 \text{ uptake} = k * \frac{\sqrt{t}}{1000} * U_{tcc} * C * D_C \quad (5)$$

where
k and D_C come from Table 3;
U_{tcc} from Table 2;
C is the cement content (kg/m^3 concrete).

The k-factors assume higher values when mineral additions or other cement types than CEM I are used. In this situation Eq. (5) should be replaced by Eq. (6), including a correction factor, K_k (Table 5):

$$CO_2 \text{ uptake} = k * K_k * \frac{\sqrt{t}}{1000} * U_{tcc} * C * D_C \quad (6)$$

Table 5 – K_k correction factors (adapted from EN 16757)

Addition , %	*10 to 20*	*20-30*	*30-40*
Limestone	1.05	1.10	-*
Silica fume	1.10	-*	-*
Fly ash	1.05	-*	1.10

*No value assigned

To calculate CO_2 uptake for a whole structure, where only one cement dosage and one type of binder is used, it is needed to add up the different contributions taking into account all the surface areas, A_i (m^2), distributed by the concrete exposure conditions, using Eq. (7):

$$\mathrm{CO_2\ uptake} = (\sum \mathrm{k}_i * D_C * A_i) * \frac{\sqrt{t}}{1000} * U_{tcc} * C \quad (7)$$

The mode of carbonation changes depending on the exposure conditions. Underwater or in ground, carbonation of concrete is different. For concrete in water the capillary pores do not contain air and the CO_2 diffusion is hindered. Therefore, underwater the speed of concrete carbonation decreases. In addition, leaching of calcium ions compete with carbonation resulting in further decrease of CO_2 capture. With regard to concrete buried, it is usual to find humid conditions and the formation of a superficial carbonation coating or a deeper carbonation layer depends on the humidity.

As part of life cycle analysis, the CO_2 uptake should be considered during use stage (module B1). In the end-of-life stage (module C) it is not usual to include the CO_2 uptake, unless for Phase C4, disposal, where long exposure times are expected, but the wet conditions and deep layers make difficult that relevant carbonation exists. With the development of new technologies for waste processing it is hoped that important CO_2 uptake can be achieved because the maximum exposed surface occurs after demolition and crushing.

Assessment of carbonation can be made following other calculation methods provided that the assumptions used are specified and that they are scientifically based. Special attention on the quality of the data is required to ensure that the CO_2 capture by concrete is reliable.

A technical report on CO_2 uptake in concrete, intending to better explain the appendix dedicated to carbonation of EN 16757 is under construction.

It should also be mentioned that degradation mechanisms induced by carbonation, such as corrosion of reinforced concrete structures, affect the service life and must also be taken into account in a cradle-to-grave LCA.

5. CONCLUSIONS

In the construction sector, it is observed an increased concern to have reliable information regarding environmental impacts of construction products. In this context, the information available in Environmental Product Declarations must be credible and take into account all factors contributing to the impact categories used in life cycle analysis.

In Europe, the Product Category Rules for concrete and concrete elements were set in the recent standard EN 16757 and particular focus on carbonation in the use and end of life stages of these products was addressed, lowering the net carbon dioxide emissions associated to these cement based materials.

REFERENCES

[1] EN 15643-1. 2010, Sustainability of construction works - Sustainability assessment of buildings - Part 1: General framework. CEN.
[2] EN 15643-2. 2011, Sustainability of construction works — Assessment of buildings — Part 2: Framework for the assessment of environmental performance. CEN.
[3] EN 15643-3. 2012, Sustainability of construction works — Assessment of buildings — Part 3: Framework for the assessment of social performance. CEN.
[4] EN 15643-4. 2012, Sustainability of construction works — Assessment of buildings — Part 4: Framework for the assessment of economic performance. CEN.
[5] Regulation (EU) No 305/2011 of the European Parliament and of the Council, of 9 March 2011, laying down harmonised conditions for the marketing of .construction products and repealing Council Directive 89/106/EEC, 2011.
[6] EN 15804+A1. 2013, Sustainability of construction works. Environmental product declarations. Core rules for the product category of construction products. CEN.
[7] EN 15942. 2011, Sustainability of construction works. Environmental product declarations. Communication format business-to-business. CEN.
[8] CEN/TR 15941. 2010, Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Methodology for selection and use of generic data. CEN.
[9] EN 16757. 2017, Sustainability of construction works. Environmental product declarations. Product Category Rules for concrete and concrete elements. CEN.
[10] Xi, F., Davis, S. J., Ciais, P., Crawford-Brown, D., Guan, D., Pade, C., Shi, T., Syddall, M., Lv, J., Ji, L., Bing, L., Wang, J., Wei, W., Yang, K.-H., Lagerblad, B., Galan, I., Andrade, C., Zhang, Y. & Liu, Z. (2016). Substantial global carbon uptake by cement carbonation. Nature Geoscience, Vol.9**,** pp.880.
[11] Xi F., Davis S. J., Ciais P., Crawford-Brown D., Guan D., Pade C., Shi T., Syddall M., Lv J., Ji L., Bing L., Wang J., Wei W., Yang K-H., Lagerblad B., Galan I., Andrade C. , Zhang Y., Liu Z..- (2016). Substantial global carbon uptake by cement carbonation. Nature Geoscience- Letters 21 November
[12] Castellote, M., Fernandez, L., Andrade, C., Alonso, C. (2009) Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO_2 concentrations. Materials and Structures, Vol. 42, pp. 515–525.
[13] Lagerblad, B. (2005) Carbon dioxide uptake during concrete life cycle – State-of-the-art. CBI Report 2, Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm, Sweden.
[14] Steinour, H.H., (1959). Some effects of carbon dioxide on mortars and concrete-discussion. Journal American Concrete Institute, Vol. 30:1959, pp. 905–907.
[15] Engelsen C J, Justnes H. (2014). CO_2-binding by concrete. Report nr. SBF2014A0019, SINTEF Building and Infrastructure.
[16] Technical Datasheet (2014), Embodied CO_{2e} of UK cement, additions and cementitious material. Fact Sheet 18, available at http://cement.mineralproducts.org/documents/Factsheet_18.pdf.
[17] Yousuf M., Mollah A., Hess T.R., Tsai YNet, Cocke, D.L.(1993) An FTIR and XPS investigation of the effects of carbonation on the solidification/stabilization of cement based systems—Portland Type V with zinc. Cement and Concrete Research, Vol. 23(4), pp. 773–774.

Sessão 4C

ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO COM CÁLICE EMBUTIDO

Rodrigo Barros[1] **Fabiana Stripari Munhoz**[2] **José Samuel Giongo**[3] **Daniel Nelson Maciel**[4]

Resumo

Em estruturas de Betão pré-fabricado, as ligações constituem parte fundamental na etapa de análise estrutural. Quando as camadas superiores do solo não apresentam resistência suficiente para suportar as ações da superestrutura, é necessária a utilização de fundações profundas, podendo ocorrer com uso de tubulões ou de estacas. Nessa situação, além da presença do bloco de fundação, é preciso utilizar um elemento que auxilie na ligação do pilar com as estacas. Essa ligação pode ocorrer por meio da utilização de cálice de fundação, que por sua vez pode estar embutido, parcialmente embutido ou externo em relação ao topo do bloco. Este trabalho apresenta resultados de uma pesquisa em blocos de fundação sobre duas estacas com cálice embutido, submetidos à ação de força centrada. Os modelos experimentais ensaiados em laboratório foram feitos em escala 1:2, e apresentavam a conformação lisa para a interface da ligação do pilar com o bloco. Os resultados foram comparados com os de um bloco de referência, cuja ligação se deu de forma monolítica. Paralelo a análise experimental, foi desenvolvida simulações numéricas utilizando o programa Diana, V. 9.2 baseado no método dos elementos finitos, sendo considerado o efeito da não-linearidade física dos materiais. Observa-se que os blocos com cálice embutido não apresentaram comportamento de bloco rígido, isto é, os modelos não se comportaram de acordo com o modelo de Bielas e Tirantes utilizado no seu dimensionamento, diferente do que ocorreu no bloco com ligação monolítica. Enquanto a carga última nos modelos com cálice embutido foram de 375 kN e 381 kN, a força última no bloco de referência foi igual a 772 kN, revelando a necessidade de se avaliar com maiores cuidados o modelo de dimensionamento desses tipos de bloco de fundação.

Palavras-chave: Bloco de Fundação**,** Cálice, Análise Numérica, Análise Experimental.

[1] Universidade Federal do Rio grande do Norte, Escola de Ciências & Tecnologia, Professor Adjunto. Natal-RN, Brasil; e-mail: rodrigobarros@ect.ufrn.br

[2] FATEC – Faculdade Tecnológica de Jahu, Professora Doutora, Jaú-SP, Brasil; e-mail: fs-munhoz@uol.com.br

[3] Professor Doutor, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos-SP, Brasil .jsgiongo@sc.usp.br

[4] Universidade Federal do Rio grande do Norte, Escola de Ciências & Tecnologia, Professor Associado. Natal-RN, Brasil; e-mail: dnmaciel@ect.ufrn.br

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho apresenta os resultados de uma pesquisa experimental a respeito do comportamento de blocos de fundação utilizados na ligação pilar-fundação de estruturas pré-moldadas. Particularmente, foram realizados ensaios experimentais em dois modelos com cálice embutido submetido a força centrada, utilizando escala-reduzida 1:2, nos quais considerou-se a interface lisa entre o pilar e as paredes internas do cálice. Os resultados obtidos foram comparados a um terceiro modelo, chamado de bloco de referência, cuja ligação entre o pilar e o bloco se deu de forma monolítica. Em paralelo, foram desenvolvidas simulações numéricas utilizando o programa Diana V. 9.2 baseado no método dos elementos finitos. Pretendeu-se analisar se o modelo de Bielas e Tirantes utilizado na análise e dimensionamento dos blocos de fundação convencionais pode ser utilizado com segurança em blocos de fundação com cálice embutido, comumente utilizado em estruturas pré-moldadas.

2. METODOLOGIA

A metodologia utilizada para este trabalho foi a análise experimental e numérica de blocos sobre duas estacas, em escala 1:2, com cálice de fundação embutido. Apresentam-se a seguir informações relativas aos modelos físicos e ao dimensionamento dos modelos.

2.1. Modelos físicos

Os ensaios ocorreram no Laboratório de Estruturas (LE) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Todos os blocos possuíam a mesma geometria em planta, mesma altura (h) e espaçamento entre estacas. Na situação de cálice embutido, todo o comprimento ℓ_{emb} ficou dentro do bloco de fundação. Os três modelos analisados foram denominados M1, M2 e M3, sendo o modelo M1 utilizado para o bloco de referência e os modelos M2 e M3 para os blocos com cálice embutido.

2.2. Dimensionamento dos Modelos

O dimensionamento dos blocos foi feito a partir das medidas de um protótipo com aresta do pilar medindo 30 cm de comprimento e estacas quadradas cujas arestas tinham a mesma medida do pilar. A altura dos blocos foi definida a partir do comprimento mínimo de embutimento recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [1] para força normal com pequena excentricidade, e o dimensionamento a partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2014 [2] e de Blévot & Frémy [3]. A Fig. 1 apresentada a seguir ilustra as medidas dos blocos em escala real. Para obtenção da força normal teórica suportada pelo bloco, utilizam-se como limitadores os valores das tensões limites nas regiões nodais, isto é, no encontro da biela com o pilar e da biela com a estaca. Os valores de F_d representam valores de cálculo, isto é, valores utilizados nas etapas de projeto. Como trata-se do dimensionamento de elementos que serão ensaiados em laboratório, utilizou-se o valor do coeficiente de segurança majorador das ações $\gamma_f = 1$, sendo admitida como força de avaliação, F_{ava}.

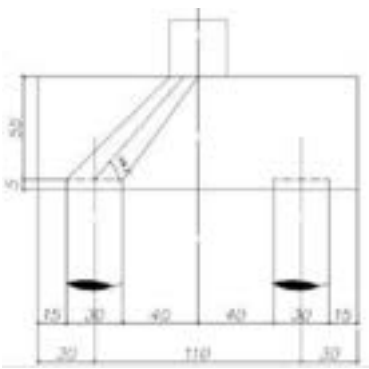


Figura 1. Dimensão dos modelos em escala real

Em relação ao valor limite das tensões nas regiões nodais, os coeficientes redutores das tensões indicados em normas não foram considerados, sendo adotado o valor da resistência característica à compressão do betão (f_{ck}), conforme Eq. (1).

$$F_{ava} = f_{ck} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2 49{,}2 = 0{,}57 \cdot f_{ck} \cdot A_p \quad (1)$$

Como as estacas e o pilar apresentam a mesma área, verifica-se que a condição limitante para o dimensionamento é a tensão no encontro da biela com o pilar. Utilizou-se para o dimensionamento betão usual com resistência característica à compressão, f_{ck} igual a 25 MPa. O cálculo da força no tirante foi feito por meio do equilíbrio do triângulo de forças no encontro da biela com a estaca, sendo que a força R_{st} é obtida a partir da relação com a tangente do ângulo de inclinação da biela e da força atuante na mesma. O cálculo da armadura necessária é obtido a partir da relação da força no tirante R_{st} e da resistência ao escoamento das barras da armadura de aço, f_{yk}. Pelas mesmas razões admitidas anteriormente para o betão, adotou-se para o aço o coeficiente de minoração da resistência $\gamma_s = 1$. Como os modelos reduzidos mantêm a escala 1:2, o dimensionamento desses modelos é feito do mesmo modo, alterando a geometria dos blocos, resultando nos seguintes valores:

$$F_{ava} = 0{,}57 \cdot 2{,}5 \cdot 15 \cdot 15 = 320{,}625 \text{ kN} \quad (2)$$

$$R_{st} = \frac{320{,}625}{2 \cdot \text{tg}49{,}2} = 138{,}3 \text{ kN} \quad (3)$$

$$A_{st} = \frac{138{,}3}{50} = 2{,}77 \text{ cm}^2 \quad (4)$$

Portanto, a armadura principal do bloco foi detalhada com 4Ø8,0 e 1Ø10,0 totalizando 2,78 cm². O dimensionamento dos pilares e estacas seguiu as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 [2] com a consideração de momento mínimo aplicado nesses elementos, o que resultou em 4Ø10,0 para as estacas e 4Ø12,5 para os pilares. Em relação ao dimensionamento do cálice consideraram-se as recomendações de pequena excentricidade, uma vez que nos ensaios a força foi aplicada de modo centrada no pilar. O comprimento de embutimento ℓ_{emb} foi tomado com seu valor mínimo, sendo igual a 22,5 cm.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesta seção são apresentas informações a respeito das formas, armaduras, concretagem, equipamentos e instrumentação utilizados nos ensaios experimentais.

3.1. Fôrmas

As fôrmas utilizadas na construção dos blocos, pilares e estacas utilizaram madeira compensada plastificada com 17 mm de espessura, e foram feitas na marcenaria da EESC-USP. Além da madeira compensada, foram utilizados caibros para contenção lateral das fôrmas, pregos, parafusos e cola.

3.2. Armaduras

Foram utilizadas barras de aço da categoria CA-50 com diâmetros de 6,3 mm, 8 mm, 10 mm e 12,5 mm e fios de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5,0 mm. Foi necessário proceder à montagem das armaduras, a qual ocorreu no Laboratório de Estruturas da USP de São Carlos. A seqüência de montagem se iniciou pelas estacas, uma vez que as mesmas não possuíam extensômetros nas suas barras. Em seguida foram montadas as armaduras dos pilares e, por último, as armaduras dos blocos de fundação juntamente com as dos cálices.

3.3. Concretagem

Inicialmente foram moldadas as estacas, pois as mesmas precisavam estar posicionadas na fôrma antes da concretagem dos blocos Posteriormente, foram concretados os blocos e, por último, os pilares. O betão utilizado para as estacas e pilares apresentava resistência à compressão superior a resistência dos blocos. Para pilares e estacas utilizou-se betão da classe C50 e para os blocos utilizou-se betão da classe C25. A diferença na resistência dos elementos tinha por objetivo evitar que a ruína ocorresse nas estacas e nos pilares. O betão da classe C50 foi feito no laboratório de estruturas enquanto que o betão da classe C25 foi adquirido em empresa fornecedora de betão usinado.
O traço utilizado para o betão da classe C50 foi estabelecido de acordo com AITCIN [4]. A dosagem utilizada para os pilares e estacas foi de 1:2,36:2,54:0,33:0,03 (cimento, areia, pedra britada, a/c e aditivo superplastificante).

Utilizou-se cimento CPV-ARI (Cimento de alta resistência inicial). O agregado miúdo utilizado foi areia quartzoza disponível na região de São Carlos. O agregado graúdo foi pedra britada de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm. A água utilizada nas dosagens foi a fornecida pela rede pública de distribuição de água da cidade de São Carlos, e o aditivo superplastificante utilizado foi o Glenium 51. No posicionamento das barras das armaduras nas fôrmas dos blocos foram utilizados espaçadores plásticos, de modo a garantir um cobrimento mínimo de 2,50 cm para as armaduras. As pontas dos fios dos extensômetros foram envolvidas com plásticos, evitando que os fios fossem danificados pelo betão fresco.

A concretagem dos pilares ocorreu após a etapa de concretagem dos blocos. Conforme dito anteriormente, o betão utilizado nos pilares foi o mesmo utilizado nas estacas. Foram concretados os pilares pré-moldados separadamente, os quais foram posicionados posteriormente nos blocos com cálice. O pilar do bloco de referência, por sua vez, foi moldado diretamente sobre o bloco. Após a desforma de todos os elementos, foi preciso realizar a ligação dos pilares com os blocos de fundação. Essa ligação foi feita posicionando os pilares dentro dos cálices de fundação. Inicialmente procedeu-se a limpeza e retirada do pó que havia se acumulado dentro dos cálices. As paredes dos cálices foram limpas com um pano úmido. Em seguida, procedeu-se o posicionamento dos pilares que foram moldados separadamente. Para o posicionamento dos pilares foi necessário verificar o nível e o prumo dos mesmos em relação à superfície. Em seguida, o espaço existente entre os pilares e os cálices foi preenchido com graute autoadensável da marca Botagrout. Esse graute possui densidade da argamassa seca igual a 2,28 g/cm³, tempo de trabalhabilidade de 30 minutos e um consumo estimado de 2000 kg/m³. A Fig. 6 ilustra a etapa de posicionamento do pilar e preenchimento do graute.

3.4. Equipamentos e Instrumentação

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, utilizando a máquina universal de ensaios servo-controlada, Instron 8506, com capacidade nominal de força igual a 2500 kN. Este equipamento também foi utilizado para realização dos ensaios para obtenção das propriedades das barras e fios de aço. Para obtenção dos dados referentes às medidas de deformação e deslocamento obtidos com os extensômetros elétricos de resistência e com os transdutores de deslocamento, foi utilizado o sistema *System* 5000 para aquisição automática dos dados. As propriedades mecânicas dos materiais betão, aço e graute foram obtidas por meio de ensaios de caracterização. Para o betão dos blocos, pilares e estacas foram utilizado corpos-de-prova cilíndricos medindo 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, enquanto que para o graute utilizaram-se corpos-de-prova cilíndricos medindo 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Estes ensaios seguiram as recomendações das normas ABNT NBR 5738:2008 [5], ABNT NBR 5739:2007 [6] e ABNT NBR 7222:2011 [7]. As medidas de deformações nas barras das armaduras dos modelos foram obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca Kyowa, com base de medida de 5 mm e fator de extensômetro igual a 2,10, os quais foram colados nas barras das armaduras dos blocos e pilares. Em todos os blocos foram instrumentadas as barras das armaduras principais do tirante. Esses extensômetros foram posicionados em 3 seções específicas, sendo duas delas posicionadas sobre

o centro geométrico das estacas e a outra na região central do bloco. A armadura dos pilares pré-moldados foi instrumentada em duas barras longitudinais com três extensômetros em cada barra, totalizando seis extensômetros por pilar. O objetivo da utilização desses extensômetros era verificar, por meio das medidas das deformações. se a força proveniente do pilar era transferida para o bloco ao longo do embutimento do pilar, ou se a transferência de força ocorria diretamente pela região inferior do pilar. As medidas dos deslocamentos nos modelos foram obtidas por meio da utilização de transdutores de deslocamento com curso de 50 mm, posicionados na região inferior do bloco para medir o deslocamento na direção vertical. A Fig. 2 (a) apresenta os transdutores de deslocamentos, enquanto que as Figs. 2(b) e 2(c) apresentam a máquina universal Instron 8506 com o bloco preparado para o ensaio.



(a) (b) (c)

Figura 2 – Deflectômetors (a) Máquina universal Instron 8506 utilizada nos ensaios (b) e ensaio (c)

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos por meio da análise experimental. Inicialmente são apresentaods os resultados relativos as propriedades mecânicas dos mateirias, e em seguida os resultados obtidos para os modelos.

4.1. Propriedades mecânicas dos materiais

Tratando-se do betão, os ensaios foram feitos em corpos-de-prova cilíndricos com dimensões iguais a dez centímetros de diâmetro e vinte centímetros de altura. Para o graute e o betão utilizados nos modelos, são apresentados no quadro 2 os resultados de resistência à compressão média ($f_{c,m}$), resistência à tração por compressão diametral média ($f_{t,m}$), resistência média à tração direta ($f_{ct,m}$) e módulo de deformação tangente inicial experimental médio ($E_{ci,exp,m}$), os quais foram obtidos a partir do ensaio de 4 corpos-de-prova.

Em relação as barras de aço das armaduras, foram obtidos valores de resistência a tração e módulo de elasticidade, sendo utilizada três barras para cada diâmetro. Para determinação do módulo de elasticidade das barras de aço, utilizou-se o trecho reto das curvas tensão *versus* deformação obtidas experimentalmente. O módulo de elasticidade das barras de aço resultou num valor médio próximo a 203 GPa, enquanto que a deformação média a partir da qual se iniciou o escoamento foi de 2,81‰, correspondente a uma resistência ao escoamento média igual a 569 MPa.

Quadro 2 – Resultados da caracterizaçãodos materiais

Elemento	$f_{c,m}$ *(MPa)*	$f_{t,m}$ *(MPa)*	$f_{ct,m}$ *(MPa)*	$E_{ci,exp,m}$ *(GPa)*
Pilar	37,7	3,09	2,78	301
Estaca	70,5	4,89	4,40	42,9
Graute	64,2	3,56	3,20	41,8
Bloco	33,1	2,47	2,22	25,2

Após os ensaios de caracterização dos materiais, faz-se necessário corrigir o valor da força de avaliação, a fim de comparar o valor previsto no modelo teórico com o obtido experimentalmente. Procedendo a substituição do valor de f_{ck} na equação 1 pelo valor de f_{cm}, obtém-se um novo valor para a força de avaliação, porém com uma área de aço superior a detalhada nos modelos. É possível calcular uma nova força de avaliação a partir dos valores de f_{cm} e f_{ym} que resulte numa área de aço igual a detalhada nos modelos. Nessa situação, verifica-se que tanto a força de avaliação como a força no tirante são funções do ângulo θ de inclinação da biela. Essa situação é possível, tendo em vista que nos ensaios constatou-se aumento da força aplicada no bloco mesmo após o escoamento das barras da armadura principal do tirante. A partir das Eqs. (1) e (2), da área de aço detalhada e dos valores obtidos na caracterização dos materiais, obtém-se as Eqs. (5) e (6).

$$F_{ava} = f_{ck} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2\theta = 742{,}5 \cdot \text{sen}^2\theta \tag{5}$$

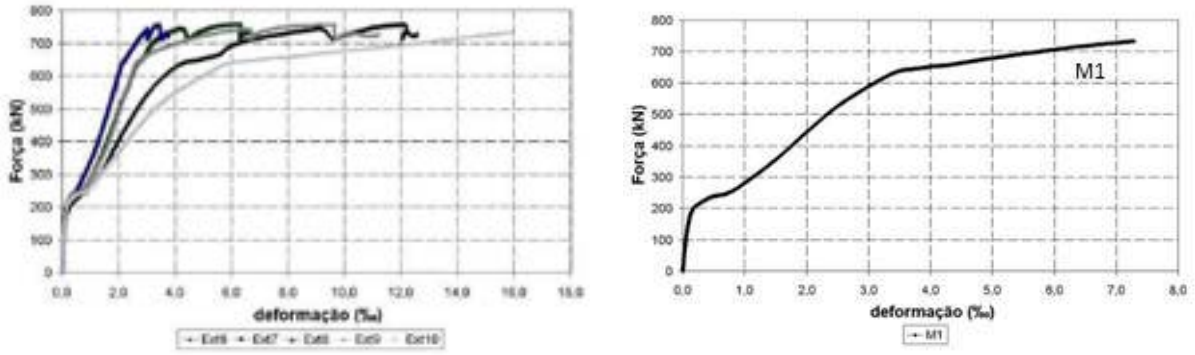
$$F_{ava} = 158{,}2 \cdot 2 \cdot \text{tg}\theta = 316{,}4 \cdot \text{tg}\theta \tag{6}$$

Relacionando essas equações com a equação geral da trigonometria que relaciona seno e cosseno do ângulo, obtém-se uma equação do 2° grau, a qual resulta no ângulo θ igual a 60,8°, o que corresponde a uma força de avaliação igual a 565 kN.

4.2. Bloco de referência - M1

O modelo M1 apresentou comportamento de bloco rígido. Foi registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,65 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. A força máxima registrada para esse modelo foi de 756 kN. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 743 kN, quando houve uma pequena diminuição no seu valor, porém voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 756 kN.

A primeira fissura visível no modelo apresentou abertura da ordem de 0,05 mm, e ocorreu na região inferior da face lateral do bloco, para uma força no pilar igual a 230 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas barras das armaduras do tirante foi de 0,596‰, o que resulta numa tensão igual a 119 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 210 kN, conforme pode ser observado na figura 10, que apresenta o gráfico força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco. A Fig. 3(a) apresenta o gráfico força *versus* deformação em cada barra, enquanto que a Fig. 3(b) apresenta a curva força versus deformação média em relação às armaduras posicionadas na seção central do bloco. O modelo M1 apresentou um deslocamento máximo próximo a 2,3 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Nesse modelo não houve perda de nenhum dos extensômetros elétricos de resistência. A Fig. 4(a) apresenta o modelo M1 durante o ensaio, e a Fig. 4(b) mostra o panorama de fissuração após o ensaio.



(a) (b)

Figura 3 – Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M1 (a) e curva força versus deformação média nas barras das armaduras (b)



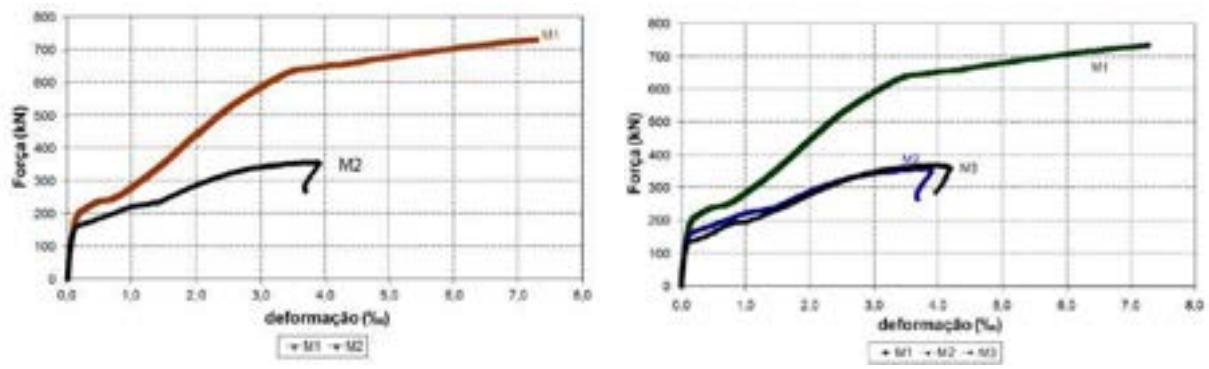
(a) (b)

Figura 4 – Modelo M1 durante o ensaio (a) e panorama de fissuração após o ensaio (b)

4.3. Blocos com cálice embutido – M2 e M3

O modelo M2 apresentou comportamento de bloco flexível, sendo registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 0,1 cm. Situação semelhante ocorreu com o modelo M3, que apresentou uma excentricidade da ordem de 0,17 cm, configurando uma situação de força centrada. A ruína dos modelos se deu por escoamento das barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco, sendo que par ao Modelo M2 verificou-se o escoamento de 3 das 5 barras, enquanto que no modelo M3 constatou-se o escoamento de todas as 5 barras. O modelo M2 apresentou resistência crescente até atingir a força última de 369 kN tendo uma fissura preponderante que se estendeu do meio do bloco até o topo do pilar. Já o modelo M3 apresentou a mesma tendência de comportamento, tendo como força última o valor de 368 kN. Observa-se que o valor da força última dos modelos M2 e M3 foi inferior ao valor da força última de 756 kN obtida no bloco de referência do modelo M1, com uma redução da ordem de 52% na força última.

A primeira fissura visível no modelo M2 surgiu na região central inferior do bloco, apresentando abertura de 0,05 mm para uma força de 170 kN. Situação semelhante ocorreu com o modelo M3, sendo que a primeira fissura visível foi observada para uma força de 160 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas barras das armaduras do tirante foi de 0,28‰ par ao modelo M2 e 0,51‰ par ao modelo M3, resultando numa tensão igual a 57 MPa e 103 MPa, respectivamente. Observou-se que os modelos apresentaram perda de rigidez com uma força de 160 kN e 136 kN, respectivamente, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco. A Fig. 5(a) apresenta o gráfico força *versus* deformação média em relação às armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M1 e M2, enquanto que a Fig. 5(b) apresenta a curva força *versus* deformação nas armaduras posicionadas para os 3 modelos estudados. Observa-se por meio dessas figuras que o bloco com cálice embutido apresentou, além de menor força última, rigidez inferior a do bloco de referência.



(a) (b)

Figura 5 – Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M2

Ambos os modelos apresentaram um deslocamento máximo próximo a 3,0 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Verificaram-se diversas fissuras na região central do bloco, sendo que várias atravessaram o bloco passando pela região inferior e surgindo na face oposta, Próximo a ruína do modelo, houve aumento das fissuras existentes e surgimento de fissuras horizontais com aberturas superiores a 2,00 mm.

5. ANÁLISE NUMÉRICA

As simulações numéricas foram feitas utilizando o programa Diana®, versão 9.2 registrada para o Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Essas simulações consideraram o efeito da não-linearidade física dos materiais.

Em estruturas debetão armado, após atingida certa intensidade de solicitação, ocorre uma redução da capacidade resistente com acréscimo significativo de deformação. Esse fenômeno é conhecido como *strain softening*, ou amolecimento do material, e ocorre tanto na tração como na compressão. No programa Diana®, um modo de simular esses efeitos é fazer uso dos critérios da Mecânica da Fratura e da Mecânica do Dano. Na análise em questão, foi utilizado o modelo de fissuração distribuída *(smeared crack model)* com uso do *fixed crack model*, que considera o material danificado pela abertura de fissuras como um meio contínuo, mantendo, portanto, a discretização original da malha de elementos finitos. Para simulação do comportamento do betão à tração utilizou-se o modelo constitutivo exponencial disponível no programa, assim como para o comportamento a compressão utilizou-se o modelo parabólico, conforme Fig 6.

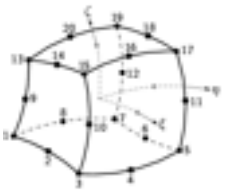


(a) (b)

Figura 5 – Modelos constitutivos à tração e à compressão para o betão, Diana [8]

Desse modo, os parâmetros da mecânica da fratura necessários para representação desses modelos são a energia de fraturamento na tração e na compressão (G_f e G_c), as resistências à tração e à compressão do material, o coeficiente de retenção ao cisalhamento β e o comprimento de banda de fissuras. As energias de fraturamento foram obtidas de acordo com a formulação existente em Diana [8].

Os elementos finitos utilizados na simulação numérica estão disponíveis na biblioteca de elementos do Diana®. Para a simulação do betão das estacas, do pilar e do bloco foi utilizado o elemento CHX60, que é um elemento isoparamétrico com 20 nós, e função aproximadora quadrática em deslocamentos. Cada nó apresenta três graus de liberdade, que são os deslocamentos nas direções x, y e z. A utilização de um elemento finito com aproximação quadrática em deslocamentos é recomendada quando da consideração dos efeitos de não linearidades. Na região da ligação entre pilar – graute – cálice foram utilizados elementos de interface, visando simular o atrito existente entre as superfícies de betão. O elemento finito de interface utilizado foi o CQ48I, que é um elemento plano, quadrilateral com função aproximadora quadrática em deslocamentos. A Fig. 7 apresenta o elemento CHX60 e a função aproximadora para os deslocamentos.



$$u_i(\xi,\eta,\zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\eta + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + a_{16}\eta\zeta^2 + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2$$

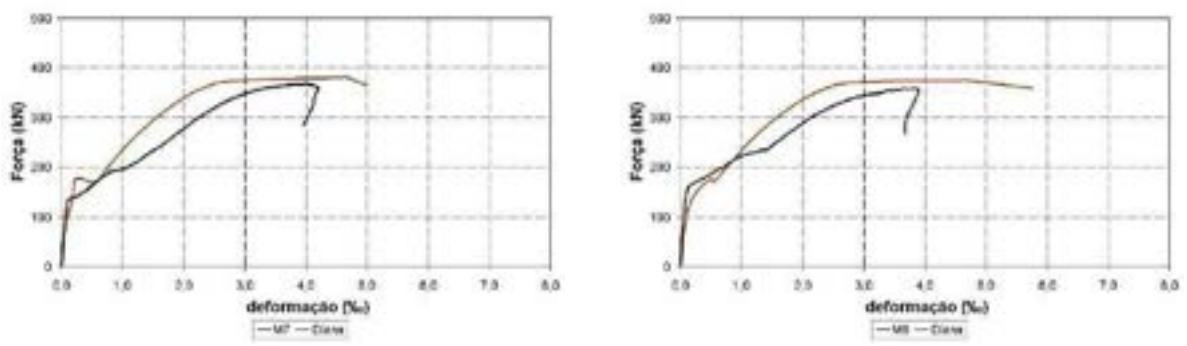
Figura 7 – Elemento CHX60 com função aproximadora em deslocamentos

Para simulação das barras de aço das armaduras foram utilizados elementos chamados de *reinforcements*. Esses elementos não possuem nós, e funcionam como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados, também conhecidos como *mother elements*. Os *reinforcements* não possuem graus de liberdade, porém têm seu comportamento habilitado na direção axial da barra. Utilizou-se o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito com critério de ruptura de Von Mises, sendo que a aderência entre o aço e o betão foi considerada perfeita.

Para resolução do sistema de equações não-lineares foi utilizado o método de Newton-Raphson regular, uma vez que nos diversos testes realizados, esse método apresentou melhores resultados de convergência quando comparado a outros métodos. A aplicação da ação foi feita utilizando carregamento em forma de pressão no topo do pilar. Como critério de convergência, foi utilizado o critério em norma de energia com tolerância igual a 1%. Em relação ao coeficiente de retenção ao cisalhamento β, foi utilizado critério de retenção constante com valor igual a 0,99, tendo em vista que nos blocos de fundação em análise, o efeito do cisalhamento não foi importante no modo de ruína dos modelos.

6. RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Os resultados obtidos na anális enumérica serviram para corroborar com os obtidos nas análises experiemntais, permitindo asism que o modelo numérico utilizado pudesse ser extrapolado para outras situações d ecálice de ufndação. Nas simulações numéricas, constatou-se os valor de força última iguais a 772 kN par ao M1, 375 kN para o modelo M2 e 381 kN para o modelo M3, valores esses bastante próximos dos obtidos experimentalmente. A Fig. 8 apresenta os gráficos força *versus* deformação do modelo numérico e do modelo experimental para os modelos com cálice embutido.



(a) (b)

Figura 8 – Curva força versus deformação: modelos experimental e numérico

Os valores de força última dos blocos com cálice embutido apresentaram-se menores do que a força teórica utilizada para o dimensionamento. Este fato indica que o modelo de Bielas e Tirantes não foi o mais adequado para o dimensionamento desses modelos, uma vez que não constatou-se a formação de bielas. A Fig. 9 apresenta um corte interna nos modelos numéricos, no qual observa-se nitidamente a formação da biela no modelo M1, o que não ocorreu nos modelso M2 e M3.



(a) (b)

Figura 9 – Corte interno nos modelos numéricos: M1 (a) e M2 (b)

7. CONCLUSÕES

Verificou-se por meio dos ensaios experimentais que os dois blocos de fundação com cálice embutido e conformação das paredes lisas apresentaram força última inferior a apresentada pelo bloco de referência, sendo que essas forças representam cerca de 48% do valor da força última obtida no bloco de referência. Também constatou-se que o modelo de bielas e tirantes utilizado no dimensionamento dos blocos mostrou-se contra a segurança nos modelos com cálice embutido e conformação das paredes lisas, uma vez que não constatou-se formação de Bielas e o modelo ensaiado apresentou comportamento de bloco flexível. Tais informações puderam ser confirmadas por meio da análise numérica, na qual não se observou formação de bielas nos modelos com cálice. O modelo numérico, por sua vez, apresentou bons resultados e pôde ser utilizado para simulação de outros modelos de blocos sobre estacas com cálice de fundação. Ressalta-se que todas as análises e conclusões apresentadas nesse trabalho dizem respeito apenas aos blocos que apresentam cálice embutido e conformação das paredes lisas. Outras informações podem ser obtidas no trabalho de Barros [9].

REFERÊNCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062:2006 *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado***.** Rio de Janeiro.

[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.* Rio de Janeiro.

[3] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur piex. *Analles d'Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics***,** Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, fev

[4] AITCIN, P. C. (2000) *Concreto de alto desempenho*, 1 ed. P. 667. São Paulo, 2000;

[5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738:2008 *Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto*. Rio de Janeiro.

[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739:2007 *Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

[7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222:2011 *Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

[8] Diana (2005). DIANA, Finite Element Analysis. User's manual, release 9. Element Library. TNO DIANA, Delft, Netherland.

[9] BARROS,R. (2013). *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação.* Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

AVALIAÇÃO DE TIPOLOGIAS DE MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES ATRAVÉS DE ANÁLISE DE FIABILIDADE





J. C. PANTOJA[1] **H. VARUM[2]** **A. A. HENRIQUES[3]**

RESUMO

Os modelos de escoras e tirantes são utilizados para dimensionamento de estruturas de betão que apresentam algum tipo de descontinuidade. Este artigo descreve uma formulação que foi desenvolvida para avaliar o desempenho das possíveis tipologias a serem consideradas para dimensionamento de estruturas de betão armado que apresentam descontinuidades estáticas e geométricas. Tendo em conta os diversos modos de falha do sistema, aplica-se uma abordagem probabilística ao modelo estrutural para a obtenção dos índices de fiabilidade relativos a cada uma das tipologias consideradas, efetuando-se ainda uma imposição de ductilidade de modo a garantir o escoamento das armaduras antes do esmagamento das escoras de betão. Um exemplo em estrutura plana de betão e suas possíveis tipologias são apresentadas e o seu desempenho é avaliado através do método de simulação de Monte Carlo. Os resultados obtidos demostram a validade da formulação, nomeadamente em comparação com resultados experimentais e simulações numéricas não lineares.

Palavras-chave: Modelo de Escoras e Tirantes, Betão Armado, Tipologias, Fiabilidade

1. INTRODUÇÃO

No modelo de escoras e tirantes, estes elementos representam de forma discreta os campos de tensões resultantes dos carregamentos aplicados e condições de contorno existentes dentro dos elementos estruturais de betão armado. Os campos de tensões de compressão serão então idealizados através das escoras e os campos tensionais de tração pelos tirantes. Em alguns casos específicos, os campos de tensões de tração poderão ser absorvidos pelas escoras. Os encontros existentes entre as escoras, tirantes e/ou cargas atuantes (ações ou reações) são denominados nós. Uma das vantagens do modelo de escoras e tirantes é a sua generalidade, ou seja, é capaz de representar, de modo aproximado, porém realista e sistemático, grande parte dos elementos estruturais de betão armado e pré-esforçado. Isso possibilita ao engenheiro estrutural ter uma visualização físico-intuitiva bastante clara e abrangente do comportamento do elemento estrutural em consideração. Este modelo aplica-se principalmente em elementos com algum

[1]Universidade de Brasília, FAU, Departamento de Tecnologia, Brasília, Brasil. joaocpantoja@gmail.com
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT - Dep. Engenharia Civil, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt
[3]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT - Dep. Engenharia Civil, Porto, Portugal. aarh@fe.up.pt

tipo de descontinuidade tais como consolas, apoios em dentes, aberturas em vigas, vigas paredes e nós de pórtico. Elementos estruturais deste tipo inicialmente eram projetados levando-se em consideração recomendações práticas ou baseando-se em experiências anteriores. Caso haja uma situação de cálculo desconhecida este procedimento pode, no entanto, não levar a bons resultados.

O presente artigo apresenta uma abordagem probabilística do modelo de escoras e tirantes feita para os diversos modos de falha do sistema na obtenção dos índices de fiabilidade relativos a cada uma das tipologias consideradas. Uma imposição de ductilidade é feita de modo a garantir o escoamento das armaduras antes do esmagamento das escoras de betão. Um exemplo em estrutura plana de betão e suas possíveis tipologias é apresentado e o seu desempenho é avaliado através do método de simulação de Monte Carlo. Os resultados obtidos demonstram a validade da formulação quanto comparadas a modelos já conhecidos e cuja eficiência é compatível com resultados experimentais e simulações numéricas não lineares [1].

2. UTILIZAÇÃO DE MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES

A utilização dos modelos de escoras e tirantes requer do projetista alguma experiência ou conhecimento prévio, uma vez que o modelo escolhido deve representar o mais realisticamente possível o funcionamento da estrutura. Dessa forma pode-se comparar esse tipo de determinação necessária à estruturação do modelo como uma espécie de lançamento estrutural muito comum na conceção dos edifícios. Assim, a utilização desses modelos na prática não tem sido feita de modo intensivo, talvez pela falta de difusão deste tipo de abordagem, devido à falta de consenso entre as normas especializadas ou mesmo pela dificuldade existente na sistematização completa da sua metodologia. Isso explica a utilização muito comum de soluções práticas bastante simplificadas e muitas vezes inseguras no dimensionamento desses tipos de elementos estruturais.

2.1 Conceção dos modelos

Para aplicação do modelo de escoras e tirantes é necessária a determinação da topologia do modelo estrutural dentro da estrutura de concreto em análise. Essa geometria pode-se obter com base nas cargas atuantes, ângulos entre as escoras e tirantes, as áreas de aplicação das forças atuantes (carregamentos e restrições de apoio), quantidade de armaduras dos tirantes e recobrimentos das armaduras. A distribuição das tensões elásticas dentro da estrutura de betão devido aos carregamentos atuantes é normalmente utilizada como uma referência inicial para a determinação do posicionamento e dos ângulos entre as escoras e os tirantes do modelo estrutural idealizado. As dimensões das escoras e das regiões nodais dependem da área de aplicação das forças (ações e reações), do número de camadas das armaduras existentes e do recobrimento adotado para as mesmas.

As escoras e tirantes devem ser dispostos de tal forma que os centros de gravidade de cada elemento da treliça conjuntamente com a linha de ação das forças atuantes coincidam em cada nó. Essa é uma exigência que acaba por limitar a largura das escoras. Também o número de camadas de armadura existentes e o recobrimento adotado serão responsáveis pela determinação das regiões nodais. Existe uma gama variada de formas para definição do modelo a ser utilizado no dimensionamento da estrutura. Segundo Schlaich et al [2], poderá ser feita uma modelação considerando a geometria do modelo por meio das tensões elásticas e dimensionando a mesma pelo Teorema do Limite Inferior da plasticidade, ou seja, considerando o campo de tensões/esforços na estrutura como estaticamente admissível. Este tipo de análise, no entanto, poderá negligenciar a capacidade última da estrutura impedindo o cálculo de sua carga de colapso conforme salientado por Souza [3].

2.2 Avaliação dos modelos via análise limite

Para a resolução do problema com base na metodologia proposta, inicialmente deverá ser aplicada a análise limite relativa ao teorema do limite inferior para a definição do modelo rígido-plástico relativo ao modelo topológico considerado. A sua principal vantagem está na facilidade de cálculo da carga de

rotura ou colapso pelo facto de utilizar a análise rígido-plástica, o que simplifica sobremaneira as leis constitutivas conforme Jirásek e Bazant [4].

Numa análise limite, as variáveis que caracterizam os campos de tensões, ditas variáveis estáticas, relacionam-se entre si com as cargas aplicadas através de expressões que traduzem o equilíbrio. A condição de resistência representada pela superfície de escoamento constitui, juntamente com as equações de equilíbrio, as principais restrições do problema de programação matemática, correspondente ao problema de análise limite pelo limite inferior. A linearização da superfície de escoamento, quando possível, transforma o problema num caso particular da programação matemática, em que todas as relações são lineares, denominado *programação linear (PL)* (ver Arora [5]).

Nesse trabalho o teorema do limite inferior é utilizado para formulação de um problema de análise limite. Como o modelo de escoras e tirantes é usado, as incógnitas, que representam os campos de tensões, serão as forças internas nas barras da treliça e o fator de carga estático λ_S. A função objetivo do problema de programação linear é maximizar o fator de carga λ_S para um campo de forças estaticamente admissível, onde N é vetor das incógnitas do problema de PL e o vetor das cargas aplicadas F em equilíbrio com N. As forças N devem satisfazer ainda ao critério de resistência. O problema pode então ser formulado na seguinte forma:

$$\text{Maximizar: } \lambda_S \tag{1}$$

$$\text{Sujeito a: } LN = \lambda_S F \tag{2}$$

$$N_i^l < N_i < N_i^u \tag{3}$$

Onde :

L - matriz de equilíbrio estático;
N - vetor dos esforços internos das barras;
F - vetor das cargas aplicadas;
N_i^u e N_i^l - são respectivamente os limites superior e inferior das forças nas barras.

Na formulação proposta, define-se um problema de programação linear para aplicação do Teorema do Limite Inferior, com o objetivo de maximizar a carga de colapso, utilizando o modelo de escoras e tirantes proposto por Schlaich et al [2]. Para cada iteração os valores aleatórios das variáveis serão gerados e uma função de falha global será verificada para computo da probabilidade de falha da estrutura.

3. DESEMPENHO VIA FIABILIDADE ESTRUTURAL

O estudo da fiabilidade é inserido, na tentativa de prever incertezas e flutuações nas variáveis da estrutura. O seu maior objetivo é a determinação de uma probabilidade de falha num cenário generalizado. Assim, a fiabilidade pode então ser definida como a habilidade da estrutura em desempenhar a função para a qual foi projetada durante toda sua vida útil, medindo as suas chances de violar um estado limite por falha ou por não satisfazer um desempenho. No caso de obras civis, valores de probabilidade de falha na ordem de 10^{-7} a 10^{-3} são utilizados. As resistências dos materiais aplicados, as ações existentes, o posicionamento das armaduras e as propriedades geométricas são fatores que contribuem decisivamente para o desempenho da estrutura. Essas são variáveis de natureza aleatória e, usualmente, consideradas como variáveis de projeto. Saber qual a probabilidade de falha da estrutura considerando as realizações das variáveis aleatórias envolvidas faz parte do estudo da fiabilidade estrutural.

Seja uma realização qualquer pertencente ao espaço generalizado X, existe então uma função G(X) que medirá a resposta estrutural do sistema e determinará se a realização correspondente pertence ou não ao conjunto de pontos que satisfazem todos os requisitos de segurança do projeto. Essa função de comportamento, estado ou desempenho, como é conhecida, divide o espaço generalizado em três regiões: Uma região denominada de domínio de falha onde $G(X) < 0$. Todos os pontos X dentro dessa região não atendem parcial ou integralmente os requisitos de segurança, levando a estrutura à violação de um estado limite. Outra região onde $G(X) > 0$, denominada domínio seguro. Nessa região todos os pontos satisfazem os requisitos de segurança. A fronteira entre as duas regiões contém os pontos que satisfazem a relação $G(X) = 0$. Essa região é denominada como função de estado limite.

A figura 1 mostra graficamente, para um caso bidimensional, os domínios explicados anteriormente. Conforme mencionado anteriormente, distribuições estatísticas convenientes serão consideradas na representação das variáveis aleatórias de um determinado modelo estatístico. A forma ideal de modelar a aleatoriedade do problema passaria por utilizar uma função conjunta de densidade de probabilidade para representar todas as variáveis de projeto ao mesmo tempo e espaço. Porém, em problemas mais complexos, dificilmente a obtenção dessa função é possível.

Um processo de integração aplicado sobre o domínio de falha pode ser representado na forma:

$$P_f = \int_{\Omega_F} f_x(x)dx \tag{4}$$

Onde $f_x(x)$ é a função conjunta de densidade de probabilidades e Ω_F o domínio de falha caracterizado por G(X)<0.

O cálculo da integral apontado pela equação (4) é uma das maiores dificuldades da abordagem estatística de segurança. Uma alternativa são os métodos de simulação onde se obtém um índice de fiabilidade que é um estimador adequado para P_f. Este índice está relacionado diretamente com a probabilidade de falha avaliando o nível de segurança da estrutura. Além disso, devido ao seu caráter adimensional, permite comparar níveis de segurança de sistemas totalmente diferentes. No presente trabalho o método de simulação de Monte Carlos é utilizado para obtenção do nível de segurança dos modelos.

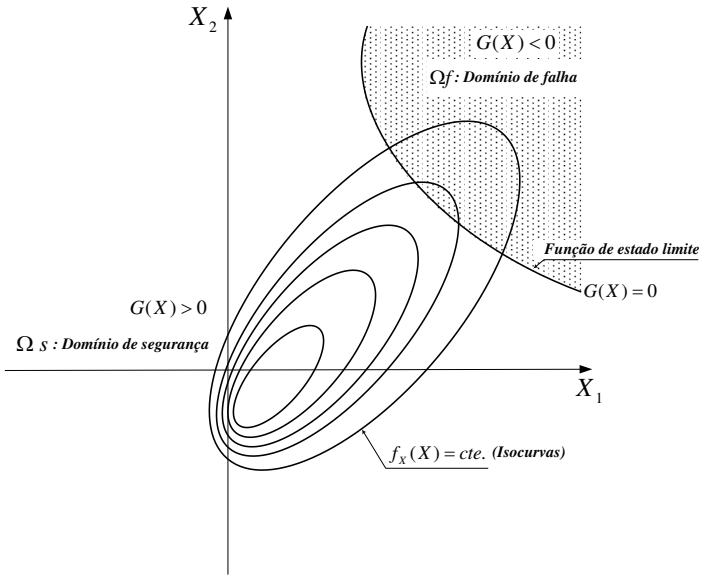


Figura 1. Domínios definidos pela função de estado limite

3.1 Método de simulação de Monte Carlo

Problemas que envolvem variáveis aleatórias com distribuição de frequência já bem definidas levam a uma boa funcionalidade na utilização do método de simulação de Monte Carlo [1]. Para isso, um número elevado de repetições do processo de simulação deverá ser executado para cada realização particular das variáveis aleatórias do problema. Também, uma distribuição de probabilidades conveniente deverá ser utilizada para a geração de números aleatórios que representarão cada uma das realizações.

Atualmente, todo o processo de geração aleatória das variáveis é feito em computadores, onde milhões de números podem ser gerados rapidamente e as amostras podem ser geradas em poucos minutos. Isso é feito de forma a representar o acaso através de operações adequadas que reproduzem resultados variados.
Esse procedimento simples para geração de valores de qualquer distribuição de probabilidade pode ser obtido da seguinte maneira: primeiramente gera-se uma amostra de valores q_i de probabilidades que obedecem a uma distribuição uniforme com valores entre zero e um. Isso é feito via um conjunto de operações determinísticas realizadas pelo computador cujo truncamento das casas decimais pode ser fornecido pelo utilizador. A seguir, obtém-se a respetiva variável física mediante uma transformação para o espaço físico dado por, $x_i = F_X^{-1}(q_i)$. Assim, através dessa realização no espaço físico são obtidos os resultados de todas as variáveis aleatórias existente no processo, podendo então determinar a resposta do problema considerado. O método de Monte Carlo procura substituir a equação (4) por um estimador da probabilidade de falha com o cálculo da esperança matemática da variável aleatória $I(x)$ na forma:

$$P_f = \int_{\Omega_F} f_X(x)dx = \int_{R^n} I(x)\, f_X(x)dx = E[I(x)] \tag{5}$$

Onde $E[I(x)]$ é a esperança matemática da variável aleatória $I(x)$. Define-se o estimador $I(x)$ por:

$$I(X) = \begin{cases} 1 \rightarrow x \in \Omega_{\mathrm{f}} \\ 0 \rightarrow x \notin \Omega_{\mathrm{f}} \end{cases} \tag{6}$$

Repetindo as análises para um grande número de simulações N, a média dos valores de $I(x)$é um estimador da probabilidade de falha. Significa que:

$$\bar{P}_f \cong \frac{\sum_{j=1}^{N}\{I(G(U) \leq 0)\}}{N} \tag{7}$$

Uma das grandes vantagens das simulações de Monte Carlo consiste na substituição do cálculo de integrais complexos que não possuem soluções analíticas fechadas. A simulação entra exatamente nesse ponto, produzindo como resultado um valor para o integral que tende a se estabilizar em torno da média à medida que o número de simulações tende para o infinito.

4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O exemplo de aplicação é uma estrutura de viga parede simplesmente apoiada com uma carga concentrada central. Cinco modelos topológicos diferentes são então comparados. Quatro modelos foram obtidos da literatura técnica e o quinto obtido via otimização topológica [1]. Uma análise limite como problema de PL (*Programação Linear*) é então utilizada para comparar o desempenho de cada um dos modelos em relação ao seu nível de segurança. Para os dois modelos que apresentaram desempenho mais satisfatório, é aplicada uma metodologia probabilística baseada no método de Monte Carlo para a verificação da segurança e a avaliação da ductilidade. No modelo hiperestático é utilizada uma solução baseada na determinação danorma Euclidiana mínima [6] para obtenção dos esforços. Uma modificação de projeto é então proposta no modelo com melhor desempenho, visando a diminuição na

espessura da estrutura (economia de material) mantendo, no entanto, os níveis de segurança e ductilidade aceitáveis.

4.1 Topologias consideradas

Cinco modelos topológicos são então propostos para a representação da estrutura considerada (figura 2). O modelo 1 foi retirado do ACI 318-02 [7], o modelo 2 foi obtido via otimização topológica [1], os modelos 3 e 4 foram analisados em ensaios por Brown e Bayrak [8] e o modelo 5 exemplificado como um péssimo modelo em [9]. Observa-se uma razoável modificação na topologia dos modelos se comparamos o modelo proposto pelo ACI 318-02 [7] com os outros. Isso mostra como é possível à obtenção de modelos topológicos distintos, estaticamente admissíveis, capazes de representar o encaminhamento de cargas no interior do contínuo para uma estrutura submetida a um mesmo carregamento.

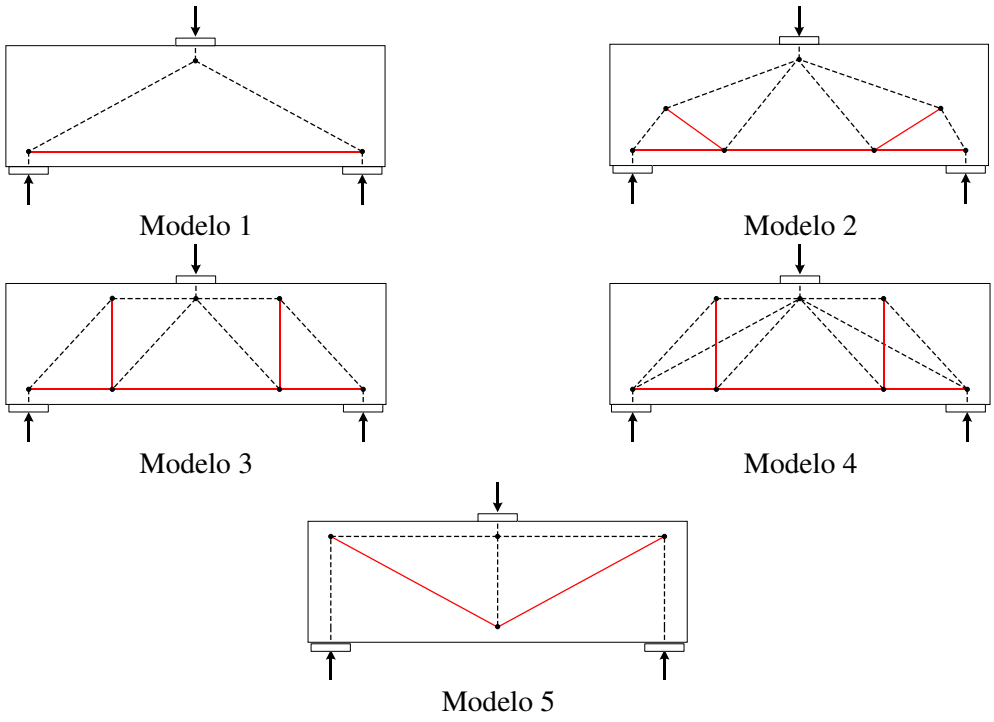


Figura 2. Modelos topológicos possíveis para representação da viga parede.

4.2 Parâmetros para análise de desempenho dos modelos

Neste exemplo são consideradas como variáveis aleatórias a resistência à compressão do betão (f_c), a resistência à tração do aço das armaduras (f_y), uma parcela permanente do carregamento (P_g), uma parcela acidental (P_q), um fator para a modelação das resistências ($\emptyset_R$) e um fator de modelação dos carregamentos ($\emptyset_S$). Na verdade, apesar de se considerar o fator de modelação dos carregamentos, na verdade, a sua contribuição foi pouco significativa atendendo aos valores adotados. O quadro 1 mostra os valores considerados para as variáveis aleatórias do problema na análise de fiabilidade. Tal como referido anteriormente, na análise de fiabilidade do problema aplicou-se o método de simulação de Monte Carlo. Uma variação nos valores da resistência à compressão foi feita e sua influência nos níveis de segurança e modos de falha observados.

A formulação baseada em fiabilidade proposta nesse trabalho considera os aspetos aleatórios existentes nas variáveis do problema através das suas correspondentes distribuições de probabilidades, valores médios e desvios padrão [10]. O método de simulação do tipo Monte Carlo é então aplicado em cada

modelo e os valores de índices de fiabilidade e razões de probabilidade obtidas para a avaliação do modelo.

Quadro 1 - Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias do modelo

Variável Aleatória	Valor Característico	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	Distribuição
f_c(MPa)	20	26.6	4	17	Lognormal
f_y(MPa)	500	560	30	5	Lognormal
P_g(kN)	1000	915.5	45.8	5	Normal
P_q(kN)	1000	900	270	30	Gumbel
$\emptyset_R$	-	1.32	0.24	18	Lognormal
$\emptyset_S$	-	1.0	0.02	2	Lognormal

Em cada iteração do processo de simulação, foram gerados 15 milhões de valores para cada uma das variáveis para a obtenção de valores médios e coeficientes de variação relativos aos resultados obtidos. Esse enorme número de dados só foi possível devido à relativa simplicidade dos modelos considerados levando a equações de falha explícitas para cada modo de falha.

O procedimento proposto inicia-se com o dimensionamento dos modelos de escoras e tirantes para cada tipologia. Isso é feito antes da execução da análise de fiabilidade do modelo. Apenas após a determinação dos valores de projeto é possível aplicar uma análise de fiabilidade no modelo e avaliação do seu desempenho. Os modos de falha referentes aos modelos considerados são: esmagamento dos nós, esmagamento das escoras e escoamento das armaduras. Não foram verificados os modos de falha referentes aos comprimentos de ancoragem das armaduras.

4.3 Avaliação do desempenho

Uma hipótese simplificadora foi adotada neste exemplo. O valor da largura das escoras comprimidas tem um valor constante de 40 cm com base nos resultados apresentados no ACI 318-02 [7]. Isso parece estar de acordo com uma orientação específica do ACI 318-05 [7] que permite que seja adotado para largura da biela um valor igual à espessura da viga parede. A adoção esta hipótese conduz a uma maior uniformidade na avaliação dos modelos permitindo uma análise da ductilidade do mesmo. Para montagem das funções de falha de cada modelo um procedimento semelhante ao descrito em [1] é adotado. Inicialmente, uma análise limite foi executada como um problema de PL. Para isso, definiram-se as equações de equilíbrio de cada nó e consideraram-se os valores específicos relativos às resistências das escoras de compressão e de cada nó.

A figura 3 mostra o desempenho dos modelos topológicos considerados com a variação da resistência à compressão do betão. Observa-se que o modelo 4 foi o que apresentou melhor desempenho. É possível verificar que a carga de colapso do modelo 4 é independente do f_{ck} para o intervalo de valores adotado. Isso significa que o escoamento das armaduras aconteceu antes que houvesse qualquer tipo de esmagamento nas escoras garantindo ductilidade ao modelo. Os outros quatro modelos tiveram desempenho inferior ao modelo 4, sendo que os modelos 2 e 3 obtiveram desempenhos parecidos, atingindo o escoamento das armaduras para valores de f_{ck} acima de 30 MPa. Os modelos 1 e 5 foram os que obtiveram os piores valores de desempenho.

O modelo 1 mostrou-se bastante frágil atingindo o patamar de escoamento das armaduras apenas para valores acima de 42 MPa. O modelo 5 foi o que mostrou pior desempenho, não conseguindo apresentar escoamento das armaduras no intervalo de f_{ck} adotado. Isso já era esperado para esse modelo uma vez que é apresentado em [10] como um modelo baixo desempenho. A metodologia proposta contrapõe as orientações propostas por Schlaich et al [2] responsáveis pelo generalização do método das escoras e tirantes e que são baseadas em conceitos de energia de deformação. Segundo esse critério o modelo 1 seria o mais indicado pois possui menos armadura comparativamente aos outros.

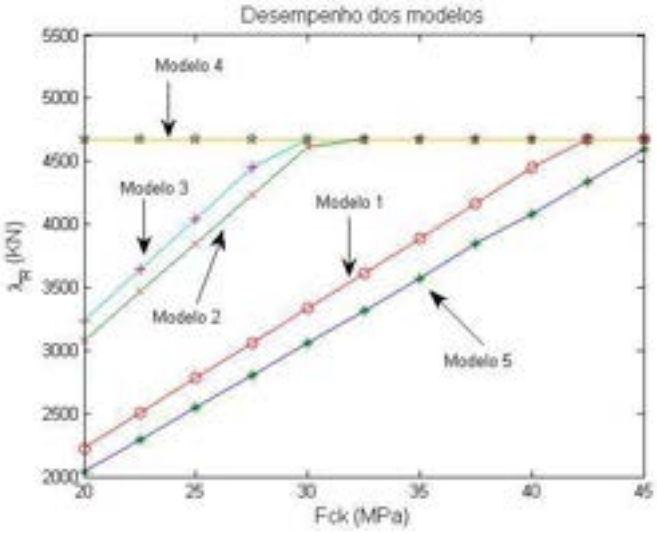


Figura 3. Variação da carga de colapso dos modelos com relação ao aumento do f_{ck}.

Em seguida é aplicada uma análise de fiabilidade aos modelos 3 e 4, de melhor desempenho, para verificação do nível de segurança e ductilidade dos modos de falha. A figura 4 mostra que o modelo 4 possui um nível de segurança melhor do que o modelo 3. Também é possível verificar que probabilisticamente o modelo 4 atinge o seu nível de segurança máximo para valores de f_{ck} acima de 25 MPa, muito antes do modelo 3. Isso significa que o modelo 4 é um modelo mais dúctil e que é normalmente preferido pelos projetistas estruturais.

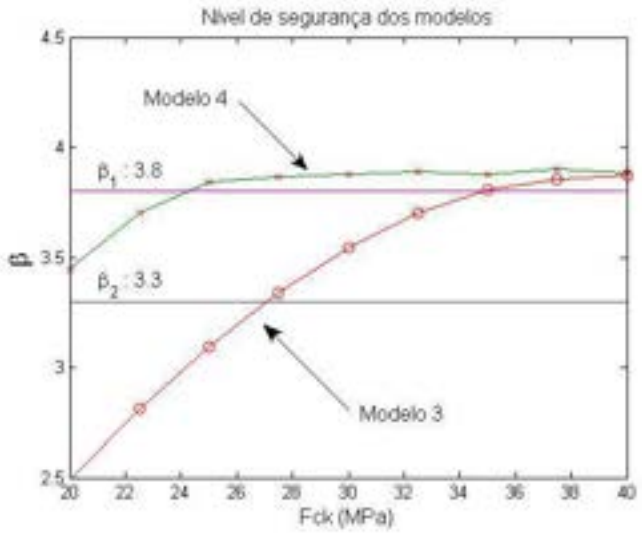


Figura 4. Variação do nível de segurança dos modelos 3 e 4 com a variação do f_{ck}.

A figura 5 mostra como a razão de falha varia com o aumento do f_{ck} do modelo 3. Um ponto de transição (PT) pode então ser verificado. A partir dele a probabilidade de ocorrer o escoamento das armaduras (falha dúctil) supera a probabilidade de ocorrência de um esmagamento do betão (falha frágil). O gráfico mostra que para o modelo 3 valores de f_{ck} abaixo de 30 MPa levariam a uma probabilidade de ocorrência muito alta para o modo de falha relativo ao esmagamento do betão.

O modelo 4 é um modelo hiperestático pois é impossível, apenas com base nas equações de equilíbrio, determinar os esforços internos devido ao carregamento aplicado. Assim, uma solução de norma mínima [6] é utilizada. Conforme apresentado, a única alteração a ser feita num programa de cálculo de treliças planas convencionais é a modificação referente à matriz de rigidez do elemento de treliça desconexo.

Uma vez modificada, a solução da estrutura completa será uma solução de norma mínima. É importante salientar que os valores dos deslocamentos obtidos para a estrutura com a solução de via norma Euclidiana mínima não apresentam nenhum significado físico.

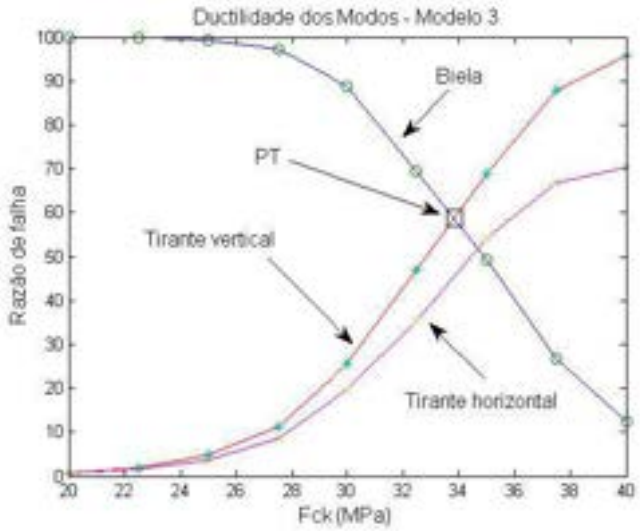


Figura 5. Variação da razão de falha dos modos principais do modelo 3 com o aumento do f_{ck}.

A ductilidade do modelo 4 está mostrada na figura 6. Para esse modelo o ponto de transição (PT) possui uma localização mais à esquerda no gráfico. Isso que significa que a transição em termos probabilísticos entre o modo de falha frágil (esmagamento do concreto) e o modo de falha dúctil (escoamento do aço) acontece para valores bem mais baixos de f_{ck} do que para o modelo 3. Teoricamente, valores de f_{ck} acima de 30 MPa já garantiriam uma razão de falha dúctil muito superior ao da falha frágil. Também é possível verificar que o tirante vertical é o modo de falha que governa o colapso da estrutura neste caso.

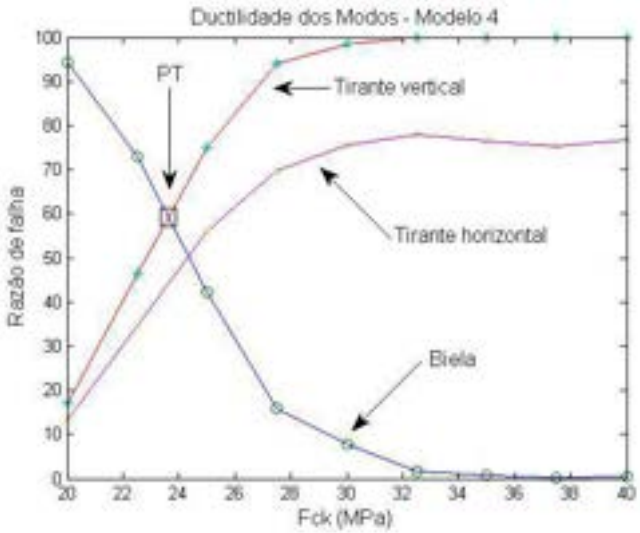


Figura 6. Variação da razão de falha dos modos principais do modelo 4 com o aumento de f_{ck}.

5. CONCLUSÕES

A utilização da análise limite, conjuntamente ou não com a análise de fiabilidade, mostrou ser uma ferramenta bastante poderosa na avaliação do desempenho dos modelos topológicos considerados neste trabalho de pesquisa. Essa opção é totalmente fundamentada no Teorema do Limite Inferior da plasticidade e é coerente com a conceção inicial dos modelos de escoras e tirantes. Os modelos finais que apresentaram melhor desempenho e que foram obtidos desta maneira contrapõem alguns resultados

disponíveis na literatura técnica. Isso acontece uma vez que a literatura técnica existente se baseia nos campos de deformações elásticas dos modelos de treliça. Uma vez que o modelo de treliça idealizado representa um limite inferior do modelo real no colapso através de um campo tensões estaticamente admissível e que atende aos limites de resistência aplicados aos materiais estruturais, a utilização de modelos elásticos é questionável.

O critério de desempenho relacionado com nível de segurança para avaliação do desempenho dos modelos topológicos neste trabalho utilizou uma abordagem probabilística. A análise de fiabilidade foi feita através do método de Monte Carlo. A sua utilização permitiu a definição do nível de segurança relativo os modelos topológicos considerados além de mostrar quais os principais modos de falha envolvidos no problema e determinar uma localização aproximada para o ponto de transição entre os diferentes tipos de falha com a variação da resistência característica do betão. Estes resultados seriam difíceis de obter com recurso a métodos semi-probabilísticos adotados pela maioria das normas atuais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.

REFERÊNCIAS

[1] Pantoja, J. C. (2012). Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes. Tese de doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 255 p, Fevereiro.

[2] Schlaich, J., Schaefer, K., and Jennewein, M. (1987). Towards a Consistent Design of Structural Concrete. PCI Journal. V. 32, No. 3, May-June, pp 74-150.

[3] Souza, R. A. (2004). Concreto Estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. Tese de doutorado. USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia e Fundações. São Paulo/SP.

[4] Jirásek, M., Bazant, Z. P. (2000) Inelastic Analysis of Structures, John Wiley & Sons, 720p.

[5] Arora, J. S. (2006) Optimization of Structural and Mechanical Systems. World Scientific. 650p.

[6] Mello, E. L.(1979) Some Applications of Generalized Inverse Theory to Structural Problems, PhD Thesis, Imperial College, London, 105p.

[7] ACI COMMITTEE 318-05 (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, APPENDIX A: Strut-And-Tie Models". American Concrete Institute, Detroit.

[8] Brown, M. D., Bayrak, O. (2006). Minimum Transverse Reinforcement for Bottle-Shaped Struts. ACI Structural Journal. V. 103, No. 6, November-December, pp 813-821.

[9] Wight J. K.; Macgregor, J. G. (2009). Reinforced Concrete: Mechanics and Design. Pearson Prentice Hall, 1128 p.

[10] Joint Committee on Structural Safety, JCSS (2001). Probabilistic Model Code.

Influência da distribuição transversal de armaduras longitudinais junto ao pilar na resistência ao punçoamento


Ricardo Faria[1]


Catarina Jesus[2]


Rui Marreiros[3]


António Ramos[4]

RESUMO

Um estudo da influência da concentração de armaduras longitudinais, junto ao pilar, na resposta da ligação laje-pilar em lajes fungiformes, é apresentado neste artigo. O estudo realizou-se em duas partes: uma primeira parte experimental e posteriormente uma análise numérica não-linear paramétrica.
Na parte experimental, foram ensaiados 3 modelos de laje ao punçoamento centrado, um deles com uma distribuição de armaduras longitudinais uniformemente distribuídas, e os restantes dois modelos com distribuições de armaduras não uniformes, em que na zona central junto ao pilar a percentagem de armadura longitudinal é maior.
Na parte numérica, foi realizado um estudo paramétrico, utilizando modelos de elementos finitos não lineares, recorrendo ao software ATENA 3D, que possui modelos que caracterizam o comportamento do betão, incluindo a propagação de fendas. Estes modelos numéricos foram calibrados com base nas lajes ensaiadas experimentalmente. O estudo paramétrico consistiu em fazer variar a percentagem de armadura longitudinal e a resistência do betão das lajes, optando-se por utilizar dois tipos de distribuições de armaduras: armaduras uniformemente distribuídas e armaduras concentradas junto ao pilar.
Após o estudo, conclui-se que ao concentrar as armaduras das lajes junto ao pilar, existe um ligeiro aumento da resistência ao punçoamento, apresentando as lajes um comportamento mais rígido, com deformações inferiores.

Palavras-chave: Punçoamento; Lajes fungiformes; Betão armado; Análise numérica não linear; Análise experimental.

1. INTRODUÇÃO

[1]Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. rmm.faria@campus.fct.unl.pt
[2]Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. cg.jesus@campus.fct.unl.pt
[3]Prof. Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. rpcm@fct.unl.pt
[4]Prof. Auxiliar, CERIS, ICIST, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal. ampr@fct.unl.pt

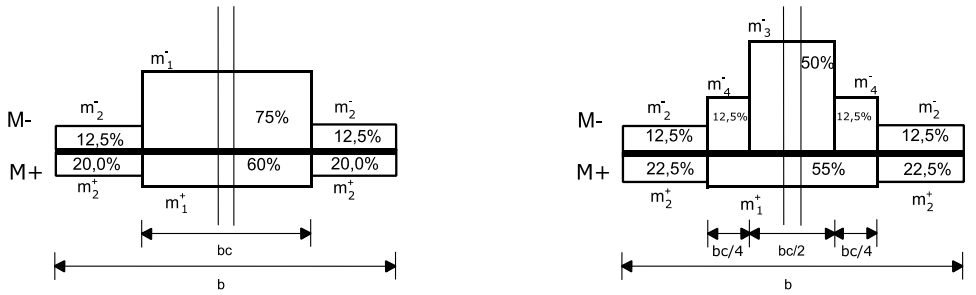
As lajes fungiformes, suportadas diretamente por pilares, são uma solução estrutural muito utilizada atualmente, pois permitem pés direitos livres mais elevados, devido à ausência de vigas.

Para dimensionar este tipo de solução, é necessário verificar o comportamento da laje à flexão e ao punçoamento. No entanto, existem dois factos que são relevantes neste artigo, que são aceites pela comunidade cientifica e que foram comprovados por todos os estudos existentes nesta matéria (Moe [1], Alexander and Simmonds [2], Widianto et al [3], McHarg et al [4] e Elstner [5]), quando se trata do punçoamento:

- Devido ao facto de não existirem vigas, o modo de rotura deste tipo de lajes sem armadura especifica tende a ser por punçoamento junto ao pilar, devido à elevada concentração de esforços existentes na laje junto ao mesmo.
- O punçoamento não é um fenómeno independente das armaduras de flexão da laje, pois as armaduras de flexão existentes junto ao pilar influenciam a resistência da mesma ao punçoamento.

Assim, uma correta distribuição de armaduras de flexão junto ao pilar pode originar um aumento da resistência da laje ao punçoamento, aumentando a sua carga de rotura. No entanto, não é claro qual a distribuição de armaduras longitudinais que deve ser utilizada para maximizar o comportamento da mesma, sendo que os estudos mais recentes da bibliografia existente apontam para que uma distribuição de armaduras mais concentradas origina um aumento da resistência ao punçoamento, aumentando simultaneamente a rigidez das lajes.

A pormenorização de armaduras junto ao pilar varia de regulamento para regulamento. Por exemplo utilizando o ACI, obtém-se uma distribuição de armaduras constantes na zona do pilar, enquanto que utilizando códigos como o EC2, a distribuição de armaduras é mais concentrada junto ao pilar (Fig. 1).



a) ACI 318M-14[6] b) EC2 [7]

Figura 1**.** Distribuição de cargas de acordo com os regulamentos: a) ACI 318M-14, b) EC2

Com este trabalho, pretende-se contribuir para o aumento do conhecimento em relação à resposta da laje para as diferentes soluções de pormenorização referidas, utilizadas hoje em dia correntemente em projetos de estruturas de lajes fungiformes.

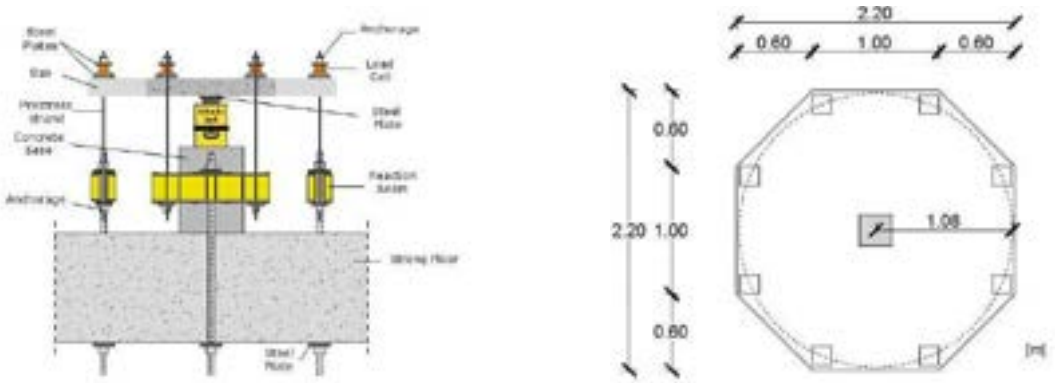
2. ENSAIO EXPERIMENTAL

2.1 Geometria

Jesus [8], Gouveia [9] e Gouveia et al. [10] realizaram ensaios experimentais com vista a estudar a influência da concentração das armaduras superiores junto ao pilar no comportamento de lajes fungiformes.

O tipo de ensaio realizado consiste no carregamento monotónico centrado da laje, através de um macaco hidráulico, até à rotura, sendo que os bordos se encontram fixos por cordões de pré-esforços, impedindo deslocamentos verticais, mas permitindo rotações dos bordos (Fig. 2). Os modelos experimentais têm

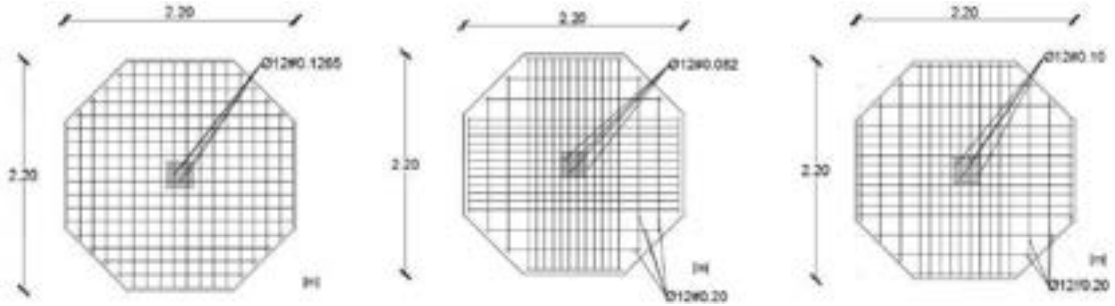
uma geometria hexagonal com 0.15 m de espessura, em que os cordões são dispostos em círculo de raio 1.08 m a partir do centro do pilar (Fig. 2).



a) Vista em alçado b) Vista em planta

Figura 2. Planta e alçado do sistema de ensaio

Relativamente à distribuição de armaduras, todas as lajes têm uma armadura inferior de Ø10//10 cm em ambas as direções, variando somente a distribuição de armaduras superiores em função de cada modelo. O modelo A tem uma armadura superior de 18 varões de Ø12//12.65 cm em ambas as direções, enquanto que o modelo B têm 12 varões de Ø12//8.2 cm na zona central e o modelo C têm 10 varões de Ø12//10 cm na zona central, sendo que na zona lateral ambos os modelos têm 6 varões de Ø12//20 (Fig. 3). Todos os modelos têm uma altura útil média de 0.118 m para as armaduras longitudinais superiores.



Modelo A Modelo B Modelo C

Figura 3. Distribuição de armaduras superiores dos modelos experimentais

2.2 Materiais

Para caracterizar a resistência à compressão em cilindros f_{cm} do betão aplicados nas lajes, foram ensaiados provetes cilíndricos com diâmetro de 150 mm e uma altura de 300 mm, enquanto que para caracterizar o comportamento das armaduras longitudinais, em termos de tensão de cedência f_y e tensão de rotura f_u, foram realizados ensaios de tração a três provetes por cada diâmetro de varão (Tabela 1).

Tabela 1. Características mecânica dos betões e das armaduras utilizados [8] e [9]

Modelo	f_{cm} [MPa]	f_y [MPa]		f_u [MPa]	
		Ø10	Ø12	Ø10	Ø12
A	61.7				
B	66.5	536	531	622	630
C	66.3				

2.3 Instrumentação

Para monitorizar os deslocamentos verticais das lajes, foram utilizados defletómetros dispostos de acordo com as Fig. 4.

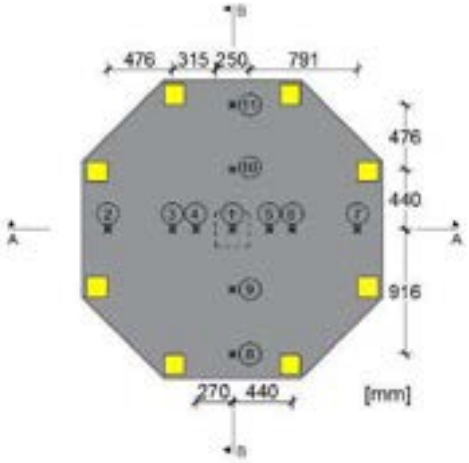
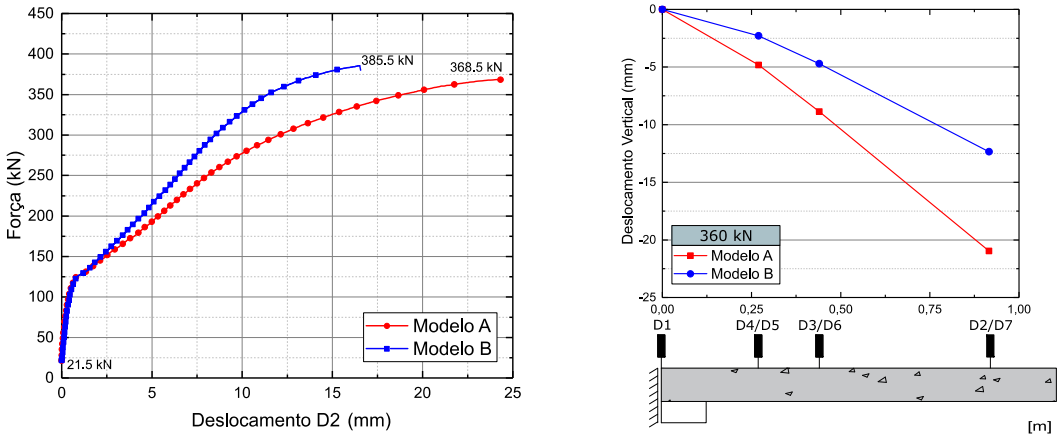


Figura 4. Distribuição de defletómetros em planta

2.4 Resultados obtidos

De seguida apresentam-se os resultados experimentais obtidos para o modelo A e modelo B (Fig. 5). É de salientar que a força aplicada nos modelos experimentais consiste na força aplicada pelo macaco hidráulico mais o peso próprio da laje e do sistema de ensaio (aproximadamente 21.5 kN).

Os deslocamentos da laje experimental são obtidos através da diferença relativa entre o defletómetro D1 com a média entre os restantes defletómetros (Fig. 4). Por exemplo, na Fig. 5, o deslocamento D2 resulta da diferença entre o defletómetro D1 e a média entre os defletómetros D2 e D7.

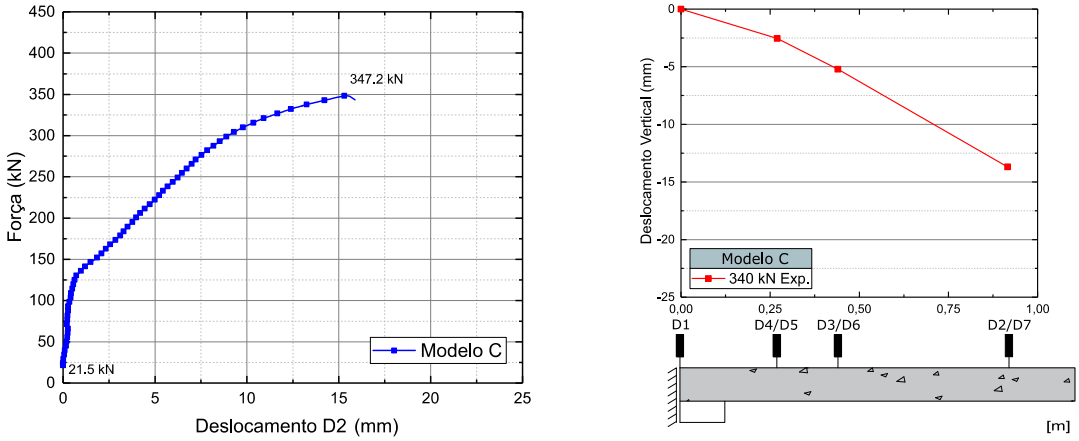


a) Curva força deslocamento b) Deformada na rotura

Figura 5. Modelo A vs Modelo B

Podemos observar na Fig. 5 que o modelo B teve um comportamento mais rígido que o modelo A, com deslocamento último menor, sendo a sua carga de rotura ligeiramente mais alta.

Os resultados do modelo C são apresentados na Fig. 6, visto este modelo tem menor percentagem de armadura longitudinal que os modelos A e B (Fig. 3), não sendo diretamente comparáveis. Porém, podemos verificar que, apesar de o modelo C ter menos armaduras que o modelo A, o deslocamento último do modelo C é muito inferior ao do modelo A, próximo do deslocamento obtido pelo modelo B, o que indicia que a concentração de armaduras junto ao pilar leva a um comportamento mais rígido da laje.



a) Curva força deslocamento b) Deformada na rotura

Figura 6. Resultados experimentais do modelo C

3. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Para modelar os ensaios experimentais descritos anteriormente, utilizou-se o software ATENA 3D [11]. De notar que, para efetuar estas calibrações, foi tido em conta os trabalhos realizados por Mamede et al. [12], Faria et al. [13] e Nogueira [14].

3.1 Materiais

Para simular numericamente estes ensaios experimentais, optou-se por simular apenas ¼ da laje, fazendo simplificações de simetria. Para modelar o betão e as chapas foram utilizados macro elementos (Figura 7) enquanto que na modelação das armaduras utilizaram-se elementos de barra.

O comportamento das chapas foi simulado através de um modelo elástico linear, enquanto que o comportamento das armaduras foi modelado considerando um modelo bilinear com endurecimento, em que a tensão de cedência foi de 530 MPa e a tensão na rotura de 630 MPa. Para o efeito considerou-se que existe aderência perfeita na interface betão – armadura.

Para caracterizar o comportamento do betão, optou-se por utilizar o modelo pré-definido CC3DNonLinCementitious2. Este modelo está subdividido em duas partes: tração e compressão.

Para definir os parâmetros base do betão a utilizar na modelação, optou-se por utilizar o valor da resistência à compressão obtido através de ensaios experimentais (f_{cm}). Com base neste valor, e recorreu-se ao EC2 [7] para calcular o valor da resistência à tração f_{ctm} (Eq. 1) e o módulo de elasticidade E_{cm} (Eq. 2).

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0.3 \times (f_{cm} - 8)^{2/3}, f_{cm} - 8 < 50 \\ 2.12 \times \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right), f_{cm} - 8 > 50 \end{cases} \quad (1)$$

$$E_{cm} = 22\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \times 0.9 \quad (2)$$

Para o cálculo da energia de fratura G_f, e visto que a dimensão máxima do agregado d_{max} foi de 21 mm para todas as lajes, optou-se por utilizar uma interpolação linear das formulações do MC90 [15] para $d_{max} = 16\ mm$ e $d_{max} = 32\ mm$ para obter a energia de fratura correspondente a 21 mm (Eq. 3).

$$G_f = G_{f0}.\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.7}, \text{ onde } G_{f0} = \begin{cases} 3.0 \times 10^{-5}\ \frac{MN}{m}, se\ d_{max} = 16\ mm \\ 3.8 \times 10^{-5}\ \frac{MN}{m}, se\ d_{max} = 32\ mm \end{cases} \quad (3)$$

Os parâmetros utilizados para definir os comportamentos do betão para as lajes modeladas encontram-se disponíveis na Tabela 3.

Tabela 2. Parâmetros do betão utilizados nos modelos

Modelo	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	G_f [MN/m]
A	61.70	4.18	34.18	1.16E-04
B	66.50	4.31	34.96	1.22E-04
C	66.30	4.31	34.92	1.22E-04

3.2 Malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos utilizada consistiu em elementos hexaédricos e elementos wedge com tamanho máximo de 0.05 m na zona exterior, enquanto que na zona junto ao pilar foram utilizados elementos hexaédricos com 1/3 do tamanho dos elementos utilizados no exterior (Fig. 7).



Figura 7. Modelo utilizado para simular o ensaio experimental

De notar que o tamanho da zona mais refinada junto ao pilar foi de 0.45 m, o que corresponde a aproximadamente à largura do pilar mais 3d para cada lado.

A modelação numérica foi feita em duas fases, na primeira fase aplicou-se o peso próprio mantendo-se o pilar apoiado, e na segunda fase aplicou-se força no pilar, enquanto que se mantiveram as chapas apoiadas através de apoios pontuais.

3.3 Calibração dos Modelos Numéricos

De seguida apresentam-se a comparação dos resultados experimentais e numéricos obtidos para o modelo A, o modelo B e o modelo C (Figs 8 a 10).

Salvaguarda-se que a força aplicada consiste na força aplicada pelo macaco hidráulico mais o peso próprio da laje e do sistema de ensaio (aproximadamente 21.5 kN) e que os deslocamentos da laje experimental são obtidos através da diferença relativa entre o defletómetro D1 e a média entre os defletómetros D2 e D7 (Fig. 4).

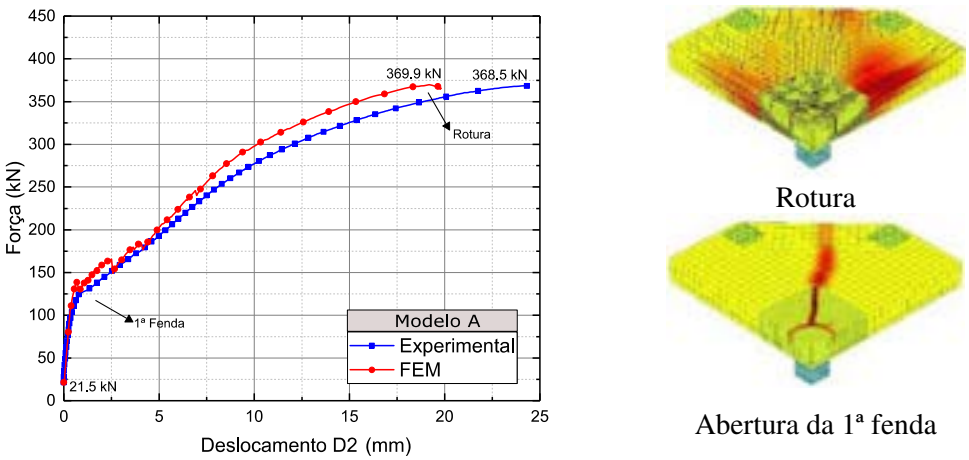


Figura 8. Curva força – deslocamento D2 e padrão de fendilhação para o modelo A

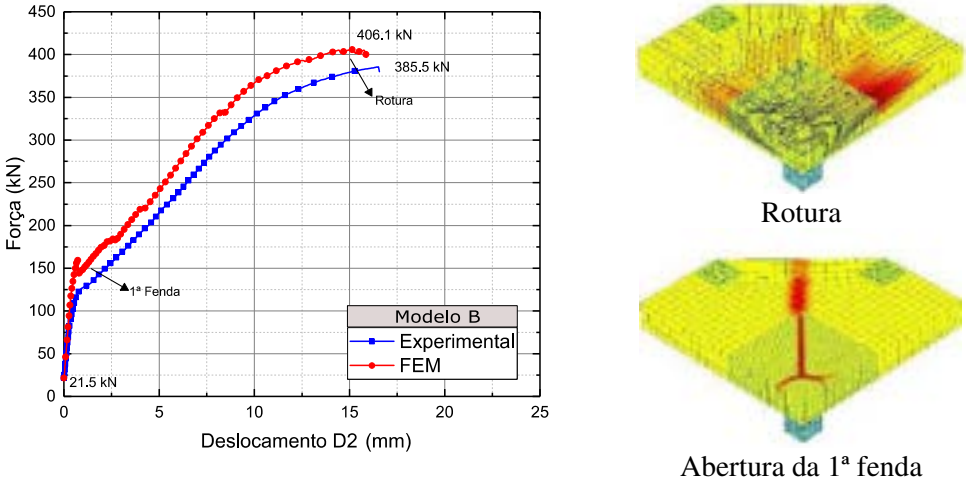


Figura 9. Curva força – deslocamento D2 e padrão de fendilhação para o modelo B

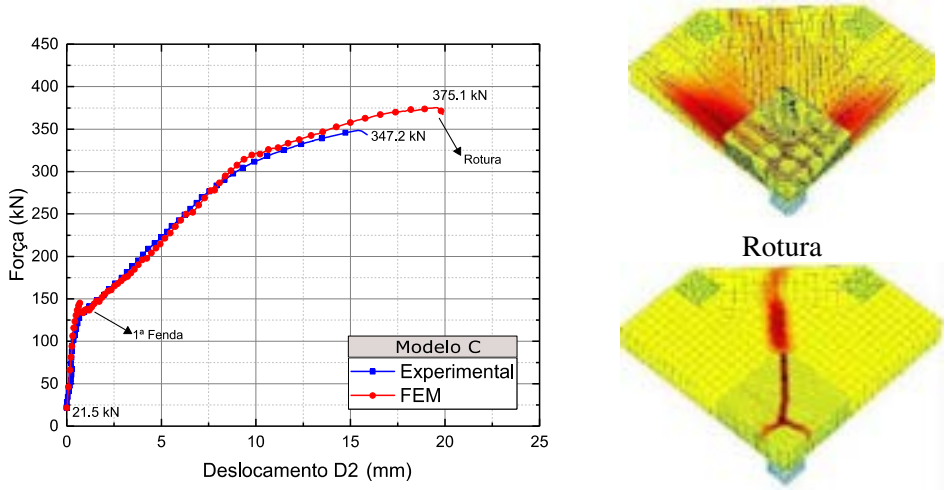


Figura 10. Curva força – deslocamento D2 e padrão de fendilhação para o modelo C

Ao observar-se as curvas força-deslocamento ilustradas nas Figs 8 a 10, concluiu-se que os modelos numéricos têm um comportamento mais rígido que os experimentais, mas com cargas de rotura semelhantes. O deslocamento máximo teve diferenças que chegaram aos 20%.

4. ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se um estudo paramétrico, tendo como base as lajes modeladas no capítulo anterior, onde se fez variar a resistência do betão, a percentagem geométrica de armadura e a disposição dessas armaduras, com vista a estudar a influência da concentração de armaduras junto ao pilar.

Relativamente à resistência do betão, foram escolhidos 3 tipos de betão com resistências médias à compressão em cilindros de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa. Os parâmetros utilizados para caracterizar os betões utilizados encontram-se na Tabela 4.

Tabela 3. Parâmetros do betão utilizados no estudo paramétrico

f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	G_f [MN/m]
20.0	1.57	24.38	5.28E-05
30.0	2.36	27.53	7.01E-05
40.0	3.02	30.01	8.58E-05

Quanto à percentagem de armadura geométrica, foram utilizadas percentagens de armadura geométrica média de 0.5%, 1.0%, 1.5% e 2.0%. Por fim, optou-se por utilizar dois tipos de distribuições para a armadura longitudinal superior:

- Armaduras concentradas, seguindo uma distribuição em que se concentra 50% das armaduras na zona central, enquanto as zonas exteriores têm 12.5% (distribuição de armaduras igual ao do modelo B);
- Armaduras distribuídas, em que a distribuição de armaduras é uniforme ao longo da laje (distribuição de armaduras igual ao do modelo A).

Devido ao elevado número de modelos, optou-se por utilizar um código para os identificar. Assim, por exemplo um modelo com armaduras concentradas em que f_c=20 MPa e ρ=0.5% para a armadura longitudinal superior, terá a denominação de C_20_0.5% enquanto que a denominação para o mesmo modelo com armaduras distribuídas será de D_20_0.5%.

4.2 Resultados obtidos

Na Fig. 11 apresentam-se as curvas força-deslocamento para todos os modelos numéricos simulados no âmbito deste estudo paramétrico. No entanto, é de salientar que a força aplicada consiste na força aplicada no embolo mais o peso próprio da laje e do sistema de ensaio (aproximadamente 21.5 kN).

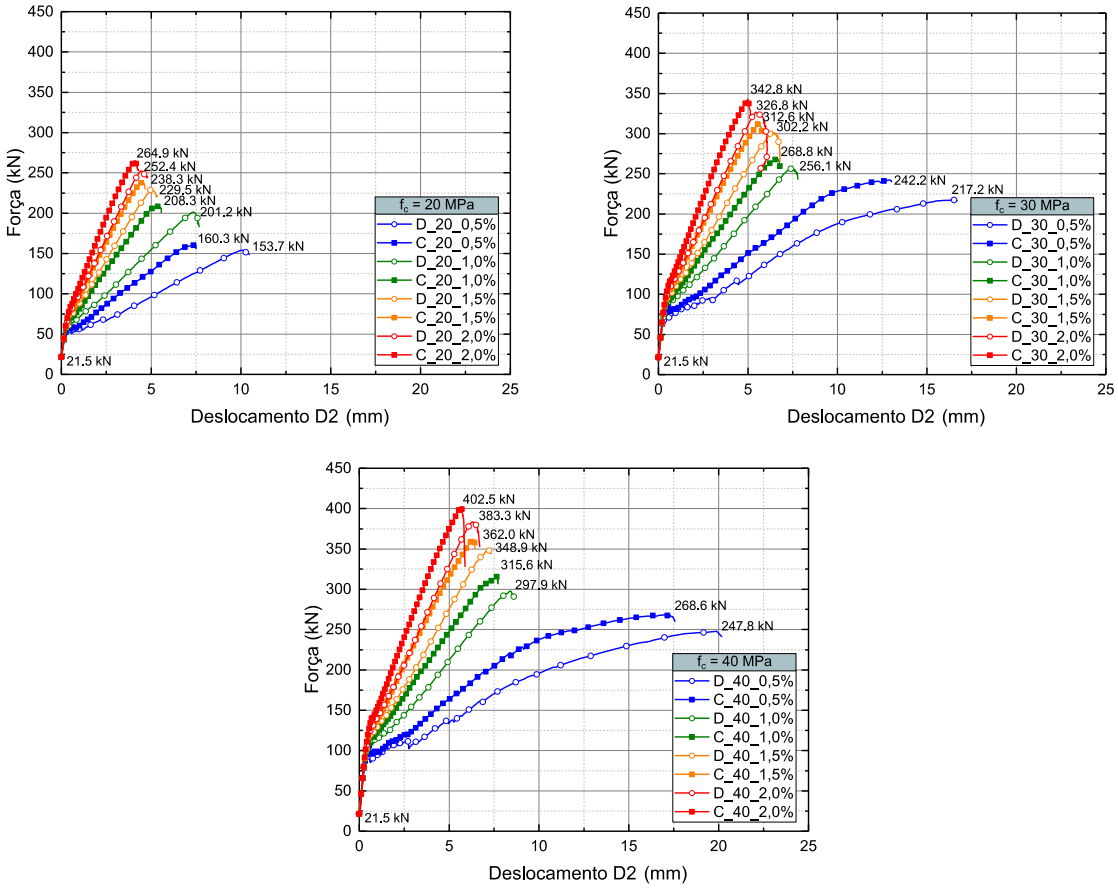


Figura 11. Curvas força-deslocamento para os resultados do estudo paramétrico

Tabela 4. Resultados do estudo paramétrico em termos de força e deslocamento último

	Distribuído (D)		Concentrado (C)		C/D	
	Força [kN]	Des. [mm]	Força [kN]	Des. [mm]	V	Des.
20_0.5%	153.7	10.0	160.3	7.4	1.04	0.74
20_1.0%	201.2	7.3	208.3	5.4	1.04	0.74
20_1.5%	229.5	5.0	238.3	4.5	1.04	0.90
20_2.0%	252.4	4.4	264.9	4.1	1.05	0.93
30_0.5%	217.2	16.4	242.2	12.9	1.12	0.79
30_1.0%	256.1	7.4	268.6	6.6	1.05	0.89
30_1.5%	302.2	6.4	312.6	5.6	1.03	0.88
30_2.0%	326.8	5.5	342.8	5.0	1.05	0.91
40_0.5%	247.8	19.9	268.6	17.1	1.08	0.86
40_1.0%	297.9	8.4	315.6	7.7	1.06	0.92
40_1.5%	348.9	7.1	362.0	6.3	1.04	0.89
40_2.0%	383.3	6.3	402.5	5.7	1.05	0.90

Com base na Fig. 11, conclui-se que, com a concentração das armaduras junto ao pilar, o comportamento da laje fica mais rígido, com acréscimo das cargas, tanto em regime elástico (do início do gráfico até ao 1º pico) como na rotura. As lajes com armaduras concentradas atingem a rotura para deslocamentos menores do que as lajes com armadura distribuída.

Ao analisar a Tabela 6, pode-se constatar que o aumento de carga existente devido à concentração de armaduras (em termos percentuais) permanece aproximadamente igual, para as várias percentagens de armadura consideradas, exceto para os casos em que as armaduras se encontram em cedência na rotura da laje (30_0.5% e 40_0.5%).

5. CONCLUSÕES

O objetivo deste artigo é avaliar as diferenças de comportamento de lajes fungiformes, quando se opta, ou por uma distribuição uniforme ou por uma pormenorização de armaduras superiores em que se concentram estas junto ao pilar.

Com base nos resultados obtidos, concluiu-se que, ao concentrar as armaduras junto ao pilar:

- As lajes apresentam uma maior resistência ao punçoamento;
- As lajes têm um comportamento mais rígido, apresentando um deslocamento último inferior aos das lajes com armadura uniformemente distribuída.

REFERÊNCIAS

[1] Moe, J.: “Shearing Strength of Reinforced Concrete slabs and Footings under Concen-trated Loads”, Development Department, Bulletin D 47, PCA.

[2] Alexander, S. D. B., Simmonds, S. H.: “Tests of Column-Flat Plate Connections”, ACI Structural Journal, September/October, 1992.

[3] Widianto, Bayrak, O., Jirsa, J. O.: “Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connec-tions: Reexamination of ACI 318 Provisions”, ACI Structural Journal, March/April, 2009.

[4] McHarg, P. J., Cook, W. D., Mitchell, D., Yoon, Y. S.:"Benefits of Concentrated Slab Reinforcement and Steel Fibers on Performance of Slab-Column Connections", ACI Structural Journal, March/April, 2000.

[5] Elstner, R. C., Hognestad, E.: "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, V. 53, No. 1, February, 1956, pp. 29-58.

[6] 318, ACI Committee. Buiding Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14).s.l. : American Concrete Intitute, 2014.

[7] European Committee for Standardization. EN1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete structures – parte 1–1: general rules and rules for buildings; 2010.

[8] Jesus, C. G. de. (2016). Efeito da Pormenorização das Armaduras na Resistência ao Punçoamento de Lajes Fungiformes. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Monte da Caparica

[9] Gouveia, N. D. – Comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes em BFR sujeitas a ações monotónicas e cíclicas. Tese de Douturamento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Monte da Caparica, 2017

[10] Gouveia, Nuno D., Faria Duarte M. V., and Ramos António Pinho. Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part I: monotonic vertical loading. Magazine of Concrete Research, p.1-17. (https://doi.org/10.1680/jmacr.17.00343)

[11] CERVENKA, V.; JENDELE, L.; CERVENKA, J. – ATENA Program Documentation Part 1 - Theory. Praga: Cervenka Consulting Ltd, 2009

[12] Silva Mamede, N. F., Pinho Ramos, A., & Faria, D. M. V. (2013). Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement. Engineering Structures, 48, 442–457. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.035

[13] Faria, D., Biscaia, H., Lúcio, V., & Ramos, A. (2011). Material and Geometrical Parameters Affecting Punching of Reinforced Concrete Flat Slabs with Orthogonal Reinforcement. Fib Symposium PRAGUE 2011 - Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, 1–4.

[14] Nogueira, J. P. M. - Modelação numérica do punçoamento de lajes fungiformes reforçadas com parafusos. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Monte da Caparica, 2011.

[15] BÉTON, Comité Euro-International du – CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne: Thomas Telford Services, 1993.

Análise da estabilidade da via balastrada num viaduto com tabuleiro misto aço-betão para tráfego de comboios de alta velocidade





Artur Silva[1] **Gonçalo Ferreira**[2] **Rui Calçada**[3]

RESUMO

Em pontes ferroviárias a circulação de comboios de alta velocidade traduz-se num carregamento periódico produzido pela passagem dos sucessivos eixos do comboio regularmente espaçados, que pode originar fenómenos de ressonância da estrutura. Estes efeitos ressonantes podem originar acelerações excessivas do tabuleiro e, como consequência, conduzir à instabilização da camada de balastro e comprometer a segurança da circulação.
Neste contexto, o presente trabalho foca-se na análise das acelerações da laje superior do tabuleiro misto aço-betão do viaduto norte de acesso à nova ponte ferroviária sobre o rio Sado para tráfego de comboios de alta velocidade. Para a análise dinâmica da estrutura foi desenvolvido um modelo de elementos finitos no programa ANSYS, que permitiu obter a resposta dinâmica em termos de acelerações em nós do tabuleiro na zona que serve de suporte direto à via balastrada. Especial atenção é dada à avaliação da influência do tipo e da velocidade do comboio, da gama de frequências utilizada na análise dinâmica, do amortecimento, e da distribuição espacial dos valores de pico de aceleração em situações de ressonância.

Palavras-chave: Estabilidade da via; Viaduto ferroviário; Tabuleiro misto aço-betão; Análise experimental e numérica; Comboios de alta velocidade; Efeitos ressonantes

1. INTRODUÇÃO

Durante as últimas décadas, o sistema ferroviário mostrou uma grande influência no desenvolvimento social e económico na nossa sociedade. Na Europa, o transporte ferroviário assume, atualmente, um papel importante para atingir a estratégia da Europa 2020. Esta estratégia visa um desenvolvimento de uma economia inteligente e mais sustentável e competitiva [1]. Como tal, é necessário introduzir novas linhas de alta velocidade, ou modernizar as existentes, reduzindo assim os tempos de viagem, melhorando o conforto dos passageiros e reduzindo o congestionamento da rede ferroviária. Para

[1]CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. artur.silva@fe.up.pt
[2]CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. gcferreira@fe.up.pt
[3]CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. ruiabc@fe.up.pt

reforçar a posição competitiva do setor ferroviário europeu, é necessária uma maior investigação e um desenvolvimento mais coordenado a longo prazo. Este trabalho pretende contribuir para uma evolução no conhecimento das implicações do tipo de tráfego ferroviário a nível estrutural, mais detalhadamente na influência das velocidades de circulação de comboios de alta velocidade nas acelerações verticais em tabuleiros de pontes mistas, que podem levar à instabilização do balastro. Este estudo tem por base a análise da distribuição espacial das acelerações do tabuleiro do viaduto Norte da nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, localizada em Alcácer do Sal. Recorrendo a modelos numéricos do viaduto, irá ser estudada a influência de vários parâmetros da estrutura na resposta dinâmica em termos de acelerações verticais do tabuleiro. Com os resultados deste estudo, poderão ser discutidas algumas questões relacionadas com a regulamentação em vigor, bem como a influência e as implicações da passagem de comboios de alta velocidade no viaduto em questão.

2. ASPETOS REGULAMENTARES

2.1 Comboios de alta velocidade

As análises dinâmicas devem ser realizadas usando os valores caraterísticos das cargas dos comboios reais especificadas para o projeto. A escolha desses comboios deve ser efetuada tendo em conta a composição dos mesmos e desde que se preveja que venham circular na estrutura a uma velocidade superior a 200 km/h. Os comboios de alta velocidade que irão ser estudados neste trabalho são o Alfa Pendular, o Talgo AV2, o Thalys 2, o Eurostar 373, o X 2000, o TGV Atlantique, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500. As caraterísticas de cada veículo encontram-se descritas no relatório ERRI D214/RP9 [2].

2.2 Aceleração vertical do tabuleiro

No que toca à aceleração vertical do tabuleiro, o nível das acelerações com a passagem de tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 km/h, obriga a que as acelerações verticais se mantenham abaixo de certos limites, como se encontram especificados na EN1990-Annex A2 [3] e inicialmente propostos pela comissão de especialistas D214 da ERRI. Estes limites estão ligados à ocorrência de fenómenos de instabilidade na camada de balastro, associados à perda da resistência lateral da via em vias balastradas e à perda de contacto entre a roda e o carril pelo acréscimo de forças de contacto em vias não balastradas. Para o caso de vias balastradas, o limite máximo do valor de cálculo da aceleração vertical é de 3.5 m/s^2 [3]. Para o cálculo das acelerações e a determinação dos seus máximos, deve ser considerada a contribuição de modos de vibração com frequências até um máximo de 30 Hz, 1.5 vezes a frequência do modo de vibração fundamental do elemento que está a ser considerado ou a frequência do terceiro modo de vibração do elemento. Para avaliar o comportamento dinâmico da via balastrada, para vários níveis de aceleração, efetuaram-se um conjunto de ensaios que consistiu na reprodução em laboratório de um troço de via balastrada, submetendo-o a diversos níveis de aceleração considerando frequências até 60 Hz [4]. Do resultado dos ensaios constata-se que as maiores amplificações ocorrem para acelerações superiores a 0.7g (aproximadamente, 7 m/s^2), verificando-se que os valores da função de transferência aumentam até a uma frequência de 60 Hz. O critério da EN1990-Annex A2, limita a aceleração vertical do tabuleiro a 3.5 m/s^2, no caso das pontes com via balastrada. Este valor máximo de aceleração é resultante da aplicação de um fator de segurança de 2.0 aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente. As recomendações que resultam das investigações realizadas apontam para uma modificação da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo de 60 Hz ou a frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego. A análise de registos experimentais relativos à passagem de comboios em pontes da rede ferroviária alemã permitiu concluir que o limite regulamentar da aceleração vertical é por diversas vezes ultrapassado, para um número reduzido de picos associados à passagem da locomotiva do comboio ou até mesmo de veículos intermédios, não se registando instabilização da camada de balastro [4]. O critério regulamentar da EN1990-Annex A2 tem apenas em conta o valor máximo registado da aceleração vertical, não tendo em conta o número de ciclos nos quais os valores regulamentares são ultrapassados. Face a isto, a Deutsche Bahn elaborou uma proposta alternativa ao critério da EN1990-Annex A2, que atende não só à limitação da aceleração vertical do tabuleiro, mas também à influência que elevados níveis de

aceleração podem ter na diminuição da resistência lateral da via [4]. Segundo este critério, são permitidos 10 ciclos sucessivos de vibração com níveis de aceleração superiores aos regulamentares, caso o critério da limitação da aceleração vertical do tabuleiro não seja inteiramente cumprido, não podendo ser excedido o valor de 0.55g (cerca de 5.5 m/s^2) em pontes com via balastrada. Este valor limite implica um fator de segurança de 1.3 relativamente aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente.

3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

3.1 Método da sobreposição modal

O método da sobreposição modal permite resolver a equação de equilíbrio dinâmico,

$$\underline{M}\,\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C}\,\dot{\underline{u}}(t) + \underline{K}\,\underline{u}(t) = \underline{F}(t) \tag{1}$$

através de uma mudança de coordenadas, denominada de transformação modal, obtendo-se as equações de equilíbrio dinâmico desligadas referentes a cada um dos modos de vibração,

$$M_n\ddot{y}_n(t) + C_n\dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \tag{2}$$

onde $F_n(t)$ representa as forças modais que podem ser calculadas através da seguinte equação:

$$F_n(t) = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_j(t) \\ \vdots \\ F_J(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \cdots & \phi_{1,k} & \cdots & \phi_{1,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{j,1} & \cdots & \phi_{j,k} & \cdots & \phi_{j,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{J,1} & \cdots & \phi_{J,k} & \cdots & \phi_{J,K} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_k(t) \\ \vdots \\ F_K(t) \end{bmatrix} \tag{3}$$

em que $\phi_{j,k}$ corresponde ao deslocamento modal do grau de liberdade k, para o modo de vibração j e $F_k(t)$ corresponde ao histórico de carregamento para o grau de liberdade k. Tanto $\phi_{j,k}$ e $F_k(t)$ são matrizes com valores já conhecidos. Visto que no modelo de uma estrutura ferroviária existem uma grande quantidade de graus de liberdade, este processo pode simplificar-se considerando que as cargas apenas estão aplicadas na direção vertical nos nós correspondentes ao carril, sendo que os outros graus de liberdade têm carga nula. Nesse caso, só o deslocamento vertical modal dos nós que definem o carril para cada modo de vibração j é solicitado. Esta simplificação torna o processo mais veloz, não sendo necessário uma capacidade de processamento de dados tão elevada como seria necessário para correr o processo de acordo com a Eq. (3). As matrizes de forças modais são aplicadas como carregamento quando se realiza uma análise dinâmica com cargas móveis. O método das cargas móveis considera os comboios como um conjunto de cargas móveis de valor igual às cargas estáticas por eixo e constantes ao longo do tempo. A resposta dinâmica pode ser calculada, para cada incremento de tempo t, resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico através de, por exemplo, o método da sobreposição modal. Para realizar uma análise com cargas móveis, neste caso no programa ANSYS, é necessário construir uma matriz que tem os valores nodais das forças, dependentes do carregamento do comboio e a velocidade de circulação deste. O procedimento para a análise através do método das cargas móveis foi proposto por Albuquerque [5]. Assim, com a informação detalhada da solicitação de cada nó, em cada instante de tempo e para uma dada velocidade de circulação, é possível aplicar estes dados para determinar a resposta estática da estrutura num dado instante de tempo [6].

3.2 Metodologia ANSYS-MATLAB

Para a realização da análise dinâmica recorre-se ao programa MATLAB, tendo como interface para a geração do modelo e para a realização da análise modal o programa ANSYS [7]. Após a realização da análise modal, executam-se comandos que permitem extrair os deslocamentos verticais modais dos nós dos carris e dos restantes nós da malha que se configurou anteriormente. Deste modo, o ANSYS volta a correr em segundo plano para extrair os parâmetros referidos, bem como os valores modais da frequência, da massa e do amortecimento. Este cálculo torna-se demorado devido à quantidade de cálculos que são exigidos. Após a obtenção dos deslocamentos modais, interessa importar a informação relativa ao carregamento real de cada comboio, ficando assim com o conhecimento do nome do mesmo, das cargas por eixo e da distância entre eixos. Após a importação, realiza-se um ciclo onde irá variar a velocidade

de circulação de cada comboio e que permite construir as matrizes de carga e determinar os valores modais das forças. Por fim, as grandezas modais que foram determinadas são multiplicadas pelas coordenadas modais, obtendo-se assim a evolução temporal dos deslocamentos para cada velocidade [6]. Este processo pode repetir-se para a gama de velocidades, amortecimento e comboio desejados. As acelerações obtêm-se através da segunda derivada dos deslocamentos que foram obtidos. O diagrama representado na Fig. 1 representa um esquema do procedimento adotado.

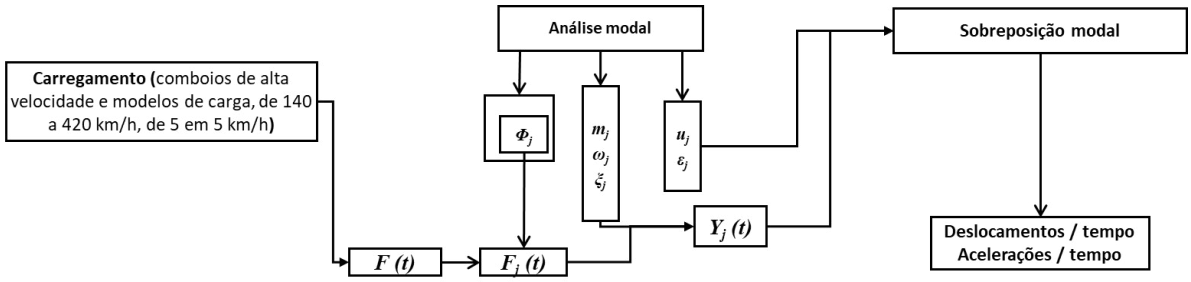


Figura 1. Esquema do procedimento adotado para a obtenção dos deslocamentos e acelerações (adaptado de [6])

4. MODELO E ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO

4.1 Localização e descrição do viaduto Norte

A nova ponte ferroviária sobre o rio Sado e os seus respetivos viadutos, localizam-se no distrito de Setúbal, perto de Alcácer do Sal, a cerca de 100 km de Lisboa. Esta estrutura integra a Linha Ferroviária do Sul, fazendo parte de um projeto ferroviário que irá melhorar as conexões ao Sul do país.



Figura 2. a) Localização da ponte na rede ferroviária nacional (adaptado de [8]); b) Vista geral da ponte e dos viadutos de acesso (adaptado de [9])

O viaduto Norte consiste numa solução estrutural mista em aço e betão composta por duas longarinas com secção em I que suportam uma laje em betão armado. O estudo realizado neste trabalho foca-se num vão simplesmente apoiado do viaduto de acesso Norte que tem um comprimento de 45.0 m. Trata-se do primeiro vão do viaduto norte que faz fronteira com a ponte.

4.2 Modelo em elementos finitos

A modelação numérica foi realizada através do programa ANSYS [7] através de técnicas usuais de discretização, por meio do método de elementos finitos onde se inclui no modelo o sistema da via férrea.

O modelo usado foi desenvolvido por Alencar [10], recorrendo à linguagem APDL do software ANSYS. Esta linguagem permite fornecer instruções em texto ao programa, nas várias fases de análise de elementos finitos da estrutura (pré-processamento ou modelação, cálculo e pós-processamento), sem recorrer à interface gráfica, tornando assim possível que um programa, como o MATLAB, corra e comunique com o ANSYS em vários tipos de análise [6]. O modelo numérico do viaduto inclui só um vão de 45.0 m, pois como foi dito anteriormente, não há continuidade entre os vãos adjacentes, nem com a estrutura ou com a via férrea. Para a modelação dos vários elementos do viaduto, recorreu-se a elementos finitos de casca (SHELL181), de barra (BEAM44), sólidos (SOLID185), infinitamente rígidos (MPC184) e de massa pontual (MASS21).

4.3 Análise dinâmica do viaduto

Após a modelação numérica do viaduto, realizou-se uma análise modal de modo a identificar os modos de vibração da estrutura, sendo que as deformadas dos três principais modos de vibração globais do viaduto em análise são apresentadas na Fig. 3.

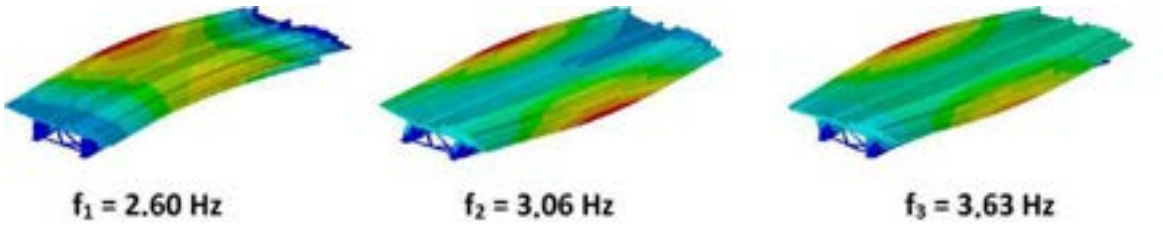


Figura 3. Deformada dos principais modos de vibração obtidos por modelação numérica (adaptado de [10])

4.3.1 Parâmetros a considerar

Para cálculo das acelerações na via, tiveram-se em conta os parâmetros indicados no Quadro 1. De referir que a gama de velocidades indicada tem em conta o regulamentado na EN1991-2 [11]. O amortecimento adotado tem em conta o mínimo regulamentar de EN1991-2.

Quadro 1. Parâmetros considerados na análise dinâmica

Parâmetros da análise dinâmica	
Comboios	Alfa Pendular, Talgo Av2, Thalys 2, Eurostar 373, X 2000, TGV Atlantique, Virgin, ICE 2, ETR-5-500
Gama de velocidades	140 a 420 km/h, de 5 em 5 km/h
Modos de vibração	Aproximadamente 60 Hz (340 modos)
Amortecimento	0.5%
Incremento de tempo	0.001 s
Tempo em vibração livre	5 s

4.3.2 Resultados da análise dinâmica

Os resultados que irão ser apresentados dizem respeito ao nó central que se situa na laje do tabuleiro, na zona da via balastrada (Fig. 4), e dizem respeito a valores absolutos das acelerações. Quanto aos mapas de acelerações, estes dizem respeito à distribuição espacial das acelerações na via correspondentes à zona da laje do tabuleiro que se encontra por baixo da via balastrada, como se encontra ilustrado na Fig. 4.

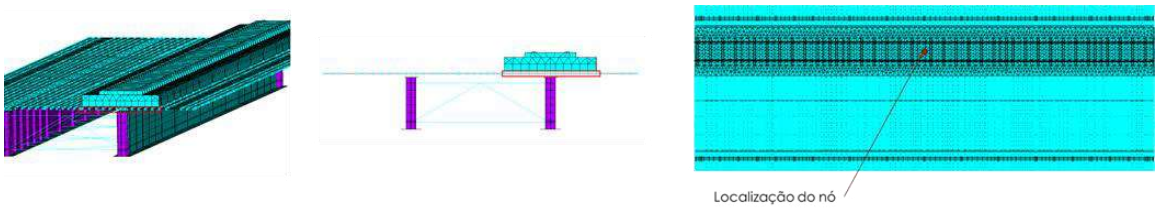


Figura 4. Localização da zona da via e do nó referente às análises efetuadas

A comparação dos resultados de cada comboio irá ser feita com base nos limites impostos na EN1990-Annex A2 [3]. Estes limites dizem respeito à tipologia de via balastrada, sendo a aceleração vertical máxima de 3.5 m/s^2 (representada nos gráficos como "Limite EC0"). Excecionalmente, este valor regulamentar pode ser excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo assim neste caso, a aceleração vertical máxima ultrapassar os 5.5 m/s^2 (representada nos gráficos como "Limite Excecional EC0"). A Fig. 5 representa as acelerações máximas no nó em análise em função da velocidade de circulação de todos os comboios analisados. Da figura, verifica-se que os comboios que agravam mais a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações máximas são o X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500.

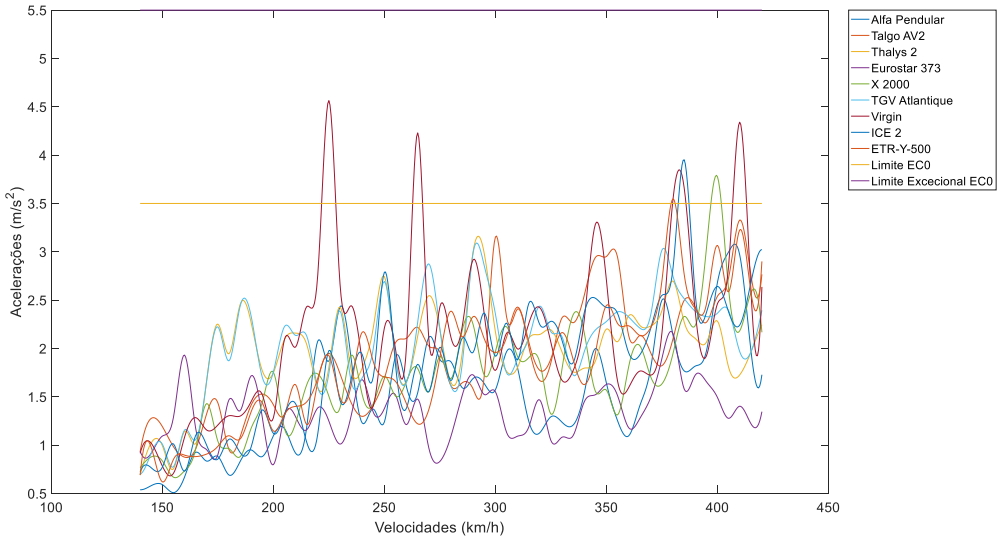


Figura 5. Comparação das acelerações máximas provocadas por cada comboio

No Quadro 2 encontram-se representados os comboios que ultrapassam o limite regulamentar no nó em análise, chamados comboios críticos, indicando também a velocidade de circulação que leva à máxima aceleração no nó referido. Verifica-se que o comboio que atinge maiores acelerações é o Virgin, sendo que a sua velocidade crítica corresponde exatamente à sua velocidade típica de circulação. No quadro está representado o Alfa Pendular, pois apesar de não ultrapassar o limite regulamentar de 3.5 m/s^2, este é o comboio que circula no viaduto em questão, interessando, portanto, saber a resposta dinâmica para este veículo.

Quadro 2. Aceleração máxima de cada comboio crítico e respetiva velocidade crítica

Comboio crítico	*Velocidade crítica* [km/h]	*Aceleração máxima no nó central* [m/s^2]
Alfa Pendular	405	2.998
X 2000	400	3.776
Virgin	225	4.564
ICE 2	385	3.952
ETR-Y-500	380	3.548

As análises efetuadas ao longo deste documento irão ter em atenção o Virgin, pois é o comboio que causa maiores acelerações no viaduto. Após o cálculo da evolução temporal das acelerações para cada comboio, procedeu-se ao cálculo dos mapas de acelerações máximas para todos os pontos da via balastrada e para a velocidade de circulação que leva à aceleração máxima no nó central de cada comboio crítico. Os mapas de acelerações máximas dos comboios foram calculados tendo em conta a aceleração máxima em cada ponto para todos os instantes de tempo de cada comboio e para cada velocidade de circulação, estando o valor representado em módulo. A escala de cores representa as acelerações mínima e máxima, em módulo, quando o comboio circula na ponte à velocidade indicada. Como se irá verificar nos mapas de acelerações máximas, nem sempre o ponto central da via é o que apresenta as maiores acelerações.

Na Fig. 6 está representado o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h. Visualizando a figura, verifica-se que as maiores acelerações atingem-se nas extremidades, sendo que na restante via, a zona em consola (em cima na figura) é aquela que apresenta acelerações superiores a 3.5 m/s^2, em locais pontuais, existindo no lado esquerdo da via (em baixo na figura), três pontos relevantes acima dos 3.5 m/s^2.

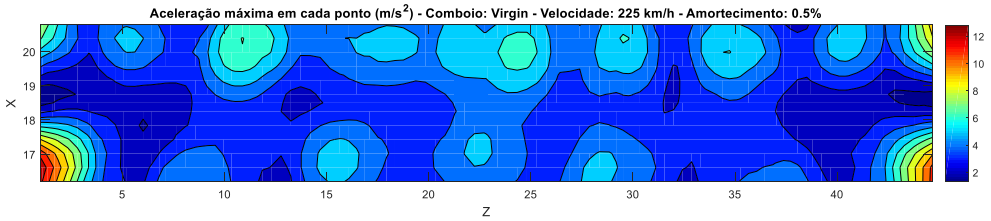


Figura 6. Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO

5.1 Ressonância da estrutura

Nesta secção pretende-se saber quais os modos que apresentam uma maior contribuição para o aumento das acelerações máximas a uma dada velocidade, verificando qual a frequência associada a esse modo e a respetiva deformada da estrutura. Para esta análise recorrem-se a gráficos que traduzem a aceleração máxima em função dos modos de vibração da estrutura. Estes gráficos terão em conta as velocidades de circulação vizinhas à velocidade de circulação que leva aos picos de acelerações máximas para o nó central da laje que se encontra na zona da via balastrada. Todas as análises desta secção foram realizadas para um amortecimento da estrutura equivalente ao mínimo regulamentar da EN1990-Annex A2 [3], com o valor de 0.5% para todos os modos de vibração da estrutura.

5.1.1 Virgin

Com a análise da Fig. 7 verifica-se que os modos que contribuem mais para o acréscimo das acelerações são o 78 e o 218, correspondendo a frequências de 26.24 Hz e 44.48 Hz, respetivamente, que foram verificadas através de uma Transformada Rápida de Fourier relativas ao sinal da passagem do comboio Virgin a 225 km/h, considerando 340 modos de vibração.

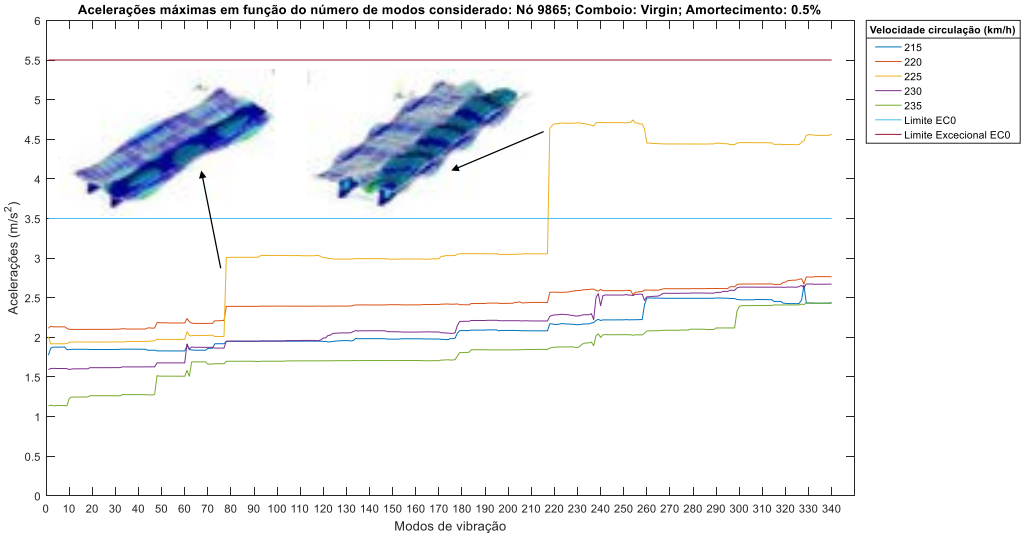


Figura 7. Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Virgin

No Quadro 3 consegue-se relacionar a frequência de passagem das cargas do comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h, com os subarmónicos das frequências da estrutura dos modos identificados, verificando-se uma razão de frequências muito próxima de 1.

Quadro 3. Relação entre as frequências da estrutura e a frequência de passagem das cargas do Virgin

Frequência da estrutura [Hz]	*Subarmónico da frequência da estrutura*	*Frequência da passagem das cargas* [Hz]	*Espaçamento entre eixos do comboio* [m]	*Razão de frequências (r)*
26.24 (Modo 78)	5º	4.37	14.3	0.9967
44.48 (Modo 218)	1º	23.15	2.7	1.0347

5.2 Amortecimento da estrutura

O amortecimento é uma grandeza que tem influência na amplitude da resposta das acelerações, sendo que um amortecimento mais elevado, leva a uma redução da amplitude em vibração livre mais expressiva. Nesta secção estudar-se-á a influência do amortecimento na resposta dinâmica da estrutura. A gama de amortecimentos a analisar serão de 3.71% para os modos globais da estrutura, 5.08% para os modos de vibração locais relacionados com a laje e 0.5% para os restantes modos de vibração relacionados com a estrutura metálica do viaduto [12]. Os resultados obtidos desta gama de amortecimentos serão comparados com os resultados para quando o valor de amortecimento para todos os modos de vibração é de 0.5%.

5.2.1 Virgin

Na Fig. 8 é apresentado o gráfico que traduz as acelerações máximas para cada velocidade de circulação do comboio Virgin, relativamente ao nó central da laje na zona da via balastrada. Repara-se no nó analisado que as acelerações máximas são praticamente inferiores em todo o seu espetro comparativamente a um amortecimento de 0.5% para todos os modos de vibração da estrutura. O pico de acelerações neste caso ocorre para uma velocidade de circulação de 410 km/h, sendo que os valores de aceleração neste ponto são cerca de 23% inferiores do que o modelo original com amortecimento de 0.5% para todos os modos de vibração.

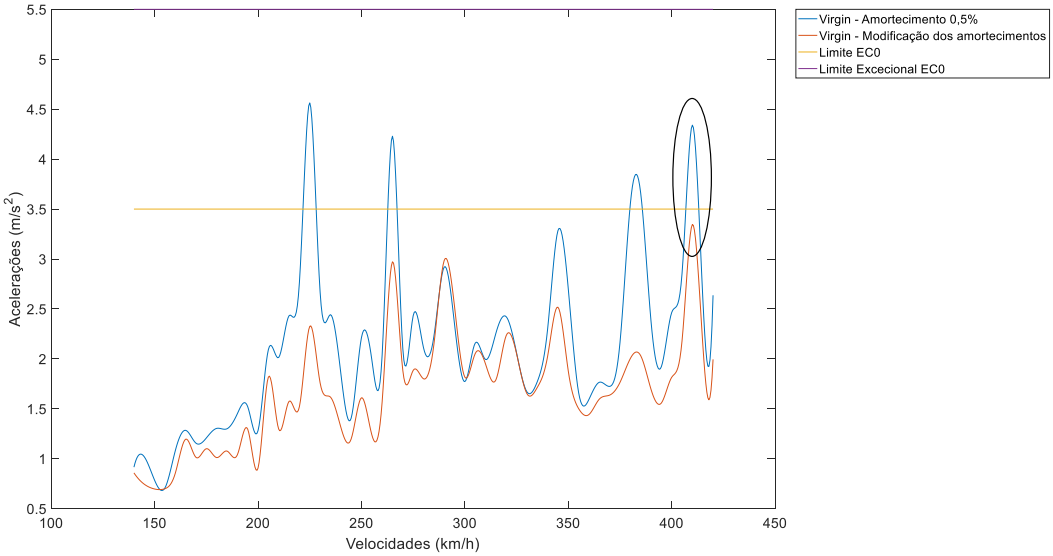


Figura 8. Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração dos amortecimentos da estrutura)

Na Fig. 9 apresenta-se o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h. Para esta velocidade, verifica-se que as extremidades são as zonas que atingem maiores acelerações sendo que na restante via as acelerações são bastante elevadas em zonas muito pontuais, mais respetivamente no lado direito da via (em cima na figura), sendo que à volta desses pontos existe uma diminuição rápida das acelerações, estando abaixo dos 5 m/s^2.

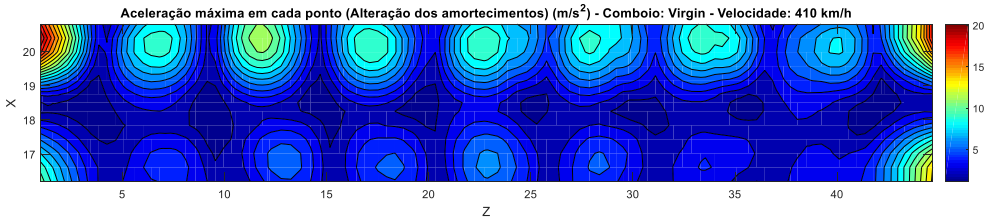


Figura 9. Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h

6. CONCLUSÕES

Relativamente aos métodos usados, verifica-se que a análise dinâmica com cargas móveis exige pouco esforço computacional, pois não requer a modelação do comboio e pode ser usado com bastante precisão nos casos em que a interação ponte-comboio não influência a resposta dinâmica da estrutura. O método da sobreposição modal mostra também muitas vantagens, sendo que permite obter de forma independente as coordenadas modais de cada comboio, dos deslocamentos modais. Assim para o cálculo dos deslocamentos, que seriam derivados para obter as acelerações, utilizou-se as matrizes de coordenadas modais que já eram conhecidas. Quanto à ressonância da estrutura, verifica-se que há uma correlação entre as frequências da estrutura e as frequências de passagem dos comboios, notando-se que a partir de um certo modo, o comboio Virgin ultrapassa o limite de 3.5 m/s^2. No que diz respeito ao amortecimento da estrutura, verifica-se que as acelerações são menores quando comparadas com um amortecimento de 0.5% para todos os modos de vibração. Isso dá boas indicações quanto às acelerações na via, pois trata-se de um cenário mais semelhante com a realidade. Deste estudo pode-se tirar conclusões gerais relativamente a todos os mapas de acelerações máximas realizados. Verifica-se que nas zonas entre carris as acelerações são menores, sendo que as maiores acelerações são pontuais na maior parte dos comboios, não havendo, portanto, instabilização do balastro. As extremidades da via

são as zonas que apresentam as maiores acelerações, pois não há dispersão das cargas quando o comboio entra no viaduto e estas concentram-se na extremidade do carril. Uma alteração ao modelo, aumentando o comprimento dos carris para além da extremidade, ajudaria à redução dos valores de aceleração nestes pontos. Em praticamente todos os mapas verificam-se que as maiores acelerações ocorriam no lado direito da via. Isto deve-se ao facto de um dos carris se situar numa zona em consola do viaduto, agravando assim as acelerações nessas zonas.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.

REFERÊNCIAS

[1] European Commission (2008). Modern rail modern Europe: towards an integrated european railway area, Office for Official publications of the European Communities.

[2] ERRI D214/RP9 (2001). Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report ERRI D 214/RP 9. Utrecht, ERRI, European Rail Research Institute: [220] p.-[220] p.

[3] EN1990 - Annex A2 (2005). Eurocode: Basis of structural design - Annex A2: Application for bridges (Normative). Brussels, CEN.

[4] Zacher, M. and M. Baeßler (2008). Dynamic behaviour of ballast on railway bridges. Dynamics of High–Speed Railway Bridges. Selected and revised papers from the Advanced Course on 'Dynamics of High–Speed Railway Bridges', Porto, Portugal, 20–23 September 2005, CRC Press.

[5] Albuquerque, C. M. C. (2008). Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade.

[6] Ferreira, G. (2017). Análise à Fadiga de um Viaduto Ferroviário Para Tráfego de Comboios de Alta Velocidade.

[7] ANSYS (1998). ANSYS User's Manual.

[8] Infraestruturas de Portugal (2017). Mapa da Rede Ferroviária.

[9] Teixeira Duarte (2010). Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado e respetivos viadutos de acesso.

[10] Alencar, G. [et al.] (2016). Fatigue assessment of approach viaducts of the new Sado River railway crossing.

[11] EN1991-2 (2003). Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, CEN.

[12] Malveiro, J. [et al.] (2018). "Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests." Engineering Structures 164: 40-52.

Confiabilidade em Estruturas de Concreto Armado: Estudo Comparativo entre Análises no Estado Limite Último e por Segurança Global


Claudia Interlandi[1]


Luiz Fernando Martha[2]


Sergio Hampshire C. Santos[3]

RESUMO

Na abordagem da segurança por Estados Limites Últimos, as verificações consistem em se comparar, com seus valores últimos, nas diversas seções de uma estrutura, as grandezas solicitantes S_d com as grandezas resistentes R_d, procurando-se garantir que se tenha sempre $S_d \leq R_d$. Se esta condição for cumprida, nas diversas seções e para os diferentes estados limites, diz-se que está satisfeita a verificação da segurança.

A abordagem por Segurança Global trata as diversas incertezas presentes no comportamento estrutural através de uma condição de estado limite pré-definida, em que se majora uma ou mais variáveis de carregamento por um fator λ, até que uma situação de colapso se configure. Nesta avaliação, tanto as variáveis ligadas às solicitações quanto as ligadas às resistências, são tomadas com seus valores médios ou representativos, de forma que o processo fique isento de definições arbitrárias dos valores característicos. Os valores obtidos para o fator λ devem ser compatíveis, do ponto de vista de segurança, com índices de confiabilidade β adequados ao nível de segurança requerido.

Um prédio convencional é aqui analisado, apresentando-se os índices de confiabilidade obtidos com as duas abordagens. O prédio é dimensionado de forma convencional, nas seções críticas de pilares e vigas. Faz-se uma Análise de Confiabilidade seccional, obtendo-se os índices de Confiabilidade nas seções críticas. Em seguida, se faz uma análise por Segurança Global, apurando-se o valor do fator λ obtido com o dimensionamento convencional, incluindo uma verificação da capacidade de rotação nas rótulas plásticas.. Faz-se então a avaliação do índice de Confiabilidade nesta situação. Mostra-se que, com a Análise Global, estruturas mais econômicas podem ser projetadas.

Palavras-chave: Confiabilidade, Concreto Armado, Segurança Global.

[1]Doutoranda/Engenharia Civil/Estruturas/ PUC-Rio/ interlandiclaudia11@gmail.com
[2]Professor Associado/Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/PUC-Rio/ lfm@tecgraf.puc-rio.br
[3]Professor Titular/Departamento de Estruturas/Escola Politécnica/UFRJ/sergiohampshire@poli.ufrj.br

1. INTRODUÇÃO

Com a introdução do conceito de Segurança Global na redação do texto do *Model Code* 2010 da *fib* [1], em seu item 4.6, a partir dos aspectos conceituais expostos, por exemplo, por Cervenka [2], abre-se a necessidade de estudos sobre a segurança associada ao projeto seguindo estes novos conceitos. A ferramenta adequada para esta avaliação são análises pela Teoria da Confiabilidade, como exposto, por exemplo, por Melchers e Beck [3].

A análise aqui apresentada segue a linha de estudos em desenvolvimento pelos autores, agregando novos resultados e conclusões relativamente ao trabalho já por eles apresentado [4]. A sequência do artigo inclui os tópicos a seguir resumidos.

Escolhe-se para analisar o pórtico central de um edifício convencional. Deu-se preferência a um pórtico convencional simétrico em lugar de uma estrutura real, de forma a melhor se interpretar os resultados obtidos. O edifício é submetido a uma situação de carregamento compatível com os de uma estrutura real, com aplicação simultânea de carga permanente e vento. O dimensionamento da estrutura segue os critérios da Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto [5]. Para a análise por Segurança Global é necessário reavaliar os esforços máximos resistidos pelas seções, considerando, não os valores de cálculo das resistências, mas sim seus valores médios. Encontra-se então um fator λ de majoração de esforços que leva a estrutura para uma situação de colapso.

Análises de Confiabilidade são realizadas utilizando-se o programa VAP [6]. Encontram-se os índices de Confiabilidade para a análise convencional seccional e para a situação final da Segurança Global. Os resultados obtidos são analisados e comparados, levando à conclusão que a análise por Segurança Global pode conduzir a estruturas mais econômicas, sem prejuízo da segurança da estrutura.

2. ESTRUTURA ANALISADA

A estrutura analisada neste trabalho é um prédio estilizado de treze andares, conforme é mostrado nas Figs 1 (esquema do pórtico plano central do edifício) e 2 (esquema da planta do edifício).

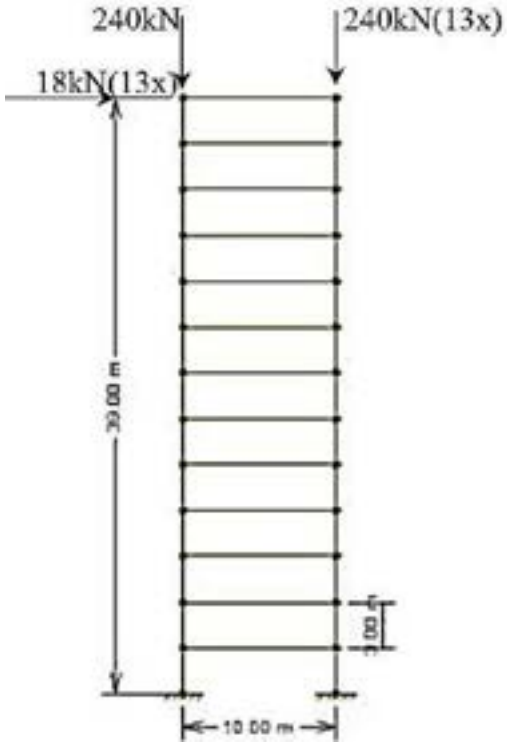


Figura 1. Pórtico plano transversal

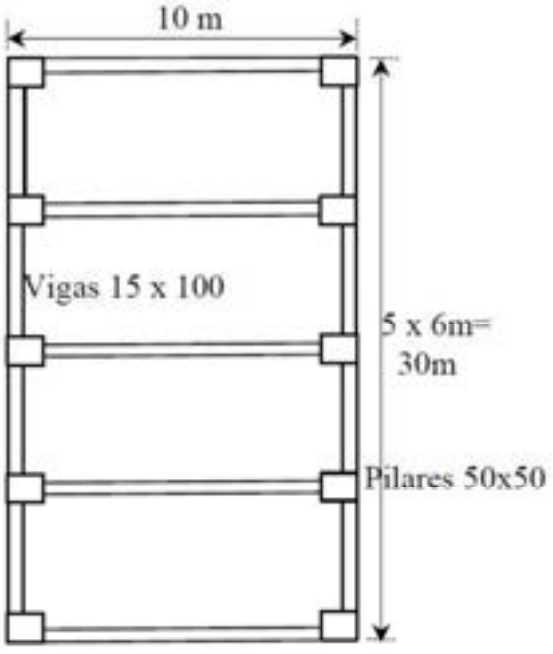


Figura 2. Planta

Os dois carregamentos considerados são correspondentes a uma carga transversal de vento, com resultante na fachada maior de 1 kN/m^2 e uma carga distribuída permanente, resultante por piso, de 8 kN/m^2. As resultantes destas cargas são aplicadas diretamente nos nós do pórtico central, com valores de 18 kN (vento) e 240 kN (carga permanente).

As dimensões consideradas e as armaduras necessárias para resistir aos esforços resultantes são:

Vigas: b x h = 15 cm x 100 cm, A_s = 15,7 cm^2 (na face solicitada pelo momento, com d' = 8 cm)

Pilares: b x h = 50 cm x 50 cm, A_s = 2 x 32,2 cm^2 (nas duas faces opostas, com d' = d''=4 cm).

As resistências características do concreto e do aço são, respectivamente, de f_{ck} = 30 MPa e f_{yk}= 500 MPa.

3. ANÁLISE DETERMINÍSTICA – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os resultados mais relevantes da análise do pórtico central são indicados na Fig. 3: momento máximo nas extremidades das vigas e força normal e momento fletor máximo na base dos pilares.

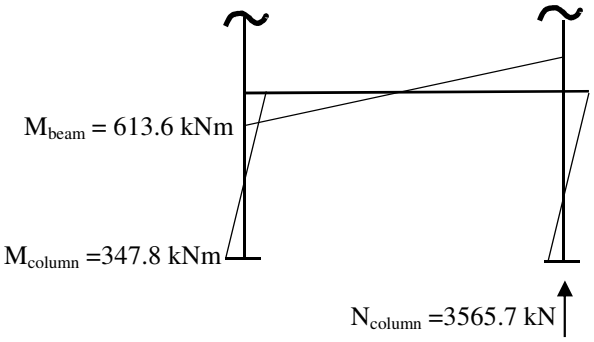


Figura 3. Resultados relevantes da análise elástica.

A verificação das vigas e pilares com as armaduras adotadas para os esforços máximos utiliza a planilha desenvolvida por Santos [7] para flexão composta reta. Os ábacos de interação correspondentes são apresentados na Figs 4 (vigas) e 5 (pilares), adotando-se γ_f =1,4.

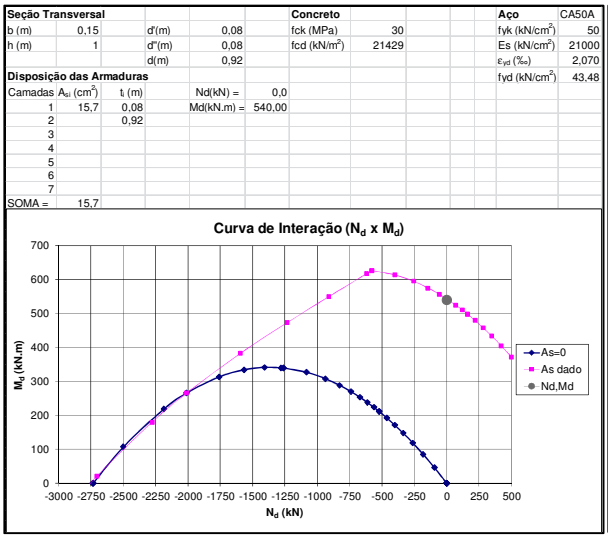


Figura 4. Ábaco de verificação das vigas.

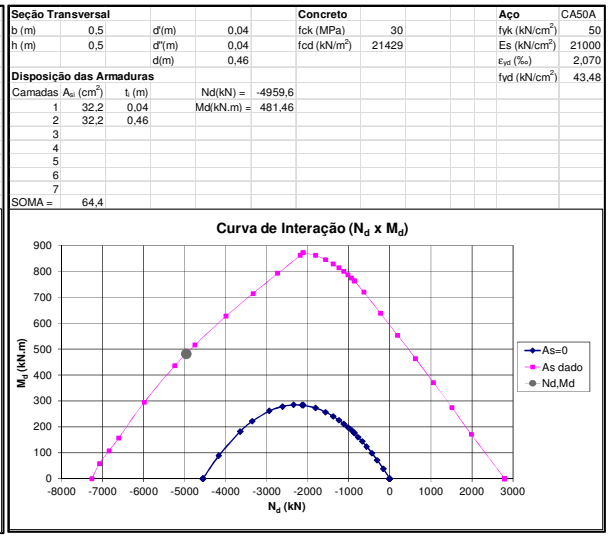


Figura 5. Ábaco de verificação dos pilares.

4. ANÁLISE POR SEGURANÇA GLOBAL

Na Análise por Segurança Global é necessário inicialmente obter-se os ábacos de interação da resistência das vigas e dos pilares, considerando-se os valores médios da resistência dos dois materiais, de acordo com o item 4.6.2.1 do *Model Code* 2010 da *fib* [1]. Assim, são apresentadas curvas de interação das seções previamente analisadas, para se avaliar os esforços por elas resistidos nesta condição.

Na obtenção dos valores médios das resistências, deve-se levar em conta que a definição dos valores característicos dos materiais pela Norma Brasileira NBR 6118 [5] considera o quantil de 5%.

Considerando-se para a resistência do concreto e do aço coeficientes de variação (COV = desvio padrão/média) iguais respectivamente a 0,15 e a 0,05, as relações entre valores médios e valores característicos (*bias factors*) serão respectivamente de 1,328 e 1,089. Assim os valores médios de resistência a serem adotados serão:

Concreto: $f_{cm} = 1{,}328 \cdot 30000 = 39840$ kPa

Aço: $f_{ym} = 1{,}089 \cdot 500000 = 544500$ kPa

Para as vigas, com o ábaco de interação correspondente apresentado na Figura 6 e com a armadura de 15,7 cm^2, obtém-se o momento fletor de cálculo máximo resistente de 713 kNm.

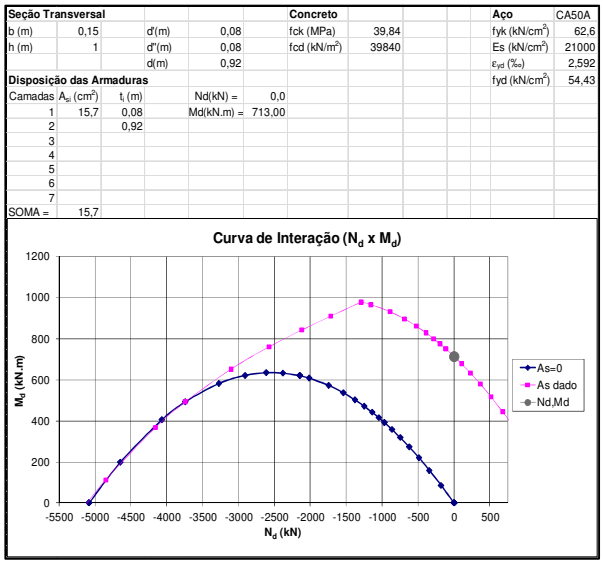


Figura 6. Resistência das vigas na Segurança Global

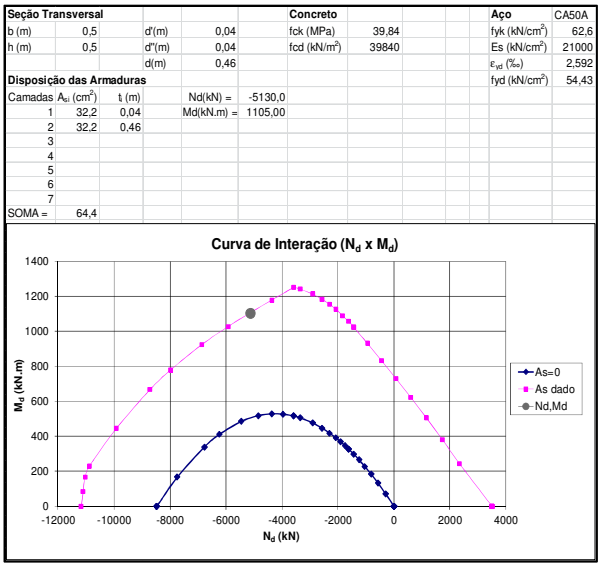


Figura 7. Resistência dos pilares na Segurança Global

Para os pilares, com o ábaco de interação correspondente apresentado na Figura 7 e com a armadura de 64,4 cm^2, obtém-se momento fletor de cálculo máximo resistente de 1105 kNm. Este valor é correspondente à força normal de cálculo de 5130 kN que será obtida na análise por Resistência Global do pórtico, apresentada a seguir.

A análise do pórtico na Segurança Global assume uma situação última de ruptura, em que tanto as vigas como os pilares esgotam suas respectivas capacidades resistentes.

Considera-se a formação de rótulas plásticas nas vigas. Somente após a formação da última rótula plástica nas vigas são formadas rótulas na base dos pilares, dando início a uma cadeia cinemática.

Nesta situação, o esquema de cargas que é imaginado consiste em se manter o valor da carga permanente em seu valor médio e majorar progressivamente as cargas horizontais de vento multiplicando-as por um fator λ.

Na Análise por Segurança Global é necessário inicialmente obter-se os valores médios ou representativos das cargas, de acordo com o item 4.6.2.1 do *Model Code* 2010 da *fib* [1].

Na obtenção destes valores médios, são consideradas as relações entre valores médios e valores característicos (*bias factors*) de 1,05 para a carga permanente e de 1,187 para o vento, este último valor correspondente a um período de recorrência de 50 anos e a um coeficiente de variação de 0,35 (como resumido em [4]).

Assim os valores médios das cargas puntuais no pórtico, em cada pilar, serão:

- Permanente: $V_m = 1{,}05 \cdot 240 = 252$ kN

- Vento (2x): $H_m = 1{,}187 \cdot 9 = 10{,}68$ kN

Os resultados obtidos na Análise por Resistência Global são mostrados na Figura 8.

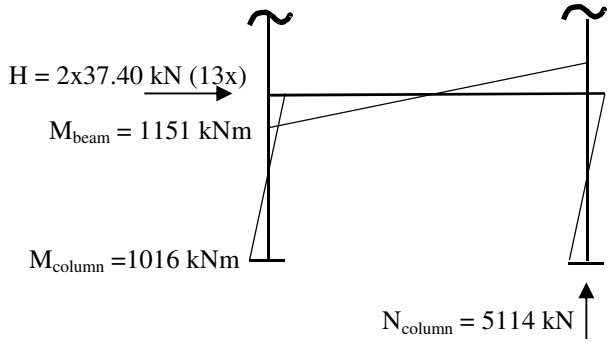


Figura 8. Resultados da Análise de Segurança Global.

O fator de segurança global (λ) é obtido como:

$$\lambda = \frac{37{,}99}{10{,}68} = 3{,}56$$

Observar que este fator de segurança relativamente elevado indica que, considerando os conceitos de Segurança Global, uma otimização de projeto é possível, permitindo reduzir o custo da estrutura.

Para isso, seria necessária uma definição normativa para o fator λ a ser considerado, o que deverá ser feito a partir de Análises de Confiabilidade, de forma que se possa manter o nível requerido de segurança, aspecto esse a seguir discutido.

5. ANÁLISE PROBABILÍSTICA PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VIGAS

No Estado Limite Último, a avaliação probabilística de segurança é seccional. Será avaliada a segurança nas seções críticas das vigas e dos pilares.

Para as vigas, na flexão simples, é considerado o equilíbrio seccional com o bloco retangular equivalente de resistência do concreto, seguindo a NBR 6118 [5], conforme mostra a Figura 9.

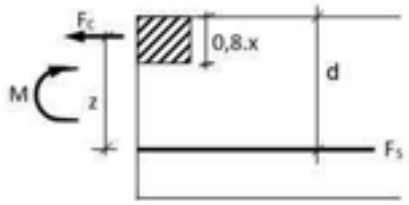


Figura 9. Seção simplificada de concreto armado.

Considerando o equilíbrio na seção:

$$F_S = A_S.f_y \tag{1}$$

$$F_C = 0{,}85.f_c.b.0{,}8x \tag{2}$$

$$z = d - 0{,}4x \tag{3}$$

Então, com $F_S = F_C$:

$$M = A_S.f_y.z = A_S.f_y.(d - 0{,}4x) \tag{4}$$

$$M = A_S.f_y\left(d - \frac{0{,}5}{0{,}85}.\frac{A_S.f_y}{f_c.b}\right) \tag{5}$$

Para a definição probabilística das variáveis, consideram-se os valores resumidos em [4], reproduzidos no Quadro 1.

Quadro 1- Características probabilísticas para as Análises de Confiabilidade

Variável	*Distribuição*	*Bias Factor*	*COV ou σ*
Carga Permanente	Normal	1,05	0,05
Vento (50 anos)	Gumbel	1,19	0,35
Resistência do concreto	Normal	1,328	0,15
Resistência do aço	Normal	1,089	0,05
Área de aço	Normal	1,00	0,015
Dimensões seccionais	Normal	1,00	4mm+0,006L≤10mm

A função de falha na flexão é dada por:

$$F_{lim} = A_S.f_y.\left(h - cob - 0{,}588.A_S.\frac{f_y}{b.f_c}\right) - (W) \tag{6}$$

Nesta expressão as variáveis ainda não definidas são *b* (largura da seção), *h* (altura total da seção), *cob* (distância do centro de gravidade das armaduras à face mais próxima do concreto) e *W*, momento na viga causado pela ação do vento. Com base na Tabela 1, são definidas as variáveis probabilísticas a serem consideradas na Análise de Confiabilidade, mostradas no Quadro 2.

Quadro 2- Características probabilísticas das vigas

Variável	*Distribuição*	*Média*	*Desvio Padrão*
b (m)	Normal	0,15	0,0049
W (kN.m)	Gumbel	459,0	160,6
f_c (kN/m^2)	Normal	39840	5976
f_y (kN/cm^2)	Normal	54,45	2,72
A_S (cm^2)	Normal	15,7	0,2355
cob (m)	Normal	0,08	0,05
h (m)	Normal	1,00	0.01

A Análise de Confiabilidade é processada no programa VAP [6], aplicando o método FORM (ver [3]). Os resultados são reproduzidos na Fig.10.

Limit State Functions

Definition: G = AS*FY*((H-COB)-0.588*AS*FY/B/FC)-W

[7] Results from FORM analysis :

pf = 7.149e-002 beta = 1.46

Name	x_d	alpha
AS	15.69	-0.03836
FY	53.94	-0.1289
H	0.9995	-0.03402
COB	0.08012	0.01701
B	0.1499	-0.009348
FC	3.946e+04	-0.04332
W	706.7	0.9892

Basic Variables

Name	Type	Parameters
AS	N	(15.7,0.2355)
B	N	(0.15,0.0049)
COB	N	(0.08,0.005)
D	N	(0.92,0.00952)
FC	N	(3.984e+04,5976)
FY	N	(54.45,2.72)
H	N	(1,0.01)
W	T1L	(457.8,160.2)

Figura 10. Análise probabilística da seção da viga.

A análise fornece os resultados: Índice de Confiabilidade β =1,46; Probabilidade de falha = 7,149E-2.

Este valor muito baixo do parâmetro β é compatível com a situação de uma peça submetida somente a carga variável de vento, que tem alto coeficiente de variação.

6. ANÁLISE PROBABILÍSTICA PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO – PILARES

Para os pilares é inicialmente feita a definição da taxa mecânica de armadura ω, do esforço normal reduzido η e do momento reduzido μ:

$$\omega = \frac{A_S.f_y}{b.h.f_c}; \ \eta = \frac{N}{b.h^2 f_c} \ ; \ \mu = \frac{M}{b.h^2 f_c} \tag{7}$$

É feita a suposição de que, no entorno do ponto de projeto, as variáveis ω, η e μ possam ser expressar por uma relação linear, dada pela Eq. (8). Esta relação é ilustrada graficamente na Fig, 11, sobre um ábaco de dimensionamento adimensional de flexão composta reta apresentado em [7].

$$\omega = A + B\mu + C\eta \tag{8}$$

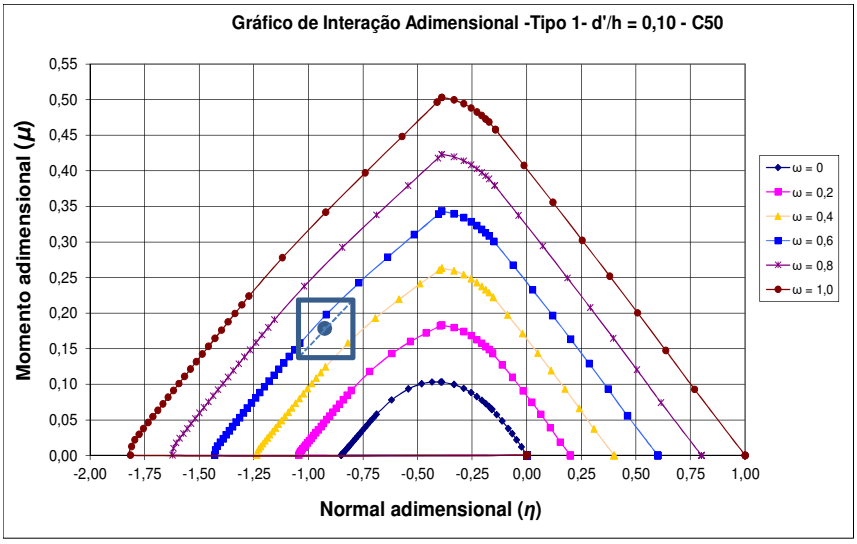


Figura 11. Relação linear entre as variáveis adimensionais.

Para o pilar em análise chega-se aos valores:

A = -0,7132 ; B = 2,5 ; C = 0,855 (a compressão com valor positivo)

Fazendo-se as devidas substituições, chega-se à função de falha expressa na Eq. (9).

$$F_{lim} = A_S F_y + 0{,}7132 b.h.Fc - \frac{2{,}5M}{H} - 0{,}855N \tag{9}$$

Com base na Tabela 1, são definidas as variáveis probabilísticas a serem consideradas na Análise de Confiabilidade dos pilares, mostradas no Quadro 3.

Quadro 3- Características probabilísticas dos pilares

Variável	*Distribuição*	*Média*	*Desvio Padrão*
b (m) = h (m)	Normal	0,50	0,007
M (kN.m)	Gumbel	409,2	143,2
N (kN)	Normal	3719,7	186,0
f_c (kN/m^2)	Normal	39840	5976
f_y (kN/cm^2)	Normal	54,45	2,72
A_S (cm^2)	Normal	64,4	0,966

A Análise de Confiabilidade é processada no programa VAP [6], aplicando o método FORM. Os resultados são reproduzidos abaixo.

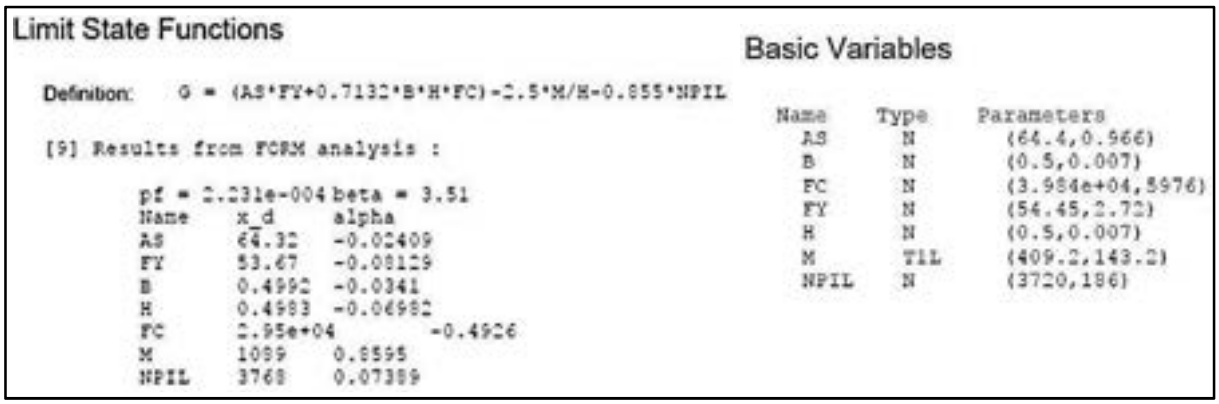


Figura 12. Análise probabilística da seção do pilar

A análise fornece os resultados: Índice de Confiabilidade β = 3,51; Probabilidade de falha = 2.231E-4.

Este valor do parâmetro β é compatível com a situação de uma peça submetida à ação simultânea de cargas permanentes e variáveis (é típico um β_{limite} = 3,8).

7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA PARA SEGURANÇA GLOBAL

A equação de equilíbrio na ruptura postulada, na seção mais inferior dos pilares, supondo que todas as vigas plastificam com seu valor máximo de momentos atuantes, é dada por:

$$M_{pilar} = 273 \,.\, F_{horizontal} - 13.\, M_{viga} \tag{10}$$

$$N_{pilar} = 13 \,.\, F_{vertical} + (2 \,.\, 273 \,.\, F_{horizontal} - 2 \,.\, M_{pilar})/10 \tag{11}$$

As variáveis e a expressão do momento na viga têm os mesmos valores já definidos nas avaliações anteriores. A Análise de Confiabilidade é processada no programa VAP, aplicando-se os métodos FORM, SORM e Monte Carlo. Os resultados são reproduzidos na Fig. 13.

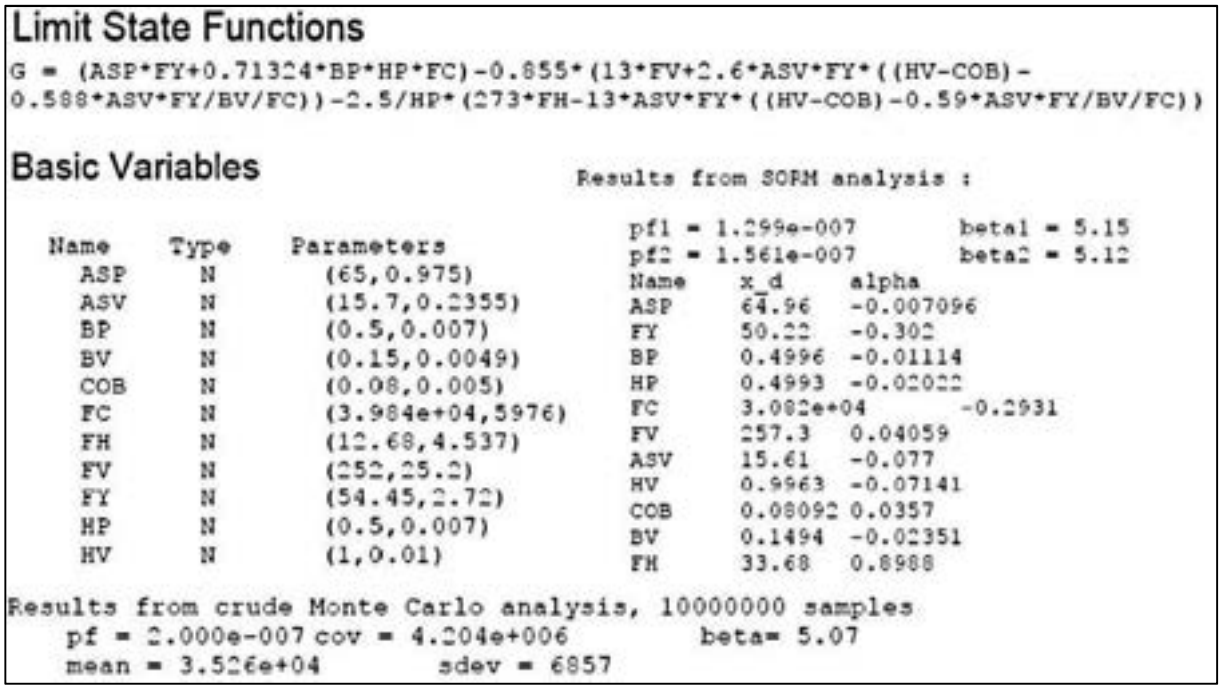


Figura 13. Análise probabilística, Segurança Global.

A análise fornece os resultados: Índice de Confiabilidade β = 5,15 (FORM), β = 5,12 (SORM), β = 5,07 (Monte Carlo), Probabilidade de falha = 1.561E-7 (SORM). Estes valores elevados do parâmetro β indicam que, com o enfoque de Segurança Global, pode haver uma otimização da estrutura, tornando-a mais econômica.

Apresenta-se na Fig. 14 uma avaliação da evolução do Índice de Confiabilidade β com o parâmetro λ, fator de segurança global, apurado com os valores médios das variáveis. O parâmetro λ = 3,56 corresponde ao dimensionamento usual de acordo com a Norma Brasileira [5]. São apresentadas duas curvas, uma em que o parâmetro λ é aplicado somente à carga de vento e ontra em que é aplicado tanto ao vento como à carga permanente.

Esta figura indica que, no exemplo estudado, o parâmetro λ = 3 conduz ao valor de β = 3,8, muitas vezes considerado como valor limite nas análises probabilísticas de segurança.

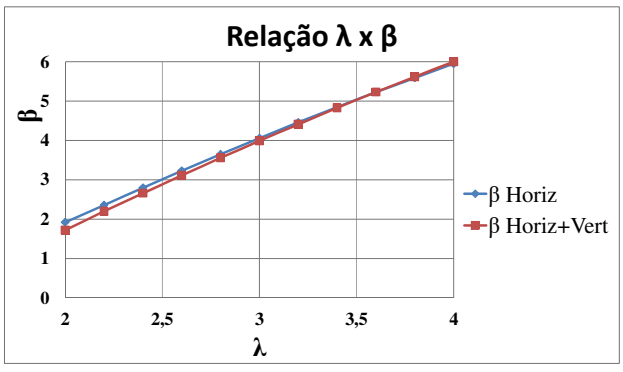


Figura 14. Relação λ x β.

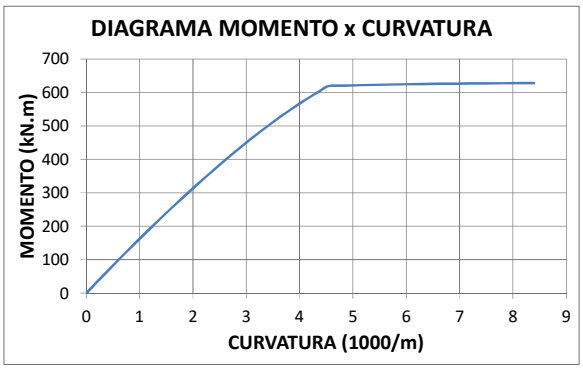


Figura 15. Relação Momento x Curvatura, Viga.

8. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

Será apresentada uma verificação da capacidade de rotação das rótulas plásticas nas extremidades das vigas, de acordo com o item 14.6.4.4 da NBR 6118 [5].

É inicialmente apresentada, na Fig. 15, a relação momento curvatura para a viga aqui analisada. Os valores relevantes de curvatura são:

Curvatura elástica: 4,373 km^{-1}; Curvatura total: 8,396 km^{-1}
Curvatura plástica: 8,396 - 4.373= 4,023 km^{-1}

Avaliando a rotação plástica, conservadoramente, a uma distância 0,6*h* do engaste:

$\Theta = 0{,}6 \cdot 1{,}00 \cdot 4{,}023 = 2{,}41$ mrad

Valor admissível, considerando x/d = 0,33 (profundidade relativa da linha neutra):

Θ adm = 14mrad. $\sqrt{\frac{a/d}{3}} = 14. \sqrt{\frac{5{,}00/0{,}92}{3}} = 18{,}84$ mrad (OK). (*a* é a distância do engaste ao ponto de momento nulo)

9. CONCLUSÕES

O estudo aqui apresentado indica, a partir de Análises de Confiabilidade, que a aplicação do Método de Segurança Global pode levar a estruturas mais econômicas. O Quadro 4 resume os resultados obtidos nas diversas análises. O fator de segança global λ obtido no dimensionamento usual poderia ser reduzido sem prejuízo para a segurança. Observar que as Análises de Confiabilidade usuais em seções isoladas podem levar a resultados distorcidos, já que as estruturas funcionam como um todo.

Quadro 4 – Valores do parâmetro β obtidos nas várias análises

Análise	*Beta*
Viga	1,46
Pilar	3,51
Global, λ = 3,56	5,12
Global, λ = 3	3,8

Para a efetiva aplicação dos conceitos expostos são necessários estudos mais completos do problema. Será necssária uma definição normativa para o fator λ máximo a ser considerado. Ressalte-se que este fator de segurança deverá ter valores mais altos em situações em que ocorra uma ruptura do tipo frágil do que em situações em que a ruptura é do tipo dúctil.

REFERÊNCIAS

[1] *fib* - International Federation for Structural Concrete (2013). Model Code for Concrete Structures 2010.

[2] Cervenka, V.. (2013) Reliability-based non-linear analysis according to *fib* Model Code 2010. Structural Concrete, 14, No. 1.

[3] Melchers, R. E.; Beck A. T. (2018). Structural reliability: analysis and prediction. Third edition. Brisbane: John Wiley & Sons Ltd.

[4] Interlandi, C.; Martha, L. F.; Santos, S. H. C. (2018). Confiabilidade em Estruturas de Concreto Armado: Estudo Comparativo entre Enfoques de Estado Limite Último e de Segurança Global. Anais do X Congresso Brasileiro de Pontes Estruturas, Rio de Janeiro.

[5] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). ABNT NBR 6118. Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.

[6] Petschacher Software und Projektentwicklungs GmbH - PSP Software (2017). VAP – Variables Processor (2017), Version 4.0.

[7] Santos, S. H. C. (2018), Fundamentos de Concreto Armado II, Apostila, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Avaliação do desempenho de pontes rodoviárias segundo indicadores de robustez e risco face a erros de projeto e construção


Neryvaldo Galvão[1]


José C. Matos[2]


Daniel V. Oliveira[3]

RESUMO

Aos numerosos acidentes de pontes que têm ocorrido ao longo dos vários anos, foram associados como principal causa os erros humanos que ocorrem nas fases de projeto, construção e operação. Este trabalho visa a identificação das principais causas de colapso de pontes associado aos erros humanos tanto do ponto de vista de projeto como da construção. Neste sentido, utilizar-se-á uma base de dados de colapso de pontes, que aglomera vários casos de colapso desde a década de 60 [1], e um inquérito de erros desenvolvido junto de especialistas para identificar os erros que representam um maior risco. Identificados os erros de maior risco, serão determinadas as suas influências no caso de estudo, através de um indicador de robustez, calculado com base na relação entre o índice de fiabilidade de um caso de estudo (passagem superior) isento de qualquer erro ou dano com o índice de fiabilidade do mesmo considerando alguns danos, permitindo assim quantificar o impacto do erro no caso de estudo.

Para a modelação e análise não linear do caso de estudo utilizar-se-á o software TNO DIANA [2], através do qual será determinado o índice de fiabilidade consoante os erros considerados. Com este trabalho pretende-se contribuir para o estabelecimento de um plano de controlo de qualidade mais eficiente, diminuindo assim os casos de colapso e fatalidades que têm sido registados ao longo dos anos.

Palavras-chave: Análise de Robustez, Análise do Risco, Erros Humanos, Pontes de Betão Armado, Análise Não-Linear

[1]Investigador, Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. b8145@civil.uminho.pt
[2]Professor Auxiliar, Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. jmatos@civil.uminho.pt
[3]Professor Associado, Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. danvco@civil.uminho.pt

1. INTRODUÇÃO

O sistema de transportes, um dos sectores-chave do desenvolvimento económico, sempre foi um ativo valioso para as sociedades. Estes, por sua vez, dependem frequentemente das conexões fornecidas através das pontes rodoviárias, ferroviárias e pedonais. Neste sentido, estes tipos de infraestruturas têm um papel crucial a desempenhar no sistema de transportes, sendo responsáveis por enormes consequências quando mal geridas, como pode ser observado em [3]. Ao longo dos anos, vários casos graves de colapso de pontes e viadutos foram registados em todo o mundo. De modo a reduzir as consequências e a probabilidade de ocorrência do colapso das pontes, o aumento da fiabilidade e robustez dessas estruturas é uma necessidade crescente. Como tal, primeiramente é necessário a identificação das fontes de incertezas que têm originado os colapsos. Baseando-se numa base de dados de colapso de pontes apresentado em [1], com mais de 450 casos de colapso de pontes registados entre 1966 e 2017 e a identificação das principais causas de colapso, conclui-se que os erros humanos são a principal causa de colapso dessas obras de arte. De acordo com a Fig. 1, os erros de projeto e construção têm um papel crucial a desempenhar nesta matéria, sendo responsáveis por 31% dos colapsos registados, no entanto os erros de operação são responsáveis pela maioria dos colapsos (51%).

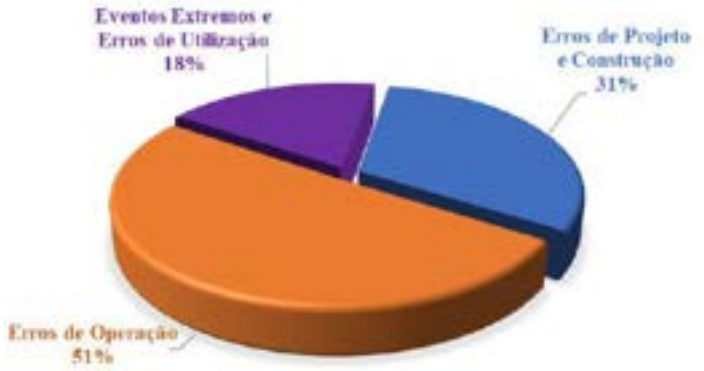


Figura 1 - Principais causas de colapso das pontes de betão armado e/ou pré-esforçado [1].

2. ANÁLISE DO RISCO DOS ERROS DE PROJETO E DE CONSTRUÇÃO

Os erros de projeto e construção são um tema vasto e quando é necessário defini-los explicitamente, os técnicos podem apresentar dificuldades na definição dos seus limites e na identificação dos mesmos, no complexo processo de conceção de uma ponte. Neste artigo, os erros humanos são definidos como sendo qualquer erro de projeto, construção e operação que não exceda o conhecimento de engenharia atualmente disponível e que tenha lugar devido a condições precárias de trabalho, falta de instrução, falta de supervisão e inspeção. Esses erros ou incertezas, também não devem ser cobertos por fatores de segurança das normas atuais. Uma compreensão semelhante do que é entendido por erro humano é partilhada por [4] e [5]. Os erros humanos podem representar diferentes riscos quando comparados entre si; portanto, é crucial a identificação daqueles que possam denotar um maior risco, para um melhor controlo da qualidade e uma mitigação mais eficiente dos mesmos. Como tal, foram levadas a cabo um conjunto de reuniões de brainstorming com diversos especialistas para identificação dos erros de projeto e construção que na opinião dos envolvidos representam algum risco para as pontes de betão armado e/ou pré-esforçado. Foram identificados um total de 20 erros de projeto e 29 erros de construção que foram disseminados através de um inquérito para uma avaliação qualitativa segundo indicadores do risco (probabilidade de ocorrência e consequência). Os resultados do inquérito foram processados de acordo com o método analítico hierárquico [6], permitindo assim a seriação completa dos erros identificados de acordo com o risco que os mesmos representam. A análise efetuada e a lista completa dos erros identificados pode ser consultada em [7].

3. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Perfil longitudinal e transversal da passagem superior

O caso de estudo aqui considerado é uma passagem superior, com um perfil longitudinal composto por três vãos de 18 *m* + 27,8 *m* + 18 *m*, somando assim um comprimento total de 63,8 *m* (Fig. 2) [8]. O tabuleiro encontra-se monoliticamente ligado aos pilares por intermédio de carlingas com 3 *m* de altura e a ligação aos encontros é feita por intermédio de carlingas com 1.9 *m* de altura suportadas por dois aparelhos de apoio simples, por encontro. As fundações dos pilares são construídas por intermédio de sapatas diretas, fundadas a mais de 3.0 m abaixo da plataforma rodoviária.



Figura 2 - Perfil longitudinal da passagem superior [8].

A secção transversal tipo do tabuleiro é constituída por um conjunto de três vigas em "I" com uma altura total de 1,5 *m*, afastadas entre si de 3 *m*. As mesmas são pré-fabricadas com recurso a um betão da classe C45/55 e pré-esforçadas com recurso a cordões aderentes de pré-tensão. A continuidade das armaduras sobre os pilares é assegurada apenas pelas armaduras passivas levando a que o tabuleiro do caso de estudo esteja sujeito apenas aos efeitos do pré-esforço isostático. Às vigas em I está associada uma laje betonada "in situ" com um betão da classe C30/37, com 0,25 *m* de espessura e 8,9 *m* de largura, dando assim origem a um perfil transversal cuja altura máxima é de 1,75 *m* (Fig. 3).

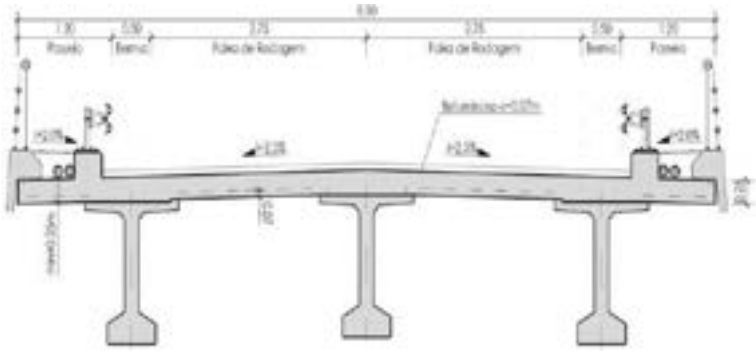


Figura 3 - Secção transversal tipo do tabuleiro [8].

3.2 Modelação e análise estrutural não-linear

O caso de estudo foi modelado com recurso a elementos de viga com três graus de liberdade de modo a que o tempo de computação do modelo numérico fosse reduzido, tendo em vista as posteriores análises numéricas longitudinais de caracter probabilístico que se pretende efetuar. A modelação das secções transversais da passagem superior foram efetuadas utilizando seções transversais equivalentes que vão ao encontro das limitações do software de cálculo utilizado (TNO DIANA) na definição de modelos numéricos 2D [9]. Os modelos constitutivos utilizados para descrever o comportamento à tração e à compressão do betão e do aço são provenientes respetivamente do Eurocódigo 2 [10] [11].
O carregamento estrutural da passagem superior foi efetuado de acordo com o modelo de carga LM1 [12]. O carregamento transversal dado pelo LM1 quando devidamente convertido para um

carregamento longitudinal, corresponderá a uma carga uniformemente distribuída de 47,75 *kN/m* e a duas cargas concentradas de 500 *kN* afastadas entre si de 1.2 *m*. O posicionamento da sobrecarga foi efetuado de acordo a localização da secção critica, que numa primeira análise demonstrou ser a secção a meio vão do vão central. De acordo com a linha de influência de momento fletor da secção critica, efetuou-se o posicionamento da sobrecarga de modo a amplificar o seu efeito (Fig. 4).

Efetuada a modelação geométrica, definidos os modelos constitutivos que caracterizam o comportamento não-linear dos materiais e posicionada a sobrecarga, procedeu-se à análise numérica não-linear, através de sucessivos incrementos da sobrecarga até ao colapso da estrutura. O colapso da estrutura dá-se pelo esmagamento do betão na secção crítica, após a plastificação da armadura e redistribuição dos esforços, para um fator de carga de 4.5 (Fig. 5).

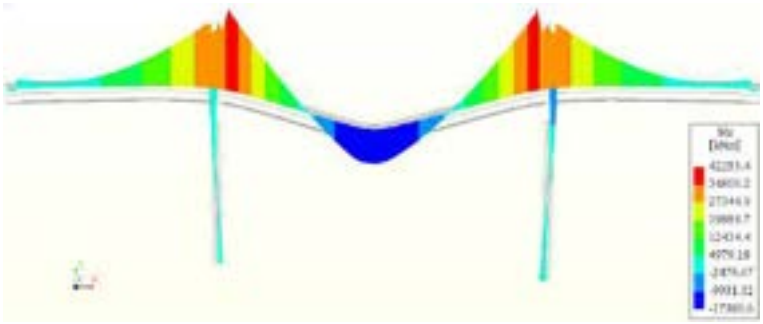


Figura 4 – Distribuição do momento fletor para a carga de colapso.

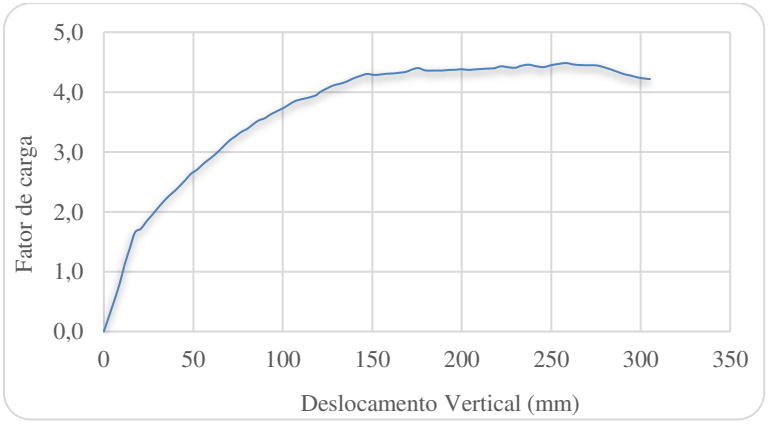


Figura 5 - Deslocamento vertical a meio vão do vão central com o aumento do fator de carga.

4. AVALIAÇÃO PROBABILISTICA

A análise probabilística pressupõe a consideração das incertezas associadas aos parâmetros de resistência e carregamento por intermédio das respetivas variáveis aleatórias devidamente caracterizadas pelas suas distribuições probabilísticas, para determinação de uma probabilidade de falha do sistema. Como tal, procedeu à identificação das variáveis aleatórias que compõem o sistema e ao levantamento bibliográfico das propriedades estatísticas que as definem (Tabela 1). A cada variável aleatória foi atribuída um número de identificação (ID) utilizado para apresentação dos resultados da análise de sensibilidade efetuada de acordo com [13], que visa reduzir o número de variáveis aleatórias a serem envolvidas na análise probabilística que se segue, de acordo com o fator de importância que as mesmas apresentarem. Estabeleceu-se então um fator de importância limite com o valor de 10%, para o qual se considera que as variáveis aleatórias com um fator de importância superior têm uma influência elevada na resposta estrutural do caso de estudo.

Tabela 1 - Variáveis aleatórias-base da análise probabilística.

ID	*Descritivo*	*Variáveis aleatórias*	*Notação*	*Valores Nominais*	*Bias*	*COV*	*Referência*
1	C30/37	Resistência à compressão	f_{cm}	30 MPa	1.27	12%	[16]
2		Resistência à tração	f_{ctm}	2.0 MPa	1.45	20%	[10], [16]
3		Módulo de elasticidade	E_{cm}	33 GPa	1.00	8%	[16]
4		Espessura da laje do tabuleiro	e	25 cm	1,00	3,5%	[16]
5	C45/55	Resistência à compressão	f_{cm}	45 MPa	1,18	9%	[16]
6		Resistência à tração	f_{ctm}	2.62 MPa	1.45	20%	[10], [16]
7		Módulo de elasticidade	E_{cm}	36 GPa	1.00	8%	[16]
8	A500	Tensão última e de cedência	f_{sy} e f_p	500 MPa	1.12	5.4%	[18]
9		Área da armadura	A	--	--	2%	[18]
10	A1670/1860	Tensão última e de cedência	f_{sy} e f_p	1258 MPa	1.04	2.5%	[16], [19]
11		Tensão de pré-esforço	s_p	1087 MPa	1.00	1.5%	[16]
12	C30/37 e C45/55	Peso próprio do betão	g_c	25 kN/m3	1.03	8%	[16], [18]

As variáveis aleatórias com maior impacto na capacidade de carga do caso de estudo são, desta forma: a resistência à compressão do betão, a espessura da laje do tabuleiro, as armaduras longitudinais do tabuleiro, a tensão de cedência da armadura ordinária e da armadura de pré-esforço. Contudo, a tensão de cedência das armaduras ordinárias revelou-se como a mais influente de todas as variáveis aleatórias estudadas, como se pode observar na Fig. 6.

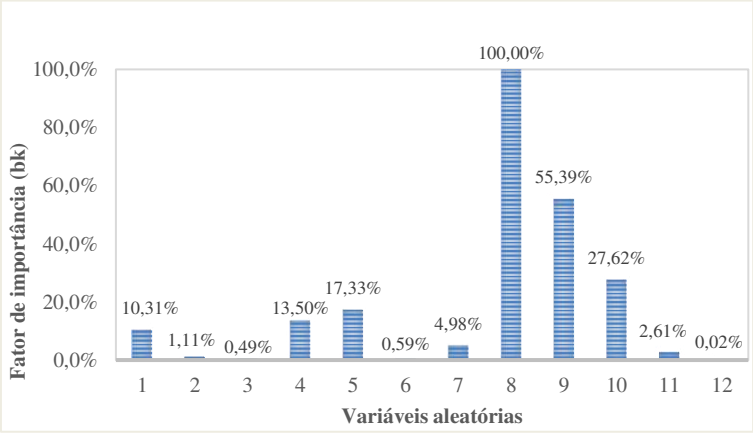
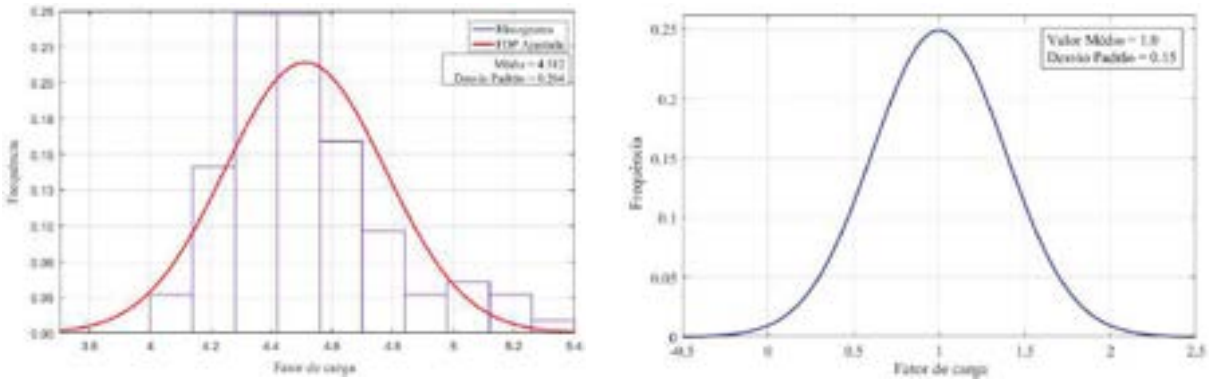


Figura 6 - Fator de importância para cada uma das variáveis aleatórias consideradas.

Para a determinação do índice de fiabilidade do caso estudo procedeu-se à implementação do método do hipercubo latino, de acordo com [14], através de uma rotina criada no Matlab [15] para determinação do fator de carga máximo das 100 amostras geradas pelo método. De acordo com os resultados desta análise obteve-se a distribuição probabilística da resistência do sistema estrutural de

acordo com as incertezas a que este se vincula (Fig. 7a). Uma vez que a curva de resistência é um fator de multiplicação do modelo de carga utilizado, a distribuição probabilística do modelo de carga pode ser apresentada como um fator unitário da curva de resistência. O coeficiente de variação do modelo de carga foi considerando como sendo de 15% de acordo com [13] e [17]. Contudo, o ideal seria a obtenção da distribuição probabilística do carregamento através de um histograma proveniente da monitorização dos veículos circulantes.



(a) (b)

Figura 7 – Distribuições probabilísticas: (a) resistência do caso de estudo; (b) carregamento dado pela sobrecarga.

Definidas as curvas probabilísticas que caracterizam a resistência e a solicitação do caso de estudo e seguindo a formulação apresentada em [20] para o cálculo do índice fiabilidade, em que μ_R e μ_s representam respetivamente o valor médio da resistência e da ação, e σ_R e σ_S representam respetivamente o desvio padrão da resistência e da ação, vem para o índice de fiabilidade β:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{4.512 - 1}{\sqrt{0.264^2 + 0.15^2}} = 11.57 \quad (1.)$$

Comparando o valor do índice de fiabilidade obtido com o índice de fiabilidade alvo, pode-se então afirmar que a passagem superior se encontra num excelente estado de segurança, de acordo com a Tabela 2. Nota-se que a modelação se baseia inteiramente nos pressupostos de projeto, sem a consideração de qualquer tipo de dano ou degradação da estrutura. Importa aqui também realçar que a análise efetuada é relativa a todo o sistema estrutural, considerando assim a redistribuição de esforço pela estrutura, não se limitando apenas a uma análise de secção como acontece em algumas análises em que os valores do índice de fiabilidade costumam ser de ordens inferiores.

Tabela 2 - Índice de fiabilidade alvo [21]

Estado de Segurança	*5*	*4*	*3*	*2*	*1*
Índice de Fiabilidade	$\beta \geq 9{,}0$	$9{,}0 > \beta > 8{,}0$	$8{,}0 > \beta > 6{,}0$	$6{,}0 > \beta > 4{,}6$	$\beta > 4{,}6$
Classificação	Excelente	Muito Bom	Bom	Suficiente	Inaceitável

5. ANÁLISE DE ROBUSTEZ

A robustez estrutural é definida segundo [22] como sendo a capacidade de uma estrutura suportar eventos como fogos, explosões, impacto ou consequências de erro humano, sem ser danificada de maneira desproporcional à causa original. Deste modo, a análise de robustez pressupõe a quantificação da proporcionalidade destes danos ou da consequência das mesmas que neste trabalho será quantificada através da variação do índice de fiabilidade da estrutura. Considerando o conjunto de

erros listados e avaliados segundo a análise do risco, realçada no capítulo 2 deste artigo, procedeu-se então à identificação de um conjunto de cinco erros (3 erros de projeto (EP) e 2 erros de construção (EC)) que fundamentam a análise de robustez que se pretende efetuar. Os erros aqui apresentados, na Tabela 3, foram selecionados de acordo com os seguintes critérios: (i) facilidade de modelação do dano provocado pelo erro; (ii) adaptabilidade do erro ao caso de estudo; (iii) risco associado a cada um dos erros.

Tabela 3 - Erros considerados na análise de robustez

Danos	*Erros relativos aos danos*	*Tipo de erro*
1	Erro na quantificação das cargas permanentes	EP
2	Erro na definição da área da secção de armadura	EP
3	Erro na definição da interação solo-estrutura (condições de apoio e assentamentos diferenciais)	EP
4	Erro na aplicação da tensão de pré-esforço	EC
5	Erro na especificação da composição do betão encomendado, dando origem a um betão de baixa qualidade	EC

A modelação dos danos será efetuada deterministicamente de acordo com a Tabela 4, que apresenta os parâmetros e os valores utilizados para expressar a magnitude do erro que consequentemente transparece a severidade do dano imputado na estrutura. Os valores absolutos aqui expostos são apresentados na análise dos resultados por intermédio de valores relativos (percentuais) de modo a normalizar e facilitar a interpretação dos resultados.

Tabela 4 - Parâmetros utilizados na modelação dos danos e respetivas magnitudes

Danos	*Parâmetros*	*Magnitude do erro*			
Dano 1	$G_{k1} = 98.97$ *kN/m* $G_{k2} = 56.16$ *kN/m*	1,15 G_k	1,45 G_k	1,75 G_k	2,00 G_k
Dano 2	$A_{s1,\,sup} = 54.3$ *cm²* $A_{s1,\,inf} = 49.8$ *cm²* $A_{s2,\,sup} = 142.7$ *cm²* $A_{s2,\,inf} = 138.2$ *cm²*	0,85 A_s	0,55 A_s	0,25 A_s	0,0 A_s
Dano 3	δ_s	5 *cm*	10 *cm*	15 *cm*	20 *cm*
Dano 4	$\sigma_{p1} = 1046.25$ *MPa* $\sigma_{p2} = 1087.05$ *MPa*	0,85 σ_p	0,55 σ_p	0,25 σ_p	0,0 σ_p
Dano 5	$f_{cm,\,C30/37} = 38$ *MPa* $f_{cm,\,C45/55} = 53$ *MPa*	0,85 f_{cm}	0,55 f_{cm}	0,3 f_{cm}	0,2 f_{cm}
Múltiplos Danos	G_{k1} e G_{k2}	1,15 G_k	1,45 G_k	1,55 G_k	
	δ_s	5 *cm*	10 *cm*	11 *cm*	
	$f_{cm,\,C45/55}$ e $f_{cm,\,C30/37}$	0,85 f_{cm}	0,55 f_{cm}	0,45 f_{cm}	

Para a modelação do erro na quantificação das cargas permanentes (Dano 1, EP), efetuou-se o aumento da carga permanente em toda a estrutura. A modelação do Dano 2 (EP) foi efetuada pela diminuição da área da secção das armaduras superiores e inferiores da laje do tabuleiro, em detrimento da armadura das vigas pré-fabricadas. Isto porque esta é concebida num ambiente mais controlado, levando a que a probabilidade do erro seja menor quando comparada com a colocação da armadura em obra. O erro na definição da interação solo-estrutura (Dano 3, EP) foi modelado através da consideração de um assentamento diferencial de um dos pilares, que vai aumentando gradualmente de acordo com a aplicação da carga permanente, imputando sobre a secção do outro pilar um aumento do momento fletor negativo, e sobre a secção do mesmo pilar o aumento do momento fletor positivo. Para a modelação do erro na aplicação da tensão de pré-esforço (Dano 4, EC), considerou-se a diminuição da tensão aplicada aos cabos de pré-esforço. Importa aqui realçar que não foi efetuada a redução da área de armadura do pré-esforço, o que geralmente acontece quando a mesma é atacada pela corrosão.
A modelação do dano 5 (EC) passa pela redução da resistência de compressão do betão. Para cada um dos cenários de danos e de acordo com os valores da magnitude dos erros apresentados na tabela

anterior, é efetuada uma avaliação probabilística, levando assim à obtenção da variação do índice de fiabilidade para cada um dos cenários considerados (Fig. 8).

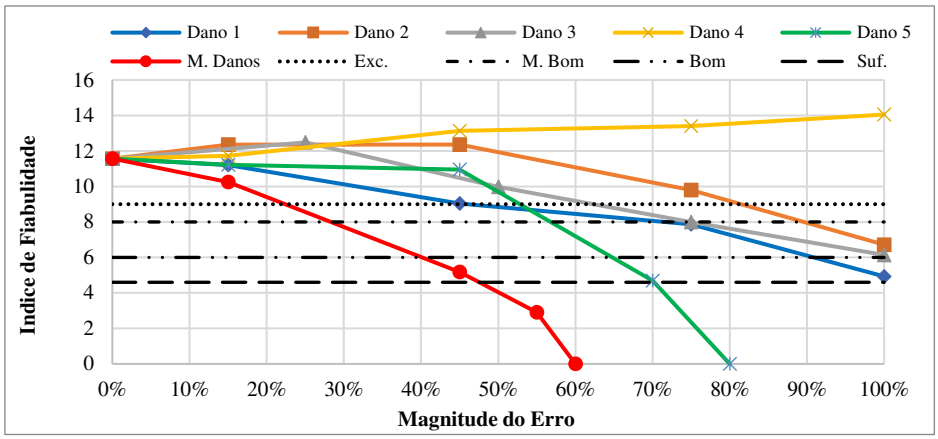


Figura 8 - Variação do índice de fiabilidade com o aumento do erro

Tal como era de se esperar, existe uma redução mais ou menos acentuada do índice de fiabilidade com o aumento da severidade do erro (Fig. 8). Excecionalmente para o Dano 4, que representa a diminuição da tensão aplicada no cabo de pré-esforço, existe um aumento do índice de fiabilidade em toda a sua variação. A influência deste dano na capacidade de carga da estrutura é mínima representando em toda a sua extensão uma perda de 3.5%. Contudo, existe uma redução mais acentuada do desvio padrão, ou seja, um aumento na certeza do comportamento da estrutura, que acaba por compensar a perda de capacidade de carga fazendo assim aumentar o índice de fiabilidade. A perda da tensão de pré-esforço, apesar de se ter mostrado favorável ao estado de segurança da estrutura (tendo em conta o ELU), põe em causa o seu estado limite de descompressão, levando assim a maiores aberturas de fendas, uma vez que a estrutura passa a estar sujeita a maiores tensões de tração.

A determinação do indicador de robustez decorre da normalização dos índices de fiabilidade, em relação ao maior índice de fiabilidade associado ao dano em causa, de modo a se poder determinar o indicador de robustez de Cavaco [23]. Este indicador, comparativamente a outros indicares que se podem encontrar na literatura, foi selecionado na medida em que possibilita o cálculo da influência global do erro através do cálculo da área das curvas da Fig. 9, enquanto que em outras abordagens essa avaliação é efetuada pontualmente. O cálculo do indicador de robustez foi efetuado em duas frentes, a 45% e a 100% da magnitude dos erros. A Tabela 5 apresenta os valores obtidos e a respetiva seriação do impacto dos danos.

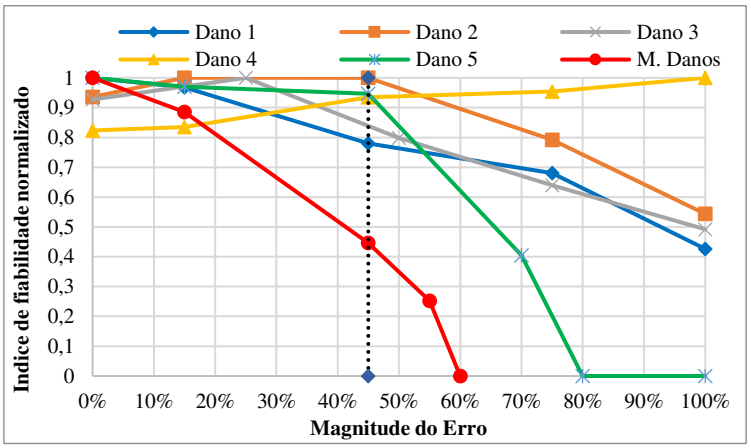


Figura 9 - Variação do índice de fiabilidade normalizado com o erro

Tabela 5 - Indicador de robustez de Cavaco

	$I_R^{100\%}$	**Rk 100%**	$I_R^{45\%}$	**Rk 45%**
Dano 1	76,7%	2	91.1%	1
Dano 2	88,1%	4	98.9%	5
Dano 3	78,7%	3	93.1%	3
Dano 4	91,7%	5	92.6%	2
Dano 5	62,4%	1	96.7%	4
Múltiplos Danos	38.2%		75.7%	

A variação do índice de fiabilidade para o Dano 5 apresentou um comportamento pouco linear, sendo que para variações inferiores a 45% aparenta ter um baixo impacto no estado de segurança da estrutura. Contudo, para variações superiores a 45% aparece como um dos danos com maior impacto no seu estado de segurança. Neste sentido, demonstra-se aqui a importância da análise de sensibilidade proposta, uma vez que nesta situação uma avaliação pontual poderia levar a conclusões ilusórias.

6. CONCLUSÕES

Tendo em conta o trabalho resumido no capítulo 2, os erros ligados aos cimbres e à geotecnia acabam por aparecer com alguma representatividade na gama dos erros que representam um maior risco para as pontes e viadutos. Os erros humanos associados à infraestrutura e à mesoestrutura (sendo a última o conjunto de elementos estruturais (ex: pilares), responsáveis pela transferência dos esforços da superestrutura (ex: laje do tabuleiro) para a infraestrutura (ex: fundações)) são as componentes estruturais às quais estão associadas as maiores consequências de colapso. Como tal, a análise de fiabilidade associada aos erros humanos e aos eventos extremos, considerando essas componentes, é de algum interesse.

O impacto do erro humano deve ser então medido em três vertentes: (i) impacto isolado no estado de condição inicial da estrutura; (ii) impacto associado à acumulação de outros danos; (iii) impacto associado à degradação da estrutura, ou como parte integrante da aceleração do processo de degradação. Porém, verifica-se que toda a avaliação é extremamente dependente da magnitude do erro em causa.

Nas situações em que a acumulação de alguns erros não chega a levar a estrutura ao colapso, importa avaliar o seu impacto nas condições de serviço ao longo do tempo de vida da estrutura, pois a falha prematura de um estado limite de serviço da estrutura devido aos erros de projeto e construção, fora do raio de ação das análises de degradação de uma estrutura, é também uma das grandes repercussões dos erros humanos na falha das estruturas.

AGRADECIMENTOS

Às instituições, empresas e aos seus representantes, que contribuíram excecionalmente para a realização deste trabalho, dedico a secção deste trabalho, nomeadamente:

- Eng. Fernando Roseira, Eng. Ramos da Costa - Mota-Engil;
- Eng. Renato Bastos - Adão da Fonseca;
- Eng. José Barbosa, Eng. Ricardo Leite - GEG;
- Eng. Luís Afonso - Soares da Costa;
- Eng. Paulo Fidalgo - HDP;
- Eng. João Amado, Eng. Tiago Rodrigues - IP;
- Ação COST TU 1406;

– IABSE.

REFERÊNCIAS

[1] A. Syrkov, "Review of bridge collapses worldwide 1966 - 2017," in *IABSE Workshop Ignorance, uncertainty and human errors in structural engineering*, 2017.
[2] "DIANA FEA | Analysis and Design." [Online]. Available: https://dianafea.com/. [Accessed: 15-Aug-2018].
[3] J. Scheer, *Failed Bridges - Case Studies, Causes and Consequences*. Hannover: Ernst&Sohn, 2010.
[4] I. Tylek, K. Kuchta, and A. Rawska-skotniczny, "Human Errors in the Design and Execution of Steel Structures — A Case Study Human Errors in the Design and Execution of Steel Structures — A Case Study," vol. 8664, 2018.
[5] E. Brehm *et al.*, "Failure Identification : Procedural Causes and Corresponding Responsibilities Failure Identi fi cation : Procedural Causes and Corresponding Responsibilities," vol. 8664, 2018.
[6] K. D. Goepel, "Implementing the Analytic Hierarchy Process as a Standard Method for Multi-Criteria Decision Making In Corporate Enterprises – A New AHP Excel Template with Multiple Inputs," *Proc. Int. Symp. Anal. Hierarchy Process*, pp. 1–10, 2013.
[7] N. Galvão, J. C. Matos, D. V. Oliveira, and J. Fernandes, "Human Errors and Corresponding Risks in Reinforced Concrete Bridges Human Error Risk-Based Analysis," *IABSE Conf. 2018*, pp. 323–329, 2018.
[8] Ascendi, "Referência Interna," 2011.
[9] TNO DIANA, "User ' s Manual - Element Library," *TNO DIANA bv*, 2008.
[10] NP EN 1992-1-1, "Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios," *Inst. Port. da Qual.*, 2008.
[11] EN 1992-1-2, "Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo," *CEN - Eur. Comm. Stand.*, 2010.
[12] EN 1991-2, "Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on birdges," *CEN - Eur. Comm. Stand.*, no. October, pp. 1–11, 2003.
[13] J. C. Matos, P. J. S. Cruz, I. B. Valente, L. C. Neves, and V. N. Moreira, "An innovative framework for probabilistic-based structural assessment with an application to existing reinforced concrete structures," *Eng. Struct.*, vol. 111, pp. 552–564, 2016.
[14] S. K. Choi, R. A. Canfield, and R. V. Grandhi, *Reliability-based structural design*. 2007.
[15] "MATLAB - MathWorks - MATLAB & Simulink." [Online]. Available: https://www.mathworks.com/products/matlab.html. [Accessed: 15-Aug-2018].
[16] D. Wisniewski, "Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges," *Guimarães Univ. Minho*, no. March, 2007.
[17] J. Campos e Matos, "Uncertainty Evaluation of Reinforced Concrete and Composite Structures Behavior," 2013.
[18] JCSS - Joint Committee on Structural Safety, "Probabilisitc model code part 3: Resistance Models - Static properties of reinforcing steel," *Jcss Probabilistic Model Code*, vol. PART 3: RE, pp. 2–4, 2001.
[19] JCSS - Joint Committee on Structural Safety, "Probabilisitc model code part 3: Resistance Models - Stactic properties of presstressing steel (prestressed concrete)," *Concrete*, pp. 1–7, 2005.
[20] NP EN 1990:, "Norma Portuguesa - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas," *Inst. Port. da Qual.*, vol. 1999, p. 88, 2009.
[21] FIB, "federation international du béton Bulletin 22: Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures, State-of-art report," pp. 196–201, 2003.
[22] prEN 1991-7, "Eurocode 1: Actions on Structures: Part 1-7: General actions - Accidental Actions," 2003.
[23] E. S. Cavaco, "Robustness of corroded reinforced concrete structures," 2013.

Sessão 4D

Análise térmica de barragens de betão em fase de exploração – aplicação à barragem do Alto Rabagão

Castilho, E. [1] **Monteiro Azevedo, N.**[2] **Schclar Leitão, N.**[3] **Braga Farinha, L.**[4] **Câmara, R.**[5]

RESUMO

Durante a fase de exploração de uma barragem os efeitos da ação térmica podem ter ordem de grandeza equiparável à das restantes solicitações. Assim, e face às suas características de permanência e repetição, a ação térmica condiciona fortemente o comportamento das barragens, particularmente no que se refere à durabilidade do betão. No presente trabalho descreve-se a análise térmica realizada para a barragem do Alto Rabagão, evidenciando os principais aspetos a ter em conta para a simulação desta solicitação. São abordadas algumas questões relativas à simulação das condições térmicas ambientais, nomeadamente a variação das ações climáticas de acordo com a hora do dia e o dia do ano e a simulação da radiação solar. São analisados os resultados obtidos com diferentes discretizações, com o objetivo de avaliar a adequabilidade do refinamento da malha de elementos finitos para o estudo do efeito em causa.

Palavras-chave: Ação térmica, Radiação solar, Barragens de betão, Método de Elementos Finitos

1. INTRODUÇÃO

A solicitação térmica em fase de exploração condiciona fortemente o comportamento de uma barragem pois, em determinadas tipologias e circunstâncias, a incidência dos efeitos térmicos sobre a estrutura tem ordem de grandeza equiparável à das restantes solicitações [1]. Assim, a durabilidade do betão é afetada pela ação térmica, a qual assume elevada importância face às suas características de permanência e repetição.

Uma adequada previsão, ao longo do tempo, da temperatura de uma barragem requer o uso de modelos de cálculo adequados. A utilização de modelos numéricos, nomeadamente os baseados no Método dos Elementos Finitos (FEM), possibilita a determinação da distribuição de temperaturas e dos efeitos estruturais resultantes da solicitação térmica. A precisão numérica dos cálculos daí decorrentes depende em grande medida da discretização efetuada. Por este motivo é essencial a adoção de uma malha com grau de refinamento suficiente para a obtenção de resultados representativos para todas as ações a que a estrutura está sujeita. Em particular, deverá ser avaliada a sensibilidade do modelo ao efeito da onda térmica diária, cujo efeito poderá agravar estados de tensão propensos à fissuração junto aos paramentos. A modelação das ações climáticas da localização da barragem é também de extrema importância no que se refere aos resultados decorrentes desta análise. Nas barragens abóbada a análise tridimensional é fundamental, dada a forma da barragem, permitindo considerar o diferencial de temperatura resultante do efeito assimétrico da radiação solar ao longo da curvatura.

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. emsantos@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. nazevedo@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal. nshclar@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. lbraga@lnec.pt
[5]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. romano@lnec.pt

2. ANÁLISE TÉRMICA DE BARRAGENS

As variações de temperatura numa barragem em fase de exploração estão relacionadas com as ações térmicas ambientais. A resposta da barragem, em termos do campo de temperatura, depende das características térmicas do betão e da sua geometria [2]. Assim, e de acordo com Agulló [3], para uma correta previsão do comportamento da obra em fase de exploração deverá proceder-se à caracterização térmica do ambiente em que se encontra a barragem, à sua caracterização geométrica e da localização (azimute e inclinação do paramento, latitude, *etc.*), e, finalmente, à caracterização térmica do betão.

2.1 Equações fundamentais

A equação de condução de calor em regime transiente expressa em coordenadas cartesianas escreve-se:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[k\frac{\partial T}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[k\frac{\partial T}{\partial y}\right]+\frac{\partial}{\partial z}\left[k\frac{\partial T}{\partial z}\right]+G=\rho c\frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

O problema da condução de calor estará completo se forem definidas as apropriadas condições iniciais e de fronteira. Dado que o tempo aparece associado a derivadas de primeira ordem, para resolver (1) basta conhecer a temperatura de todo o domínio Ω num determinado instante de tempo. As condições de fronteira podem ser de 2 tipos:

Condições de *Dirichlet* $$T=\overline{T} \text{ em } \Gamma_T \quad (2)$$

Condições de *Neumann* $$-k\frac{\partial T}{\partial n}=C \text{ em } \Gamma_q \quad (3)$$

Onde $\overline{T}$ é a temperatura prescrita na parte Γ_T da fronteira; C é o fluxo de calor prescrito na parte Γ_q da fronteira e $\vec{n}$ é o vetor normal exterior à superfície do sólido. No caso particular das barragens, Γ_T representa a interface betão-água e $\overline{T}$ a temperatura da água da albufeira. Γ_q representa as superfícies expostas e $C = q_c + q_r + q_s$, com q_c o fluxo de calor devido à convecção, q_r o fluxo de calor devido à radiação e q_s corresponde ao fluxo da radiação solar.

A velocidade do vento e a temperatura do ar contribuem para a troca de calor, entre a superfície da barragem e o ar, por convecção. Como resultado da diferença de temperatura entre a superfície da barragem e o ar, a superfície da barragem liberta radiação eletromagnética, conhecida como radiação térmica [1]. O efeito da radiação pode ser considerado adicionando h_r, coeficiente de transferência de calor por radiação, a h_c, coeficiente de convecção, obtendo-se o coeficiente de transmissão térmica total: $h_t = h_c + h_r$, tal que [4]:

$$q_t = q_c + q_r = h_t\,(T - T_a) \quad (4)$$

Existe um grande número de soluções analíticas para a resolução de problemas de condução de calor. Contudo, em variadas situações práticas, a geometria e as condições de fronteira são de tal forma complexas que inviabilizam a aplicação da solução analítica, surgindo a resolução numérica como única alternativa. O programa PAT_2[1], utilizado no desenvolvimento deste trabalho, baseia-se na discretização pelo Método dos Elementos Finitos para a obtenção da distribuição espacial de temperaturas, adotando-se uma técnica de Diferenças Finitas. para efetuar a integração temporal.

2.2 Simulação das condições ambientais

Os fatores climáticos que se devem considerar numa análise térmica são a temperatura do ar, a velocidade do vento (necessários para o cálculo das trocas de calor por convecção e radiação), a radiação solar e a temperatura da água [5]. É importante referir que as variações diária e sazonal das ações térmicas ambientais são uma das características a ter em conta na sua modelação.

2.2.1 Temperatura do ar

Na análise de barragens é habitual representar a variação da temperatura do ar ao longo do tempo como a sobreposição de uma temperatura média com duas funções harmónicas, uma de período anual e outra de período diário:

$$T(t') = T_m + T_a^a \cos\left[\frac{2\pi}{365}(t'-t_o^a)\right] + T_a^d(t')\cos\left[2\pi(t'-t_o^d)\right] \quad (5)$$

em que t' é o tempo, em dias, decorrido desde o início do ano, T_m a temperatura média anual, T_a^a a semi-amplitude da onda anual, $T_a^d(t')$ a semi-amplitude da onda diária, t_0^a a fase da onda anual e t_0^d a fase da onda diária. O cálculo dos parâmetros envolvidos nestas funções é realizado, habitualmente, com base nas temperaturas médias diárias do ar observadas no local da barragem, utilizando o método dos mínimos quadrados [1].

2.2.2 Temperatura da água

Tal como a temperatura do ar, a temperatura da água da albufeira apresenta uma evolução no tempo de carácter sazonal, com a particularidade de que a temperatura média, a semi-amplitude e a fase variam com a profundidade. Na sua modelação é assumida simplesmente a existência de uma variação anual:

$$T(y,t') = T_m(y) - T_a(y)\cos\left\{\frac{2\pi}{365}\left[t'-t_o(y)\right]\right\} \quad (6)$$

em que t' é o tempo, em dias, decorrido desde o início do ano, y a profundidade da água, $T_m(y)$ a temperatura média anual à profundidade y, $T_a(y)$ a semi-amplitude da onda de temperatura à profundidade y e $t_0(y)$ a fase da onda de temperatura à profundidade y. A partir do registo de temperaturas da água para cada uma das cotas determinam-se os valores dos parâmetros T_m, T_a e t_0 utilizando o método dos mínimos quadrados [6].

2.2.3 Radiação solar

O conhecimento da radiação solar, bem como das condições de exposição das superfícies da barragem, é fundamental para determinar a elevação de temperatura das superfícies em relação à temperatura do ar. A medição da radiação solar é, em geral, realizada por meio da irradiância global incidente sobre uma superfície horizontal, I_h Se a superfície em análise é inclinada, formando um ângulo α com a direção da radiação, a irradiância sobre essa superfície é dada por [2]:

$$I_\alpha = \frac{I_h}{\cos Z}\cos\alpha \quad (7)$$

sendo Z o ângulo formado pela linha vertical do local (zénite) e a linha que conecta ao Sol.

3. BARRAGEM DO ALTO RABAGÃO

3.1 Descrição da obra

A barragem do Alto Rabagão, concluída em 1964, pertence ao desenvolvimento hidroelétrico do rio Cávado e do seu afluente, o Rabagão, na zona Norte de Portugal. A barragem é de construção mista, constituída por uma parte do tipo arco e outra do tipo gravidade (Fig. 1). No vale principal, uma cúpula assimétrica de dupla curvatura apoia-se em encontros artificiais, enquanto que uma gravidade fecha o vale secundário e a margem esquerda do vale principal. O arco tem 94 m de altura, com coroamento à cota 880 m, e a gravidade da margem do lado direito tem 59 m de altura. O comprimento do coroamento de toda a barragem é de 1970 m [7]. Neste trabalho apenas é analisada a parte da barragem correspondente à cúpula.

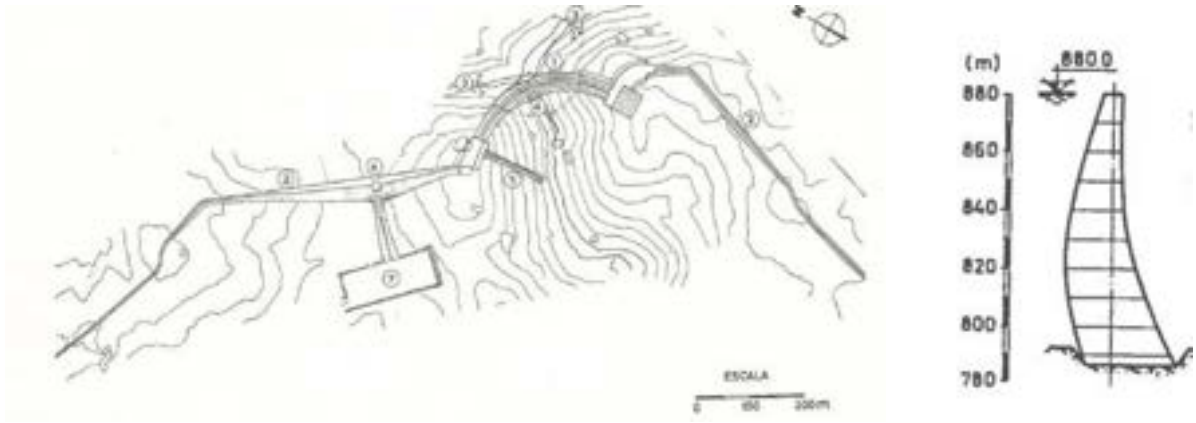


Figura 1. Aproveitamento do Alto Rabagão – Planta e corte pela secção central da abóbada [7].

3.2 Sistema de observação

O sistema de observação instalado na barragem possibilita o conhecimento detalhado das solicitações e das respostas estruturais, nomeadamente: níveis da albufeira, temperatura do ar, temperaturas nas fronteiras da estrutura e no interior do betão, deslocamentos planimétricos e altimétricos na barragem e na fundação, movimentos relativos entre blocos, extensões e tensões no interior do betão, subpressões e caudais drenados na fundação. A observação da temperatura do ar é realizada com um termómetro de máxima e mínima instalado próximo da barragem. A medição da evolução das temperaturas no corpo da cúpula é efetuada por termómetros e extensómetros (Fig. 2) distribuídos ao longo da espessura do betão num conjunto de secções radiais.



Figura 2. Cúpula da barragem de Alto Rabagão – Sistema de Observação.

3.3 Radiação solar

Para esta barragem, e segundo a divisão geográfica apresentada por Silveira [2], o valor de I_h pode ser estimado a partir dos registos de radiação global obtidos na estação actinométrica do Porto. Com vista à sua implementação, a curva foi aproximada por uma função do tipo:

$$I_t = \frac{I_h}{\cos Z} = q_o \exp(A + B\cos Z) \tag{8}$$

em que I é a radiação total, q_0 é a constante solar de valor 1367 W/m^2; e A e B são constantes, de valor -1,1259 e 0,957455, respetivamente. A simulação deste fluxo implica o conhecimento da latitude e da orientação da barragem. A barragem do Alto Rabagão encontra-se a uma latitude de 41º44' e o azimute do eixo da sua cúpula, contado a partir do Sul no sentido do movimento dos ponteiros do relógio, é de 221º. O fluxo de radiação assim estimado é considerado na condição de fronteira de Neumann (3), afetado do coeficiente de absorção, *a*, que relaciona o fluxo absorvido com o fluxo incidente [8].

3.4 Características térmicas dos materiais

No Quadro 1 resumem-se os valores adotados para o cálculo térmico.

Quadro 1. Propriedades adotadas para o modelo térmico.

Parâmetro	*Unidade*	*Valor*
FUNDAÇÃO		
Calor específico, c	[kJ/(kg K)]	0,920
Condutividade térmica, k	[kJ/(m h K)]	8,4
Massa específica, ρ	[kg/m^3]	2500
Coeficiente de absorção, a	[-]	0
Coeficiente de transmissão total	[kJ/(hm^{2}k)]	90
BETÃO		
Calor específico, c	[kJ/(kg K)]	0,879
Condutividade térmica, k_i	[kJ/(m h K)]	8,4
Massa específica, ρ	[kg/m^3]	2400
Coeficiente de absorção, a	[-]	0,50
Coeficiente de transmissão total	[kJ/(hm^{2}k)]	90

O conhecimento da velocidade média do vento num dado local é indispensável para a determinação do coeficiente de transferência de calor por convecção forçada (h_{cf}) entre a superfície do betão e o ar. Considerou-se uma velocidade do vento de 4,25m/s (www.meteoblue.com). O coeficiente de convecção foi estimado utilizando a expressão [2]:

$$h_c = 0.055 \frac{k_f}{L}\left(\frac{L\,V\,\rho_f}{\mu_f}\right)^{0.75} \qquad \left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^2\ K}}\right] \tag{9}$$

onde k_f, ρ_f and μ_f são, respectivamente, a condutibilidade térmica, a massa específica e a viscosidade absoluta do ar, a que correspondem os valores de, respectivamente, 0.026 W/(m K), 1.2 kg/m^3 e 1.8x10 $^{-5}$ kg/(m s), V é a velocidade média do vento, em m/s, e L representa a dimensão da superfície plana no sentido da corrente. Para os valores de temperatura que se registam em Portugal, Silveira [2] verificou que o coeficiente de radiação é praticamente constante e tem um valor médio de h_r= 5.2 W/(m^2 K). Considerando o exposto, foi utilizado um coeficiente de transmissão térmica total h_t= 25.1 W/(m^2 K) = 90 kJ/(hm^{2}k). Como consequência do isolamento conferido pela vegetação que normalmente existe no maciço de fundação, não são considerados os efeitos da radiação solar nestes elementos. Assim, o respetivo coeficiente de absorção foi considerado nulo.

3.5 Cálculo das variações de temperatura

3.5.1 Solução analítica

Considerando que a secção em estudo se encontra suficientemente afastada das fronteiras (coroamento e fundação) para se assumir que, num modelo sem radiação solar (cuja ação é assimétrica), o fluxo térmico é unidirecional, pode recorrer-se à formulação apresentada em [2]. Com esta solução analítica obtêm-se os resultados exibidos na (Fig. 3), para uma placa de espessura de 14 m (correspondente à espessura da barragem à cota 854 m). Nesta figura é possível apreciar as variações diária e anual da temperatura no paramento exposto à temperatura do ar (x=0.0m), enquanto que o paramento submerso (x=14.0m) apenas está sujeito a variação anual da temperatura.

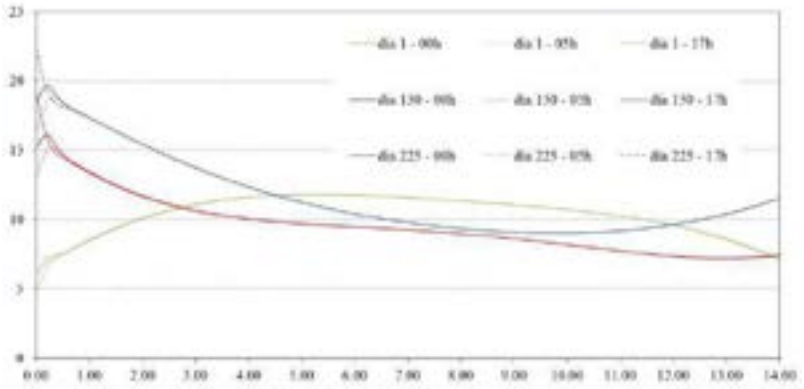


Figura 3. Distribuição da temperatura em espessura – resultado analítico.

3.5.2 Modelo de elementos finitos

Na Figura 4 apresenta-se uma vista geral do modelo de elementos finitos adotado na análise. Nesta figura, a azul-escuro encontra-se representado o corpo da cúpula da barragem e respetivos encontros artificiais. As restantes cores correspondem ao maciço de fundação da barragem. De salientar que no cálculo térmico se considera que todos os materiais da fundação têm as mesmas caracteristicas. A sensibilidade do modelo ao efeito da onda diária da temperatura do ar foi estudada mediante refinamentos sucessivos da malha, tal como descrito em 3.5.3.

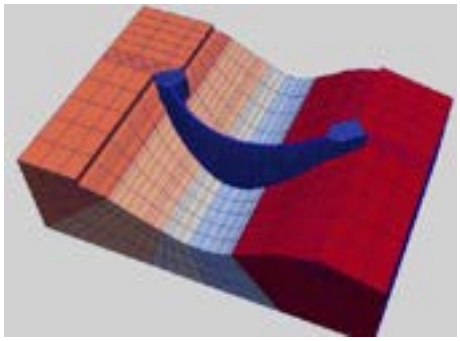


Figura 4. Malha de elementos finitos utilizada no cálculo.

Na análise térmica é requerido o campo de temperatura inicial. Para barragens em fase de exploração este aspeto é resolvido assumindo um valor inicial e aplicando as condições de fronteira durante um período de tempo até que a barragem atinja comportamento cíclico. No caso em estudo foi assumida uma temperatura inicial de 15 °C. Simplificadamente, considerou-se todo o paramento de montante imerso. Quanto à base do maciço, introduziram-se os nós pertencentes a esta fronteira com uma temperatura prescrita de 12ºC. Consideraram-se expostas à radiação solar as faces do coroamento e todas as faces viradas a jusante, com exceção das pertencentes aos maciços rochosos, as quais estão protegidas pela cobertura vegetal. Quanto às faces com trocas de calor por convecção e radiação, consideraram-se expostas todas as que não estão submersas. Os bordos laterais do modelo foram considerados fronteiras adiabáticas.

3.5.3 Estudo da discretização

Pela análise da Fig. 3 percebe-se que, ao contrário da onda térmica anual (a qual, para esta cota, afeta toda a espessura da barragem), a onda diária tem um efeito muito concentrado, atingindo apenas uma zona de profundidade de cerca de 0,5 m a 0,8 m junto aos paramentos expostos ao ar.

- Malha com 2 elementos na espessura do corpo da barragem:

Inicialmente utilizou-se uma malha de elementos finitos com apenas 2 elementos, igualmente distribuídos, na espessura da barragem (Fig. 5). A malha assim definida é constituída por 1 752 elementos e 9 485 nós. Na Fig. 6 apresentam-se os valores calculados de temperatura no paramento de

jusante, ao longo de um ano, para as 24 horas do dia, contrastados com os valores registados de temperatura na mesma secção (medidos em horas dispersas ao longo do dia) e com a função da temperatura média do ar. Devido à escala utilizada, a variação térmica diária reflete-se como uma maior banda da onda térmica anual. Verifica-se que as temperaturas obtidas no modelo não alcançam as observadas, sendo possível constatar a dificuldade do modelo na representação da onda diária da temperatura do ar. Observa-se, inclusivamente, que a banda da onda térmica anual obtida no cálculo para as várias horas do dia está essencialmente relacionada com o efeito da radiação (a qual provoca um aumento de temperatura da superfície em relação à temperatura do ar) e não tanto com a onda térmica diária.

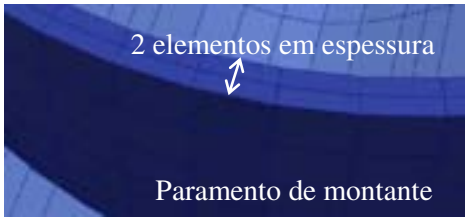


Figura 5. Discretização corpo barragem: 2 elementos em espessura.

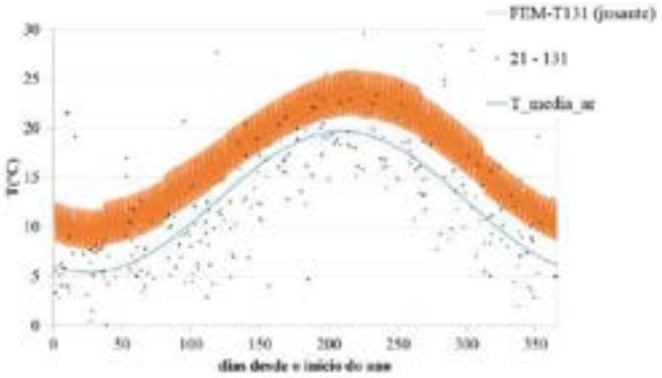


Figura 6. Temperaturas no bloco K-L, a ¾ altura – Jusante Termómetro T131 (2 elemts. esp.).

- Malha com 4 elementos na espessura do corpo da barragem:

Analisando os resultados obtidos com a discretização anterior, revelou-se necessário refinar a malha, pelo que se dividiu em 2 cada elemento (pertencente à barragem) da malha anterior (Fig. 7). Obteve-se um modelo constituído por 2 364 elementos e 12 165 nós. Na Fig.8 observa-se que, não obstante a melhoria face à discretização anterior, a qualidade dos resultados é ainda insuficiente quanto à amplitude da onda diária da temperatura, dado que os valores observados continuam distantes da banda de valores calculados.

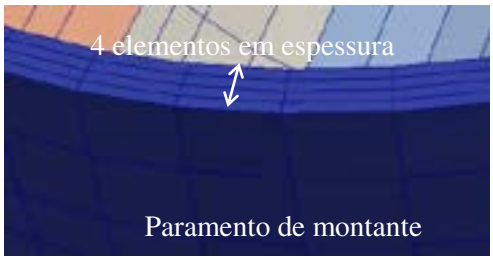


Figura 7. Discretização corpo barragem: 4 elem. em espessura.

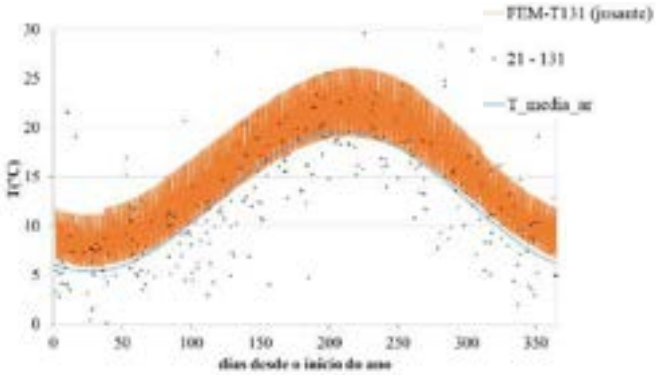


Figura 8. Temperaturas no bloco K-L, a ¾ altura – Jusante Termómetro T131 (4 elemts. esp.)

- Malha com 6 elementos na espessura do corpo da barragem:

Na sequência do exposto, houve necessidade de aumentar o grau de refinamento da malha de elementos finitos. Tendo em conta que o maior erro das discretizações anteriores se verifica na zona exposta ao ar, optou-se por refinar somente junto aos paramentos (de jusante e de montante, preparando já a malha para uma futura análise de primeiro enchimento). Assim, dividiu-se em 2 cada elemento pertencente aos paramentos, com a particularidade de que o novo elemento exposto tem uma espessura fixa de 1 m (Fig. 9). Obteve-se um modelo constituído por 2 976 elementos e 14 845 nós. Realça-se o facto de que, com este critério, se obtêm elementos muito esbeltos em altura. Contudo, dado que na direção vertical não existe variação significativa da temperatura, a esbelteza dos

elementos não se reflete em perda de qualidade dos resultados. A análise da Fig. 10 permite verificar melhoria dos resultados relativamente à discretização anterior, dada a sensibilidade ao efeito da amplitude diária da temperatura do ar. Efetivamente, o modelo responde ao efeito da onda diária da temperatura do ar. O facto de as temperaturas observadas estarem no limite inferior dos valores calculados é um indicio de que o seu registo terá ocorrido à hora de menor calor do dia

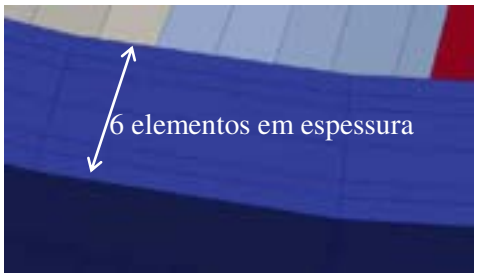


Figura 9. Discretização corpo barragem: 6 elem. em espessura

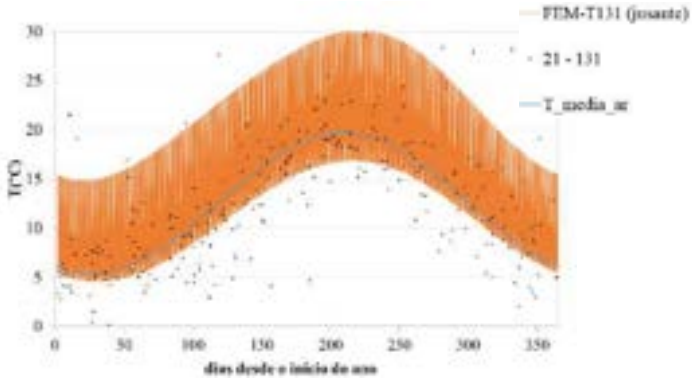


Figura 10. Temperaturas no bloco K-L, a ¾ altura – Jusante Termómetro T131 (6 elemts. esp.).

Analisando os resultados obtidos com as diferentes malhas testadas identifica-se que discretizações menos refinadas resultam num modelo muito "rígido", incapaz de representar os efeitos que ocorrem localmente, em especifico junto ao paramento de jusante das barragens. O refinamento da malha com 6 elementos em espessura é suficiente para a representação da resposta da barragem às ações a que está sujeita, pelo que este modelo foi utilizado na análise da fase de exploração, com resultados apresentados na subsecção 3.6.

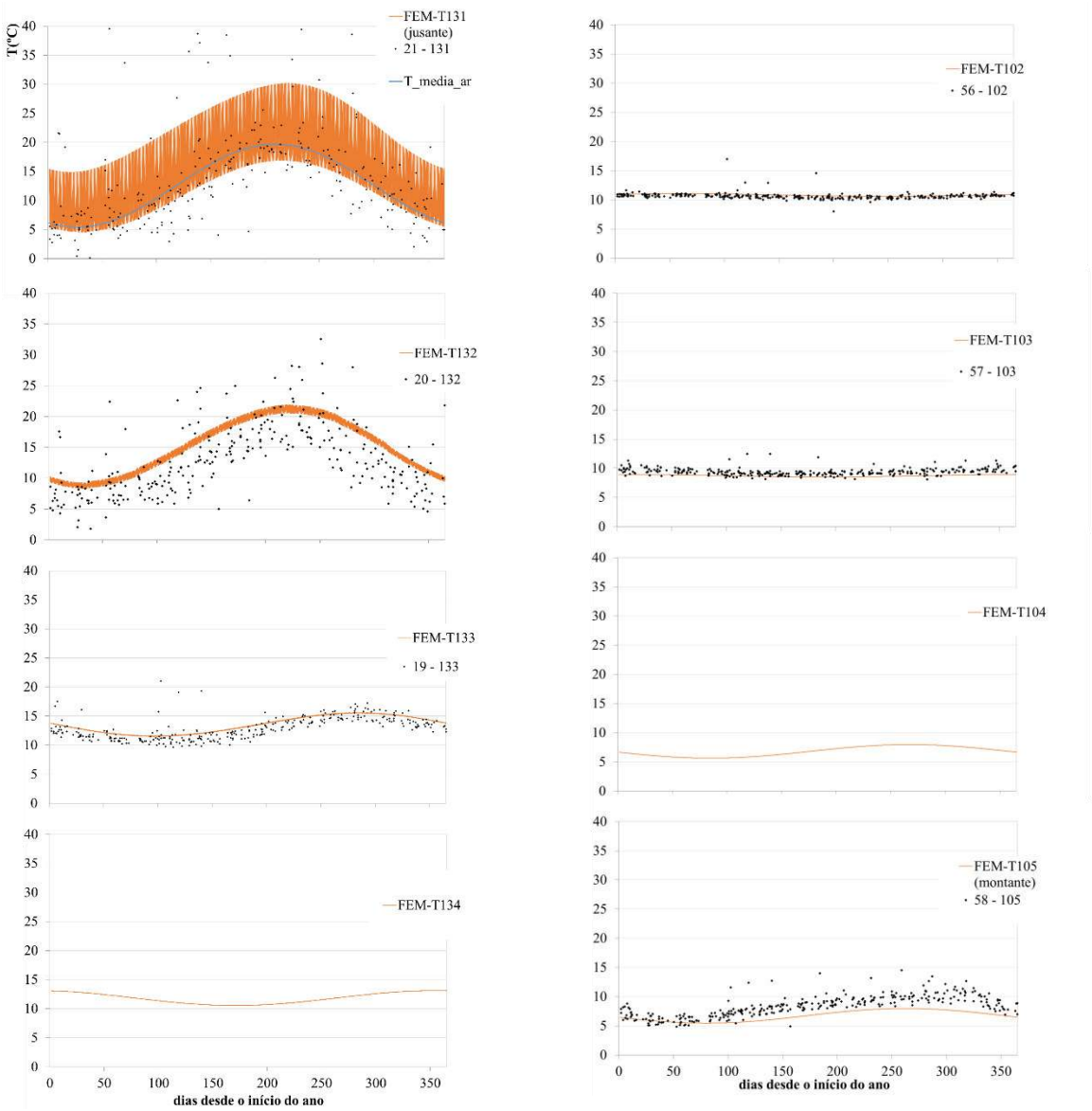
3.6 Resultados obtidos

3.6.1 Validação de resultados

Para validar os resultados obtidos recolheu-se a temperatura em secções onde se encontram instalados termómetros de resistência (Fig. 2). Neste trabalho apresentam-se apenas alguns resultados representativos, às cotas 832,00m (bloco G-H) e 854,00m (bloco K-L). Observa-se que o cálculo térmico em fase de exploração se refere a um cálculo de comportamento médio, tal como se demonstrou na secção 2.2. Na Fig. 11 estão representadas as temperaturas observadas e as temperaturas calculadas (das 0h às 24h) em pontos próximos do coroamento (Fig. 11a) e da base da cúpula (Fig. 11b).

Analisando os resultados, e tal como já se referiu, aprecia-se que, face à escala utilizada na representação, o efeito da onda diária se reflete como uma maior banda da onda térmica anual. É evidente a diminuição da sua amplitude à medida que aumenta a distância ao paramento exposto. Verifica-se também que nas zonas mais próximas do coroamento (Fig. 11a), a meia espessura, é visível o efeito da onda térmica anual, com o máximo desfasado da temperatura do ar, comprovando a localização interior dos nós estudados. Em secções mais próximas da base (Fig. 11b), a amplitude da onda térmica anual é praticamente impercetível a meia espessura, dada a elevada espessura da barragem a esta cota, pelo que os nós internos estão muito afastados das faces expostas, e por isso bastante isolados pelo betão que os envolve.

No paramento de montante, a temperatura determinada pelo cálculo corresponde à temperatura prescrita aplicada aos nós submersos, verificando-se que a função utilizada para simular a temperatura da água aproxima bastante bem o seu comportamento real. Tal como seria de prever, a temperatura da água mantém-se praticamente constante ao longo do dia, e, na sua variação anual, encontra-se desfasada em relação à onda da temperatura do ar. Da análise das várias secções estudadas para a realização deste trabalho verifica-se que os efeitos, na temperatura da água, da temperatura do ar e da radiação solar, perdem significado à medida que aumenta a profundidade.



(a): Temperaturas no bloco K-L, a ¾ de altura: ar (T131), jusante (T132), ¼ de espessura (T133) e ½ espessura (T134)

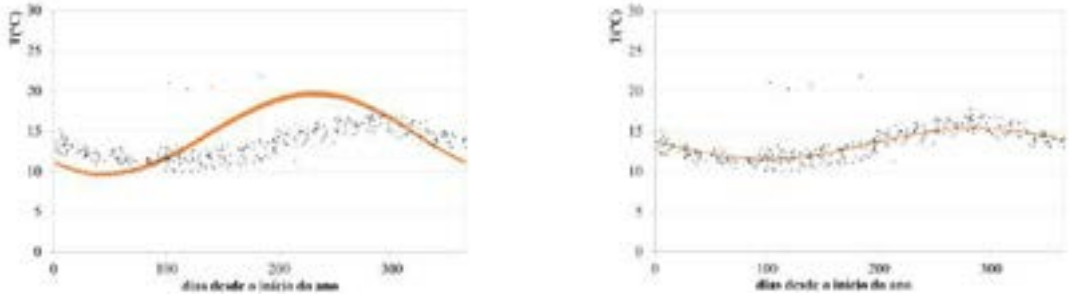
(b): Temperaturas no bloco G-H, a ¼ de altura: ½ espessura (T102), ¾ de espessura (T103); montante (T104) e água (T105)

Figura 11. Validação de resultados.

3.6.2 Confirmação da localização dos termómetros

A existência de um modelo numérico como suporte à interpretação do comportamento das barragens reveste-se de importância, não só pela quantidade de informação que é extraída em qualquer nó da malha, mas também pela legitimação da localização da instrumentação no interior da barragem. Efetivamente, e especialmente quando se trata de barragens antigas (como no caso em análise), a informação que consta do plano de observação poder não corresponder ao que está materializado na obra. Assim, a apreciação dos dados registados *in situ* deverá ser suportada pela comparação com os resultados numéricos. Desta comparação resultou a constatação de que, nas secções em que há 7 termómetros em espessura (localizadas a ¼ e a ¾ de altura da barragem), os 3º e 5º termómetros não se encontram localizados em conformidade com o previsto no relatório de 1961, Quadro I (ar; paramento de jusante; a 1m de jusante; meia espessura; a 1m de montante; paramento de montante; água) [9]. A conclusão surge após a verificação de que, em todas as secções com esta configuração de instrumentação, os resultados numéricos encontram-se desfasados das leituras quando considerando os termómetros a 1m do paramento (Fig. 11a). Em contrapartida, em todas estas secções se identifica o comportamento registado, se se considerarem os termómetros a ¼ e a ¾ de espessura (Fig. 11b). A

correspondência perfeita para esta localização dos termómetros é indicativo que posicionamento real deverá ser a ¼ e ¾ de espessura da barragem.



(a) T140 a 1m do paramento (b) T140 a ¼ de espessura

Figura 12. Temperaturas no bloco G-H, a ¾ de altura: 3º termómetro (T140).

4. CONCLUSÕES

Este trabalho evidencia que é possível, recorrendo ao Método dos Elementos Finitos, obter estimativas bastante credíveis das variações de temperatura de barragens durante a fase de exploração. Para isso é necessário modelar adequadamente as ações climáticas características da localização da barragem. É também fundamental que a malha de elementos finitos seja refinada junto aos paramentos expostos, para que a resposta seja sensível a todas as ações a que a barragem está sujeita, nomeadamente ao efeito local da variação diária da temperatura do ar. Paralelamente, verificou-se que os resultados numéricos permitem ainda validar a informação existente relativamente ao sistema de observação, possibilitando a deteção de dados incorretos. Tendo em conta que o resultado da análise térmica será utilizado como ação na posterior análise mecânica, percebe-se a importância destes modelos, que permitem realizar cálculos cada vez mais fidedignos ao nível dos efeitos estruturais resultantes da ação térmica.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à EDP – Gestão da Produção de Energia, S. A. a permissão para publicar dados da observação relativos à barragem do Alto Rabagão.

Referências

[1] Leitão, N.S. (2012). Análise térmica de barragens de betão - Ações térmicas ambientais. Relatório LNEC 185/2012-DBB/NMMF.

[2] Silveira, A.F. (1961). As variações de temperatura nas barragens. Lisboa: LNEC.

[3] Agulló, L.; Mirambell, A.A.E. (1996). Comportamiento y seguridad de presas existentes. Riesgos Aceptables - Comportamiento térmico en explotación: Instrumentación térmica de presas de hormigón, Proc. of V Jornadas Españolas de Presas., pp. 317–330.

[4] Cengel, Y.A. (2003). Heat Transfer: A Practical Approach. Mc Graw-Hill.

[5] Castilho, E. (2013). Análise térmica de barragens de betão durante a construção - aplicação à barragem de Alqueva. Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado.

[6] Bofang, Z. (1997). Prediction of water temperature in deep reservoirs, DAM Eng., Vol. 8, N. 1, pp. 13–26.

[7] Rocha, M.; Silveira, A.F.; Azevedo, M.C.C.; Lopes, J.B. (1967). Influence of a very high deformability of the foundation on the conception and behaviour of an arch dam, Proc. of Neuviéme Congrès des Grands Barrages, pp. 441–461.

[8] Castilho, E.; Schclar, N.; Tiago, C.; Farinha, L. (2018) FEA model for the simulation of the hydration process and temperature evolution during the concreting of an arch dam, Eng. Struct., (accepted for publication). doi: 10.1016/j.engstruct.2018.07.065.

[9] LNEC (1961), Plano de Observação da Barragem do Alto Rabagão (Zona em cúpula).

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE BARRAGENS DE BETÃO TENDO EM CONTA O EFEITO DAS EXPANSÕES MODELOS DE SEPARAÇÃO DE EFEITOS DO TIPO HSCT





Miguel Rodrigues[1] **Sérgio Oliveira**[2]

RESUMO

O controlo da segurança de barragens baseia-se na monitorização da resposta das obras ao longo do tempo e na comparação entre resultados observados e resultados calculados através de modelos numéricos. Em geral os resultados observados analisam-se com base em modelos de separação de efeitos (MSE), o que facilita a comparação com resultados de Modelos de Elementos Finitos (MEF).Neste trabalho pretende-se contribuir para o desenvolvimento das metodologias de análise do comportamento de barragens de betão em fase de exploração normal, em particular de barragens com problemas de expansões. Nomeadamente, pretende-se contribuir para melhorar o programa **DamSafe3.0** para apoio à análise dos dados da observação de barragens recorrendo à utilização integrada de MEF e de MSE, nomeadamente do tipo HSCT (Hydrostatic-Seazonal-Creep and other Time effects), desenvolvidos especificamente no âmbito deste trabalho, para análise do comportamento de barragens com problemas de expansões. O programa **DamSafe3.0**, desenvolvido em MATLAB, inclui um módulo de análise estrutural usando o MEF e um módulo para análise dos resultados observados usando MSE. O programa está estruturado para facilitar a comparação gráfica entre os resultados do MEF e do MSE.

Como exemplo de aplicação considera-se o caso da barragem da Aguieira, uma barragem de três abóbadas, com cerca de 90 m de altura máxima que entrou em serviço no início da década de 80.Analisa-se o comportamento estrutural da barragem ao longo do tempo na perspetiva de caracterizar o efeito estrutural da expansão do betão, que foi identificada na última década.Os deslocamentos observados com fios-de-prumo e por métodos geodésicos (planimetria e nivelamento), nas três abóbadas e nos contrafortes, são analisados com base em MSE desenvolvidos especificamente no âmbito deste trabalho e incluídos no módulo MSE do programa DamSafe3.0. Estes MSE estão preparados para recorrer a informação proveniente de MEF e permitem separar os efeitos do tempo em várias parcelas, nomeadamente, em duas parcelas de fluência, uma associada à pressão hidrostática e outra ao peso próprio, e numa parcela associada a expansões.

Palavras-chave: Barragens de betão, Modelos de separação de efeitos do tipo HSCT, Modelos de elementos finitos, Comportamento observado ao longo do tempo, Expansão do betão.

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. mrodrigues@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal. sboliveira@lnec.pt

1. INTRODUCÃO

O controlo da segurança de barragens baseia-se na monitorização da resposta das obras ao longo do tempo e na comparação entre resultados observados e previstos através de modelos numéricos. Para tal, utilizam-se os seguintes modelos: (1) Modelos de Elementos Finitos (MEF), baseados nos princípios físicos da mecânica estrutural; (2) modelos de carácter puramente estatístico, que reconhecem padrões nos dados observados; e (3) modelos semi-estatísticos de interpretação quantitativa dos dados observados, também designados como Modelos de Separação de Efeitos (MSE).

Os MEF são utilizados em estudos de simulação do comportamento estrutural de barragens para os diversos tipos de solicitações[1] tendo a vantagem de permitir efetuar estudos de apoio ao controlo de segurança[2] em qualquer fase do ciclo de vida das obras.

Os modelos puramente estatísticos permitem estudar o comportamento estrutural das obras através da análise das histórias de dados observados. Estes modelos, sendo mais simples, permitem identificar padrões de comportamento num dado período (p.ex. modelo do tipo *machine learning* como é o caso das redes neuronais) os quais são usados para previsão. No entanto, os modelos estatísticos podem não ser os mais adequados para analisar o comportamento das obras em todas as fases da sua vida, nomeadamente na sua fase inicial de operação (*e.g.* durante o primeiro enchimento). Os trabalhos mais recentes ao nível dos modelos estatísticos para análise dos resultados da observação do comportamento de barragens têm-se focado essencialmente na utilização de metodologias de análise de componentes principais[3], de análise de clusters[4], a matrizes de transformação (modelos de estado)[5], ou mesmo combinações das referidas técnicas[6][7], dando pouca enfase à integração dos aspetos físicos que condicionam a resposta estrutural das barragens.

Em 1956, Manuel Rocha introduziu os modelos de separação de efeitos (designados inicialmente por modelos de interpretação quantitativa)[8], identificando desde logo a necessidade de separar os efeitos das principais solicitações nos resultados observados em fios-de-prumo de barragens. Estes modelos consideravam três tipos de efeitos: (1) efeitos elásticos decorrentes da variação do nível da albufeira; (2) efeitos elásticos decorrentes da variação térmica sazonal; e (3) efeitos viscoelásticos[9]. A relação entre efeitos e resposta estrutural pode ser estudada com base numa equação de regressão linear múltipla. Estes modelos são por vezes denominados modelos do tipo HST - Hydrostatic Seasonal Time[10][11][12][13][14][15].

Neste trabalho é explorada a possibilidade de integração de resultados de MEF nos MSE para melhorar a sua capacidade para interpretar o comportamento observado. Nos MSE, *e.g.*, para representar o efeito da pressão hidrostática, têm sido consideradas, na equação de regressão, funções polinomiais[1], mostrando-se neste trabalho que também podem ser utilizadas funções exponenciais, por vezes com vantagem.

2. MODELOS DE SEPARAÇÃO DE EFEITOS DO TIPO HST E HSCT

O objetivo principal dos MSE é o de isolar o efeito de cada solicitação na estrutura, permitindo assim isolar eventuais comportamentos anómalos ou patológicos.

Das possíveis patologias que podem surgir ao longo do tempo numa obra, as expansões no betão são cada vez mais relevantes e têm suscitado bastante interesse no estudo da sua evolução e consequente efeito nas obras. Têm sido registados problemas em muitas barragens de betão devido a expansões resultantes de reações químicas que ocorrem entre as componentes do cimento e dos agregados, nomeadamente reações álcalis-sílica (álcalis presentes no cimento e a sílica nos agregados) [16][17][18]. As reações expansivas ocorrem em condições de humidade e temperatura relativamente altas, provocando o aparecimento de gel que vai ocupando os poros da microestrutura interna do betão e que, por absorção de água, expande e acaba por provocar

aparecimento de fissuração com consequente deterioração do betão e, globalmente, aumentos de volume (expansões). Muitas barragens apresentam problemas decorrentes das reações expansivas, entre os casos mais gravosos em Portugal salientam-se: Alto Ceira, Fagilde, Santa Luzia e Pracana. A antiga barragem do Alto Ceira representa a consequência limite do efeito patológico das expansões no betão, resultando no descomissionamento da barragem e na construção da barragem do Alto Ceira II.

Os MSE apresentados são do tipo HSCT (Hydrostatic-Seasonal-Creep-other Time effects) e incluem a possibilidade de utilização integrada de resultados de MEF. Com este tipo de modelos é possível a distinção entre o efeito estrutural da fluência[19][20] e os outros efeitos do tempo.

Consequentemente, o modelo de regressão adotado é do seguinte tipo.

$$u\left(h,T_{ar},t\right)=u_e^{PH}\left(h\right)+u_e^{VT}\left(T_{ar}\right)+u_F^{PH}\left(h,t\right)+u_F^{PP}\left(t\right)+u_{\exp}\left(t\right)+k \tag{1}$$

Tabela 1 – Funções de ajuste utilizadas em cada uma das parcelas da equação de regressão.

Parcela	*Efeito*	*Função de ajuste*
$u_e^{PH}\left(h\right)$	Elástico da pressão hidrostática	$a\left(e^{h/c_f}-1\right),\quad 15\lesssim c_f\lesssim 35$ (alternativamente, o valor de a pode ser calculado pelo MEF)
$u_e^{VT}\left(T_{ar}\right)$	Temperatura	bT_{ar} ou $b_1\cos\left(\frac{2\pi\bar{t}}{365,25}\right)+b_2\sin\left(\frac{2\pi\bar{t}}{365,25}\right),\ \left(0<\bar{t}<365,25 \text{ dias}\right)$ [10]
$u_F^{PH}\left(h,t\right)$	Fluência da pressão hidrostática	$\sum\phi(t)\,\Delta u_e^{PH}$
$u_F^{PP}\left(t\right)$	Fluência do peso próprio	$\phi\left(t\right)u_e^{PP}$
$u_{\exp}\left(t\right)$	Expansões	$c\times\left(1-e^{-t^n/\beta}\right)$ onde $\beta=t_{hs}^n\times n/(n-1)$, $n=3,258$ e $t_{hs}^n\simeq 8000$ dias (*hs – half swelling*)
k	Termo independente	-

Como referido, com estes modelos HSCT é possível separar os efeitos do tempo numa parcela de fluência associada à pressão hidrostática (PH), numa parcela de fluência associada ao peso próprio (PP), e numa parcela referente a outros efeitos do tempo como, por exemplo, expansões, movimentos de fundação, *etc*. Para isolar o efeito da fluência é importante distinguir a fluência do PP da fluência da PH, para o que é útil estimar a componente elástica da resposta a estas duas ações, o que pode ser efetuado com base no MEF.

Tal como é apresentado na Tabela 1, são usadas funções exponenciais para representar a resposta elástica da estrutura à PH (mostra-se que, em certos casos, o uso de funções exponenciais pode ser mais vantajoso do que o uso das tradicionais funções polinomiais, especialmente em zonas da barragem junto aos encontros). Na expressão proposta, o h representa a altura de água na albufeira e o c_f define a forma da exponencial. Alternativamente, quando necessário, podem ser utilizados resultados obtidos através do MEF para definir as funções que melhor representam a resposta elástica às variações da PH (no lado esquerdo da Figura 2 é possível comparar o resultado da resposta elástica obtida através da função exponencial apresentada na Tabela 1 com o resultado obtido através do MEF).

O efeito de fluência do nível é calculado através da aplicação de coeficientes de fluência aos valores do deslocamento elástico calculados para incrementos mensais da altura de água e efetuando a respetiva sobreposição (somatório da resposta diferida aos vários patamares correspondentes à discretização mensal do nível de água – Equação 2).

Na Figura 1 (a) é representado esquematicamente a discretização do nível da albufeira em patamares e na Figura 2 (a azul escuro) apresenta-se a curva do efeito de fluência do nível a qual mostra um aumento gradual do deslocamento ao longo do tempo.

$$u_F^{PH}(h,t) = a \times \left[\sum_{j=1}^{p} \phi\left(t, t_j^{'}\right) \left(e^{h_j/20} - e^{h_{j-1}/20} \right) - \sum_{j=1}^{p'} \phi\left(t_a, t_j^{'}\right) \left(e^{h_j/20} - e^{h_{j-1}/20} \right) \right] \quad (2)$$

O efeito da temperatura pode ser simulado com base nos valores da temperatura do ar registados no local da obra, T_{ar} (é usual aplicar em seguida um desfasamento, de aproximadamente 20 a 30 dias, que é aproximadamente o tempo de resposta de uma barragem à variação da temperatura do ar), ou com base em funções harmónicas de período anual e/ou semestral [10]. A resposta da estrutura à ação da temperatura é representada na Figura 2 pela cor laranja.

O efeito de fluência do peso próprio corresponde a uma resposta diferida da barragem à ação do peso próprio. O PP é uma força constante, com o sentido da gravidade, aplicada à estrutura, provocando um efeito de fluência que pode ser estimado com base nos deslocamentos elásticos previstos pelo MEF para a ação do peso, com base no coeficiente de fluência estimado a partir da função de fluência e tendo em conta a idade média do betão da obra.

Na Figura 1 (b) estão representadas duas parcelas, a cinzento é apresentada a parcela correspondente ao deslocamento devido à fluência, u_F (sendo u_e a resposta elástica ao PP estimada pelo MEF). O deslocamento devido à parcela de fluência do peso próprio tem uma evolução ao longo do tempo como a que se mostra na Figura 2 através da cor verde.

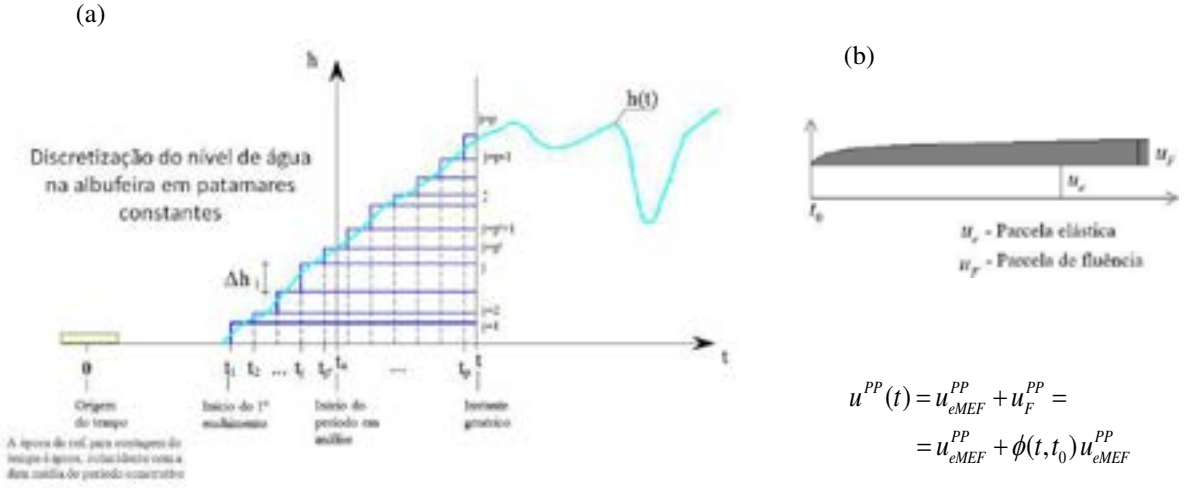


Figura 1 – Comportamento da fluência no tempo. (a) Discretização do nível da albufeira em patamares constantes. (b) Parcela elástica de fluência do PP.

A função de ajuste associada ao deslocamento provocado pelas ações expansivas é apresentada na Tabela 1, com o desenvolvimento ao longo do tempo constante na Figura 2 descrito pelo traço de

cor vermelha. A curva resultante é do tipo sigmóide, ou seja, aumenta lentamente ao longo do tempo e quando atinge metade do seu deslocamento muda de curvatura (ponto de inflexão), passando a tender para a estabilização. Neste estudo usou-se o valor de t_{hs} de 8000 dias (*h - half*; *s - swelling*), ou seja, o ponto de inflexão dá-se ao fim de 8000 dias (~20 anos). O parâmetro *n*, na expressão apresentada, define a localização do ponto de *half-swelling*, no caso em estudo, este ponto de inflexão situa-se no centro do sigmóide.

O termo independente *k* é introduzido para ter em conta que a observação inicial, na primeira época do período em análise, pode assumir um valor qualquer, que é "absorvido" pelo termo independente *k*. Os valores das épocas subsequentes são valores que traduzem variações relativamente a esse valor inicial, o qual como se referiu influencia diretamente o valor da constante *k*.

Com esta formulação, com os dados de observação, com um MEF e com o recurso ao Método dos Mínimos Quadrados (MMQ) obtém-se uma curva ajustada às observações efetuadas (sendo calculados os coeficientes de regressão a, *b* ou b_1 e b_2, *c* e *k*, apresentados na Tabela 1). Salienta-se que antes de aplicar o MMQ é subtraído o valor dos deslocamentos observados, à parcela de fluência afeta ao peso próprio. Para se obterem bons resultados, em termos da separação de efeitos, é conveniente ter observações em quantidade, obtidas com base em medições de qualidade e bem distribuídas ao longo do tempo por forma a ter valores observados em todas as épocas do ano e para valores das cotas de água bem representativos de todos os patamares de enchimento.

3. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO OBSERVADO DA BARRAGEM DA AGUIEIRA ATRAVÉS DOS MODELOS HSCT

Neste trabalho apresentam-se resultados referentes à análise de histórias observadas referentes a deslocamentos medidos pelo método do fio-de-prumo (deslocamentos horizontais) e por métodos geodésicos, ou seja, triangulação (deslocamentos horizontais) e nivelamento (deslocamentos verticais). Foi considerada a barragem da Aguieira como caso de estudo. A barragem da Aguieira é uma barragem com cerca de 90 m de altura máxima, com 3 abóbodas de dupla curvatura e 2 contrafortes. A barragem tem perto de 40 anos de idade apresentando atualmente indícios de expansões de pequena amplitude.

Foi considerado, para todos os pontos, um MSE com as seguintes particularidades: (i) o valor de c_f, associado à parcela correspondente ao efeito elástico da pressão hidrostática (Tabela 1), é igual a 25, sendo o parâmetro *a* previamente fixado para se ajustar à curva calculada pelo MEF; (ii) o efeito elástico da temperatura é representado por uma curva harmónica (Tabela 1); (iii) o efeito de fluência do nível (fluência associada à pressão hidrostática) foi simulado com base na aplicação de coeficientes de fluência à resposta elástica correspondente à história do nível discretizada mensalmente em patamares constantes, e admitindo para o betão a lei de fluência de Bazant e Panula com $E_0 = 41{,}5 GPa$, $\varphi_1 = 1{,}6$, $\beta = 0{,}05$, $\mathrm{m} = 0{,}33$, $\mathrm{n} = 0{,}22$ (correspondente a um betão moderadamente deteriorado devido a expansões); (iv) o efeito de fluência associado ao PP foi estimado com base na aplicação de coeficientes de fluência aos deslocamentos elásticos calculados pelo MEF para a ação do PP; (v) o efeito do tempo devido a expansões é dado por uma curva do tipo sigmóide caracterizada pela expressão constante na Tabela 1.

Na Figura 2 é apresentado o resultado da separação de efeitos no ponto situado a meio da abóbada central, à cota 122 m. Como se pode ver, é notório o bom ajuste MSE/MEF obtido no gráfico do efeito elástico do nível e no gráfico do efeito da temperatura. No primeiro, verifica-se que à medida que aumenta a cota de água, aumenta o deslocamento radial para jusante, com um valor máximo da ordem de 21 mm (para a água à cota máxima); no segundo, referente ao efeito da temperatura, pode-se ver que o deslocamento é para jusante no inverno (+4 mm) e para montante no verão (-4 mm); o efeito da temperatura tem o andamento harmónico atrás referido.

No gráfico da separação de efeitos ao longo do tempo, entre 1980 e 2016, verifica-se que há um bom ajuste entre o deslocamento obtido pelo MMQ e os valores observados.

A parcela correspondente ao efeito de fluência do peso próprio tem um andamento semelhante ao apresentado na Figura 1 (b), um ligeiro aumento do deslocamento para jusante ao longo do tempo (neste ponto o deslocamento elástico devido ao peso próprio é para jusante).

Neste gráfico, de efeitos do tempo, pode-se verificar que a parcela correspondente ao efeito elástico do nível tem um andamento que acompanha a variação da cota de água ao longo do tempo.

A parcela correspondente ao efeito da temperatura, ao longo do tempo, tem uma variação harmónica que acompanha aproximadamente as variações anuais da temperatura do ar, existindo um ligeiro desfasamento, da ordem de um mês entre a subida/descida da temperatura e a resposta da obra em termos de deslocamento radial para montante/jusante.

A parcela correspondente ao efeito de fluência do nível mostra, como esperado, uma característica progressão ao longo do tempo com um valor máximo da ordem de 30 mm para jusante.

O efeito do tempo associado às expansões envolve deslocamentos radiais para montante, como se pode observar no gráfico, com um valor acumulado máximo da ordem de 4,5 mm entre 1980 e 2016.

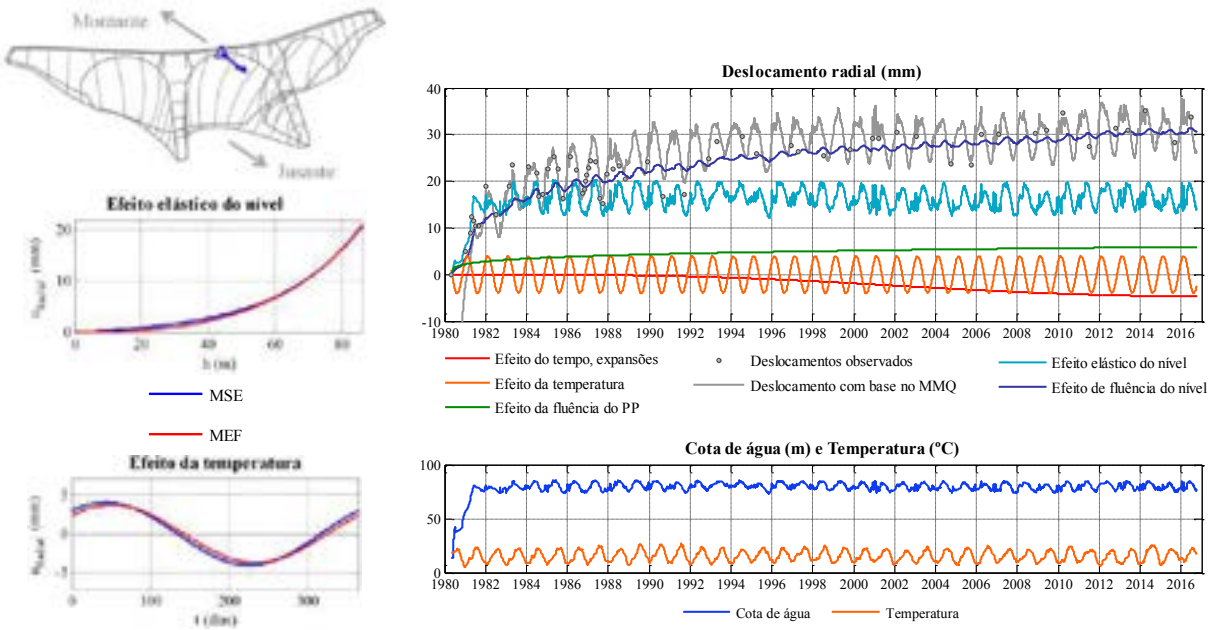


Figura 2 –Análise, através do programa DamSafe3.0, do deslocamento radial no centro da abóbada central à cota 122 m, medido por triangulação. Separação de efeitos e comparação de resultados MSE/MEF.

Como referido atrás, os resultados do MSE são comparados com os do MEF, em termos de linhas de influência e em termos de deformadas globais. Na Figura 3 referente à análise dos deslocamentos observados por triangulação, mostram-se os resultados dos deslocamentos radiais, para todos os pontos analisados, e as respetivas deformadas globais para o efeito elástico do nível, o efeito da temperatura (inverno) e o efeito das expansões entre 1980 e 2016.

Pela análise dos resultados apresentados na Figura 3 verifica-se, globalmente, uma concordância entre os resultados do MSE e os resultados do MEF. Relativamente ao efeito elástico no nível, destaca-se a grande proximidade entre os campos de deslocamentos obtidos pelo MSE e pelo MEF. Por exemplo, no topo da abóboda central, a meio vão, obtém-se um valor de

deslocamento, decorrente da aplicação do MSE, da ordem de 21 mm, muito semelhante ao obtido pelo MEF. Analogamente, os campos de deslocamentos, obtidos pelo MSE e MEF, para o efeito da temperatura (inverno) são muito semelhantes. No topo da consola central da abóboda central, a meio vão, o valor decorrente da separação de efeitos para o efeito da temperatura (inverno) é da ordem de 4 mm, também coerente com o valor obtido pelo MEF.

Quanto aos deslocamentos radiais devidos ao efeito das expansões, entre 1980 e 2016 (Figura 3 (c)), verifica-se igualmente um bom acordo entre os valores estimados por separação de efeitos e os calculados com o MEF. Com valores para montante da ordem de 6,5 mm a meio da abóboda central.

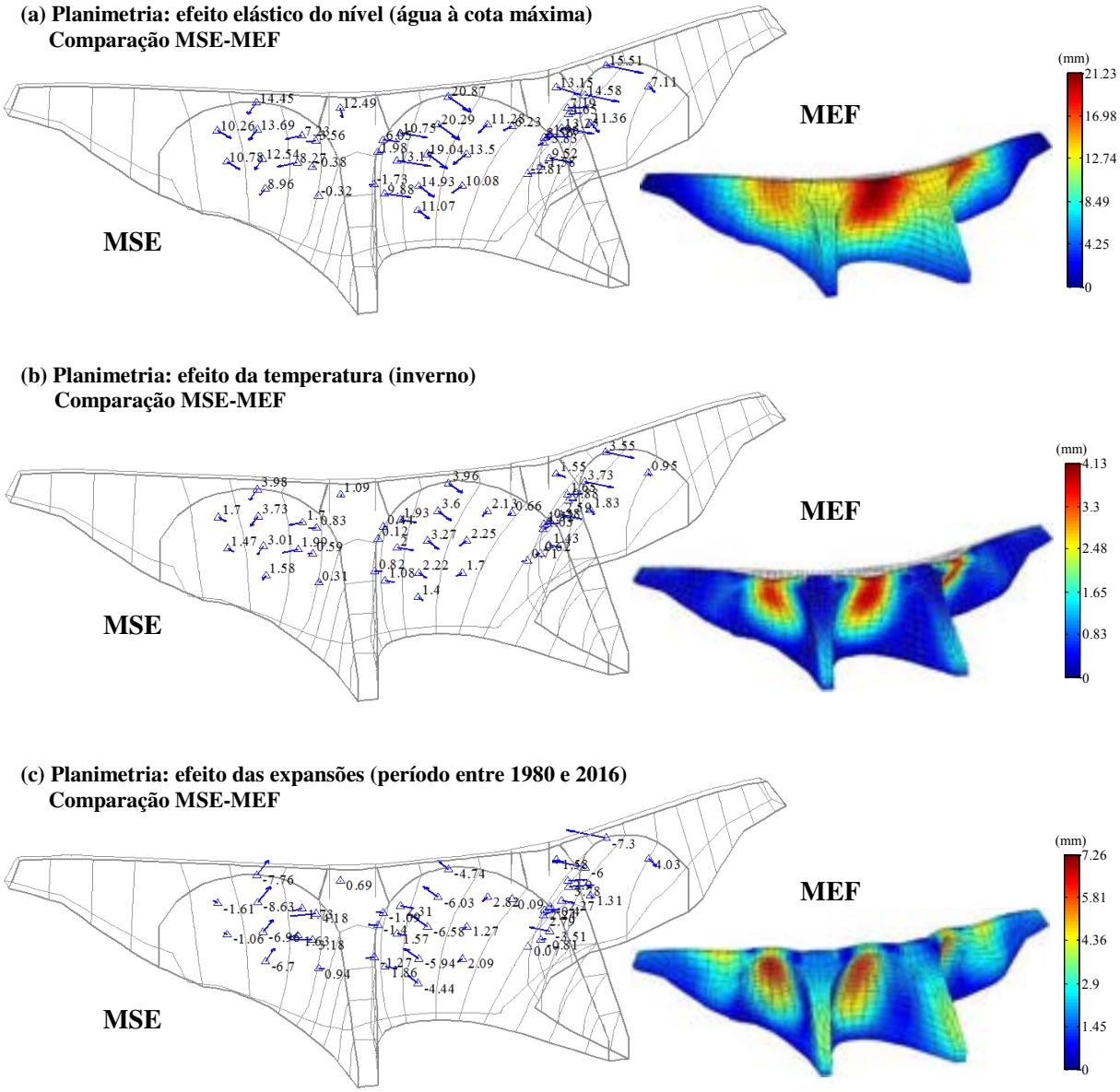


Figura 3 - Planimetria: deslocamentos radiais. Separação de efeitos e comparação de resultados MSE/MEF. Deformadas globais obtidas com o programa DamSafe3.0: (a) efeito elástico do nível (água à cota do coroamento); (b) efeito da temperatura (arrefecimento correspondente à semi-amplitude da onda térmica anual); e (c) efeito das expansões entre 1980 e 2016.

Na Figura 4 apresentam-se os resultados obtidos por triangulação e fios-de-prumo e os resultados calculados pelo MEF em termos dos deslocamentos radiais devidos ao efeito das expansões (1980-2016). Comparando os resultados da geodesia pode-se observar que as zonas com maiores deslocamentos, para montante, são as zonas centrais de cada abóbada, sendo o valor nas abóbadas laterais maiores do que na abóbada central. Nas abóbadas laterais tem-se valores de aproximadamente 7 a 8 mm e na abóbada central valores entre 5 e 6 mm, com o máximo a ser atingido na zona central, a uma cota média, de cada abóbada.

Nos fios-de-prumo dos contrafortes obtiveram-se valores máximos da ordem de 3,2 mm, como se pode observar na Figura 4 (b), coerente com os resultados do MEF.

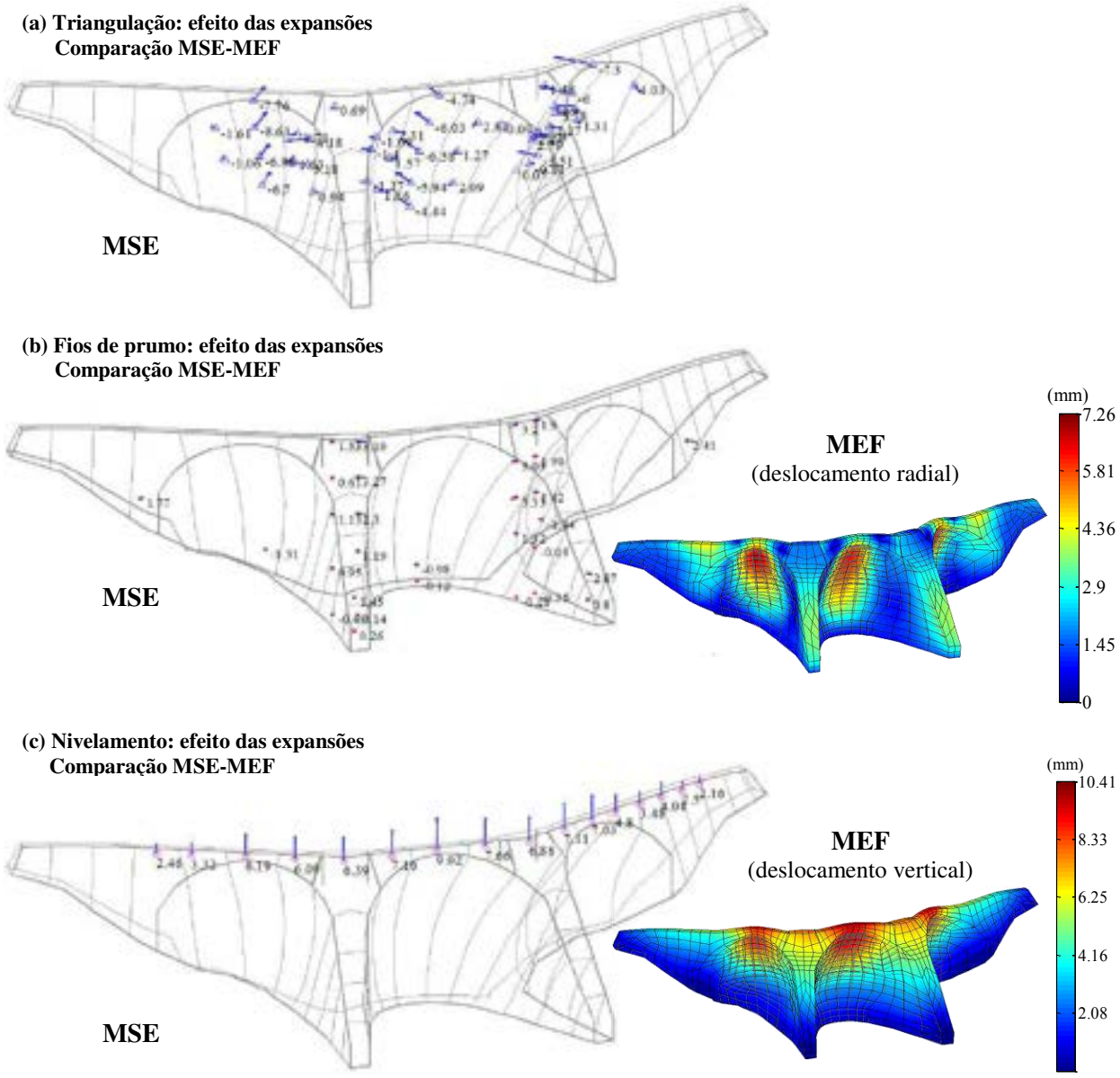


Figura 4 - Deslocamento radial associado às expansões. Comparação entre MSE e MEF. (a) triangulação; (b) fios-de-prumo; e (c) deslocamento vertical associado às expansões (nivelamento). Comparação entre MSE e MEF.

Relativamente aos deslocamentos verticais provocados pelo efeito das expansões, medidos por nivelamento, estes são de empolamento conforme se pode ver na Figura 4 (c), com valor máximo da ordem de 9 mm, no centro da barragem, diminuindo à medida que se aproxima dos contrafortes. No contraforte esquerdo tem-se um valor de 6,9 mm e no direito de 6,4 mm, voltando a subir até ao ponto central da abóbada esquerda com o valor de 7,0 mm e diminui

ligeiramente na abóbada direita com o valor de 6,2 mm. A partir do centro das abóbadas laterais os valores decrescem até aproximadamente 2 mm.
Comparando com os deslocamentos calculados pelo MEF devido à expansão, pode-se ver que os resultados são coerentes, também em termos das componentes verticais.

4. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitiram concluir que, adotando modelos de separação de efeitos do tipo HSCT, baseados numa função de fluência correspondente a um betão afetado por um processo expansivo, ou seja admitindo uma fluência de cerca do dobro da inicialmente prevista (com base em ensaios, realizados em 1980, sobre provetes de betão crivado intacto), obtém-se um excelente acordo entre os deslocamentos observados (analisados por separação de efeitos) e os deslocamentos calculados numericamente com o módulo MEF do DamSafe3.0, nomeadamente no que se refere à parcela dos deslocamentos (componentes horizontais e verticais) devidos às expansões acumuladas entre 1980 e 2016, a qual foi calculada numericamente com base no programa Expand2014 [17] utilizando campos térmicos e higrométricos no corpo da barragem calculados com o MEF recorrendo ao programa PAT2.0 [21].

REFERENCES

[1] Zienkiewicz, O. C., *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*; Ed. McGraw-Hill, Londres (1967).
[2] Pedro, O., *Dimensionamento de barragens de abóbada pelo método dos elementos finitos*; tese para especialista (Memória nº479), LNEC, Lisboa (1977).
[3] Cheng, L., Zheng, D., *Two online dam safety monitoring models based on the process of extracting environmental effect*; Advances in Engineering Software, 57:48-56 (2012).
[4] Santos, J., *Smart Structural Health Monitoring Techniques for Novelty Identification in Civil Engineering Structures*; tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa (2014).
[5] Li, F., Wang, Z., Liu, G., Fu, C., Wang, J., *Hydrostatic seasonal state model for monitoring data analysis of concrete dams*; Structure and Infrastructure Engineering, 11:12, 1616-1631, DOI: 10.1080/15732479.2014.983528 (2015).
[6] Mata, J., *Interpretation of concrete dam behaviour with artificial neural network and multiple linear regression models*; Engineering Structures, 3(3):03 – 910 (2011).
[7] Salazar, F., *A machine learning based methodology for anomaly detection in dam behavior*; tese de doutoramento, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona (2017).
[8] Rocha, M., *Nota Sobre a Interpretação dos Resultados da Observação de Barragens*; LNEC. Lisboa (1956).
[9] Ferry, S., Willm, G., *Méthode d'Analyse et de Surveillance des Déplacements Observés par le Moyen de Pendules dans les Barrages*; Sixième Congrès des Grands Barrages, Nova Iorque (1958).
[10] Willm, G., Beaujoint, N., *Les méthodes de surveillance des barrages au service de la Production Hidraulique d'Electricité de France*; Problèmes anciens e solutions nouvelles, IX Congresso da ICOLD, R.30, Q.34, Istambul (1967).
[11] Fanelli, M., *Control of dam displacements*; L'Energia Elettrica. 52:125-39 (1975).
[12] Gomes, S., *Automatização das atividades de observação de barragens e análise quantitativa de resultados*; tese para especialista, LNEC, Lisboa (1981).
[13] Oliveira, S., *Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano*; tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto (2000).
[14] Penot, I., Daumas, B., Fabre, J., *Monitoring behaviour*. Water Power and Dam Construction (2005).
[15] Chouinard, L., Roy, V., *Performance of statistical models for dam monitoring data*; In Joint International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering,

pp. 14-16, Montreal (2006).
[16] Esposito, R., Anaç, C., Hendriks, M., Çopuroğlu, O., *Influence of the Alkali-Silica Reaction on Mechanical Degradation of Concrete*; Journal of Materials in Civil Engineering, 28(6) (2016).
[17] Gomes, J. P., *Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão sujeitas a reações expasivas*; tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa (2007).

[18] Silva, H. S., *Estudo do envelhecimento das barragens de betão e de alvenaria. Alteração físico-química dos materiais*; tese para especialista, LNEC, Lisboa (1993).
[19] Ramos, M., *Consideração da reologia do betão no comportamento de barragens*; tese de especialista, LNEC, Lisboa (1985).
[20] Ramos, M., Pinho, J., *A new method for quantitative analysis of dam displacements*; III Int. Conf. on Computational Methods and Experimental Measurements. Porto Carras (1987).
[21] Leitão, N., *Análise Térmica de barragens de Betão - Acções térmicas ambientais*; Relatório 185/2012-DBB/NMMF, LNEC, Lisboa (2012).

Monitorização de deslocamentos em grandes barragens utilizando GNSS. Aplicação à barragem do Cabril





Rodrigo Morais[1] **Sérgio Oliveira** [2] **José Nuno Lima**[3]

RESUMO

No controlo da segurança de barragens é fundamental monitorizar os deslocamentos das obras ao longo do tempo e efetuar, continuamente, a comparação entre os deslocamentos observados e os previstos com base em modelos numéricos, geralmente modelos de elementos finitos tridimensionais (MEF3D). Na monitorização de deslocamentos utilizam-se fios de prumo, métodos geodésicos ou, mais recentemente, sistemas GNSS (*Global Navigation Satellite System*) que permitem a monitorização de deslocamentos em contínuo. No caso da barragem do Cabril, apresentada neste trabalho, em operação desde 1954, não foram instalados fios de prumo na secção central pelo que a monitorização de deslocamentos nesta secção tem sido efetuada por métodos geodésicos clássicos que não permitem a monitorização em contínuo (apenas duas campanhas de observação por ano). Deste modo, entendeu-se que, no caso desta obra, o uso do GNSS seria particularmente útil, pois permite uma monitorização em contínuo do deslocamento no topo da secção central. Como a barragem de Cabril apresenta problemas de fendilhação, desde a fase de primeiro enchimento, é importante medir continuamente o deslocamento em vários pontos notáveis, como é o caso do topo da secção central. O presente trabalho foca-se na validação dos deslocamentos medidos por GNSS na barragem de Cabril. Para tal é utilizado um modelo numérico de elementos finitos 3D (MEF3D), desenvolvido em MATLAB, no qual a fissuração é simulada através de elementos de junta. O MEF3D foi calibrado com base em deslocamentos observados por fios de prumo (em duas secções não centrais) e por métodos geodésicos clássicos, considerando as variações da pressão hidrostática e as variações anuais de temperatura registadas na obra. As histórias de deslocamentos observados por fios de prumo e métodos geodésicos foram analisadas usando um Modelo de Separação de Efeitos (MSE), para facilitar o processo de comparação entre os deslocamentos observados e os resultados numéricos. Desta forma, o modelo EF3D foi calibrado com base nos deslocamentos observados pelos métodos clássicos e, em seguida, foi usado para validar os deslocamentos medidos por GNSS.

Palavras-chave: Barragens abóbada, GNSS, modelos de elementos finitos 3D, modelos de separação de efeitos, monitorização.

[1]Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ADECivil, Lisboa, Portugal. rodrigomorais92@gmail.com
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. soliveira@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal jnplima@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

As grandes barragens de betão são obras de elevado risco potencial, cujo controlo da segurança requer a monitorização em contínuo, nomeadamente com vista a analisar a evolução dos deslocamentos em vários pontos notáveis. No caso da barragem do Cabril, estudada neste artigo, a monitorização dos deslocamentos na zona central superior apenas é efetuada semestralmente com métodos geodésicos porque, devido à grande curvatura da obra, não foi possível instalar fios de prumo para medir o deslocamento na referida zona. Assim, foi decidido instalar um sistema GNSS para medir o deslocamento no topo da secção central do coroamento. O sistema GNSS foi instalado na barragem do Cabril em 2016 pelo LNEC e pela EDP, no âmbito de um projeto financiado pela FCT (Figura 1). A decisão de instalação deste sistema foi também influenciada pelo facto da barragem do Cabril apresentar importante fendilhação horizontal na zona superior, detetada logo na fase de 1º enchimento.



Figura 1- Barragem do Cabril. Modelo de EF3D e localização da antena GNSS no topo da consola central.

2. UTILIZAÇÃO DO GNSS NA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EM BARRAGENS

O GNSS (*Global Navigation Satellite System*) permite determinar instantaneamente a posição e a velocidade de um observador, com boa precisão e baixo-custo, em qualquer lugar à superfície da Terra. Assim se explica que o GNSS seja o sistema mais utilizado para navegação.

O principal objetivo da navegação é a determinação da posição e da velocidade de um determinado ponto num referencial de coordenadas bem definido. Testes realizados no campus do LNEC [1] confirmaram a aptidão do GNSS para a medição de movimentos de pequena amplitude, quer de baixa frequência, quer de elevada frequência, com recurso ao mesmo equipamento, 24 horas por dia e sob quaisquer condições meteorológicas. Apesar destas características possibilitarem a utilização do GNSS numa grande gama de aplicações, a observação com o GNSS em barragens tem como objetivo medir, em pontos estratégicos, as três componentes do deslocamento, geralmente de pequena amplitude e com variação no tempo de baixa frequência. A observação em regime permanente com o GNSS, de deslocamentos em pontos selecionados, é um contributo importante para a monitorização da resposta das estruturas às várias ações.

Este tipo de monitorização requer, para além das estações instaladas nos pontos a monitorizar, a instalação de, pelo menos, mais uma estação GNSS situada na proximidade da barragem, em local adequado, que se designa por estação de referência, e vai permitir utilizar o GNSS em modo relativo – o modo mais preciso. Este método permite medir a diferença de coordenadas entre duas estações GNSS (Figura 2), em jargão técnico, medir a base (por vezes também designado por vetor) definida pelas duas estações. Se uma das estações, a de referência, for fixa, a medição da base em regime permanente permite medir diretamente as componentes horizontais dos deslocamentos da segunda estação GNSS (localizada no ponto objeto).

(a) (b)

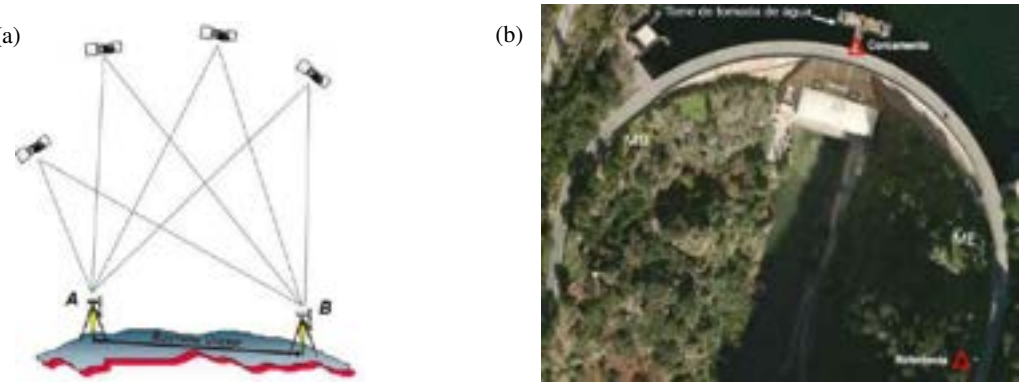


Figura 2 – (a) Esquema representativo do funcionamento do modo relativo com GNSS;
(b) Localização das estações GNSS na barragem do Cabril: CORO (Coroamento) e REFE (Referência).

3. CASO DE ESTUDO: BARRAGEM DO CABRIL

A barragem do Cabril está localizada no Rio Zêzere (Figura 3a), encontrando-se em funcionamento desde 1954, ano que em que foi inaugurada. Trata-se da mais alta barragem de Portugal com uma altura máxima acima da fundação de 132 m, com o coroamento à cota 297 m, e um desenvolvimento entre encontros de 290 m. A barragem do Cabril é do tipo abóbada de dupla curvatura e está fundada num maciço granítico (Figura 3b). Na (Figura 3c) é apresentado o corte pela consola central e uma vista em planta, onde se pode observar a torre das tomadas de água.

(a) (b) (c)

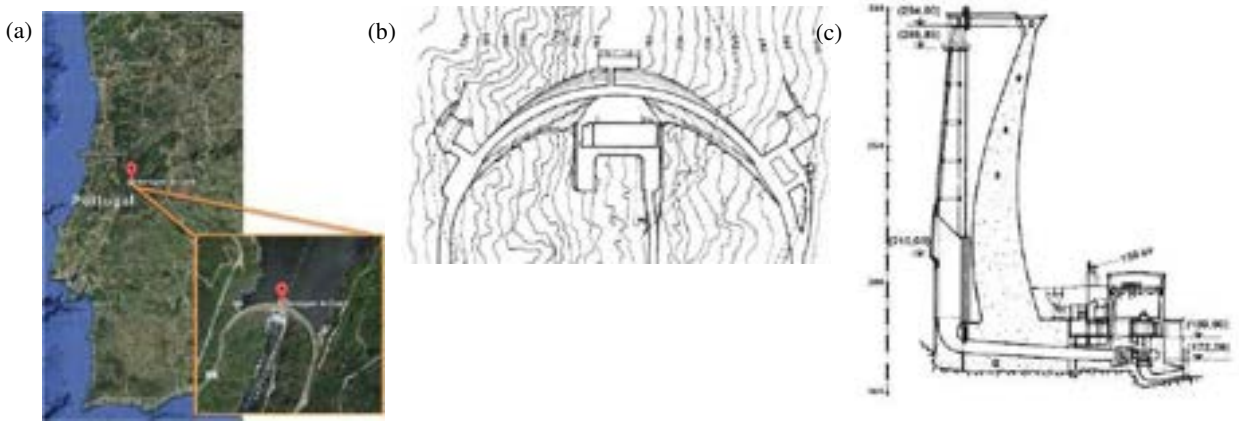


Figura 3 - (a) Localização da barragem do Cabril; (b) Vista em planta da barragem; (c) Corte da consola central da barragem.

4. SISTEMA GNSS NA BARRAGEM DO CABRIL

A barragem do Cabril está equipada com um sistema GNSS, instalado pelo LNEC e pela EDP em 2016, financiado pela FCT (PTDC/ECM-EST/2131/2012), com vista à medição automática, em contínuo, das três componentes de deslocamento no ponto superior da consola central, com uma frequência de amostragem de 20 Hz[2]. Este sistema é composto por um recetor de GNSS num ponto na periferia da barragem (a cerca de 200 metros), sendo este recetor usado como referência, e outro recetor GNSS que foi instalado no topo da consola central, sendo este o ponto objeto (Figura 4). A localização do recetor de referência permite uma diminuição dos erros por ter sido instalado num local estável, como horizonte livre e suficientemente afastado da zona de influência da barragem. Este sistema está em funcionamento desde julho de 2016, fornecendo dados continuamente, 24 valores por dia, permitindo assim uma melhor avaliação do comportamento da barragem do Cabril.

No caso da observação GNSS na barragem do Cabril, a Figura 5 mostra as medições correspondentes a valores horários e a médias diárias (filtro de médias móveis com um período de 24 horas). Como se pode observar, as soluções correspondentes a médias diárias apresentam um ruído bastante inferior,

porque os deslocamentos diários da antena de referência, não protegida com cilindro externo, são eliminados ao efetuar a referida média diária.



Figura 4 - Sistema GNSS instalado na barragem do Cabril.

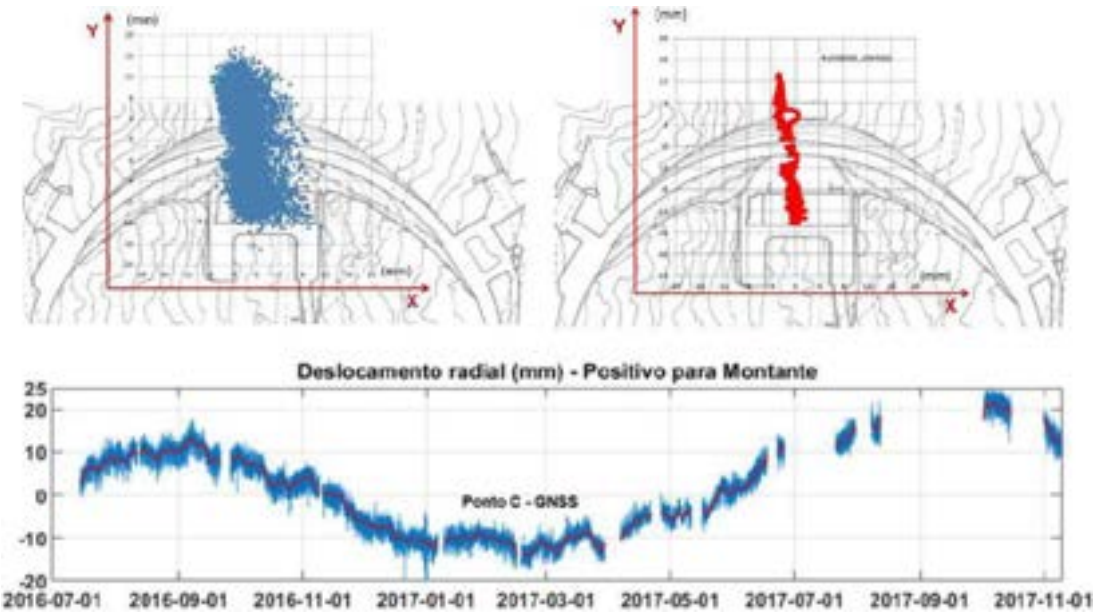


Figura 5 - Deslocamentos obtidos por GNSS no topo da consola central da barragem do Cabril, entre julho de 2016 e novembro de 2017. Soluções horárias (azul) e soluções diárias (vermelho).

4.1 Localização dos fios de prumo e das marcas geodésicas

Uma vez que, posteriormente, serão feitas comparações entre os resultados numéricos e os deslocamentos observados pelos fios de prumo instalados no coroamento, e os deslocamentos observados em determinadas marcas geodésicas consideradas relevantes para este caso, é de elevada importância saber tanto a sua localização como o respetivo referencial. Como se pode observar na Figura 6, os fios de prumo usados para a calibração do modelo numérico são o FP1 e FP3 que se localizam no topo dos blocos DE e RS respetivamente. Quanto às marcas geodésicas usadas para auxiliar a calibração do modelo de elementos finitos, situam-se não só ao longo do bloco central (KL), mas também ligeiramente abaixo das bases de coordinómetro dos fios de prumo FP1 e FP3. Neste artigo serão apenas apresentados os resultados referentes à calibração do modelo numérico com os deslocamentos observados pelo FP1 e pela marca geodésica situada no topo do bloco KL (onde foi instalada a antena GNSS para medir os deslocamentos do topo da consola central).

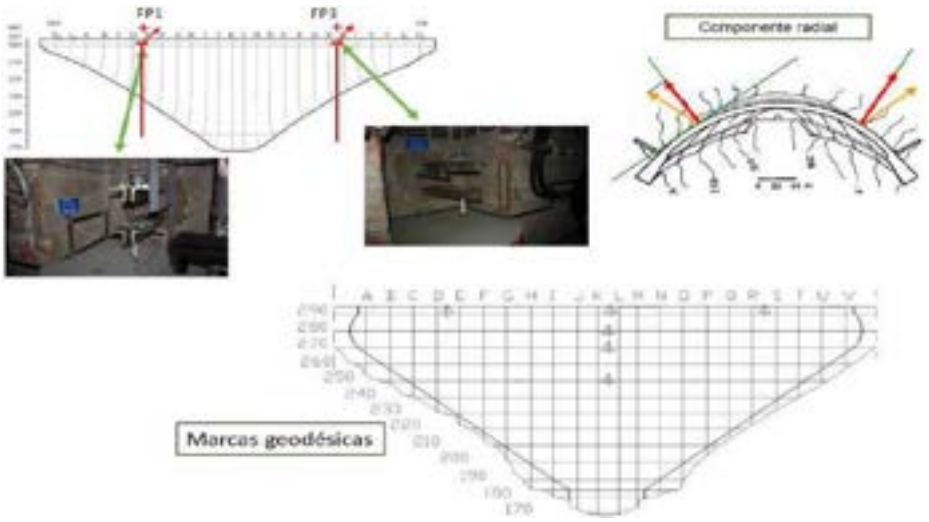


Figura 6 - Localização dos fios de prumo do coroamento, e das marcas geodésicas utilizadas na calibração do modelo numérico.

5. ELABORAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM ELEMENTOS FINITOS 3D

Para analisar o comportamento estrutural da barragem do Cabril, foi elaborado um modelo de elementos finitos 3D de 20 pontos nodais, envolvendo a barragem e um bloco de fundação adjacente. Desta forma adotou-se uma discretização com três elementos em espessura no corpo da barragem, a qual foi elaborada com o programa ***Dam3DMesh1.0***. Na elaboração desta discretização foi considerado que a fendilhação existente podia ser simulada simplificadamente considerando elementos de junta na zona superior da obra aproximadamente a meio da banda fissurada. Com o programa *Dam3DMesh1.0* a malha tridimensional da barragem e da fundação é gerada apenas a partir de uma malha plana correspondente a uma projeção em alçado do corpo da barragem.

5.1 Malha plana

Na elaboração da malha plana foi utilizado o *software AutoCad* para facilitar o desenho dos elementos. Neste programa usou-se um comando criado em ***lisp*** (NOS.lsp) que permitiu numerar os nós através da seleção individual de cada ponto de interseção das linhas da malha. De seguida procedeu-se à criação da matriz de incidências para cada elemento, utilizando a numeração realizada anteriormente. Este procedimento possibilitou a leitura de toda a informação referente à malha, pelo programa em MATLAB, criando de seguida uma malha tridimensional da barragem e respetiva fundação. Tendo a malha escolhida, foi utilizado o *software* ***Dam3DMesh1.0*** *(Dam-Foundation-Reservoir systems Mesh Generation of 3D finite elements of 20 nodes)*, incluindo a rotina com as equações de forma da barragem do Cabril, que permitiu a extrusão desta malha plana para uma malha 3D com três elementos em espessura, como pode ser observado na Figura 7. Nesta figura apresenta-se o modelo numérico da barragem, juntamente com a fundação que foi criada pelo mesmo *software* que criou a malha 3D. A fundação é criada pela extrusão dos elementos finitos que acompanham o contorno da barragem. Na figura apresentam-se as propriedades dos materiais consideradas nomeadamente o módulo de elasticidade (25 GPa) e o coeficiente de *Poisson* (0,2) do betão e da rocha de fundação.

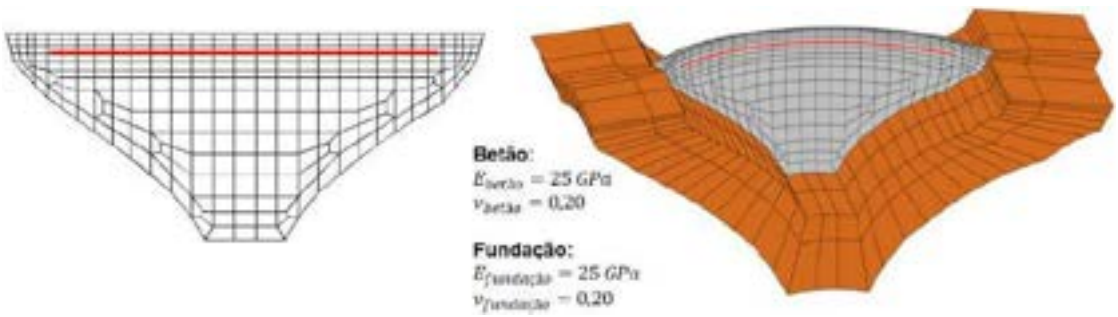


Figura 7 - Malha plana e malha de EF3D obtida com o programa ***Dam3DMesh1.0*** (MATLAB).

6. UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA *DamSafe3.0*

Para proceder à análise estrutural da barragem, foi desenvolvido o programa ***DamSafe3.0***, em MATLAB, o qual é usado para efetuar a análise estática da barragem do Cabril devido às variações de temperatura e às variações da cota de água. Este programa inclui dois módulos: MEF e MSE. O módulo MEF permite efetuar cálculos estruturais com base no método dos elementos finitos, e o módulo MSE permite analisar histórias de deslocamentos observados recorrendo aos modelos de separação de efeitos apresentados no capítulo anterior.

6.1 Módulo de elementos finitos: MEF

Na análise computacional do comportamento mecânico de estruturas, o primeiro objetivo é calcular os campos de deslocamentos ($\underset{\sim}{u}$), de deformações ($\underset{\sim}{\varepsilon}$) e de tensões ($\underset{\sim}{\sigma}$) que se instalam devido à atuação dos diversos tipos de solicitações. A resolução deste problema envolve o estabelecimento das equações fundamentais da Mecânica dos Sólidos que, na hipótese de comportamento elástico dos materiais, conduzem a um sistema de equações diferenciais lineares (equação de *Navier*), cuja solução numérica pode ser obtida, como se referiu, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Para resolver estas equações é conhecida, à partida, a geometria da estrutura, as propriedades dos materiais, forças mássicas e condições de apoio (forças aplicadas na fronteira e apoios – rígidos ou elásticos).

6.1.1 *Análise estática sob a ação do Peso Próprio, Pressão Hidrostática à cota máxima e Variação Térmica para a época de arrefecimento (PP+PH297+VT$_{arref}$)*

Nesta análise consideram-se as principais ações envolvidas no comportamento estático da barragem: peso próprio (PP), pressão hidrostática (PH297) e variação de temperatura (VT) correspondente a um arrefecimento Verão-Inverno.

Como se pode observar na malha deformada (Figura 8a), para esta combinação o deslocamento máximo surge na zona da fenda, com um valor da ordem de 65 mm para jusante. Relativamente às tensões principais, verifica-se que, na face de montante (Figura 8b), o valor máximo da tensão de compressão é de 6 MPa na zona central superior segundo os arcos, e ocorrem tensões de tração máximas da ordem de 5,6 MPa junto à inserção. Na face de jusante (Figura 8c) ocorrem tensões de compressão na zona do coroamento e junto à fundação, apresentando um valor máximo de aproximadamente 6 MPa na zona dos rins na direção normal à inserção. Quanto às tensões de tração o valor máximo que ocorre é da ordem de 4 MPa.

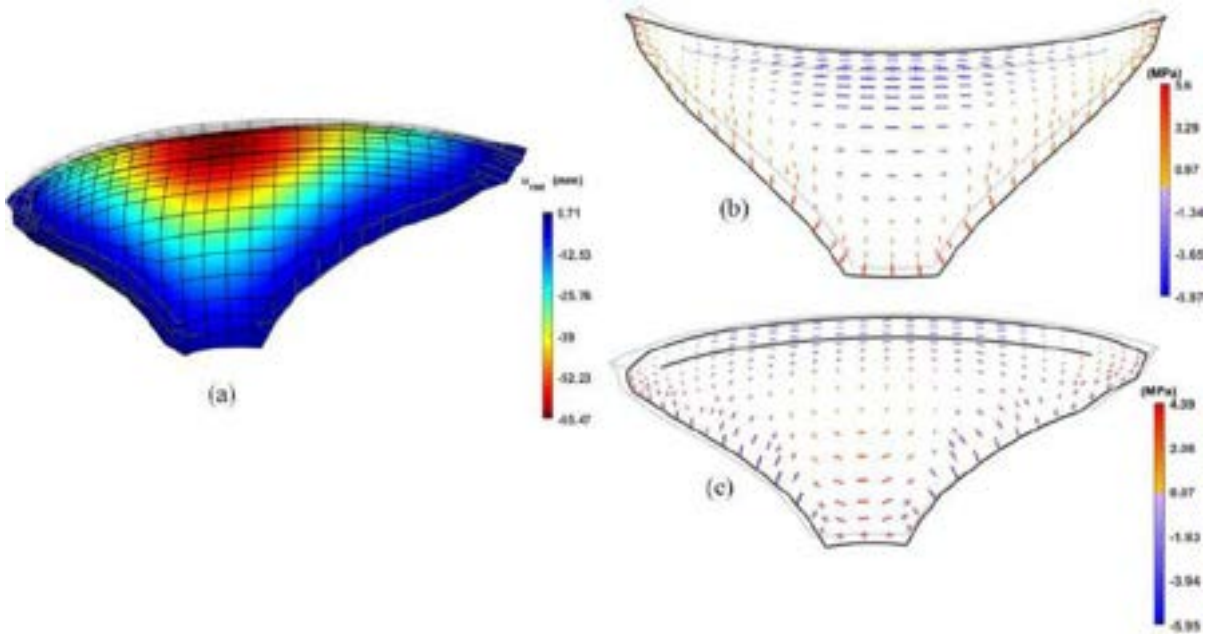


Figura 8 – Deslocamentos radiais (a) e tensões principais nas faces de montante (a) e jusante (b).

6.2 Módulo de separação de efeitos: MSE

Os Modelos de Separação de Efeitos (MSE) são utilizados para analisar resultados obtidos pela observação. Tal como o nome indica, estes permitem analisar histórias observadas ao longo do tempo de uma dada grandeza (*e.g*. história de deslocamentos radiais num ponto, como se pode ver na Figura 9), separando os efeitos sobre a grandeza em particular devido a diversas ações tendo em conta que se conhece a variação dessas ações ao longo do tempo. A variação do deslocamento ao longo do tempo corresponde ao efeito conjunto de várias ações que, também elas, variam ao longo do tempo, nomeadamente a pressão hidrostática, a variação térmica do ar e da água e, nalguns casos, o aumento de volume devido a reações expansivas que são caracterizadas pela sua progressividade ao longo do tempo. Para conseguir separar efeitos é fundamental conhecer como variam estas ações ao longo do tempo [4].

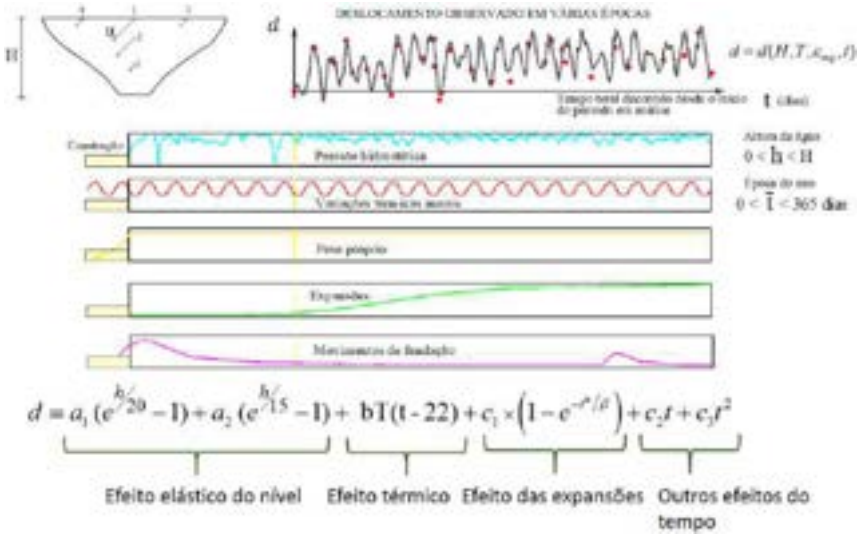


Figura 9 – Separação de efeitos na análise ao longo do tempo de deslocamentos observados em barragens.

6.3 Calibração do modelo numérico, recorrendo a observações de fios de prumo e métodos geodésicos. Comparação de resultados MEF/MSE

Com o modelo numérico já criado, foram realizadas comparações (em diversos pontos notáveis), entre os deslocamentos observados por fios de prumo e por métodos geodésicos com os resultados numéricos, aplicando modelos de separação de efeitos (MSE). Este processo servirá para calibrar o modelo numérico com maior confiança.

A análise da história do deslocamento radial medido com fio de prumo, entre 1965 e 2017, no bloco DE à cota 294,6 m, foi efetuada com o módulo de separação de efeitos (MSE) do ***DamSafe3.0*** e os resultados apresentam-se na Figura 10a. Nesta figura pode-se verificar um bom ajuste entre a curva correspondente ao MSE e os valores observados, assim como, um bom acordo MSE/MEF para o efeito elástico do nível e para o efeito elástico da temperatura, o que significa, como referido, que o MEF com fenda está bem calibrado, permitindo simular adequadamente o comportamento observado em termos de deslocamento radial no ponto em análise.

Para mostrar a importância de considerar a fenda no MEF, apresenta-se na Figura 10b a comparação dos resultados observados no topo do bloco DE com os calculados numericamente com o MEF sem fenda. Como se pode verificar, não se obtém um bom acerto, em termos das linhas de influência correspondentes ao efeito elástico do nível, o que significa que é importante considerar a fenda no MEF.

Na Figura 11 apresentam-se resultados referentes à análise do deslocamento radial no ponto central do coroamento (topo do bloco central KL) observado por geodesia. Nesta figura verifica-se que se obtém um excelente acerto quando se considera o MEF com fenda (Figura 11a), não se conseguindo um acerto tão bom para o MEF sem fenda (Figura 11b). Por esta razão, pode-se concluir que a melhor opção é adotar como modelo de elementos finitos de referência o MEF com fenda.

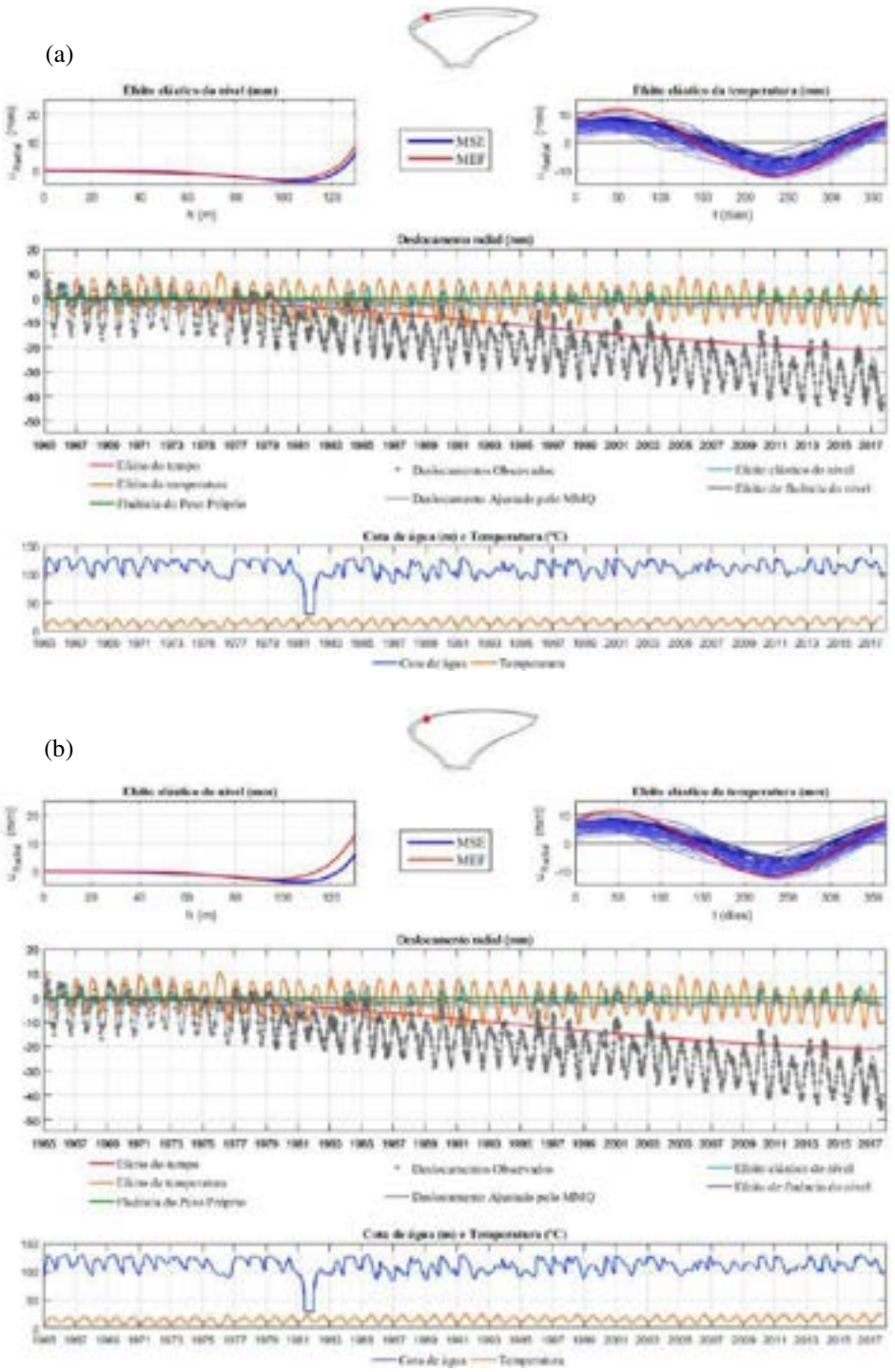


Figura 10 - Análise por separação de efeitos do deslocamento radial observado por fio de prumo no topo do bloco DE. Comparação com resultados de um modelo de elementos finitos com fenda (a) e sem fenda (b).

7. VALIDAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS OBSERVADOS POR GNSS

Após a definição do MEF de referência (modelo com fenda até 3/4 da espessura), calibrado com base nos resultados observados com fios de prumo e por geodesia, apresenta-se de seguida a comparação dos deslocamentos radiais obtidos por GNSS (no topo da consola central) no período de 14 de julho de 2016 até 10 de novembro de 2017, com os correspondentes deslocamentos obtidos numericamente com o MEF de referência [5]. Desta forma será possível validar os resultados obtidos com o GNSS. Os cálculos com o MEF de referência foram efetuados utilizando o programa ***DamSafe3.0***, tendo-se considerado exatamente a evolução da cota de água observada no mesmo período. Quanto ao efeito da variação

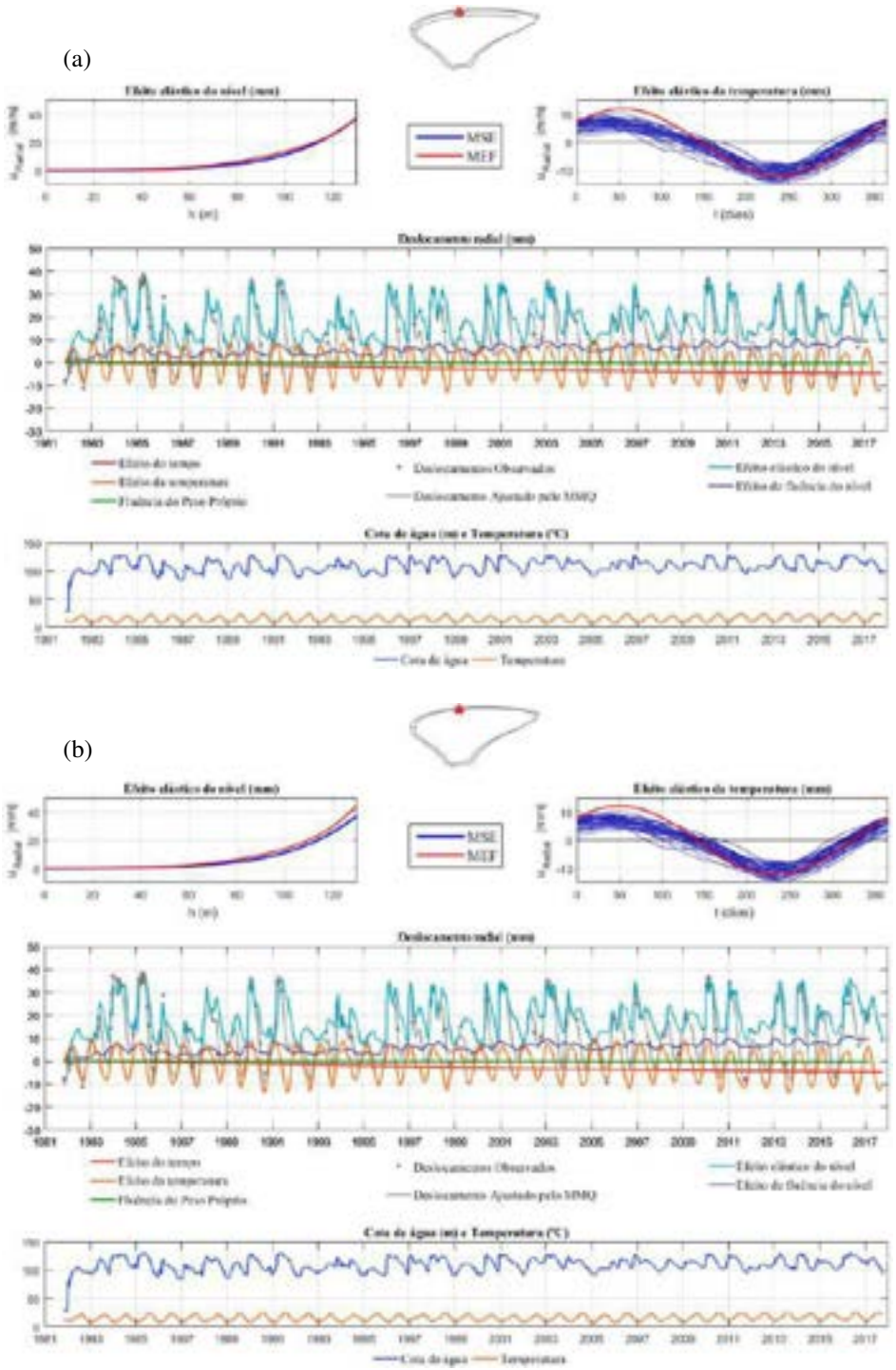


Figura 11 - Análise por separação de efeitos do deslocamento radial observado por geodesia no topo da consola central. Comparação com resultados de um modelo de elementos finitos com fenda (a) e sem fenda (b).

térmica optou-se por um cálculo aproximado com base numa onda térmica harmónica de período anual, ou seja, não se consideraram exatamente as temperaturas reais registadas no período em análise.

Os resultados apresentados na Figura 12 referentes à evolução do deslocamento radial no topo da consola central, entre julho de 2016 e novembro de 2017, mostram um bom acordo entre os resultados do GNSS e os obtidos com o MEF de referência. Verifica-se um andamento semelhante entre a curva calculada com o MEF de referência (verde escuro) e a curva medida com o GNSS (curva a cinzento, correspondente à aplicação de um filtro de médias móveis, utilizando médias de 24 horas). Pontualmente ocorrem algumas diferenças entre a curva calculada e observada por GNSS, sendo a máxima diferença, da ordem de 5 mm, devida ao facto de no modelo numérico se terem considerado as simplificações atrás

referidas relativamente à simulação da resposta térmica. Este bom acordo entre os resultados observados pelo GNSS e os previstos com o MEF de referência (com fenda), permite concluir, como se pretendia, que os resultados de GNSS na barragem do Cabril, correspondentes a valores médios diários, são fiáveis.

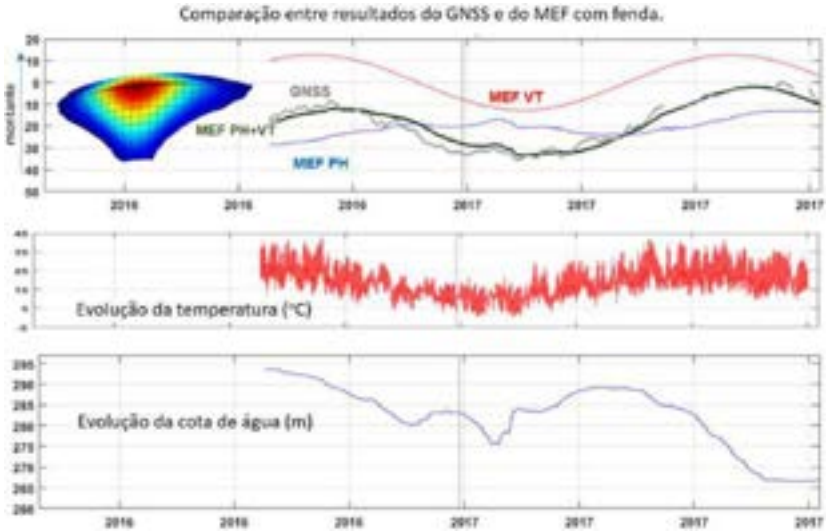


Figura 12 - Evolução do deslocamento radial (mm) no topo da consola central, de julho de 2016 a novembro de 2017. Comparação entre os resultados GNSS e os do modelo EF3D com fenda.

8. CONCLUSÕES

Neste artigo analisaram-se os resultados da medição de deslocamentos com GNSS no topo da consola central da barragem do Cabril. O objetivo principal foi contribuir para a verificação da fiabilidade do sistema GNSS instalado na obra em 2016. Tendo em conta que no referido ponto não é possível medir o deslocamento com fio de prumo, mas apenas com base em campanhas de planimetria realizadas uma ou duas vezes por ano, decidiu-se que a melhor estratégia para verificar a fiabilidade dos deslocamentos medidos por GNSS seria comparar os resultados do GNSS com os resultados obtidos através de um modelo numérico de elementos finitos devidamente calibrado com base nos deslocamentos observados durante toda a vida da obra, com dois fios de prumo instalados em consolas laterais (desde 1965) e com base nas referidas campanhas de planimetria realizadas desde 1981.

Com esta estratégia foi possível confirmar que o sistema GNSS instalado permite obter resultados fiáveis, ou seja, os deslocamentos obtidos com o GNSS correspondem perfeitamente aos deslocamentos previstos com o referido modelo de elementos finitos, devidamente calibrado, o qual teve que incluir elementos de junta para simular o efeito da fissuração horizontal existente na zona superior da obra.

REFERÊNCIAS

[1] J. N. Lima, "A utilização de filtros digitais em séries temporais GNSS," in *VIII Conferência Nacional de Cartografia e Geodesia. 29 e 30 de Outubro.*, 2015.

[2] J. N. Lima, S. Oliveira, M. J. Henriques, and J. Casaca, "A aplicação do GNSS na medição do comportamento estático e dinâmico de grandes estruturas de engenharia civil e de fenómenos geofísicos The GNSS applied to measure static and dynamic response of large civil engineering structures and geophysical phenomena," in *7ª Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia Y Geofísica. 25 a 28 de Junho.*, 2012, no. 1, pp. 1–4.

[3] O. C. Zienkiewicz and Y. K. Cheung, *The finite element method in structural and continuum mechanics: numerical solution of problems in structural and continuum mechanics*, no. v. 1. McGraw-Hill, 1967.

[4] Oliveira, "Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano." 2000.

[5] R. Morais, "Monitorização de deslocamentos em grandes barragens utilizando GNSS. Aplicação à barragem do Cabril. - Dissertação de Mestrado - ISEL - Lisboa, Portugal.," Dissertação de Mestrado - ISEL - Lisboa, Portugal., 2017.

Comportamento de barragens abóbada para o cenário de decréscimo da resistência. Utilização de um modelo de dano desenvolvido em MATLAB


André Alegre[1]


Sérgio Oliveira[2]


Margarida Espada[3]

RESUMO

A verificação da segurança estrutural de grandes barragens de betão deve ser efetuada para diversos tipos de cenários de rotura, incluindo o cenário de decréscimo da resistência do betão, no qual se pretende analisar o efeito da deterioração gradual do material sobre a segurança global da obra. O principal objetivo consiste em determinar um fator de segurança λs, o qual indica a máxima redução da resistência do betão que pode ocorrer sem que se verifique o colapso global da estrutura.
Neste trabalho, apresenta-se uma verificação da segurança para este cenário de rotura para duas grandes barragens abóbada de dupla curvatura com geometria e alturas distintas, nomeadamente, uma com 132 m de altura e outra com 289 m de altura. Com estes exemplos de aplicação pretende-se comparar o comportamento estrutural e os fatores de segurança obtidos em obras com diferente geometria e altura. Os cálculos não-lineares são efetuados com base no programa de elementos finitos 3D *DamDamage1*.0, o qual foi desenvolvido em MATLAB. Utiliza-se o método iterativo de *stress-transfer* para reproduzir o processo de redistribuição de tensões desequilibradas, o qual ocorre devido à deterioração do material. O comportamento do betão até à rotura sob tensões de tração e de compressão é simulado através de um modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento, que incorpora duas variáveis de dano independentes, uma para a tração e outra para a compressão (d^+ e d^-).

Palavras-chave: barragem abóbada; cenário de decréscimo da resistência do betão; modelo de dano; comportamento não-linear; verificação da segurança.

1. INTRODUÇÃO

As grandes barragens de betão são obras de elevada importância, cujos requisitos de segurança são cada vez mais exigentes [1]. Assim, o conhecimento referente ao comportamento estrutural de barragens de betão para os principais cenários de rotura, sob ações estáticas e/ou dinâmicas, deve ser constantemente atualizado. Neste âmbito, destaca-se a importância do desenvolvimento de modelos numéricos fiáveis,

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dep. de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal andrefalegre92@gmail.com
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dep. de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal soliveira@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dep. de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal mespada@lnec.pt

baseados em formulações teóricas robustas, e validados por comparação com resultados experimentais, com vista a apoiar as atividades de controlo da segurança de barragens.
De acordo com os procedimentos estabelecidos nas Normas de Projeto de Barragens (NPB) [2], nos estudos de verificação da segurança de grandes barragens devem ser analisados cenários de rotura relacionados com a estabilidade da fundação e cenários envolvendo a integridade estrutural do corpo da barragem. No âmbito do presente trabalho, refere-se o cenário de decréscimo da resistência do betão para análise da influência da deterioração progressiva do material até à rotura [3]. Sendo este um fenómeno que efetivamente ocorre nas barragens de betão, o referido cenário tem sido estudado no Departamento de Barragens de Betão (DBB) do LNEC desde há várias décadas, quer através de ensaios à rotura em modelos físicos quer com recurso a modelos numéricos e leis constitutivas para cálculos não-lineares, com vista a comparar, em fase de projeto, o desempenho das diversas grandes barragens (Fig. 1). O grande objetivo destes estudos consiste na determinação de um fator de segurança λs, o qual representa a máxima redução da resistência do betão que pode ocorrer sem provocar o colapso estrutural da obra. Nos ensaios em modelos físicos, devido à impraticabilidade de reduzir a resistência do material ao longo do processo, o fator de segurança determina-se de forma indireta através do aumento gradual das solicitações aplicadas, sendo assim calculado como o máximo fator de amplificação das cargas. Dada a sua simplicidade, este método é também utilizado nos estudos numéricos, permitindo obter bons resultados de forma eficiente. Por simplificação, a verificação da segurança é analisada para a combinação de ações envolvendo o peso próprio e a pressão hidrostática.

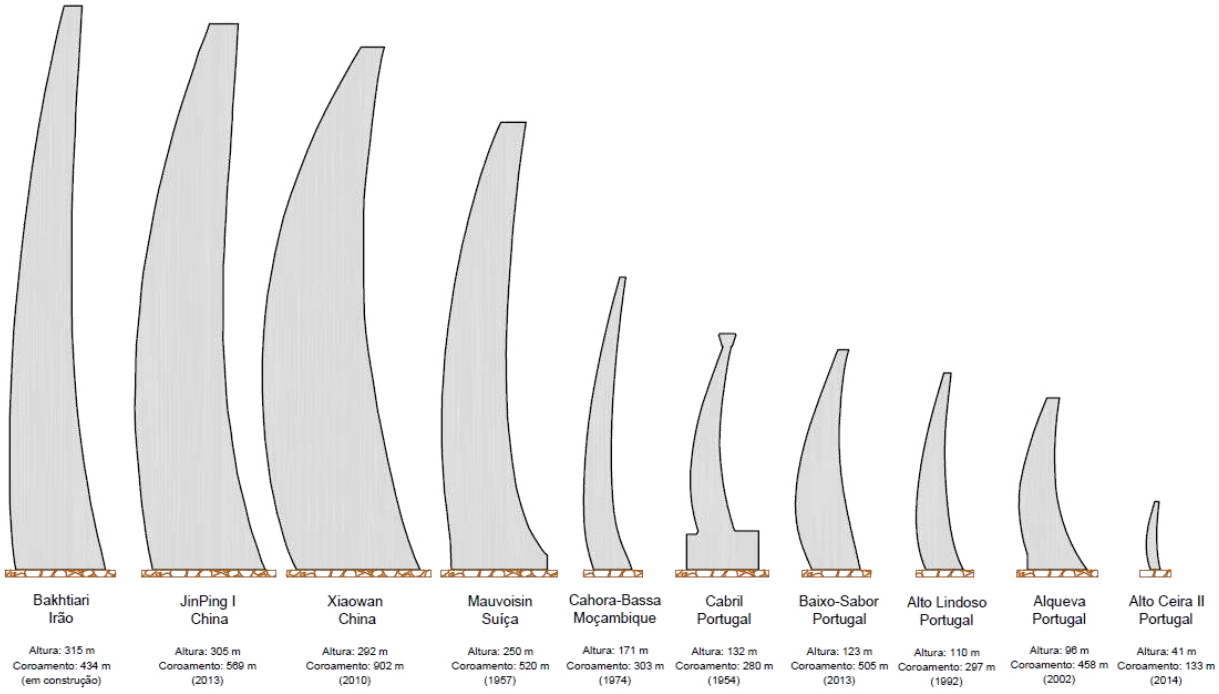


Figura 1. Exemplos de barragens abóbada de dupla curvatura. Corte pela consola central.

2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE BARRAGENS ABÓBADA

Para o estudo do cenário de decréscimo da resistência do betão realizado neste trabalho foi utilizado o programa de EF3D *DamDamage1.0*, o qual foi desenvolvido em MATLAB e especificamente otimizado para a realização de cálculos não-lineares em barragens abóbada.
No que diz respeito ao modelo de EF3D, a discretização do sistema barragem-fundação é efetuada com elementos finitos isoparamétricos de 20 pontos nodais, com 3 graus de liberdade por nó. Como simplificação, a fundação é simulada como uma subestrutura elástica: a sua matriz de rigidez é calculada antecipadamente e condensada nos pontos nodais da interface barragem-fundação com vista a simular

as condições de apoio na base. Assim, os cálculos numéricos são efetuados resolvendo a equação de equilíbrio global apenas para a barragem, aumentando a eficiência computacional do programa.
A resposta estrutural é calculada para a combinação de ações considerando o peso próprio do betão (PP) assumindo, de forma simplificada que este é aplicado instantaneamente, e a pressão hidrostática a montante (PH) para a situação de albufeira cheia, a qual é simulada por meio de forças nodais equivalentes aplicadas no paramento.
O programa *DamDamage1.0* lê a informação relativa à malha de elementos finitos, às propriedades dos materiais da barragem e da fundação, bem como o nível da água na albufeira. Como resultados, mostram-se representações gráficas da configuração da deformada e dos campos de tensões em regime linear e não-linear. Para o estudo do cenário de decréscimo da resistência, apresentam-se ainda as distribuições do dano à tração e à compressão em todos os pontos de Gauss do corpo da barragem, bem como parâmetros relacionados com a verificação da segurança estrutural.

2.1 Cálculo não-linear: método iterativo de *stress-transfer*

Quando se pretende efetuar o cálculo da resposta estrutural com base no Método dos Elementos Finitos [4] para um sistema com condições de fronteira específicas, o objetivo passa por determinar e resolver a equação de equilíbrio global do sistema discreto. No caso de uma análise em regime não-linear, o equilíbrio global é influenciado pelo decréscimo da resistência do material devido a fenómenos de dano local, o que significa que a matriz de rigidez global $\underline{\underline{K}}$ tornar-se-á função do campo de deslocamentos e, consequentemente, do campo de tensões instalado ($\underline{\underline{K}} = \underline{\underline{K}}(\underset{\sim}{u}) = \underline{\underline{K}}(\underline{\underline{\sigma}})$). Existem variados métodos iterativos para resolver a equação de equilíbrio não-linear, alguns dos quais exigem o cálculo de uma nova matriz de rigidez, a cada iteração ou de *n* em *n* iterações. No entanto, tais métodos podem ser extremamente exigentes do ponto de vista do processamento computacional, especialmente para problemas de grandes dimensões (como é o caso de grandes barragens).
Nesse sentido, foi implementado um método iterativo de *stress-transfer* no programa *DamDamage1.0*, com vista a simular o processo de redistribuição de tensões desequilibradas no corpo da obra, as quais surgem devido à deterioração do betão. Com esta técnica, o objetivo é resolver a seguinte equação de equilíbrio em cada iteração:

$$\underline{\underline{K}}_0 \cdot \underset{\sim}{u} = \underset{\sim}{F} + \underset{\sim}{\Psi} \tag{1}$$

onde $\underline{\underline{K}}_0$ é matriz de elasticidade inicial, $\underset{\sim}{u}$ representa o vetor dos deslocamentos, $\underset{\sim}{F}$ é o vetor das forças aplicadas (PP+PH) e $\underset{\sim}{\Psi}$ indica o vetor das forças desequilibradas.
A Eq. (1) é resolvida usando a matriz de elasticidade inicial ou elástica, a qual corresponde ao estado intacto do material (sem dano), e considerando um aumento gradual das forças aplicadas $\underset{\sim}{F} + \underset{\sim}{\Psi}$, através da soma das forças desequilibradas em cada iteração, resultantes do decréscimo da resistência do material. Importa referir que as forças desequilibradas na iteração *n* são calculadas a partir da diferença entre as tensões elásticas iniciais (associadas às forças aplicadas no início do cálculo) e as correspondentes tensões de Cauchy (obtidas a partir das primeiras recorrendo a uma lei constitutiva adequada, apresentada no ponto seguinte).
Por fim, a convergência do método verifica-se no final de cada iteração para avaliar a segurança estrutural da barragem. Assim, para um dado fator de amplificação (λ) das forças aplicadas, pode-se concluir que é atingido o equilíbrio global (processo convergente) ou que irá ocorrer o colapso estrutural da obra (processo divergente).

2.2 Modelo de dano constitutivo para o betão

No programa desenvolvido o comportamento não-linear do betão até à rotura é simulado com base num modelo de dano isotrópico com enfraquecimento e que incorpora duas variáveis de dano independentes, à tração e à compressão [5,6,7]. Este modelo considera os fundamentos da Mecânica do Dano Contínuo (MDC) e da Mecânica da Fratura (MF), com vista a simular o processo de rotura instantânea no betão, que se caracteriza por um fenómeno de enfraquecimento (mais acentuado sob tensões de tração), acompanhado pela formação de microfissuras e consequente diminuição da rigidez elástica associada ao aumento do dano (neste modelo não se considera a acumulação de extensões irreversíveis).

A formulação de um modelo constitutivo para simular a deterioração do material deve ser consistente do ponto de vista termodinâmico, por forma a ter em conta a natureza irreversível do fenómeno do dano, de acordo com a desigualdade de Clausius-Duhem [9]. Por este motivo, no modelo utilizado é assumido um potencial de energia livre (ψ) que verifica a condição fundamental $\psi \geq 0$, levando à implementação da seguinte lei constitutiva não-linear [5,6,7]:

$$\underset{\sim}{\sigma} = (1-d^{+})\tilde{\underset{\sim}{\sigma}}^{+} + (1-d^{-})\tilde{\underset{\sim}{\sigma}}^{-} \tag{2}$$

que permite calcular as tensões de Cauchy ($\underset{\sim}{\sigma}$) num dado ponto do material, a partir das tensões efetivas aplicadas ($\tilde{\underset{\sim}{\sigma}}$), para um determinado estado de deterioração. Para facilitar a interpretação desta lei, mostram-se na Fig. 2 os diagramas de tensão-deformação para tração e compressão uniaxial.

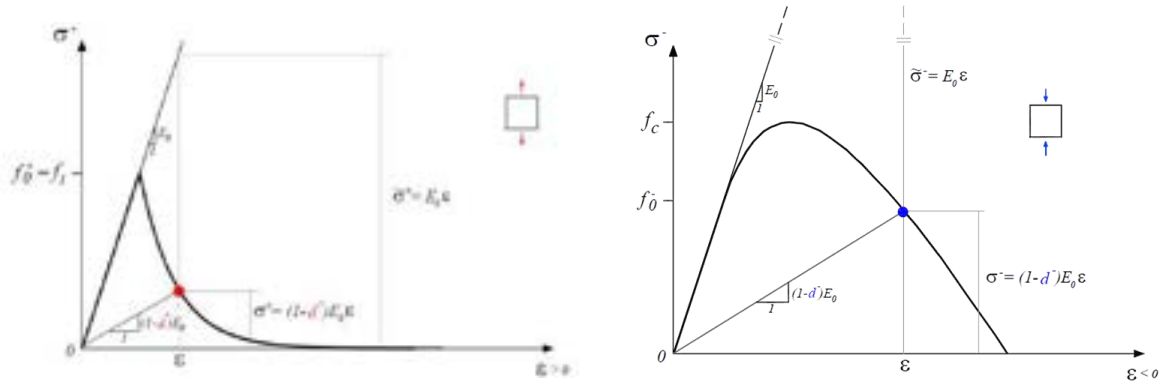


Figura 2. Modelo de dano constitutivo para o betão. Representação dos diagramas de tensão-deformação para tração e compressão uniaxial.

Neste modelo, consideram-se duas variáveis de dano escalares independentes, para simular a evolução do dano local devido a tensões de tração, d^{+}, e de compressão, d^{-} [6]. Em relação à evolução destas variáveis, cujo valor varia entre 0 (estado intacto) e 1 (rotura do material), utilizam-se leis de evolução para reproduzir adequadamente os fenómenos de enfraquecimento à tração e de endurecimento seguido de enfraquecimento à compressão que são normalmente observados no betão [5,6,7].

Para controlar a evolução da deterioração do material à tração e à compressão, e tendo em conta a utilização das duas variáveis de dano, é vantajoso decompor o vetor das tensões efetivas nas suas componentes de tração e de compressão $\tilde{\underset{\sim}{\sigma}} = \tilde{\underset{\sim}{\sigma}}^{+} + \tilde{\underset{\sim}{\sigma}}^{-}$, representadas no espaço das tensões e direções principais [9]. Desta forma, o estado de tensão instalado pode ser facilmente comparado com limites de tensão que representam a resistência do material [7, 9].

Por fim, importa abordar o processo da fratura no betão. Por exemplo, quando se dá o enfraquecimento sob tensões de tração, a acumulação de deformações está localizada na chamada Zona em Processo de Fratura (ZPF) e distribui-se ao longo de uma banda de largura w, dando origem à fissuração do betão. Durante a formação da fenda, a energia de fratura disponível G_f deve ser dissipada na totalidade nesta banda, definindo-se assim a energia de fratura específica $g_f = G_f / w$, que se assume como uma propriedade do material.

Para problemas de grandes dimensões como é caso das barragens abóbada é usual adotar malhas de elementos finitos mais largas, compatíveis com a capacidade de armazenamento e processamento dos computadores e também para garantir tempos de cálculo razoáveis. Assim, quando se simula o comportamento não-linear do material utilizando o MEF e leis constitutivas com enfraquecimento baseadas em modelos de banda de fissuração [9], as deformações e consequente fissuração localizam-se no interior dos elementos finitos, numa banda de largura w^{*} (usualmente superior ao valor real w). Isto significa que o problema passaria a depender da discretização adotada e, consequentemente, das dimensões dos elementos finitos. Com vista a garantir que a energia de fratura é dissipada de forma realista durante o processo de fratura na simulação numérica, pode-se definir uma energia de fratura específica corrigida $g_f^{*} = G_f / w^{*}$, a qual se pode relacionar com o diagrama tensão-deformação do material associado ao elemento finito [7].

3. COMPORTAMENTO DE BARRAGENS ABÓBADA PARA O CENÁRIO DE DECRÉSCIMO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO

Neste capítulo pretende-se demonstrar o potencial do programa *DamDamage1.0* para simular o comportamento de barragens abóbada em regime não-linear, nomeadamente para um cenário em que se considera o decréscimo da resistência do betão devido à deterioração gradual do material sob tensões de tração e de compressão. Este cenário é analisado para duas barragens abóbada com diferente geometria.

3.1 Casos de estudo

O primeiro caso de estudo é uma barragem abóbada de dupla curvatura (arcos circulares) com 132 m de altura máxima acima da fundação, denominando-se barragem H132. A obra apresenta uma geometria praticamente simétrica em planta e o seu volume é de aproximadamente 300.000 m^3. O coroamento eleva-se à cota 297 m e tem um desenvolvimento de 290 m entre encontros. A espessura da consola central varia entre um máximo de cerca de 20 m junto à base e um mínimo de 4,5 m na zona inferior ao coroamento (cota 285-290 m), a qual volta a aumentar linearmente até ao topo. O segundo caso de estudo é a barragem H289, sendo uma abóbada de dupla curvatura com 289 m de altura máxima acima do nível da inserção, elevando-se até à cota máxima de 834 m. Esta tem um volume de cerca de 7 milhões de m^3. O arco do coroamento tem um comprimento de 709 m entre encontros. Esta obra apresenta uma espessura mínima de 14 m a nível do coroamento e uma espessura de cerca de 64 m na zona da inserção. Na Fig. 3 mostram-se as duas barragens em estudo.

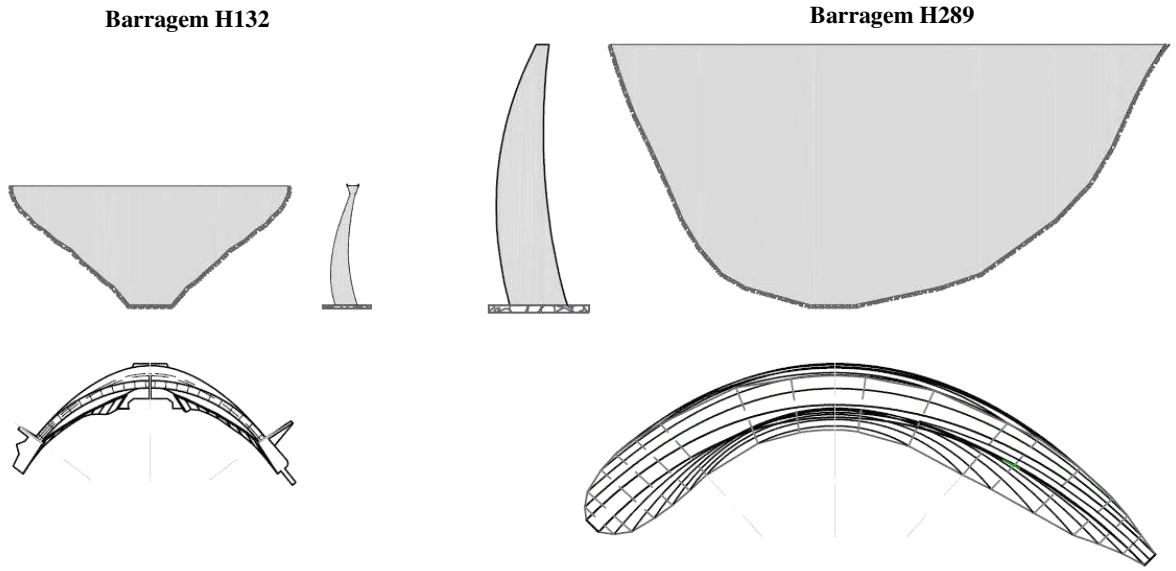


Figura 3. Representação das barragens H132 e H289: alçado, consola central e planta.

Para simular o comportamento não-linear das barragens foram utilizados modelos numéricos de EF3D do conjunto barragem-fundação (Fig. 4), considerando a utilização de 27 pontos de gauss em cada elemento finito para o cálculo das tensões e das variáveis de dano. Em ambos os modelos o maciço de fundação é discretizado e simulado como uma subestrutura elástica, como se refere no ponto 2.1, pelo que a análise é efetuada apenas no corpo da obra. A malha de elementos finitos da Barragem H132 (três elementos em espessura) tem 909 elementos e 4904 pontos nodais, enquanto a da Barragem H289 (com dois elementos em espessura) apresenta 698 elementos e 4188 nós.

No que diz respeito aos materiais (barragem e fundação), assumem-se as hipóteses de isotropia, homogeneidade e continuidade. Para ambos os casos de estudo, a modelação do comportamento do betão até à rotura é efetuada com base no modelo de dano constitutivo com enfraquecimento apresentado no ponto 2.2, considerando as seguintes propriedades: módulo de Young $E_0 = 20\ GPa$, coeficiente de Poisson $v = 0.2$, resistência à tração $f_t^+ = 3$ MPa e à compressão $f_c^- = -30$ MPa.

Os parâmetros da lei constitutiva adotada, incluindo o ramo de enfraquecimento, foram estabelecidos tendo em conta as propriedades usuais do betão de barragens, em que se utilizam agregados de grandes dimensões (largura característica da ZPF da ordem de 1 m) e baixas dosagens de cimento. Contudo, é de salientar que, dadas as grandes dimensões da barragem H289, seria conveniente utilizar uma malha de elementos finitos com uma maior discretização, por forma a que a dimensão média dos elementos seja coerente com a referida largura para o betão de barragens. Com essa discretização, que exigiria um elevado esforço computacional, é de esperar que se venham a obter valores inferiores dos fatores de segurança (testes numéricos realizados noutros casos de aplicação para o cenário em estudo apontam para reduções da ordem de 10 a 20 %).

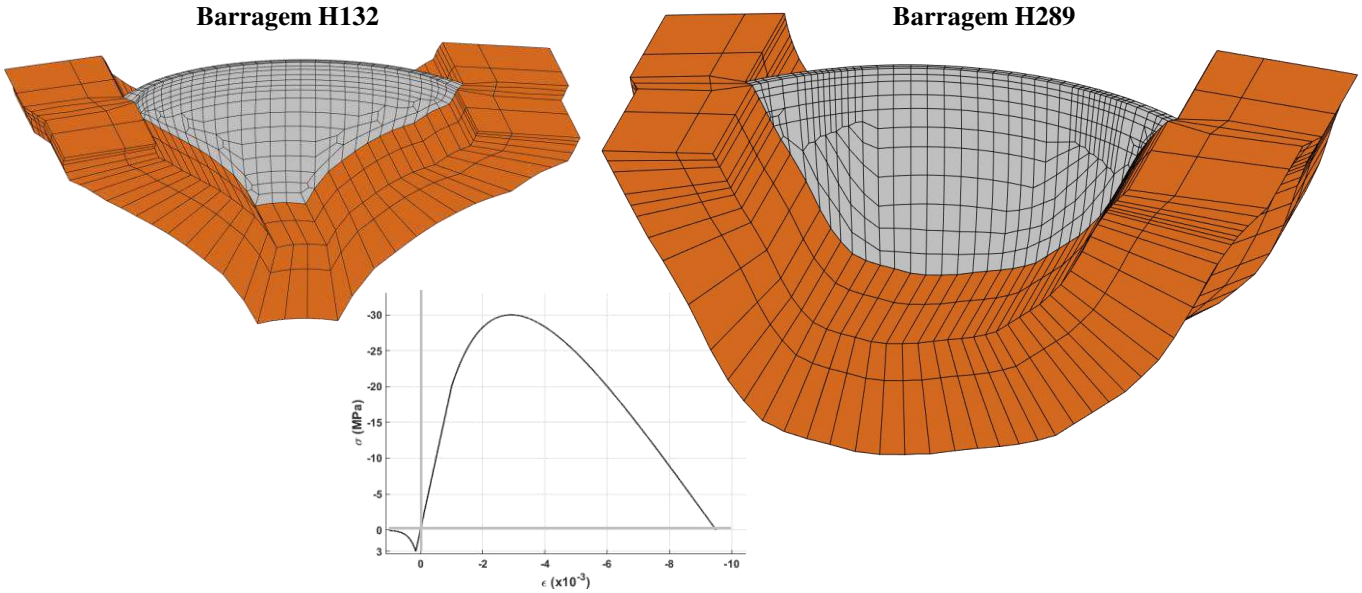


Figura 4. Modelos de elementos finitos das barragens H132 e H289. Lei constitutiva adotada para simular o comportamento até à rotura do betão.

O comportamento estrutural das barragens é analisado para a combinação de ações de serviço PP+PH, que inclui a) o peso-próprio do betão (PP), com um peso específico $\lambda_c = 24$ kN/m^3 e b) a pressão hidrostática no paramento de montante, considerando o peso específico da água $\lambda_w = 10$ kN/m^3, para a situação de albufeira cheia, ou seja, com o nível de água à cota do coroamento.

Na Fig. 5 apresenta-se a resposta em regime linear das barragens H132 e H289 para a combinação de serviço PP+PH, em termos de deslocamentos e tensões principais.

Relativamente à barragem H132 (Fig. 5a), o deslocamento máximo (55,3 mm) ocorre na zona abaixo do coroamento, com uma componente radial significativa na direção de jusante, devido principalmente à pressão hidrostática. Relativamente ao campo de tensões, verifica-se que a barragem está maioritariamente sujeita a tensões de compressão: as maiores compressões surgem a jusante, na direção normal, junto à inserção ($\sigma^-_{max} = -7,2$ MPa), bem como na zona superior da barragem na direção dos arcos ($\sigma^- \approx -5,5$ MPa). No entanto, obtiveram-se tensões de tração verticais importantes no pé de montante ($\sigma^+_{max} = 2,6$ MPa) e na zona superior, abaixo do coroamento ($\sigma^+ \approx 1$ MPa).

Quanto à resposta da barragem H289 (Fig. 5b), calculou-se um deslocamento máximo de 148,2 mm no coroamento, numa zona da margem esquerda (devido à assimetria da barragem). Este valor é cerca de 3 vezes superior ao obtido na barragem H132. No que diz respeito ao estado de tensão da obra, esta é solicitada por tensões de compressão em praticamente toda a estrutura, com exceção da zona junto à fundação, a montante, na direção perpendicular à linha de inserção ($\sigma^+_{max} = 2,43$ MPa). Quanto às compressões, os valores mais elevados surgem a jusante, perto à inserção ($\sigma^-_{max} = -13,7$ MPa), e também na zona central superior na direção dos arcos, a montante ($\sigma^- \approx -7$ MPa). Em comparação com as tensões instaladas na barragem H132, é possível verificar que as compressões calculadas na barragem H289 são cerca do dobro, o que pode indiciar a determinação de um fator de segurança inferior.

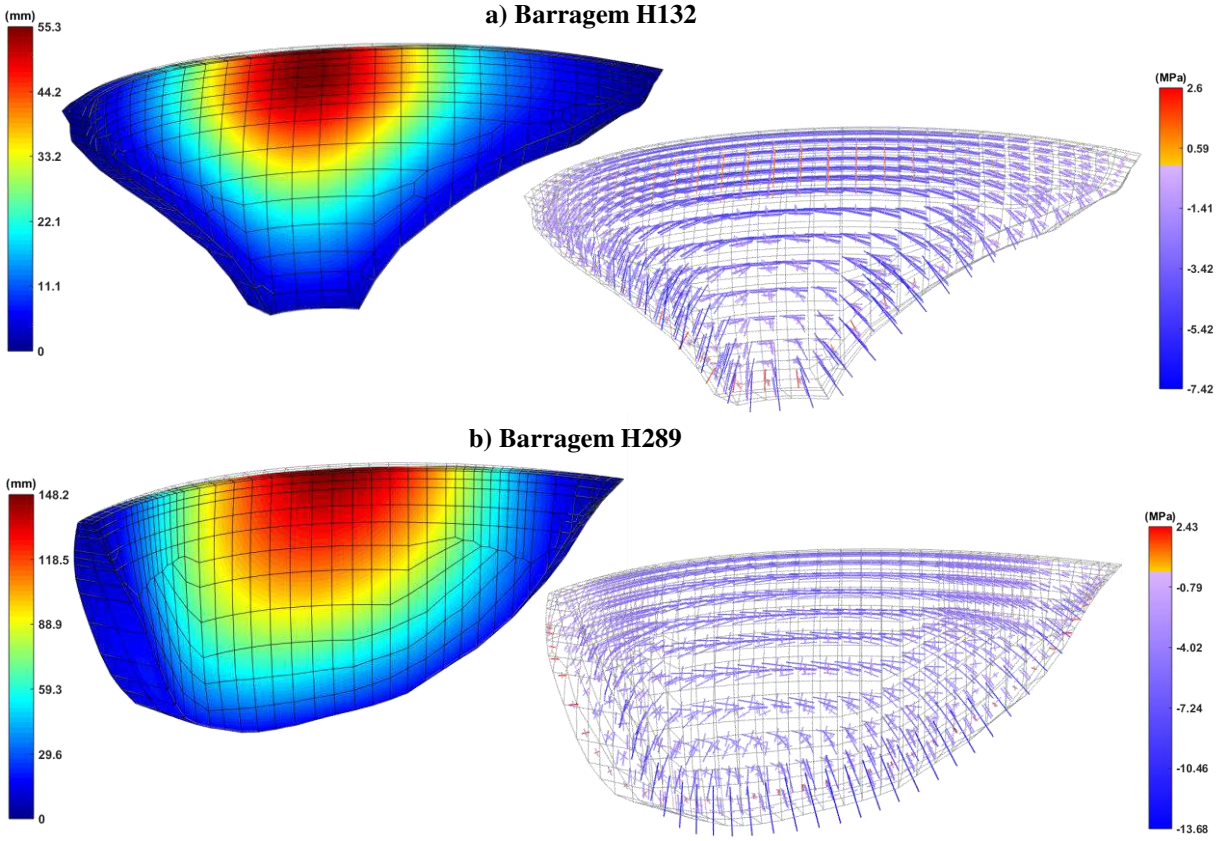


Figura 5. a) Barragem H132 e b) Barragem H289. Resposta em regime linear para a combinação PP+PH: campos de deslocamentos e tensões.

3.2 Verificação da segurança para o cenário de decréscimo da resistência do betão

A verificação da segurança pretendida é efetuada através da realização de diversos cálculos não-lineares para a solicitação $\lambda \times$ PP+PH, considerando fatores de amplificação das cargas λ cada vez maiores, os quais equivalem a coeficientes de decréscimo da resistência, até se verificar uma situação de colapso. Desta forma, o fator de segurança λs determina-se como o fator de amplificação máximo admissível (situação de colapso iminente).
Como principais resultados, apresentam-se para os casos de estudo: i) a evolução dos deslocamentos radiais ao longo da altura da consola central para os vários fatores de amplificação; e ii) as distribuições das variáveis de dano à tração e à compressão, calculadas em todos os pontos de Gauss do modelo para $\lambda = \lambda s$ (os valores apresentam-se em percentagem, sendo que d = 100% indica a rotura do material).
A utilização da mesma lei constitutiva para o betão nas duas barragens em estudo possibilita a comparação do seu comportamento em regime não-linear, com vista a analisar a influência da geometria da obra na sua capacidade resistente global para o cenário de rotura em causa.

3.2.1 Caso de estudo I: barragem H132

Efetuando a verificação da segurança da barragem H132 para o cenário de decréscimo da resistência do betão (Fig. 6), determinou-se um fator de segurança $\boldsymbol{\lambda s = 8{,}1}$, o que significa que a resistência do material pode diminuir até cerca de 8 vezes sem que ocorra o colapso estrutural da obra.
Quanto à resposta em deslocamentos na consola central verifica-se um aumento gradual da deformação com o aumento da amplificação das cargas, o qual é particularmente significativo para o fator de amplificação máximo (situação próxima o colapso). O deslocamento máximo, que ocorre na zona onde a consola apresenta menor espessura, varia entre os 54 ($\lambda = 1$) e os 921 mm ($\lambda s = 8.1$).
Relativamente à distribuição dos danos, é possível observar que ocorre deterioração do betão devido a compressões elevadas num volume significativo na zona superior da obra, com propagação dos danos ao longo da espessura (com maior incidência a montante), bem como ao longo da base junto à inserção, a jusante (valores próximos da rotura). Com base neste comportamento, é expectável que o colapso da

barragem seja causado pelo esmagamento do betão à compressão nas zonas indicadas. Devido à menor resistência do betão à tração, este fenómeno é precedido pelo aparecimento de fendilhação devido a tensões de tração ao longo da base no paramento de montante, bem como na zona superior abaixo do coroamento (à cota onde a consola atinge a espessura mínima) sob trações verticais elevadas.

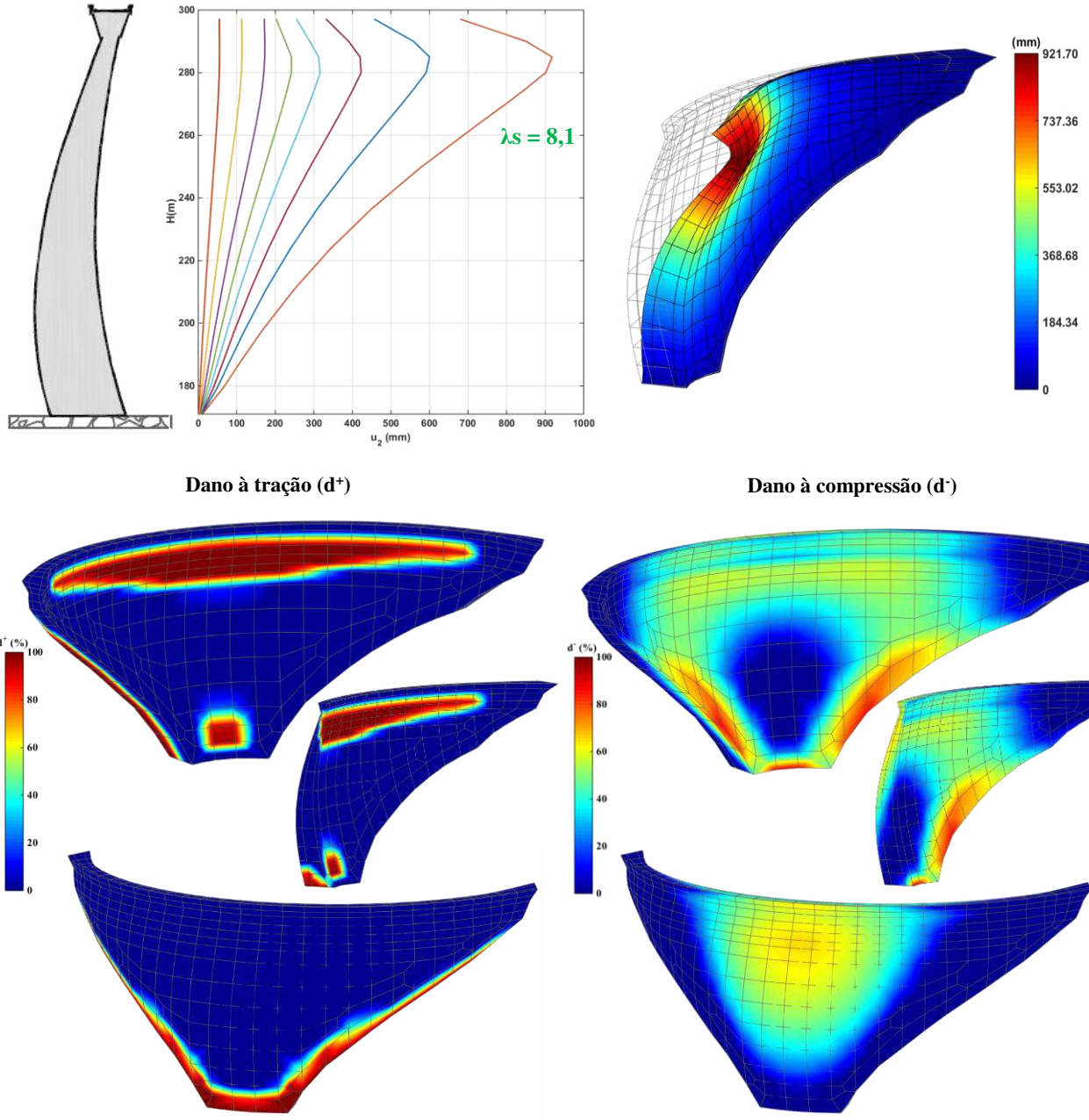


Figura 6. Barragem H132: cenário de deterioração do betão (λs = 8,1). Evolução dos deslocamentos ao longo da altura da consola central e malha deformada. Distribuição dos danos à tração e à compressão (%) nos paramentos de montante e de jusante

3.2.2 Caso de estudo II: barragem H289

O estudo de verificação da segurança da barragem H289 para o cenário de decréscimo da resistência do betão (Fig. 7) resultou na determinação de um fator **λs = 5,1**. Como era esperado, dado que o colapso neste tipo de obras é provocado por esmagamento do betão, este valor é inferior ao da barragem H132 pois as tensões de compressão calculadas são bastante superiores. Ambos os casos de estudo analisados cumprem o valor mínimo regulamentar (**λs = 4)** para o referido cenário de rotura [2].

Analisando a evolução dos deslocamentos ao longo da altura da consola central, é possível notar novamente um aumento gradual da deformação da barragem à medida que se aumentam as cargas

aplicadas, nomeadamente para a situação próxima do colapso. Os deslocamentos no coroamento variam entre 120 mm (λ = 1) e aproximadamente 1 m (λs = 5,1), sendo que o deslocamento máximo foi obtido no coroamento na zona da margem esquerda

No que diz respeito à distribuição dos danos no betão, começa-se por notar a ocorrência de roturas devido a trações elevadas ao longo da linha de inserção, junto à base da barragem a montante, provocando a fendilhação do betão. Posteriormente, é possível notar a deterioração do material sob compressões na zona inferior da obra a jusante, junto à fundação, com volumes em rotura ou próximos dessa situação. Além disso, também se verificam danos à compressão num volume significativo na zona central superior da obra, a montante e a jusante, com propagação ao longo da espessura e especial incidência na zona do coroamento. À semelhança do referido para a barragem H132, o colapso da barragem deverá ser causado pelo esmagamento o betão sob tensões de compressão nestas zonas.

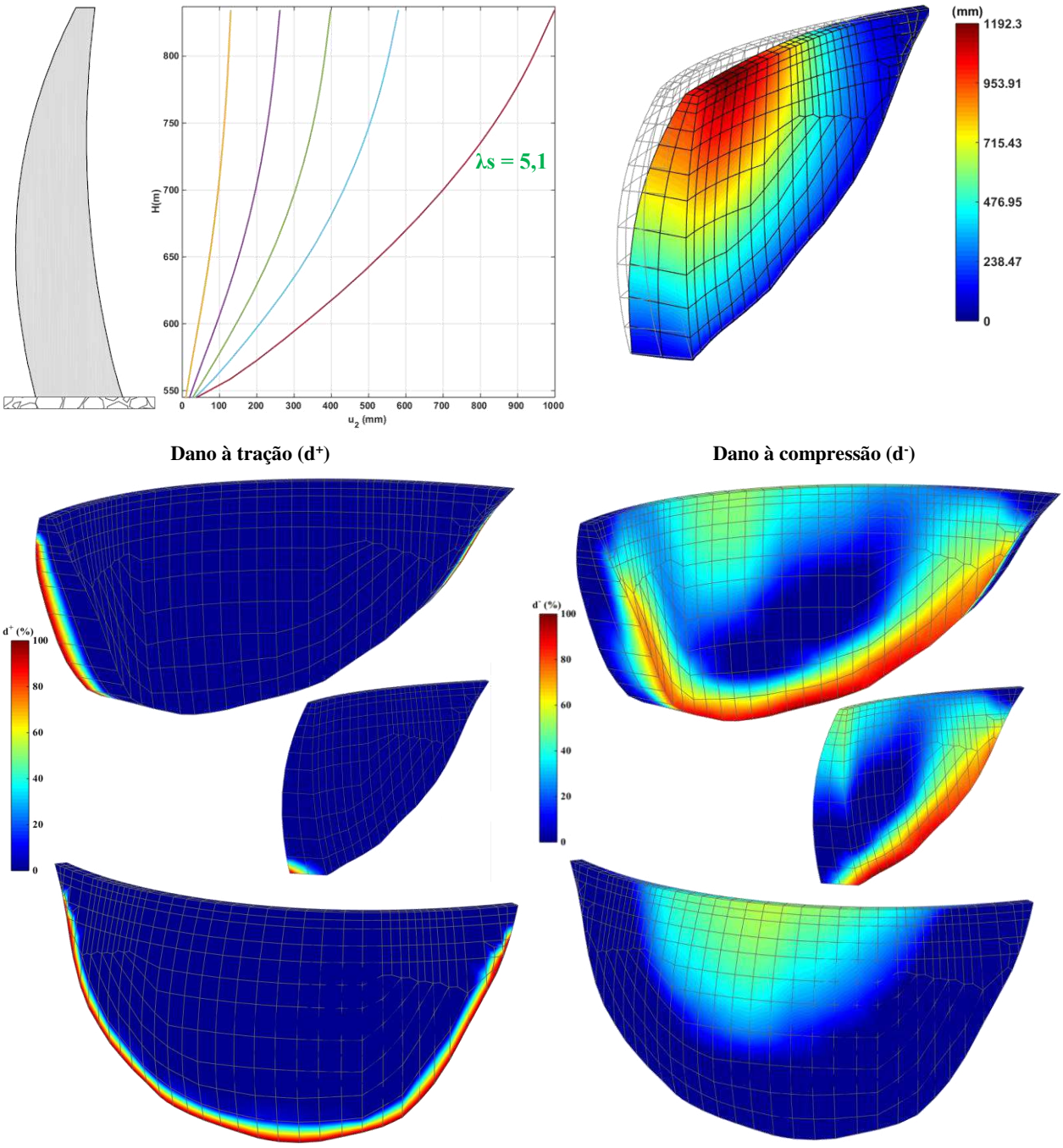


Figura 7. Barragem H289: cenário de deterioração do betão (λs = 5,1). Evolução dos deslocamentos ao longo da altura da consola central e malha deformada. Distribuição dos danos à tração e à compressão (%) nos paramentos de montante e de jusante

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho utilizou-se o programa de elementos finitos 3D *DamDamage1.0*, desenvolvido em MATLAB, para efetuar um estudo de verificação da segurança de duas barragens abóbada, uma com 132 m de altura (barragem H132) e outra com 289 m de altura (barragem H289), para o cenário de decréscimo da resistência do betão. Em termos gerais, após analisar o comportamento previsto para as duas obras, pode-se concluir que o colapso das barragens ocorre devido ao esmagamento do betão à compressão ao longo da inserção a jusante, bem como na zona central superior do corpo das obras, o qual é precedido por fendilhação do betão, nomeadamente junto à base, a montante. Este tipo de comportamento é usual, tal como foi observado em ensaios à rotura em modelos físicos. Por outro lado, destaca-se a existência de diferenças na distribuição dos danos nas barragens em análise, à tração e à compressão, devido às diferenças de forma e altura das barragens em estudo. No que diz respeito aos fatores de segurança, para a barragem H132 calculou-se $\lambda s = 8,1$ enquanto para a barragem H289, devido à existência de tensões de compressão bastante superiores, o valor desce para $\lambda s = 5,1$, sendo ultrapassado, em ambos os casos, o valor mínimo regulamentar $\lambda s = 4$.

Futuramente, pretende-se realizar este estudo utilizando uma malha de elementos finitos com maior discretização, adequada para o estudo de rotura em compressão com enfraquecimento do betão de barragens. Desta forma, será possível avaliar melhor a influência da discretização sobre o valor do fator de segurança, sendo de esperar, como referido atrás, que, para discretizações mais apertadas, ocorra uma redução não muito significativa do referido fator.

Com este trabalho foi possível mostrar as potencialidades do programa *DamDamage1.0* para simulação da resposta de barragens abóbada em regime não-linear, considerando uma lei constitutiva de dano com enfraquecimento que simula o comportamento do betão até à rotura sob tensões de tração e de compressão. Importa salientar ainda a eficiência computacional deste programa para a realização de cálculos tridimensionais, bem como as ferramentas gráficas desenvolvidas que facilitam a análise e interpretação dos resultados obtidos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao DBB e ao LNEC pelo apoio recebido e à FCT pelo financiamento das bolsas de doutoramento SFRH/BD/116417/2016 e SFRH/BD/118838/2016

REFERÊNCIAS

[1] RSB (2007). Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei Nº 344/2007.

[2] NPB (1993). Normas de Projeto de Barragens. Decreto-Lei Nº213/1993, Portaria nº 846/93.

[3] Rocha, M.; Serafim, L. (1958). The problem of safety for arch dams. Rupture studies on models, In: Proc. VI Congress on Large Dams, New York.

[4] Zienkiewicz, O.C.; Taylor, R.L.; Zhu, J.Z. (2005). The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals: 6th Ed., Elsevier Butterworth-Heinemann.

[5] Faria, R. (1994). Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

[6] Oliveira, S. (2000). Modelos para a Análise do Comportamento de Barragens de Betão Considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulações de Dano. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

[7] Oliveira, S.; Faria, R. (2006). Numerical simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams, J. Eng. Struct. 28, pp. 1430-1439.

[8] Lubliner, J. (1972). On the thermodynamic foundations of non-linear solid mechancis, Int. J. Non-Linear Mech. 7, pp. 237-54.

[9] Faria, R.; Oliver, J.; Cervera, M. (1998). A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures, Int. J. Solids Struct. 35(14), pp. 1533-58.

[10] Bazant, Z.P.; Oh, B.H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete, RILEM Mat. Struct. 16, pp. 155-177.

Análise e interpretação do comportamento observado da barragem de Pretarouca durante o primeiro enchimento da albufeira e o primeiro período de exploração


Ivo Figueiredo Dias[1]


António Lopes Batista[2]


José Boal Paixão[3]

RESUMO

A barragem de Pretarouca, no rio Balsemão (serra de Montemuro, concelho de Lamego), tem 29,70 m de altura e 305 m de desenvolvimento. A albufeira tem 3,2 hm^3, destinando-se a água a abastecimento público. A obra, construída entre 2007 e 2009, é explorada pela empresa Águas do Norte, do grupo Águas de Portugal, com o apoio do LNEC nos aspetos relacionados com a segurança estrutural.

Na comunicação apresentam-se os aspetos relevantes da análise e interpretação do comportamento observado da barragem durante o primeiro enchimento da albufeira, ocorrido em 2009, e o período de exploração subsequente. Na análise estrutural considerou-se um modelo plano do conjunto barragem-fundação, o comportamento viscoelástico dos materiais, a variação das ações da água e as variações térmicas que ocorreram no betão da obra.

Os resultados numéricos são comparados com os resultados da observação contínua da obra, apresentando uma boa concordância.

Palavras-chave: Barragem de Pretarouca, Primeiro enchimento da albufeira, Primeiro período de exploração, Observação, Método dos elementos finitos

1. INTRODUÇÃO

1.1 Características da barragem

A barragem de Pretarouca está implantada no rio Balsemão (afluente da margem esquerda do rio Varosa, que por sua vez é afluente da margem esquerda do rio Douro), a cerca de 17 km a montante da barragem de Varosa, numa zona planáltica da serra de Montemuro (Fig. 1). O seu projeto foi elaborado em 2006 pela empresa CENOR [1], tendo os trabalhos de construção do aproveitamento, a cargo do agrupamento

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal idias@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal a.l.batista@lnec.pt
[3]Águas do Norte (AdN), Vila Real, Portugal j.paixao@adp.pt

formado pelas empresas Teixeira Duarte e Monte Adriano, decorrido entre 2007 e 2009. A albufeira da barragem destina-se a assegurar o abastecimento de água aos concelhos de Armamar, Tarouca, Lamego e Resende, e ainda a parte dos concelhos de Castro Daire, Vila Nova de Paiva e Cinfães.

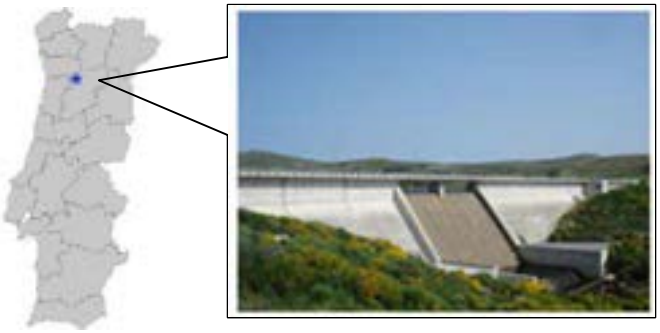


Figura 1. Localização e vista de jusante da barragem de Pretarouca.

A barragem é de betão, do tipo gravidade, com eixo reto na maior parte do seu desenvolvimento, apresentando apenas curvatura em planta nos blocos da margem direita (Fig. 2). Os paramentos de jusante e de montante são inclinados, com jorramentos de 0,80:1 (H:V) e 0,10:1 (H:V), respetivamente. O coroamento, com 305 m de desenvolvimento, acomoda o perfil transversal de uma estrada, à cota 923,40 m. A barragem é formada por um conjunto de 20 blocos separados por juntas de contração verticais endentadas. No corpo da barragem existem duas galerias de visita horizontais, nos quatro blocos centrais (blocos 8 a 11), e uma galeria geral de drenagem que acompanha a inserção do lado de montante, entre os blocos 5 e 15. O nível máximo de cheia (NMC) situa-se à cota 921,50 m e o nível de pleno armazenamento (NPA) situa-se à cota 919,50 m, originando uma área inundada de 43,4 ha e uma albufeira com um volume total armazenado de 3,2 hm^3. O volume útil da albufeira é de 2,6 hm^3.

A fundação da barragem foi realizada a pequena profundidade em granitos pouco alterados a sãos (W2 a W1), em toda a margem esquerda e no fundo do vale, e em granitos alterados e muito compartimentados na encosta da margem direita, sendo mesmo muito alterados (W4) no trecho superior. A superfície média mais baixa da fundação foi fixada à cota 893,70 m, no pé de montante do bloco 9, após o saneamento fundações, sendo a altura máxima da barragem 29,70 m.

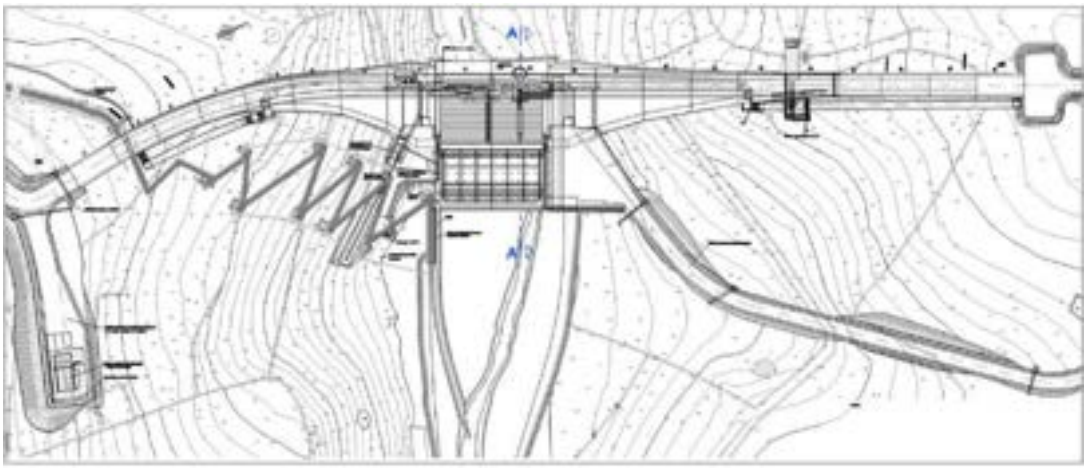


Figura 2. Planta da barragem.

Como órgãos hidráulicos de segurança a barragem dispõe de um descarregador de superfície e de uma descarga de fundo (Fig. 3). O descarregador de superfície, do tipo Creager, inscreve-se nos blocos centrais (blocos 9 e 10) e permite escoar um caudal máximo de 194 m^3/s. É desprovido de comportas, tendo dois vãos de 15,5 m de largura cada, estando a crista da soleira à cota 919,50 m. A soleira de descarga, em degraus, sobre o paramento de jusante da barragem, termina numa bacia de dissipação com revestimento de betão. A descarga de fundo tem secção circular de 0,65 m de raio e uma capacidade máxima de 8,8 m^3/s. A dissipação de energia é feita através de descarga submersa na bacia de dissipação.

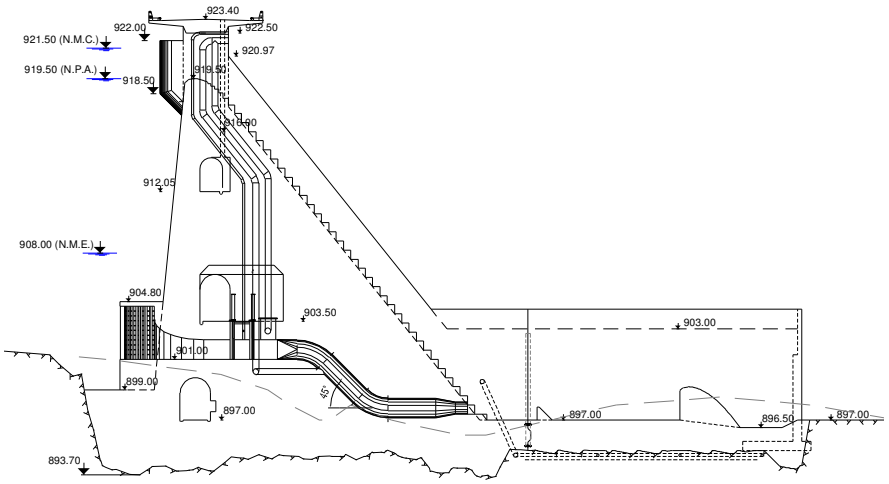


Figura 3. Perfil transversal da barragem pelo descarregador de superfície (corte A-A na Fig. 2).

Na construção da barragem foi usado betão D200 de maturação lenta, de forma a minimizar os efeitos da libertação do calor de hidratação do cimento. Foi usadas dosagens de 140 kg/m^3 de cimento Portland de calcário CEMII/A-L 42,5R e 60 kg/m^3 de cinzas volantes [2]. O volume de betão da obra é de cerca de 37000 m^3.

Na Fig. 4 representa-se a evolução no tempo do módulo de elasticidade do betão e da resistência à compressão obtidos em ensaios realizados no LNEC, às idades de 28, 90 e 365 dias. Pode comprovar-se que a maturação do betão foi lenta, sendo as resistências para idades maiores que 1 ano sempre superiores a 35 MPa, enquanto que o valor do módulo de elasticidade estático praticamente estabilizou próximo de 35 GPa ao ano de idade.

Foram também realizados ensaios de flexão para avaliação da resistência à tração do betão, às idades de 413 dias e 532 dias, tendo-se obtido valores entre 3,5 MPa e 4,5 MPa, que correspondem a cerca de 10% da resistência à compressão às mesmas idades, o que reflete um desempenho típico de betões com boas características.

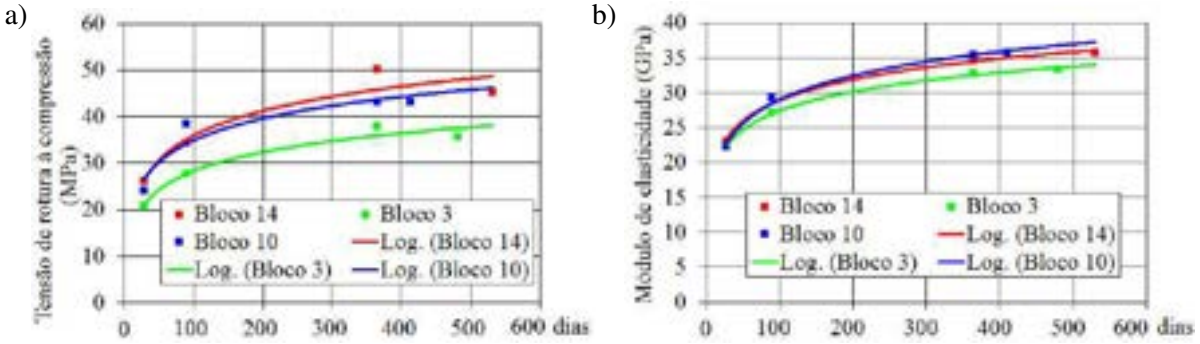


Figura 4. Resultados dos ensaios destrutivos do betão da barragem em diferentes idades e ajuste de funções logarítmicas à sua evolução: a) resistência à compressão; e b) módulo de elasticidade.

1.2 Sistema de observação e controlo da segurança

O sistema de observação instalado na barragem permite a avaliação das ações, das propriedades dos materiais e dos efeitos estruturais, através da monitorização de: i) nível da água na albufeira, em escala limnimétrica instalada a montante e, automaticamente, com sonda de níveis; ii) temperatura e humidade relativa do ar, medidos na estação meteorológica instalada na cobertura do posto de observação e controlo (POC), na margem direita, à cota do coroamento ; iii) deslocamentos horizontais na zona central, em três bases de coordinómetro de dois fios de prumo conjugados, um direito entre o coroamento e a galeria superior, e um invertido, entre esta galeria e um ponto profundo da fundação; iv) deslocamentos verticais, em 19 marcas de nivelamento geométrico de precisão do coroamento e em três extensómetros

de fundação de vara única; v) movimentos das juntas entre blocos, por meio de 17 bases tridimensionais; e vi) subpressões, em sete piezómetros de câmara única. Os caudais drenados e infiltrados na barragem são quantificados a partir de medições efetuadas nos 59 furos de drenagem, nos três furos dos extensómetros de varas e nas quatro bicas totalizadoras da galeria geral de drenagem.

O apoio do LNEC na barragem de Pretarouca começou ainda antes do início da construção da obra, com a elaboração do plano de observação e de primeiro enchimento da albufeira [3]. Posteriormente, o LNEC deu apoio durante a construção da barragem, fez o acompanhamento do primeiro enchimento controlado da albufeira e constituiu o arquivo informático dos dados e dos resultados da observação, que tem permitido realizar o controlo continuado do comportamento da obra. Este acompanhamento tem envolvido, também, a realização de inspeções regulares à estrutura e ao seu sistema de observação.

O primeiro enchimento da albufeira é um verdadeiro ensaio de carga do conjunto barragem-fundação, pelo que se exige um acompanhamento contínuo para deteção atempada de qualquer tipo de comportamento anómalo. O plano de primeiro enchimento [3] definiu um nível de estabilização de enchimento à cota 915,00 m (4,5 m abaixo do NPA), para possibilitar uma inspeção e análise do comportamento observado numa etapa intermédia do enchimento, bem como a tomada de decisões relativamente ao seu prosseguimento. O enchimento da barragem teve início formal no dia 16 de fevereiro de 2009, após a selagem do desvio provisório, com o nível da água à cota 905,65 m, tendo o nível de água atingido a cota 914,90 m, muito próximo do nível de estabilização (915,00 m), no dia 12 de março de 2009. Tendo as grandezas observadas sido genericamente coerentes com a variação das principais ações, o que evidenciava um comportamento satisfatório do conjunto barragem-fundação, confirmado pelas inspeções visuais, o enchimento da albufeira prosseguiu de seguida. Por razões relacionadas com a implementação de medidas de emergência, o nível da albufeira foi limitado nessa primavera. O NPA foi atingido já depois do período de estiagem, em 16 de novembro de 2009.

Para análise e interpretação dos resultados da observação durante o primeiro enchimento e subsequente período de exploração foram elaborados modelos numéricos de elementos finitos [4]. As características dos modelos utilizados descrevem-se na secção 2, enquanto nas secções 3 e 4 apresentam-se os resultados relevantes obtidos.

2. MODELOS TÉRMICO E ESTRUTURAL

2.1 Modelo de elementos finitos

A interpretação do comportamento observado da barragem foi realizada com o apoio de um modelo numérico de elementos finitos do conjunto barragem-fundação, nas vertentes térmica [5] e estrutural [6].

O modelo térmico, analisado em regime transiente, permitiu obter a distribuição de temperaturas no corpo da barragem, ao longo do tempo, considerando as temperaturas do ar e da água nas respetivas fronteiras, que foram estimadas com base nos dados da observação. Não se tendo realizado ensaios específicos para a caracterização das propriedades térmicas do betão, foram considerados, para a condutividade térmica e calor específico, os valores utilizados num estudo realizado na FEUP [7], 3,0 $Wm^{-1}K^{-1}$ e 2300 $kJm^{-3}K^{-1}$, respetivamente, que são valores habituais disponíveis na literatura para este tipo de betões. A estes valores corresponde uma difusibilidade térmica do betão de 0,13 m^2dia^{-1}. Também na ausência de ensaios específicos, considerou-se para o betão um coeficiente de dilatação térmica linear de $1{,}0x10^{-5}$ $ºC^{-1}$.

No modelo estrutural foi considerado um comportamento elástico linear para os materiais do maciço rochoso de fundação, tendo sido usado um módulo de elasticidade estático de $E_f = 10\ GPa$ e um coeficiente de Poisson $\nu_f = 0{,}3$. Relativamente ao betão da barragem, o seu comportamento foi representado por um modelo viscoelástico linear [8], que permite considerar os efeitos de fluência do betão, caracterizado por um coeficiente de Poisson de 0,2 e pela expressão de Bažant e Panula (1), que

foi estimada a partir da resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade e dos valores do módulo de elasticidade em compressão,

$$J(t,t_0)=\frac{1}{48}\left(1+3,8(t_0^{-0,37}+0,05(t-t_0)^{0,12}\right) \qquad (\text{GPa}^{-1}) \tag{1}$$

A função de fluência (1) está representada na Fig. 5-a para três idades de carga. Na Fig. 5-b representa-se a evolução do módulo de elasticidade, dado pela expressão (2),

$$E(t_0)=\frac{48}{1+2,89(t_0^{-0.37}+0,05)} \qquad (\text{GPa}) \tag{2}$$

Na modelação numérica é importante simular adequadamente a rigidez do conjunto barragem-fundação que, num modelo admitido como contínuo, depende, essencialmente, das propriedades dos materiais, da geometria e das condições de fronteira. No entanto, existem alguns aspetos práticos, não considerados no modelo, que é importante ter em consideração, ainda que de forma simplificada, designadamente:

- os provetes de betão, cujos resultados dos ensaios de deformabilidade estão representados na Fig. 5-b, são realizados e curados em condições ideais, representando, assim, um limite superior das características do betão existente em obra;
- as juntas de betonagem horizontais, que resultam da construção faseada da barragem, dificilmente igualam as características do betão estrutural;
- existem algumas aberturas na barragem que não foram consideradas explicitamente no modelo, devido ao tamanho dos elementos finitos da malha adotada.

Por estes motivos, considerou-se uma deformabilidade do betão maior do que a estimada a partir dos ensaios dos provetes (Eq. (2)), em acordo com os resultados de estudos recentes sobre esta temática [9,10], tendo-se usado, no cálculo estrutural ao longo do tempo, a curva de evolução do módulo de elasticidade do betão representada a traço interrompido na Fig. 5-b. Com esta curva foi conseguida uma melhor concordância entre os valores das grandezas observadas e calculadas, relativamente aquela que seria possível obter com a curva ajustada diretamente a partir dos resultados dos ensaios.

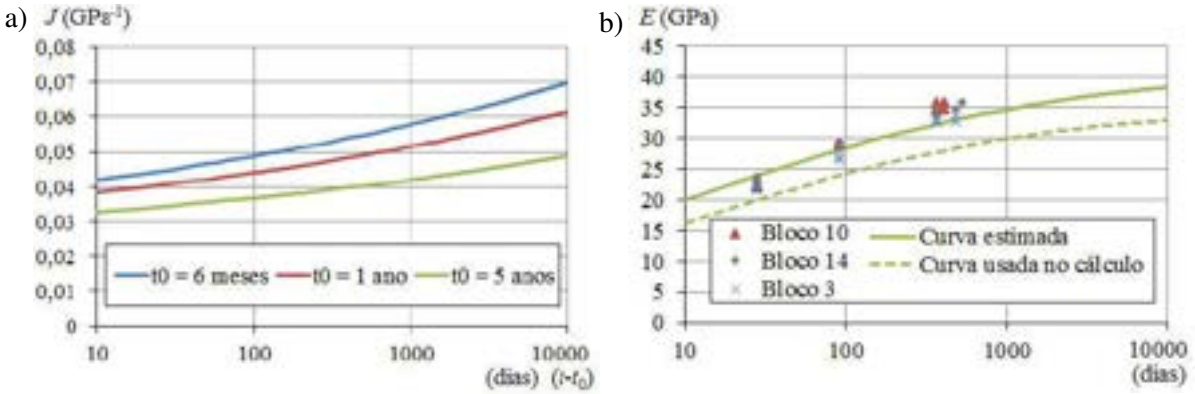
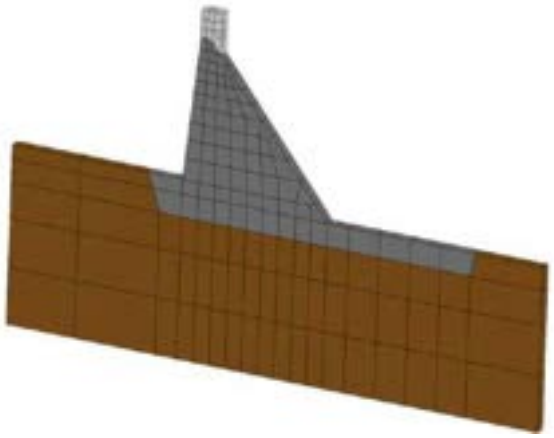


Figura 5. Deformabilidade estimada para o betão: a) função de fluência de Bazant e Panula; e b) módulo de elasticidade. Resultados dos ensaios laboratoriais e curvas de evolução, uma obtida a partir da função de fluência estimada e outra considerada na análise estrutural.

A malha de elementos finitos utilizada para resolver os problemas térmico e estrutural é constituída por 1204 pontos nodais e 148 elementos finitos tridimensionais do tipo cubo, isoparamétricos do segundo grau, com 20 pontos nodais, sendo que 78 pertencem ao corpo da barragem, 11 ao pilar do descarregador e 59 à fundação (Fig. 6). Foi considerada uma discretização mensal das ações no domínio do tempo.

O desenvolvimento do modelo na direção normal ao perfil foi considerado igual à largura do pilar do descarregador de superfície (1,50 m), o que possibilita a correta representação estrutural deste elemento. Para garantir as condições de estado plano de deformação do corpo da barragem e da fundação, foram

impedidos os deslocamentos normais nas duas superfícies verticais de fronteira paralelas ao perfil da barragem. O pilar do descarregador não foi restringido lateralmente, para se representar o seu estado plano de tensão. Nas restantes fronteiras planas que limitam lateralmente e inferiormente o modelo, foram impostos deslocamentos nulos na direção normal às duas fronteiras verticais perpendiculares ao perfil da barragem e nas três direções na fronteira horizontal inferior.



Castanho: maciço rochoso de fundação

Cinzento escuro: corpo da barragem

Cinzento claro: pilar do descarregador

Figura 6. Malha "plana" de elementos finitos do conjunto barragem-fundação, na zona central

2.2 Ações

O peso próprio do betão foi representado por forças mássicas verticais ($\gamma_b = 24$ kN/m^3), aplicadas na fase inicial do cálculo, não sendo, portanto, considerado o processo construtivo.

Relativamente à pressão hidrostática, a evolução do nível de água na albufeira foi discretizada mensalmente (Fig. 7-a). As pressões foram representadas através de forças de superfície ($\gamma_w = 10$ kN/m^3), aplicadas no paramento de montante da barragem. Não foram consideradas as subpressões na base nem a pressão hidrostática no paramento de jusante, por terem sido de reduzido valor e terem tido pequenas variações no tempo.



Figura 7. Discretização mensal do nível de água na albufeira.

As ações térmicas foram representadas por ondas sinusoidais de período anual [11] para o ar e a água (Fig. 8). Os parâmetros da onda térmica do ar foram ajustados com base nas temperaturas observadas no local da obra e na barragem de Ranhados (geograficamente próxima e em condições de altitude semelhantes), uma vez que o registo de temperaturas no local da obra era escasso. Relativamente à temperatura da água, foram definidas três curvas de temperatura para diferentes profundidades: i) à superfície; ii) a 10 m de profundidade; e iii) a 20 m de profundidade. A variação de temperatura entre os vários níveis foi admitida linear, considerando-se uma temperatura constante no fundo da albufeira, igual à temperatura média anual da água. Admitiu-se também que a temperatura à superfície da água é igual à temperatura do ar, ao passo que para as profundidades de 10 m e 20 m foram ajustadas ondas

térmicas anuais com base nas temperaturas obtidas a partir das amostras de água recolhidas a diferentes profundidades, nas campanhas realizadas pelo LNEC entre 2009 e 2015 [4].

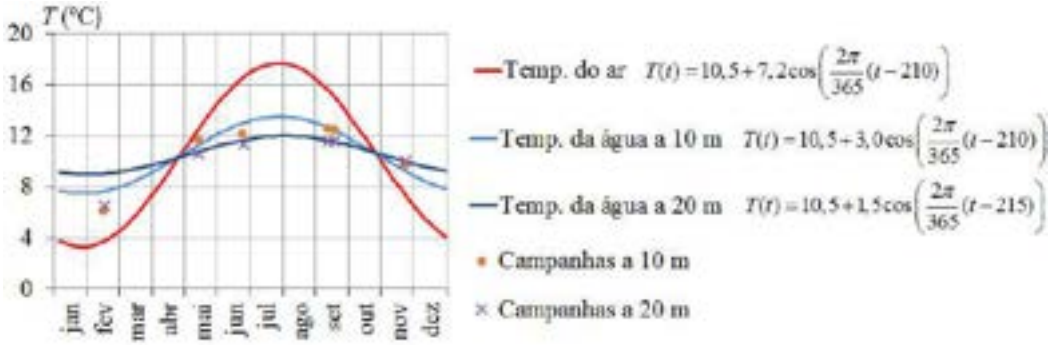


Figura 8. Ondas térmicas anuais consideradas no cálculo térmico, para o ar e para a água, e temperaturas da água medidas nas inspeções realizadas pelo LNEC entre 2009 e 2015.

3. INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO OBSERVADO

3.1 Resultados do modelo térmico

O campo térmico no corpo da barragem, no início do primeiro enchimento da albufeira (meados de fevereiro de 2009) foi estimado realizando, previamente, uma análise térmica em regime transiente até se obter uma estabilização das temperaturas. Nesta análise considerou-se a temperatura inicial igual à temperatura média anual do ar.

A distribuição de temperatura no corpo da barragem foi calculada mensalmente, de acordo com a discretização no tempo adotada no período em análise, desde fevereiro de 2009 a fevereiro de 2015. Dado o carácter cíclico da onda térmica anual e a pequena variação do nível de água na albufeira, que se manteve relativamente elevado ao longo do período em análise, os campos térmicos são bastante semelhantes para os sucessivos anos de análise. Reproduzem-se na Fig. 9 os resultados do cálculo, considerando a albufeira no nível de pleno armazenamento, em 15 de março e 15 de setembro.

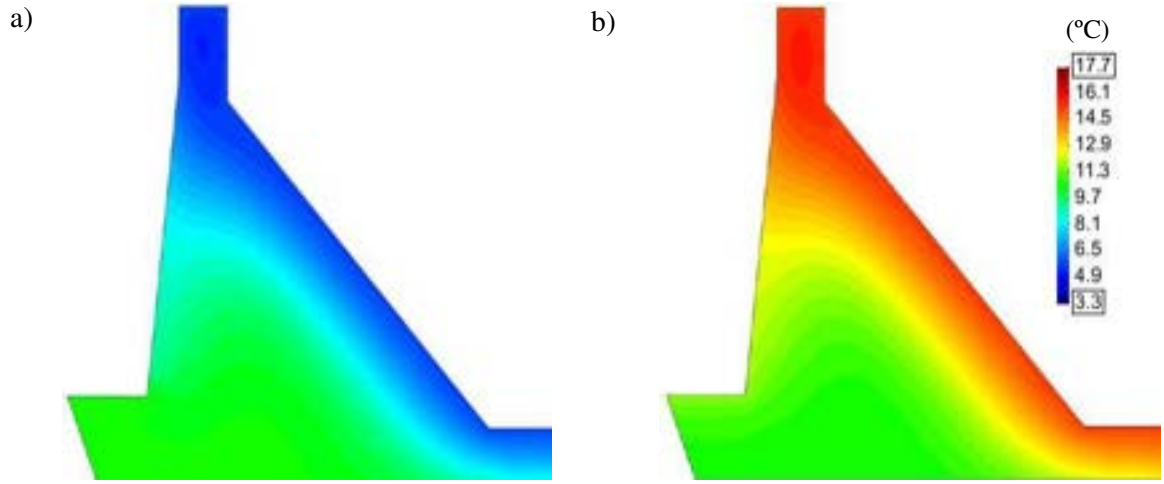


Figura 9. Distribuição de temperaturas no corpo da barragem na fase de exploração: a) em 15 de setembro; e b) em 15 de março.

A distribuição de temperaturas obtidas com o modelo térmico, ao longo do período em análise, permitiu calcular as variações de temperatura usadas no modelo estrutural, em todos os pontos nodais de discretização do corpo da barragem, para cada intervalo de tempo.

3.2 Resultados do modelo estrutural e interpretação das grandezas observadas

Os resultados obtidos na modelação estrutural permitiram interpretar os principais resultados da observação.

Na Fig. 10 representam-se os deslocamentos horizontais na direção montante-jusante num ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo à cota 923,30 m, observados e calculados, entre fevereiro de 2009 e fevereiro de 2015. No gráfico superior da Fig. 10 comparam-se os valores observados com os calculados considerando a ação conjunta do peso próprio, pressão hidrostática e variações de temperatura, bem como os efeitos diferidos (fluência e relaxação), e no gráfico inferior apresentam-se os mesmos efeitos considerados separadamente, o que permite avaliar o peso relativo de cada efeito na resposta da barragem.

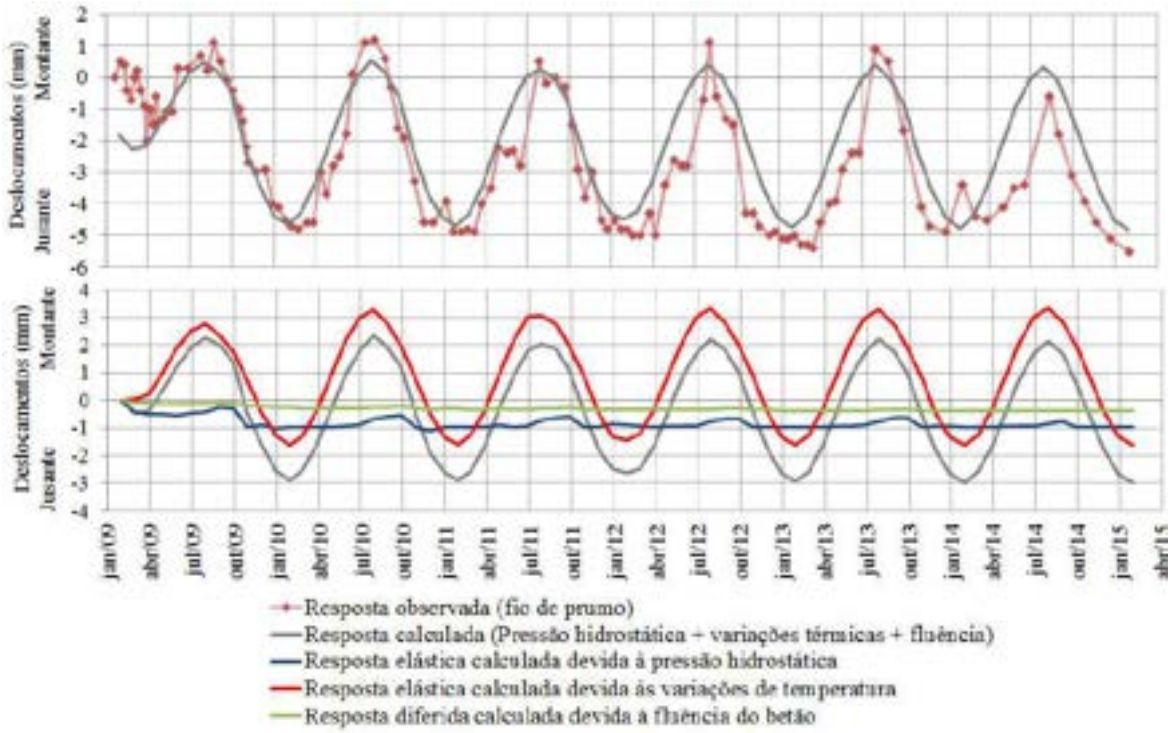


Figura 10. Deslocamentos horizontais na direção montante-jusante, observados e calculados, no ponto à cota 923,30 m, correspondente à fixação do fio de prumo direito.

Verifica-se que existe, globalmente, um bom ajuste entre os valores observados e calculados, sendo os valores calculados ligeiramente inferiores aos observados. Esta diferença, que em algumas épocas é significativa, pode dever-se à ocorrência, em alguns períodos de tempo, de temperaturas maiores no verão e menores no inverno que as simuladas pelas ondas térmicas anuais do ar e da água. Por outro lado, o ponto em observação à cota 923,30 m localiza-se relativamente próximo das superfícies exteriores (no pilar do descarregador), podendo por essa razão sofrer também influência significativa da onda térmica diária. A título de exemplo, deve referir-se que nos meses de verão as temperaturas máximas diárias podem atingir 30 ºC, enquanto que o valor máximo da onda térmica anual do ar considerada no modelo numérico é de 18,7 ºC.

Verifica-se que deslocamentos devidos às variações térmicas são a parcela dominante, com uma amplitude de cerca de 5,0 mm, seguida dos efeitos elásticos devidos à pressão hidrostática, com cerca de 1,0 mm de deslocamento para jusante, em situação de albufeira cheia, sendo a resposta diferida de menor valor, cerca de 0,4 mm em fevereiro de 2015.

4. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

Na Fig. 11-a) representam-se as tensões principais na barragem devidas às ações do peso próprio do betão, pressão hidrostática (h=919,50 m) e variações de temperatura anuais máximas positivas. No perfil da barragem verifica-se que os paramentos se encontram comprimidos e o núcleo tracionado, o que é consistente com os gradientes térmicos que ocorrem na direção montante-jusante, que são reduzidos no núcleo e muito significativos junto aos paramentos. Deste facto decorre que, em época quente, os paramentos tendem a dilatar mais que o núcleo, o que resulta em tensões de compressão nos paramentos e de tração no núcleo. No núcleo as tensões de tração máximas calculadas são aproximadamente verticais, com valores de cerca 0,9 MPa, enquanto junto aos paramentos as tensões de compressão são aproximadamente paralelas aos paramentos, com valores máximos de 3,3 MPa e 1,3 MPa junto ao pé de jusante e de montante, respetivamente. Ao longo do desenvolvimento da obra (perpendicularmente ao perfil da barragem) geram-se tensões de compressão horizontais, que têm valores significativos juntos aos paramentos. As tensões junto ao paramento de montante são menores que junto ao paramento de jusante, pois está sujeito a menores variações de temperatura (por estar submerso). As compressões máximas localizam-se junto ao pé de jusante e também junto à superfície do descarregador, tendo valores de cerca de 4,0 MPa. Na Fig. 11 a magnitude das tensões perpendiculares ao plano do perfil é representada, esquematicamente, pelo tamanho dos círculos.

Na Fig. 11-b representam-se as tensões principais na barragem devidas às ações do peso próprio do betão, pressão hidrostática (h=919,50 m) e variações de temperatura anuais máximas negativas. Tendo em conta a simetria teórica das ondas térmicas do ar e da água e que o efeito das variações térmicas é dominante no comportamento estrutural da barragem, o campo de tensões apresentado na Fig. 11-b é aproximadamente simétrico (intensidade semelhante mas de sinal contrário) relativamente ao apresentado na Fig. 11-a, tendo-se calculado, junto aos paramentos, com direção paralela aos mesmos, tensões de tração com valores significativos, com máximos de 2,5 MPa junto ao pé de jusante e de 1,3 MPa junto ao pé de montante. No núcleo da barragem as tensões são de compressão, com valores máximos de 1,1 MPa.

Como foi utilizado um modelo estrutural contínuo e homogéneo da barragem, as tensões horizontais calculadas na direção longitudinal da barragem, junto aos paramentos de jusante e de montante, provocadas pelas variações de temperatura anuais máximas negativas, são de tração, com valores máximos que chegam a atingir 4,0 MPa. Contudo, estas tensões não podem ocorrer em obra, uma vez que os blocos podem contrair na direção longitudinal praticamente sem restrição, devido à existência das juntas verticais de contração.

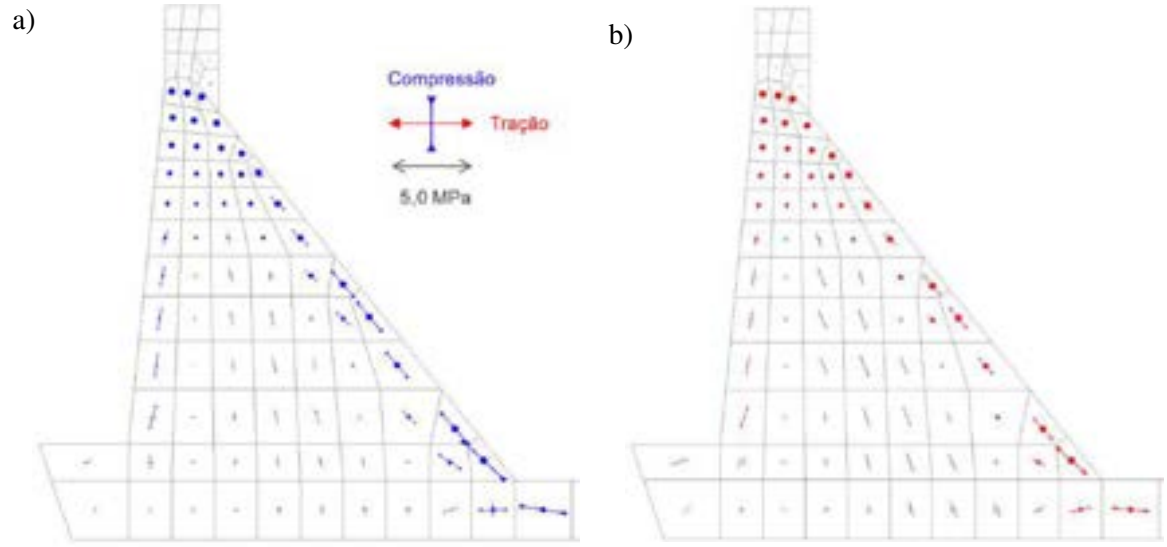


Figura 11. Tensões principais no perfil da barragem devidas às ações do peso próprio do betão, à pressão hidrostática (h=919,50 m) e às: a) variações de temperatura anuais máximas positivas; e b) variações de temperatura anuais máximas negativas.

5. CONCLUSÕES

As metodologias numéricas utilizadas para interpretar o comportamento estrutural da barragem de Pretarouca durante o primeiro enchimento da albufeira e primeiro período de exploração revelaram-se adequadas aos fins em vista, nomeadamente na consideração dos efeitos instantâneos e diferidos das principais solicitações que atuam sobre a barragem, designadamente o peso próprio, a pressão hidrostática e as variações de temperatura.

Os resultados da observação da barragem durante o primeiro enchimento da albufeira e nos sete anos seguintes de exploração, interpretados com apoio em modelos matemáticos desenvolvidos e calibrados para o efeito, permitem afirmar que o comportamento da obra foi globalmente satisfatório, existindo uma boa concordância entre grandezas observadas e calculadas. O comportamento da obra tem sido condicionado, essencialmente, pelas ações térmicas ambientais, designadamente no que respeita aos deslocamentos absolutos e relativos da estrutura e aos campos de tensões.

Os campos de tensões calculados permitem estabelecer as envolventes que podem ocorrer na barragem. As tensões de compressão são de valor relativamente reduzido, tendo valores máximos generalizados de cerca de 4,0 MPa na direção longitudinal (desenvolvimento da obra). No perfil da barragem foram calculadas tensões máximas de tração de cerca de 0,9 MPa no núcleo e de 2,5 MPa junto ao pé de jusante. Este último valor, embora seja significativo, é menor que a resistência média à tração do betão (entre 3,5 MPa e 4,5 MPa, obtida em ensaios realizados no LNEC), pelo que o risco de fendilhação é reduzido.

REFERÊNCIAS

[1] CENOR (2006). Barragem de Pretarouca. Projeto de execução. Lisboa.

[2] CIMPOR BETÃO (2007). Barragem de Pretarouca. Estudo de composição de betão nº 02/07.

[3] LNEC (2007). Barragem de Pretarouca. Planos de observação e de primeiro enchimento da albufeira. Relatório 399/2007, Lisboa.

[4] LNEC (2016). Barragem de Pretarouca. Análise e interpretação do comportamento observado durante o primeiro enchimento da albufeira e o primeiro período de exploração. Relatório 311/2017, Lisboa.

[5] Lawrence, K. L. (2012). ANSYS Workbench Tutorial Release 14. SDC Publications, Arlington, ISBN 978-1-58503-754-4.

[6] Oliveira, S. B. M. (2000). Modelos para a análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.

[7] Azenha, M.; Faria, R.; Ferreira, D. (2008). Monitorização e simulação numérica do processo construtivo de uma barragem gravidade de betão. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2008, Guimarães.

[8] Batista, A.L. (1998). Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada. Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa.

[9] Pereira, R.; Batista, A.L.; Neves, L.C. (2016). Quantificação das propriedades estruturais do betão de barragens. Parte 1 – Caracterização probabilística das propriedades potenciais a partir de resultados de ensaios. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2016, Coimbra.

[10] Pereira, R.; Batista, A.L.; Neves, L.C. (2016). Quantificação das propriedades estruturais do betão de barragens. Parte 2 – Estimativa das propriedades reais a partir das propriedades potenciais. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2016, Coimbra.

[11] Silveira, A. F. (1961). As variações de temperatura nas barragens. Memória nº 177, LNEC.

Sessão 5A

Linha de Évora. Novo Troço Évora – Linha do Leste. Obras de Arte Especiais



Paulo Tavares[1]

RESUMO

A nova ligação ferroviária entre Évora e a Linha do Leste (Elvas/Caia), com uma extensão de 94,1 km, constitui a maior obra ferroviária de linha nova, em Portugal, desde há muitas décadas.

O investimento respeitará duas fases de desenvolvimento:

- Primeira fase - via única, em plataforma para via dupla;
- Segunda fase – implantação da segunda via.

O faseamento supra condicionou as soluções de projeto das obras de arte especiais, nomeadamente:

- Tabuleiros independentes e assimétricos;
- Construção dos encontros e fundações dos pilares do segundo tabuleiro na primeira fase.

A natureza do transporte ferroviário ditou igualmente algumas singularidades no dimensionamento das obras de arte especiais.

São abordadas particularidades de algumas das pontes e viadutos ferroviários a construir, quer para revelar características singulares, quer para dar uma visão global das soluções projetadas: as pontes de Machede (pilares dispostos em V), Lucefece (uniformização de vãos), Pardais (maior extensão), Ponte da Asseca (tabuleiro em caixão unicelular de altura variável) e Viaduto sobre a A6 (estrutura mista).

Palavras-chave: Évora, Leste, Ferrovia, Pontes, Viadutos

1. INTRODUÇÃO

O PETI3+ (Resolução do Conselho de Ministros n.º 61-A/2015 - Diário da República n.º 162/2015, 1º Suplemento, Série I de 2015-08-20), no qual se baseou o plano de investimentos constante do Ferrovia 2020, Plano de Investimentos Ferroviários apresentado pelo Governo em fevereiro de 2016, definiu um conjunto de prioridades devidamente identificadas por um conjunto alargado de partes interessadas, sendo de destacar:

- Compromissos internacionais, incluindo os bilaterais com Espanha e os que resultam do Corredor Atlântico;

[1]Infraestruturas de Portugal S.A., Almada, paulo.tavares@infraestruturasdeportugal.pt

- Fomento do transporte de mercadorias e em particular das exportações;
- Articulação entre os portos nacionais e as principais fronteiras terrestres com Espanha.

O designado Corredor Internacional Sul, visa reforçar a conexão ferroviária dos portos e das zonas industriais e urbanas localizadas no sul de Portugal quer a Espanha, quer ao resto da Europa.



Figura 1. Corredor Internacional Sul. Traçado atual e futuro

Inserida, por sua vez, no Corredor Internacional Sul, a nova ligação ferroviária a construir entre Évora e a Linha do Leste, terá como principais benefícios:

- Reduzir a distância e o tempo de trajeto entre Sines e a fronteira de Elvas/Caia, em menos 3h30 e 135 km;
- Aumentar a eficiência e atratividade do transporte ferroviário de mercadorias, ao permitir a circulação de comboios de mercadorias com 750 m de comprimento;
- Aumentar a capacidade para mais do dobro da atual, o que se traduz dos atuais 36 comboios/dia de 400 m para 51 de 750 m;
- Aumentar a segurança e fiabilidade da exploração ferroviária através da instalação de sinalização e telecomunicações e da automatização e supressão de passagens de nível;
- Preparar a migração para bitola europeia, a ocorrer quando a rede espanhola efetuar a mudança de bitola.

Em função da conclusão dos respetivos estudos e projetos, a materialização da nova linha, no troço Évora – Linha do Leste, foi dividida em quatro empreitadas de obra geral:

- Linha de Évora. Empreitada geral de construção civil do subtroço Évora - Évora Norte;
- Linha de Évora. Empreitada geral de construção civil do subtroço Évora Norte – Freixo;
- Linha de Évora. Empreitada geral de construção civil do subtroço Freixo – Alandroal;
- Linha de Évora. Empreitada geral de construção civil do subtroço Alandroal – Linha do Leste;

Pretende o presente artigo dar a conhecer a dimensão física e pressupostos do projeto, bem como algumas particularidades das obras de arte especiais (pontes e viadutos ferroviários) da nova linha a construir.

2. PRESSUPOSTOS DO PROJETO

O desenvolvimento dos projetos das pontes e viadutos ferroviários foram sujeitos às naturais condicionantes de ordem ambiental, mas também, e principalmente, pelos requisitos técnicos impostos pela natureza do transporte e pelas características da superestrutura ferroviária.

Não menos importante, os projetos foram igualmente condicionados pelo facto do novo canal ferroviário estar preparado para duas fases de desenvolvimento (curto e longo prazo):

- Primeira fase - via única, em plataforma para via dupla;
- Segunda fase - implantação da segunda via.

2.1 Condicionamentos Ambientais

O projetista reavaliou e atualizou os condicionalismos e medidas espelhadas na Declaração de Impacte Ambiental anteriormente emitida em sede de Estudo Prévio, sendo naturalmente o documento orientador do desenvolvimento do projeto.
Com toda a naturalidade, no caso das pontes ferroviárias, o principal condicionalismo foi imposto pelo atravessamento das linhas de água e correspondente leito de cheia. Assim, regra geral, a definição da extensão das pontes decorreu da delimitação do leito de cheia, ajustada à modulação de vãos e ao atravessamento das linhas de água.

2.2 Condicionamentos Ferroviários

2.2.1 Requisitos técnicos

Foram considerados os seguintes requisitos técnicos do troço Évora Norte – Elvas/Caia (definidos pela IP em Caderno de Encargos):

- Via Única, balastrada;
- Bitola 1668 mm;
- Travessa de betão monobloco polivalente;
- Tráfego misto (250 KN/eixo e 80 KN/metro);
- Velocidade de projeto:
    - 120 Km/h (mercadorias);
    - 250 Km/h (passageiros);
- Eletrificação em sistema 2 x 25 kV/50 Hz;
- Carga rebocável em tração simples: 1400 T.

Resultante dos pressupostos de construção em 2 fases de desenvolvimento atrás referidos, ficou definido que o perfil transversal das pontes e dos viadutos ferroviários, devia comportar duas vias eletrificadas, em tabuleiros independentes para cada uma das vias, com travessas de betão polivalentes, assentes sobre uma camada de balastro com espessura mínima de 30 cm sob a face inferior das travessas.

Esta opção diminui drasticamente os impactes sobre a circulação ferroviária aquando da construção da referida segunda via:

- Redução significativa do potencial de invasão das zonas de risco (segurança);
- Elimina a necessidade de recorrer a interdições da circulação ferroviária durante o período de cura do betão da estrutura de duplicação.

O tabuleiro a ser construído na fase inicial será complementado, do lado da entrevia, com um passadiço metálico e um guarda-corpos, elementos que serão desmontados aquando da futura construção da segunda via.

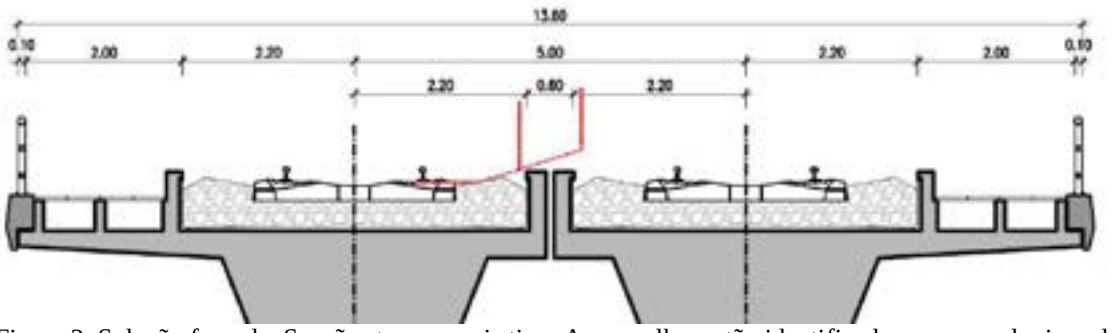


Figura 2. Solução faseada. Secções transversais tipo. A vermelho, estão identificadas as zonas de risco de invasão de segurança para velocidades inferiores e superiores a 80 km/h.

A solução final adotada está ilustrada na Figura 3, correspondendo à construção dos seguintes elementos em cada fase do investimento:

- Fase 1 (via única): Encontros e fundações dos pilares para via dupla; pilares para via única e arranque das armaduras dos pilares do segundo tabuleiro; tabuleiro para via única e passadiço metálico para ser desmontado para execução da Fase 2;
- Fase 2 (implantação da segunda via): Pilares e tabuleiro da segunda via e supressão do passadiço metálico.

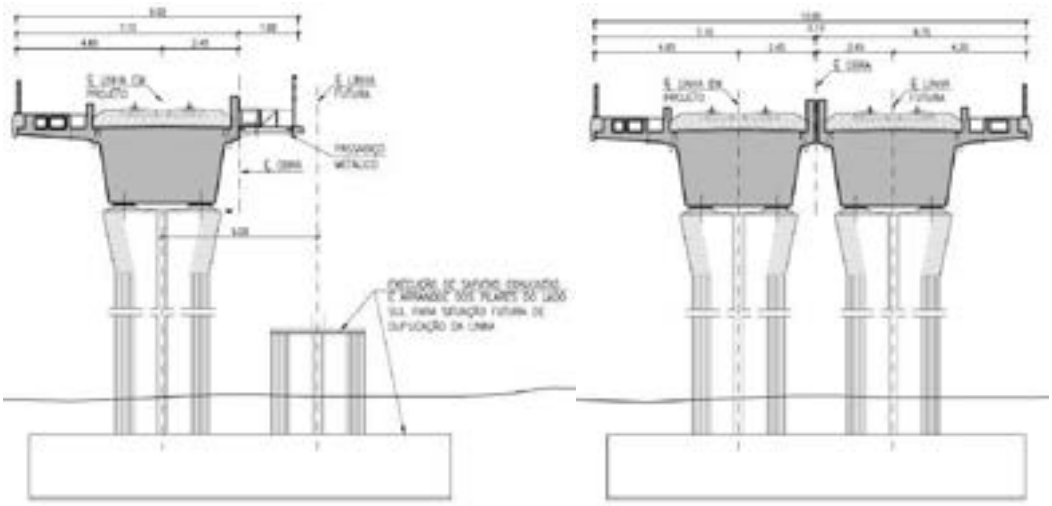


Figura 3. Solução faseada adotada para as duas fases de investimento

A solução adotada para o período de exploração a que corresponde a Fase 1, tabuleiro em via única, associada ao elevado número e à extensão das obras de arte a construir, restringe fortemente os períodos de trabalho em via interdita com veículos ferroviários de inspeção/manutenção de pontes.
Assim, de modo a habilitar as equipas de inspeção/manutenção a laborar com a via em exploração, as obras de arte a construir serão as primeiras da rede ferroviária nacional a admitir a utilização de um equipamento autopropulsado (estrutura móvel), operado a partir do passadiço.
Para esse efeito e além do correspondente dimensionamento, foi prevista uma largura suplementar de 0,35 m no passadiço lateral esquerdo, de forma a criar uma faixa com largura útil de 0,90 m, para circulação do referido equipamento/veículo.



Figura 4. Exemplo de equipamento (unidade móvel) para inspeção/manutenção dos tabuleiros

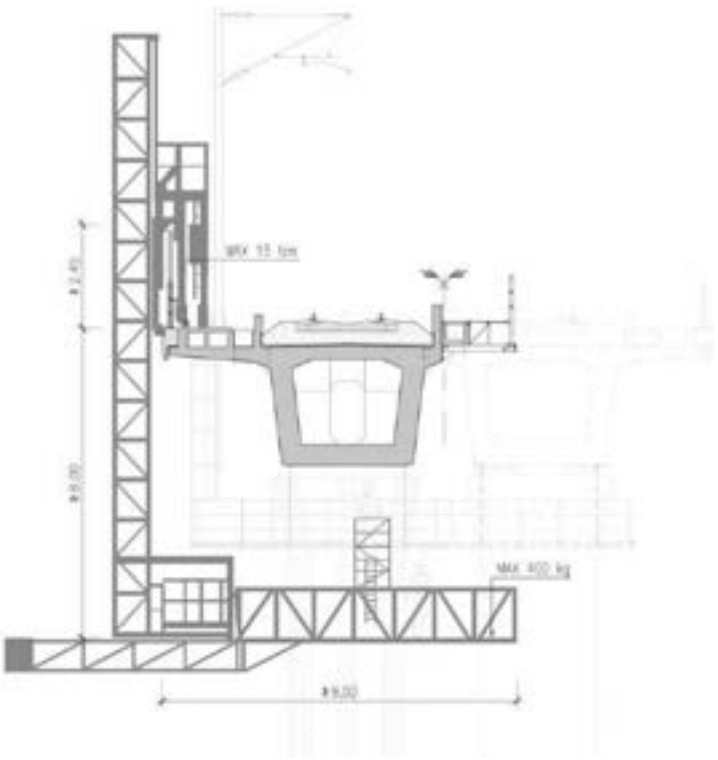


Figura 5. Esquema tipo de equipamento (unidade móvel) para inspeção/manutenção

Ainda a destacar que a conceção das pontes e dos viadutos ferroviários foi condicionada pela interação longitudinal entre a via-férrea (constituída por barra longa soldada - BLS) e a estrutura. O comportamento da via-férrea é condicionado pelo comportamento estrutural das pontes devido a diferenciais térmicos e esforços de frenagem principalmente em pontes com tabuleiros sob vias de BLS com comprimentos de dilatação superiores a 90 metros (no caso de vias balastradas sobre estruturas em betão ou mistas).

O desadequado tratamento deste fenómeno pode implicar, na fase de exploração, o surgimento de anomalias graves na via (garrotes, fraturas de carris, batimento e desquadramento de travessas, etc.) com implicações imediatas nos custos de manutenção, disponibilidade da infraestrutura e, mais grave, e risco potencial de descarrilamento de comboios.

Assim, procurou-se projetar as obras de arte minimizando o recurso a aparelhos de dilatação de via (AD), uma vez que estes equipamentos caracterizam-se por requererem uma difícil e onerosa manutenção.



Figura 6. Aparelho de Dilatação de Via (bidirecional). Linha Sul, Km 114+846

2.3 Faseamento Construtivo

Em termos gerais, em fase de projeto foi idealizado o mesmo faseamento construtivo para a grande maioria das obras de arte a construir, constituindo genericamente nas seguintes fases:

- Montagem do estaleiro de frente, desmatação e limpeza do local dos trabalhos;
- Execução das fundações dos pilares e encontros;
- Materialização dos pilares e encontros;
- Execução dos tabuleiros, por fases em função dos vãos, com recurso a cimbre metálico ao solo;
- Execução de blocos técnicos, parte superior dos encontros e betão de 2ª fase do tabuleiro;
- Acabamentos, desmontagem de estaleiro de frente e limpeza de obra.

As exceções ao faseamento supra referido encontram-se na ponte da Asseca e no viaduto sobre a A6. No caso da ponte da Asseca, a construção do tabuleiro é feita por diferentes troços, quer com recurso a cimbre metálico ao solo, quer com recurso a carros de avanço.
No caso do viaduto sobre a A6, uma estrutura mista aço/betão idealizada de modo a garantir o nível de serviço daquela artéria na fase de construção, recorrer-se-á à pré-fabricagem das estruturas metálicas sobre o aterro de um dos encontros, para posterior empuxe hidráulico para o local definitivo. O tabuleiro será posteriormente concluído com a colocação de pré-lajes e betonagem final.

3. A DIMENSÃO FÍSICA DO INVESTIMENTO

Atento à extensão, volume de trabalho e valor de investimento, o novo troço a construir entre Évora e a Linha do Leste (Elvas/Caia) apresenta-se a mais extensa obra ferroviária desde há largas décadas em Portugal.
Com um valor estimado de 540 milhões de euros e com as diversas empreitadas a decorrer entre 2T2019 e o 1T2023, a materialização deste investimento terá como características de maior relevo:

- 32 viadutos e pontes ferroviárias, numa extensão total superior a 11 km, das quais 11 com extensão superior a 500 m, sendo a maior a Ponte de Pardais, com 785 m;
- 56 obras de arte correntes, repartidas entre 19 passagens inferiores e 37 superiores;
- 441.000 m^3 de volume total de betão;
- 53.000 toneladas de aço em armaduras;
- 14.000.000 m^3 de movimentação de terras.

4. CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES FERROVIÁRIAS MAIS RELEVANTES

Por razões óbvias de espaço, entendemos não se enquadrar no presente artigo apresentar uma descrição detalhada das soluções técnicas adotadas para cada uma das obras de arte especiais a contruir.
No entanto, descrevemos sucintamente algumas das soluções adotadas, quer por serem representativas das soluções de projeto, quer por apresentarem características singulares.

4.1 Ponte de Machede

A Ponte de Machede desenvolve-se entre os km 131+799 e 131+918 do traçado, possuindo uma extensão total de 119 m e uma altura máxima ao solo da ordem dos 15 m, tendo por objetivo atravessar a Ribeira de Machede.

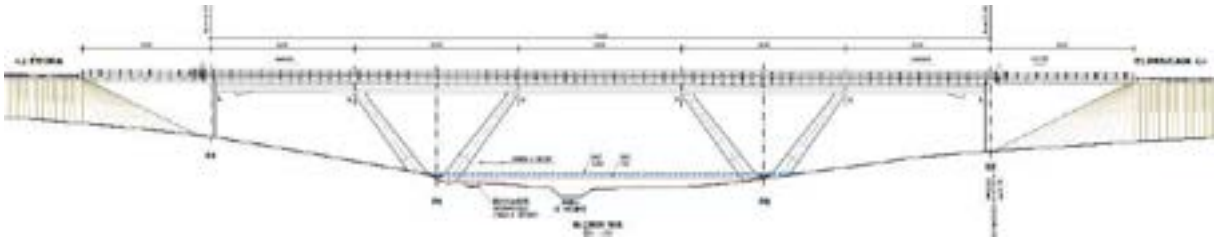


Figura 7. Ponte de Machede, Km 131+799 e 131+918 do traçado (projeto)

Optou-se por uma solução estrutural em que o tabuleiro apoia em dois pares de pilares inclinados, dispostos em V, afastados 50 m entre si. Esta conceção permite estabelecer um vão central generoso entre as fundações destes pares de pilares, vencendo o leito principal e garantido uma modulação de apoios do tabuleiro com vãos moderados: 22 m + 25 m + 25 m + 25 m + 20 m = 119 m.
O tabuleiro é constituído por betão pré-esforçado, monolítico de uma extremidade à outra, sendo que os pilares apresentam uma ligação rígida com o tabuleiro garantindo assim um conjunto de grande rigidez horizontal, adequado para garantir a limitação da tensão nos carris no contexto da interação via-estrutura.

4.2 Ponte de Lucefece

A Ponte de Lucefece desenvolve-se entre os Km 159+695 e 160+359 do traçado, possui uma extensão de 664 m e uma altura livre máxima de 25,7 m. Os principais condicionamentos foram a elevada altura ao solo e o atravessamento da Ribeira de Lucefece (e respetivo leito de cheia) e do vale a ela associado.



Figura 8. Ponte de Lucefece, Km 159+695 e 160+359 do traçado (projeto)

Tendo em conta a altura ao solo e os obstáculos a transpor, optou-se por uma modelação de vãos com 40 m, com a seguinte distribuição: 32 + 15 x 40 + 32 = 664 m. Esta obra de arte exemplifica o esforço do projetista na uniformização de vãos.
Para esta dimensão de vãos, numa obra ferroviária, considerou-se que a solução mais adequada para o tabuleiro era em caixão, tendo-se adotado um caixão unicelular com 2,80 m de altura constante. Os pilares apresentam uma secção vazada, com uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica.

4.3 Ponte de Pardais

A Ponte de Pardais desenvolve-se entre os Km 170+545 e 171+330 do traçado, possuindo uma extensão total de 785 m e uma altura máxima ao solo da ordem dos 35 m. Tem a singularidade de apresentar um arco central, com 140 m de vão, e de ser a obra de arte mais extensa a construir.
Os principais condicionamentos foram o atravessamento da Ribeira de Pardais, bem como dois caminhos rurais existentes, para além de linhas de distribuição de energia.

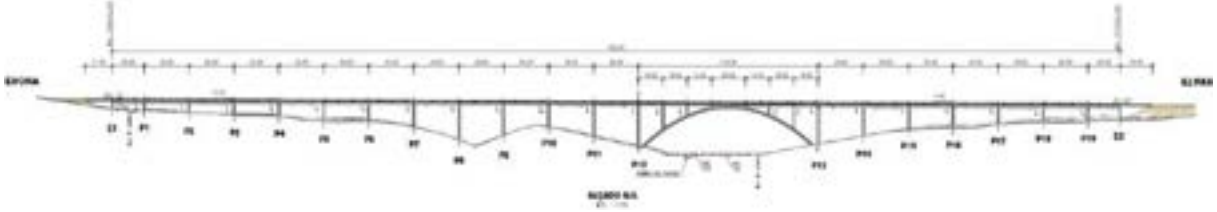


Figura 9. Ponte de Pardais, km 170+545 e 171+330 do traçado (projeto)

Tendo em conta as alturas ao solo adotou-se uma modulação com 20 vãos correntes internos de 35m, um arco central com 140 m de vão e vãos de extremidade de 25 m.

Para a secção de tabuleiro adotou-se uma solução em laje nervurada de altura constante de 2,40 m. Na zona do arco central, de forma a aligeirar a secção do tabuleiro, adotou-se uma solução em caixão unicelular igualmente com 2,40 m de altura constante.
Dada a considerável altura ao solo no vale da Ribeira dos Pardais e topografia deste, considerou-se geométrica e estruturalmente apropriada a inserção de um arco nesta zona, como elemento de rigidez longitudinal e suporte vertical do tabuleiro. Esta solução afigurou-se esteticamente integrada, apresentando vantagens construtivas, dado que por um lado evitava a construção de pilares com alturas da ordem dos 40 m e por outro a materialização do arco facilitaria a fase de construção do tabuleiro nestas zonas.
Tendo em conta a configuração geral do viaduto, adaptada à orografia local, optou-se por uma solução de tabuleiro contínuo, fixo no arco e apoiado nos restantes pilares com aparelhos guiados, móveis na direção longitudinal e fixos na direção transversal, o que implicou a introdução aparelhos de dilatação de via em ambos os encontros.
Os pilares apresentam uma secção corrente retangular vazada com 2,1 × 3,0 m², e possuem uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica. O arco é constituído por uma secção vazada com 2,4 × 3,0 m², com geometria exterior em forma de secção retangular modificada, dotado de amaciçamentos junto dos pilares que apoiam no arco e seções críticas (arranque e fecho do arco).

4.4 Ponte da Asseca

A Ponte da Asseca desenvolve-se entre os Km 177+583 e 178+227 do traçado, possuindo uma extensão total de 644 m e uma altura máxima livre ao solo da ordem dos 35 m.
Os principais condicionamentos foram a elevada altura ao solo e o atravessamento da Ribeira da Asseca (e respetivo leito de cheia) e do vale a ela associado, sendo que a ribeira é ainda atingida neste local pela Albufeira do Alqueva (apresenta uma largura de cerca de 55 m no nível de pleno armazenamento).



Figura 10. Ponte da Asseca, km 177+583 e 178+227 do traçado (projeto)

Tendo em conta a altura ao solo e os obstáculos a transpor, optou-se por uma modelação de vãos correntes com 32 m, sendo que no atravessamento da Ribeira da Asseca se adotam vãos superiores, com um vão principal de 70 m e vãos adjacentes de 52 m, sendo esta a singularidade da ponte. A distribuição de vãos é então a seguinte: 27 + 8x32 + 52 + 70 + 52 + 5x32 + 27 = 644 m.
A adoção de um vão principal sobre a Ribeira da Asseca com 70 m, permite assim a execução das fundações mesmo com a albufeira do Alqueva ao nível de pleno armazenamento (cota 152 m), embora seja necessário executar ensecadeiras em ambos os pilares deste vão. Com esta solução, idealizou-se a execução do tabuleiro em consolas, por avanços sucessivos, recorrendo a carros de avanço.
Para esta dimensão de vãos principais, numa obra ferroviária, considerou-se que a solução mais adequada para o tabuleiro era em caixão, tendo-se adotado uma solução em caixão unicelular, com 2,40 m de altura constante para os troços correntes de 32 m, e uma altura variável entre 3,20 m e os 6,00 m para os tramos principais sobre a Ribeira da Asseca.
Os pilares apresentam uma secção vazada, com uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica.

4.5 Viaduto sobre a A6

O viaduto sobre a A6 desenvolve-se entre os Km 202+513 e 202+714 do traçado, possui uma extensão de 201 m e uma altura livre máxima de 9 m.

Os principais condicionamentos foram o atravessamento da Autoestrada A6, da Estrada Nacional 4 e de uma estrada local, desenvolvendo-se estas duas vias paralelamente à autoestrada. Tinha-se ainda a presença de um canal de rega existente a sul da Autoestrada, com desenvolvimento sensivelmente perpendicular a esta, o qual foi mantido.

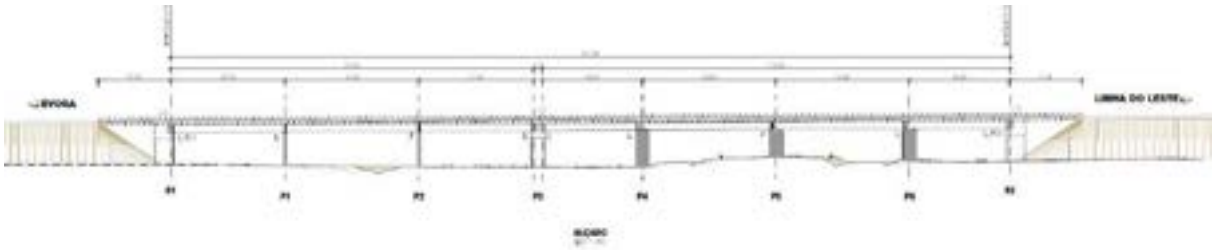


Figura 11. Viaduto sobre a A6, Km 202+513 e 202+714 do traçado (projeto)

A extensão do viaduto está condicionada essencialmente pelo atravessamento das vias existentes e do canal de rega existente, tendo-se optado por uma solução de dois tabuleiros contínuos separados por uma junta de dilatação, com pontos fixos sensivelmente a meio de cada tabuleiro e sem aparelhos de dilatação de via.
Tendo em conta a largura das vias a transpor, optou-se pela seguinte modelação de vãos: três vãos de 27,5 + 32 + 27,5 = 87 m no tabuleiro do lado sul sobre o canal existente e dois vãos centrais de 32 m e dois vãos extremos de 24 m, resultando: 24 + 2 x 32 + 24 = 112 m, no tabuleiro do lado norte, sobre a autoestrada e as vias existentes.
Dadas as restrições associadas à manutenção de tráfego na A6, os vãos adotados, a largura do tabuleiro para via única e o facto de se tratar de uma obra ferroviária com exigências de deformabilidade restritivas, considerou-se que como solução mais adequada um tabuleiro misto aço/betão, com duas vigas de alma cheia em perfis reconstituídos soldados, com altura de 1,80 m e uma laje de betão com 0,35 m, resultando uma altura total de tabuleiro de 2,15 m. A laje do tabuleiro será executada com recurso a pré-lajes com a largura total do tabuleiro de 7,90 m e com um comprimento previsto dos painéis de 2,40 m.
Os pilares são laminares sendo a sua geometria condicionada essencialmente pelo atravessamento da autoestrada.

5. CONCLUSÕES

A nova ligação ferroviária entre Évora e Elvas/Caia afirmar-se-á como o mais longo troço ferroviário de linha nova, contruído no nosso país, desde há muitas décadas.
A construção desta nova ligação ferroviária, incluída num plano mais vasto de investimentos na rede ferroviária nacional, vai ao encontro de uma política que tem por missão o desenvolvimento do sistema de transportes, contribuindo para o desenvolvimento económico, social e ambiental, não só pelos impactes que produz na redução de tráfego rodoviário mas também pela importância na articulação entre os grandes aglomerados e o resto do país, e em particular às áreas portuárias, potenciando a capacidade oferecida pelo modo ferroviário.
A sua concretização não é isenta de dificuldades. Atento à redução da atividade do setor da construção civil na última década, imposto pela crise financeira que afetou o país, a dimensão do investimento e os prazos de execução constituirão um repto não só para os empreiteiros, prestadores de serviços e fornecedores em geral, mas também para a entidade gestora da infraestrutura.
Concorre para incrementar o desafio, o caráter linear da obra a desenvolver, as restritivas condicionantes ambientais, o volume de movimentação de terras a concretizar, a quantidade de obras de arte (especiais e correntes) e a inevitabilidade de materializar um grande número destas estruturas em simultâneo.
No entanto, assumidos que estão os objetivos e conhecidas as condicionantes existentes, com o rigor e profissionalismo adequados, estamos certos que a concretização desta nova ligação ferroviária dignificará a engenharia portuguesa.

MANAGEMENT OF HIGHWAY BRIDGES AFFECTED BY DELAYED ETTRINGITE FORMATION PATHOLOGY



Nicolas BARDOU[1]

Summary

Since the late 1990s, a new kind of pathology has been affecting the civil engineering structures: the Internal Sulphate Reaction (ISR) or Delayed Ettringite Formation (DEF). This pathology is unknown in many countries as it is often misinterpreted as the alkali-aggregate reaction. It is the consequence of poor control over the concrete's temperature as it sets, and it generates fissuring due to internal swelling inside the concrete. Some building processes, combined with cement choices, are particularly subject to this phenomenon. Depending on potentially reactive components' proportion, on the environmental conditions, such as hygrometry or meteorological exposure, and on the concrete's alkaline proportion, consequences for the structures can be significant: usage restriction, loading capacity reduction, and even overreaching of ultimate limit states. These reactions generally have a slow kinetic. To address them, private concession holders have developed management strategies for these structures. From monitoring to diagnostics, from characterisation studies to the modelling of the pathology' evolutions, the French highways' concession holders have designed ambitious plans to tackle the phenomenon. At the present date, although the treatments for the affected structures are still confined to experimental stages, the recommendations are efficient in preventing the pathology's emergence. In conclusion, the most recent studies are rather promising.

Key-words:

Internal Sulphate Reaction; Delayed Ettringite Formation; Bridge management; Monitoring; Diagnostics; Modelling

[1] Vinci Autoroutes, Deputy Director of Infrastructure Cofiroute Network, Paris, France : nicolas.bardou@vinci-autoroutes.com

1. INTRODUCTION

Of the 21,200 km of national roads in France, 9,200 km are operated by private companies.
"Concessions" generally include the design and construction, and the operation of highways over long periods of time (30 to 70 years). All risks are transferred by the Grantor (i.e. the country public authority) to the operators (i.e. land acquisition, building, traffic,)
As a consequence, the asset management is under the responsibility of the private owner who has to reach performance goals set by each contract.
About 11 300 bridges are thus managed by the 20 private highway companies organized under the professional association called ASFA.
Given the technical challenges associated with DEF, ASFA operators have decided to combine their efforts in order to find a way to manage this plague.

2. ASFA



2-1 – ASFA network in France

ASFA is a French professional association comprising all actors involved in motorway operating and concession.

The ASFA counts 20 members, all "concessionnaires", that it say "private owners", in charge of 9,200 km of tolled highways, the toll facilities, 946 interchanges, 11,300 bridges. Altogether, they 9,83 B€ annual revenue (in 2016).

ASFA has a "bridge committee" made up of all its bridges' managers, in charge of sharing all common issues, and carrying out research and conducting
surveys, according to its members requests.

3. DELAYED ETTRINGITE FORMATION PATHOLOGY (DEF)

3.1 History of the Pathology

Although the formation of Ettringite has been known for a long time, (in 1887 by Candlot – Paris) it was only at the end of the 1980's, first in Finland, then in Germany (in 1989) and in the Czech Republic (in 1991) that the first cases were observed on railway sleepers (concrete having undergone thermal treatment). Later in the 1990s, the phenomenon was observed on structural prefabricated concrete in buildings and on bridges, especially on massive components of concrete, in the United States and in the United Kingdom.





3-1: railways sleeper in Finland & Cap on Onde river Bridge

The first case observed in France dates from the mid-90s. It was the bridge over the Ondes river. (under Garonne river, in Haute Garonne Department, at the North West of Toulouse).

It was not until 2006 that the presence of DEF on the French concession highway network was finally highlighted (i.e. Cofiroute and APRR networks).



3-2: Overpass bridge in Cofiroute Network

3.2 The Pathology

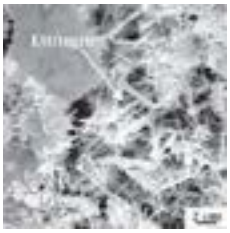
3.2.1 Phenomenon and Main Physico Chimical Factors

The DEF is a pathology resulting from the delayed formation of Ettringite or calcium trisulfoaluminate.

$$2Al(OH)^-_4 + 6Ca^{2+} + 3SO_4^{2-} + 4HO^- + 26H2O \rightarrow 3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.32H_2O$$

This is not to be confused neither with:

- The primary formation of Ettringite that results from cement hydration and which does not cause swelling since the reaction occurs before the setting of the concrete,
- Nor the secondary formation of Ettringite which can cause expansions - but rarely – and which is due to external sulfate addition.



3-3: Ettringite crisal MEB view

The DEF pathology is the result of the physicochemical mechanism that comes from:

- The modification of the hydration reaction of the cement caused by rises in temperature (producing higher concentration of sulphate ions),
- The development of Ettringite when in contact with water and aluminate,
- Expansion, which depends on the composition of the concrete, especially regarding its content in aluminates and alkalis.



3-4: Ettringite cristal

3.2.2 The mains parameters

The main parameters triggering the reaction are:

- The water or humidity content of the environment (in contact with the concrete components),
- High temperatures beyond 65° C during the thermal history of young concrete,
- Sulfate and aluminate concentrations in cement,
- Alkalines concentration in concrete gravels.

On bridges, this pathology is mainly observed on:

- Pre-casted parts that have undergone thermal treatment,
- Massive components for which control of temperature is difficult to master,
- Components particularly exposed to humidity or in contact with water (Piers in rivers, piers, caps, head beams, and footings).

3.3 Consequences & Particularities

The consequences of DEF are of various degrees:

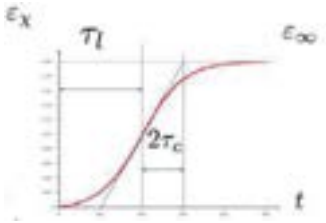
They range from the development of networks of superficial cracks, to concrete swelling, yielding or even the breaking of passive steels, which can lead to the loss of bearing capacity (due to loss of tensile and compression strength, and distortion module), damage to durability and ultimately, in most severe cases, to the collapse of some parts of the bridge or in the worst case the collapse of the whole bridge.



3-5: DEF Cracks on Cofiroute precast beam

This phenomenon has two main particularities:

- The symptoms, which look like the symptoms of an alkali reaction (hence many wrong diagnoses, where DEF is mistaken for alkali-aggregate reaction). Another complexity to note is that DEF is sometimes paired with alkali-aggregate reaction.
- Usually (but not always), the reaction is slow and the first symptoms only appear within 7 to 10 years. The figure here shows a real characteristic swelling curve of this pathology showing an asymptotic character (several French studies corroborate this model).



3-6: Catherine Larive Curve

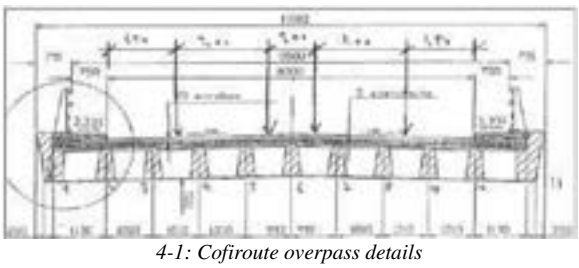
4. DEF ON THE FRENCH HIGHWAY NETWORK

On the French private highways, a significant number of bridges have been affected. By now, a total of 140 bridges have been affected. Thankfully, this is only a very small number as they are 11,300 bridges over the French private highway network. But this number probably will increase because the evolution of this pathology.

3 kinds of situations have been identified:

4.1 Pre-casted components

This first situation affects pre-casted components, more especially, pre-casted beams.
For overpasses and underpasses: Prefabricated beams are chosen by builders because they save precious weeks of work.
The fragility of these bridges stems from the difficulty in controlling manufacturing processes.



4-1: Cofiroute overpass details

The prefabrication manufacturers are always challenged in reducing the production times (so they apply thermal treatment: high steam curing temperatures in order to reduce production cycles). Tracing the young concrete history is generally difficult.
Generally and naturally, due to rain exposition, the edge beams are the most damaged.
In addition, overpasses are most commonly assembled from 16 to 50 beams. The number of beams potentially affected is therefore important (more than 1,000 beams amongst Cofiroute's network).



4-2: Cracks networks on pre-cast beam

4.2 Large bridges and their massive components

The second situation relates to large bridges and their massive components.
In this case, it is essentially the piers, caps and footings that have developed the pathology. These are massive components (2.5 to 3 or 4m in diameter). The concrete setting takes place on-site and the control of temperature is not easy. The precautions taken at the time of the construction of these bridges are not always sufficient.
These bridges are generally relatively large and they actually sup-port the highway. Some have river piers which is a factor of acceleration of the reaction. Others have piers of great height.
For the private owners, the main stakes are the management of the possible loss of functionality of the bridge carrying the highway.



4-3: A87 viaduct

This has serious consequences:
The loss of bridge capacity forces to serious traffic management constrains. This is extremely difficult and very costly (one can refer for example to the Boulonnais region viaducts, or the viaducts on the A85 and A87 highways).



4-4: Boulonnais larg bridge

4.3 Common bridges

The third situation is the common bridges with some massive (or not) components affected by DEF (side walls, pier-walls, abutments and head beams, backwalls).
In this case the diagnosis is not obvious because the issues about the curing temperatures do not seem so preponderant. The conditions during which the task is done (in summer for example, during hot temperature) may explain some cases. For the APRR, on the A71 motorway, the pathology was only highlighted during a second series of observations.
This example also shows that some cases are singular and depart from the rules.

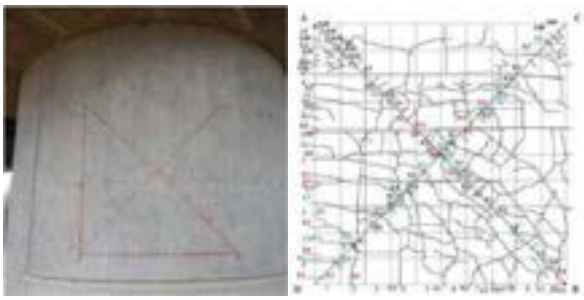


4-5: A71 overpass abutment

5. ASSET MANAGEMENT PROCESSES

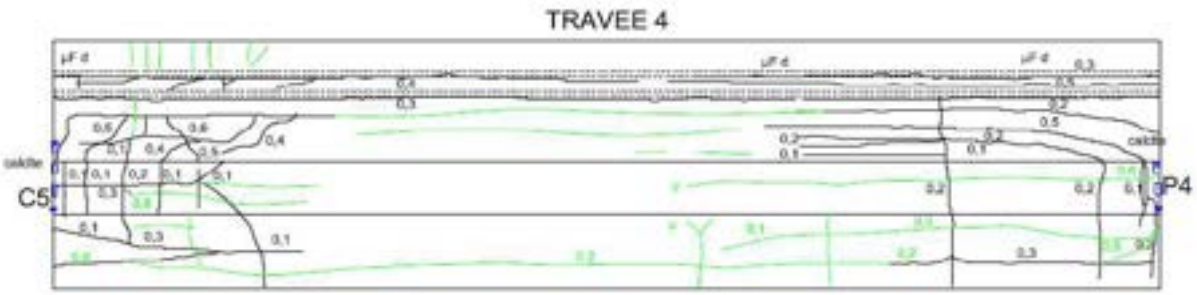
5.1 Survey

French bridge managers deal with this pathology following a graduate and progressive process beginning by a survey :
For all the previously mentioned situations, the starting point is always the observations made during a bridge inspection.
The presence of crack networks that can exceed 0,3mm width immediately generates specific survey operations.



5-1: Sulder river bridge pier & IF

Index of cracks are implemented (according to a national standard), as well as entire maps that are updated periodically (from 1 to 4 times a year depending on each situation).



5-2: Cracks surveey on Cofiroute precast beam

The aim is to characterize the cracks' behavior, the level of the damages and their evolutions. But the difficulty is also to understand at what stage of the pathology the bridge is. These fundamental observations are not sufficient, even if they make it possible to classify the bridges according to their behaviors. In the event of a significant deterioration of the concrete, close surveying contributes in preventing risks which can affect users (falling of fragments ...).

5.2 Diagnostic

In addition to surveying, bridge managers need to undertake some diagnostics.



5-3: carrots sample

It is therefore necessary to carry out further investigations of the bridges. They consist mainly in taking carrot samples and carrying out a series of laboratory tests. These investigations make it possible to identify the origin of the swelling: alkali-aggregate reaction, DEF or both.
The diagnostic tests on core samples also allows to:

- Determine the potential residuals of swellings by "accelerated expansion tests",
- Extrapolate the stage of development of the pathology.

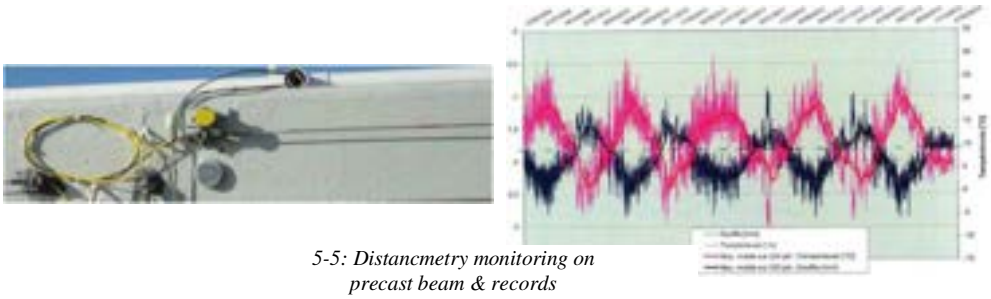
A new hierarchy makes it possible to differentiate each bridge according to its reactive potentials, and to cross-check the level of damages highlighted throughout survey.



5-4: MEB analysis

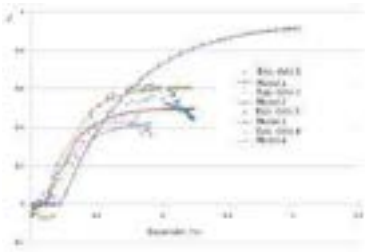
5.3 Monitoring

Finally, on a small amount of bridges, deemed "representative", specific instrumentations can be installed, in order to deepen the knowledge of the bridge behavior.
It mainly consists in distancemetry (either optical fiber, continuous (or not), measurements or periodic measurements by invar tool). Temperature and hygrometry measurements inside and outside of the concrete are also implemented.
Distortion measurements by rebar constraint gauges can also be implemented.
The advantage of these monitorings is that they allow to:
• Collect data over several years, thus adapted to the relatively slow evolution of the pathology.
• Combine several monitoring devices allowing to cross-check data and models and gain more reliability.
The interpretation of the results must take into account elements other than the data measured on the bridges (results of tests on sampling, modeling of the evolution of the structure, history of the bridge ...).



5-5: Distancmetry monitoring on precast beam & records

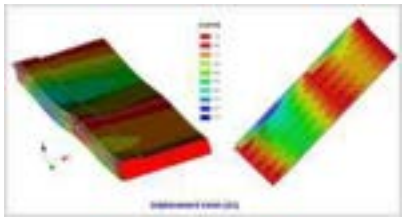
5.4 Modeling



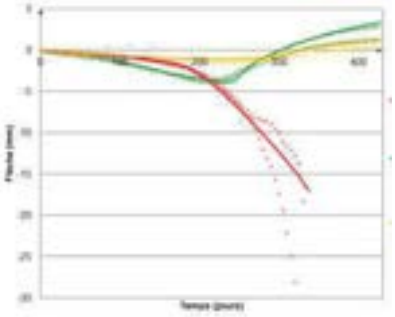
5-6: swelling register

Finally, the main challenge for the bridge managers is not limited to the understanding and the monitoring of the evolution of the pathology. It is also mainly to forecast its evolution so as to measure the impact of the pathology on the safety and functionalities of each bridge. It is indeed necessary to anticipate preventive measures or to contain the evolution of the pathology.

A calculation with finite elements software taking into account the real concrete characteristics (distortion module) allows to evaluate roughly the loss of loading capacity of the bridge. In order to do this, French universities as well as state laboratories (IFSTTAR) funded by private owners, undertake modeling of the pathology. The objective is to use input data produced during construction (when available), crack surveying, swelling studies and estimates of residual swelling potentials, as well as data from different monitoring in order to model swelling in each part of the bridge.



5-7: swelling modelling on underpass deck



5-8: previsions

Some expansion rules are today consensus even if the heterogeneous nature of the swelling complicates accurate modeling. The latter should allow to measure the effect of swelling on bridges (passive steels and prestressed steels, cohesion of concrete) and to conclude on the proficiency of the structure to maintain a good level of service at the different stages of the pathology.

The challenge about modeling is also to estimate the kinetics of the pathology.

French private bridge managers are aware that they are at the beginning of this task and that many obstacles can still obstruct the actual process, such as the lack of precise data on the young concrete thermal history.

6. PREVENTION REQUIREMENTS

The first way to contain this pathology is to set up prevention requirements to be sure that bridges are no longer affected. The numerous studies and observations made have enabled the French Technical Department Authority (IFSTTAR) to put into place in 2007, a prevention guide which has demonstrated its efficiency. This guide specifies:

- Each risk level allowing private owners to establish the risk acceptability (I, II, III),
- Each level of exposure to formulate concrete (XH1, XH2, XH3),
- Each preventive level available in order to constrain the constructive processes (T°, alkaline content, ...)- (As, Bs, Cs, Ds).

A guide of criteria prescription has been developed and published in order to help bridge owners to define the right processes.
And since the publication of these tools, there have been no new cases in France.

Particular attention is required regarding construction guidelines on:

- Limitation of water contact,
- Control of temperature during curing,
- Concrete manufacturing and transport process,
- Special care in pre-cast process.

7. TREATMENTS

Regarding the treatment of affected bridges, there are no convincing standards available today.
This is the axis of research and of work open to private owners:
Three kinds of intervention are possible:

- Firstly: Protection measures to limit the development of the pathology by the sealed protection of affected concretes. Research is in good progress, especially in France and in Portugal (with whom we also work). This is by far the most reasonable approach. There is no miracle product available yet, but the first results are promising. So far, tests are limited to measuring the effectiveness of existing products. The next step will certainly be the experimental composition of an ad hoc product.
- Secondly: For structures where the pathology has already led to performance losses, the conjugation "protection by coating and structural reinforcements" is an option to be considered.
- Finally, for the most damaged components whose protection is no longer possible or reinforcements would be too expensive, it is sometimes possible to consider replacing some standard parts (beams, abutments, head beams or piers). These works are actually the ultimate resort (taking into account the impact on the availability of the bridges and the cost of such works).

In this field, it looks necessary to launch more investigations in support of repair works, in order to:

- Define the efficiency and the impact of coating effectiveness,
- Analyze the opportunity of use of composites and its consequences on creep stress, interfaces and ageing,
- Evaluate the reliability of the modeling and the structural prognosis.

8. CONCLUSIONS

DEF is a global scope plague although not much known in many countries. If the causes of the phenomenon are now well known, and the preventive measures seem effective, and the follow-up and monitoring processes of the affected bridges are in good running order, nevertheless expansion modelling is a long-term and complex, yet obviously promising, project.

Protecting bridges using coatings seems the best solution: R&D programs will allow defining the range of products adapted to each case.

REFERENCES

[1] Michel, M. ; Fasseu, P. LRPC de Lille (1997). Méthode d'essai n° 47, LCPC.
[2] Larive, C. (1997). Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécanique. Thèse de doctorat.
[3] Godart, B. (1999). Manuel d'identification des réactions de dégradations interne du béton dans les ouvrages d'art. LCPC.
[4] Mahu, B. (2003). Aide à la gestion des ouvrages d'art atteints de réactions de gonflement interne. LCPC.
[5] Divet, L. Pavoine, A. (2007). Essai d'expansion résiduelle sur carottes extraites de l'ouvrage. Méthode d'essai n° 67, LCPC.
[6] Divet, L. Godart, B. (2007). Recommandations pour la prévention des désordres dus à la RSI. LCPC.
[7] Godart, B. (2009). Guide sur les méthodes de suivi dimensionnel et de suivi de la fissuration des structures, LCPC.
[8] Germain, D. (2010). Recommandations provisoires sur la réparation et la protection des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne. CETE.
[9] Actes du Colloque ASFA du 1 mars 2017 sur la RSI.

Reabilitação, Reforço Estrutural e Aumento de Segurança em Viadutos de Auto-Estradas


Pedro Cabral[1]


Susana Bispo[2]


Armando Rito[3]

RESUMO

Neste artigo pretende-se apresentar alguns casos práticos de projectos desenvolvidos ao longo dos últimos anos tendo em vista a reabilitação, o reforço estrutural e o aumento da segurança rodoviária em pontes da rede de auto-estradas da BRISA. São os casos dos projectos dos Viadutos de Agudim e do Arunca, na A1, da Ponte do Tâmega, na A4, e do Viaduto de Barcarena, na A5.

As 4 obras de arte têm um tempo de serviço próximo dos 30 anos, pelo que as patologias encontradas são semelhantes e resultam maioritariamente de degradação natural dos materiais, particularmente dos equipamentos e patologias dispersas nas superfícies de betão.

Como abordagem metodológica para a elaboração destes projectos seguiram-se as orientações estabelecidas na NP EN 1504-9. Foram realizadas Inspecções Detalhadas, para avaliação dos defeitos e suas causas, e elaboradas Análises Estruturais para aferir a segurança das estruturas e avaliar analiticamente as causas que levaram ao aparecimento das patologias detectadas.

De um modo geral, os trabalhos de reabilitação preconizados nos 4 projectos passam pela substituição dos aparelhos de apoio e juntas de dilatação, pelo tratamento da fissuração e de zonas de betão degradado, pela beneficiação dos sistemas de esgotos e pela pintura geral das obras.

Aproveitando a intervenção nestas obras de arte, a BRISA decidiu melhorar a segurança rodoviária, através da substituição das guardas de segurança por guardas do tipo BN4.

No Viaduto de Barcarena, fruto da modificação desejada nas faixas de rodagem, foram projectados passadiços metálicos nas extremidades do tabuleiro e reforçada a resistência aos sismos e no Viaduto do Arunca foi prevista a modificação do sistema estrutural através da anulação da junta de dilatação central.

Palavras-chave: Reabilitação, Reforço, Segurança Rodoviária

[1]Armando Rito Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. pedro.cabral@arito.com.pt
[2]Armando Rito Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. susana.bispo@arito.com.pt
[3]Armando Rito Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. armando.rito@arito.com.pt

1. VIADUTOS SOBRE O VALE DO RIO ARUNCA E SOBRE A RIBEIRA DE AGUDIM

Na sequência das Inspecções Principais programadas efectuadas às obras foram detectadas diversas anomalias. De entre elas assumia particular importância o caso dos aparelhos de apoio, que pareciam indiciar um deficiente funcionamento dos viadutos e que exigiam o seu esclarecimento no sentido de preconizar soluções que pudessem corrigir essas anomalias.

Também a deformação dos tramos adjacentes à junta de dilatação central do viaduto sobre o vale do rio Arunca e as várias intervenções de reparação já efectuadas a esse equipamento recomendavam a realização de nivelamentos topográficos e dimensionais para a interpretação do comportamento estrutural do viaduto nessa zona.

1.1 Descrição geral das Obras de Arte

As superstruturas dos viadutos são constituídas por dois tabuleiros paralelos e independentes, com vãos extremos de 28 m, vãos intermédios de 35 m e extensão total de 1071 m no caso do viaduto do Arunca e 476 m no caso do viaduto de Agudim.

Os tabuleiros têm uma largura de 15.155 m e são constituídos por duas vigas longitudinais com altura constante, em betão armado pré-esforçado, ligadas por uma laje de espessura variável, laje essa que se prolonga exteriormente em consolas, também de espessura variável. As secções são armadas transversalmente nas lajes. Os tabuleiros são dotados de carlingas sobre os pilares e a meio dos vãos.

No viaduto do Arunca os pilares, dois por eixo de apoio de cada tabuleiro, são em betão armado e têm secção transversal rectangular com cantos chanfrados. No viaduto de Agudim os pilares, um por eixo de apoio de cada tabuleiro, são em betão armado e têm secção transversal derivada de um "H".

Os aparelhos de apoio são em neoprene cintado, sendo parte deles deslizantes sobre teflon da direcção longitudinal. Transversalmente os aparelhos de apoio têm travamento rígido nos encontros e travamento elástico nos pilares através da mobilização da capacidade de distorção do neoprene.

No viaduto do Arunca, dado que existe uma junta de dilatação central, os encontros estão dotados de dispositivos elásticos de amarração dos tabuleiros cujo objectivo é assegurar às estruturas um funcionamento eficaz quando solicitadas por acções de natureza dinâmica. No viaduto do Agudim apenas um dos encontros é dotado destes dispositivos.

1.2 Caracterização do estado actual dos viadutos

A caracterização do estado de conservação das obras foi feita através de inspecções detalhadas que tinham como principais objectivos os seguintes:

- O pormenorizado mapeamento das anomalias existentes, incluindo a quantificação das áreas de betão degradado e a extensão e abertura da fissuração registada;
- A caracterização dos mecanismos de deterioração;
- A caracterização dos betões das obras;
- A inspecção dos aparelhos de apoio, juntas de dilatação e dispositivos elásticos de amarração, incluindo o registo dos seus posicionamentos relativos;
- O levantamento dimensional, por amostragem, dos elementos estruturais das obras;
- O nivelamento topográfico dos tabuleiros e a medição das espessuras de betuminoso existente em vários pontos dos tabuleiros.

Com base nas inspecções e visitas efectuadas às obras foi possível constatar que:

- As dimensões das estruturas, em geral, coincidem com as dimensões preconizadas nos projectos, sendo os desvios reduzidos;

- Os nivelamentos topográficos efectuados mostram que os perfis longitudinais dos lancis exteriores e interiores têm andamentos semelhantes entre si e não apresentam flechas evidentes. É excepção a zona das juntas de dilatação centrais do viaduto do Arunca em que se verificou uma inflexão brusca das deformadas consequente da concepção da estrutura;
- A profundidade da frente de carbonatação é, na generalidade, inferior aos recobrimentos médios medidos. Importa referir que a mesma já ultrapassou, em muitos casos, os recobrimentos mínimos medidos havendo condições para a ocorrência do processo de despassivação e corrosão das armaduras;
- No viaduto do Arunca as análises petrográficas efectuadas aos betões revelaram a existência pontual de reacções expansivas nos betões, quer do tipo alcális-sílica quer do tipo etringite maciça deletéria do betão;
- As lajes, vigas e carlingas dos tabuleiros apresentam delaminação do betão e exposição de armaduras, que se encontram corroídas, anomalias estas que podem ser associadas recobrimentos reduzidos;
- Os pilares apresentam, pontualmente, delaminação do betão com exposição de armaduras e fissuração com disposição aleatória, maioritariamente com aberturas pouco expressivas;
- As vigas de bordadura apresentam, na generalidade, armadura exposta e com corrosão. No caso das vigas de bordadura do Agudim verificou-se que as mesmas não foram, em algumas zonas, posicionadas na consola de acordo com o preconizado no projecto de execução não sendo possível garantir que as mesmas tenham uma adequada amarração ao tabuleiro;
- Foram detectados pontos de corrosão nas peças metálicas dos aparelhos de apoio e os blocos de neoprene apresentam, na generalidade, fissuração expressiva;
- Os aparelhos de apoio apresentavam um comportamento totalmente aleatório. Verificou-se a existência de aparelhos de apoio no fim do seu curso, outros que se encontravam deslocados em relação à posição original e blocos de neoprene com deformação contrária ao que seria de esperar e contrária em relação aos aparelhos de apoio que lhes são adjacentes.




Figuras 1 e 2. Aparelho de apoio com fissuração expressiva (esq.). Aparelho de apoio deslocado da sua posição original (dir.).

As juntas de dilatação centrais do viaduto do Arunca, apesar do seu comportamento ser o esperado (fecham ao longo do dia com o aumento da temperatura e consequente dilatação dos tabuleiros), apresentavam aberturas entre faces de betão inferiores às que seriam de esperar nesta fase da vida útil da obra resultando, assim, num funcionamento inadequado do viaduto. Verificou-se, inclusive, nalguns dias em que decorreu a inspecção, que existia contacto entre as duas extremidades do tabuleiro o que indicia que pode estar limitado o desejado movimento dos módulos sul e norte do mesmo.

Apesar das patologias verificadas pode concluir-se que os viadutos apresentavam um razoável comportamento em serviço, comprovando-se que o funcionamento geral das estruturas é o esperado, sendo excepção os casos dos aparelhos de apoio de ambas as obras e das juntas de dilatação centrais do viaduto do Arunca.




Figuras 3 e 4. Vista lateral da junta de dilatação central do viaduto do Arunca (esq.). Medição, com valor aproximado de 5 cm, em Junho de 2016 (dir).

1.3 Trabalhos de reparação e conservação a realizar

Os projectos de reabilitação preconizam a implementação de um conjunto de medidas de reparação ou substituição de elementos degradados, sendo os principais trabalhos a realizar os seguintes:

- Limpeza geral das superfícies de betão e, no caso do viaduto do Agudim, a sua pintura;
- Reparação local de elementos de betão armado degradado e/ou com corrosão das armaduras;
- Injecção e/ou selagem de fissuras;
- Reabilitação das vigas de bordadura, trabalho este que compreende o corte das abas laterais das mesmas, a reparação das zonas de betão degradado e/ou com armaduras corroídas e a instalação de uma nova bordadura constituída por chapas metálicas;
- Beneficiação dos sistemas de esgotos das águas pluviais, nos tabuleiros e encontros;
- Reabilitação dos guarda-corpos, constituída por decapagem, metalização e pintura;
- Colocação de cantoneiras em perfil pultrudido, ao longo das extremidades das consolas, nas zonas onde não foram executadas pingadeiras;
- Substituição da totalidade dos aparelhos de apoio;
- Substituição das juntas de dilatação.

No viaduto do Agudim, dado que se desconhece a forma como foram fixadas as vigas de bordadura, considerou-se prudente proceder à sua substituição nas zonas em que estas foram colocadas muito afastadas do bordo da consola. Por forma a garantir, por um lado a largura útil de passeio e por outro a adequada fixação das vigas de bordadura aos tabuleiros, preconizou-se a demolição da ponta da consola e, posteriormente, a sua reconstrução em que se inclui a incorporação de uma nova "viga de bordadura" betonada "in situ". As novas vigas de bordadura seguem o alinhamento das que lhes estão adjacentes e que não serão alvo desde tipo de intervenção. Para garantir a continuidade visual dos tabuleiros também nestas zonas serão instaladas as chapas metálicas de bordadura atrás referidas.

No caso do viaduto do Arunca preconizou-se a realização de um conjunto de ensaios com vista a, numa primeira fase, confirmar a existência de reacções expansivas nos betões e, caso existam, numa segunda fase, quantificar essas mesmas reacções quer no que se refere ao seu grau de desenvolvimento actual quer no que se refere ao prognóstico do seu desenvolvimento futuro.

Se se verificar a existência de reacções expansivas nos betões deverão ser implementadas, numa segunda fase, medidas de mitigação adequadas. Estas medidas, a definir com base nos resultados dos ensaios a realizar, poderão passar pela impermeabilização integral da plataforma dos tabuleiros e das faces aparentes de betão.

Tendo em vista a protecção dos betões contra a ingressão dos agentes agressores, e o aumento da durabilidade da obra, o projecto recomenda que, caso se verifique que não existem reacções expansivas, se proceda à pintura das superfícies aparentes do betão.

1.4 Eliminação das juntas de dilatação centrais do viaduto do Arunca

Verificou-se que as juntas de dilatação centrais apresentam um funcionamento anómalo, muito provavelmente devido a um deficiente posicionamento dos 2 módulos do viaduto aquando da sua betonagem. Pela observação dos movimentos de um lado e do outro da junta, é quase certo que a betonagem foi feita com a junta demasiado "fechada". Este facto tem exigido a realização de recorrentes intervenções de reparação nas juntas, pelo que foi decidido que o projecto preconizasse uma solução para "trancar" permanentemente os movimentos nas juntas de dilatação centrais.

Assim, em fase de projecto procurou-se uma solução que permitisse resolver a questão primordial que eram os movimentos constantes nestas juntas, mas sem efectuar alterações significativas no funcionamento estrutural da obra para as acções verticais nos tramos de junta. Desse estudo resultou a solução projectada cujas principais características são:

- Impedimento dos deslocamentos longitudinais entre os 2 módulos de tabuleiro mantendo o funcionamento estrutural dos tabuleiros para as acções verticais;
- Manutenção do tipo de aparelho de apoios na junta central, substituindo os existentes por novos que apenas têm um curso residual para deslocamentos longitudinais e mantêm as rotações e o guiamento lateral para as acções transversais;
- Utilização de um sistema de batentes em neoprene entre os topos dos 2 módulos de tabuleiro e cabos de pré-esforço exterior a ligar longitudinalmente os 2 módulos, garantindo um sistema de bloqueio com alguma flexibilidade para permitir rotações na articulação;
- Utilização de ancoragens e desviadores do pré-esforço exterior em peças metálicas que permitam a sua montagem expedita, sem intervenções a realizar na faixa de rodagem.

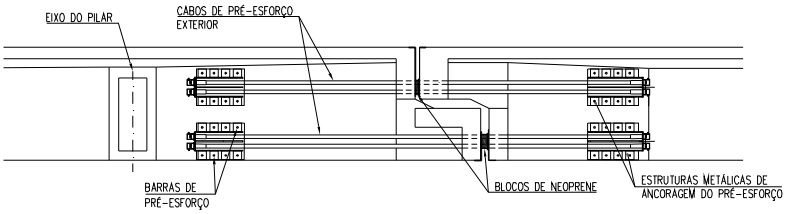


Figura 5. Esquema do fecho das juntas de dilatação centrais.

Esta solução permite manter o funcionamento estrutural dos tabuleiros para as acções de serviço verticais não havendo necessidade de reforço estrutural dos mesmos. Em consequência desta alteração ao funcionamento estrutural do viaduto para as dilatações e encurtamentos longitudinais dos tabuleiros será necessário libertar os movimentos dos tabuleiros sobre os encontros e substituir todos os aparelhos de apoio e as juntas de dilatação nos encontros. Serão, ainda instalados dispositivos dissipadores das acções sísmicas nos encontros.

1.5 Instalação de barreiras de segurança do tipo BN4 nas bermas exteriores

Os perfis metálicos de segurança existentes nas bermas exteriores dos dois viadutos são do tipo guarda "ómega" e, conforme decisão da BRISA, serão substituídos por guardas de segurança do tipo BN4 que garantem um nível de retenção H2. Desta forma, confere-se aos viadutos um acréscimo significativo na segurança rodoviária dos utentes que sobre eles circulam.

De acordo com o "*Guide Technique GC – Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds – Barrières de niveau H2 ou H3*" [5] a instalação de guardas de segurança do tipo BN4 em pontes existentes, em zonas de laje com espessura inferior a 24 cm, é possível desde que se utilize um tipo particular de ancoragem designado por "Ancoragem do tipo P". Os ensaios dinâmicos realizados pelo SETRA com guardas BN4 e a "Ancoragem tipo P" demonstraram que os esforços obtidos são inferiores aos usualmente admitidos pelo que, de acordo com esse Guia, a utilização deste tipo de ancoragem permite reduzir as acções de cálculo a transmitir à laje na zona dos prumos para metade das consideradas em fixações normais.

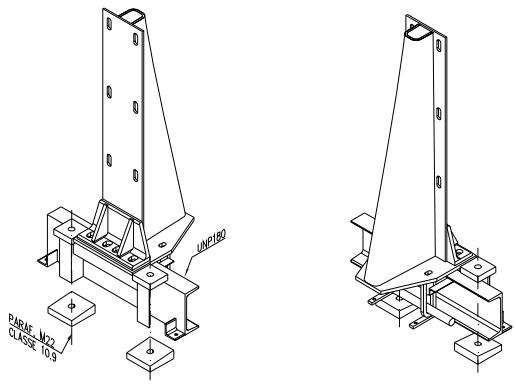


Figura 4. Fixação da guarda de segurança tipo BN4. Ancoragem tipo "P".

Para a instalação das guardas do tipo BN4 é necessário demolir os lancis existentes, conservando as suas armaduras e, posteriormente, proceder à construção de um novo lancil com dimensões e armaduras adequadas à fixação da nova guarda.

2. PONTE SOBRE O RIO TÂMEGA

Durante as Inspecções Principais realizadas foram detectadas uma série de patologias, a maior parte consequência de defeitos de construção, que levaram a BRISA a solicitar um Projecto de Reabilitação.

2.1 Descrição geral da Obra de Arte

A superstrutura da ponte é constituída por dois tabuleiros independentes, apoiados nos encontros e nos pilares, com vãos extremos de 70 m, vãos intermédios de 90 m e extensão total de 410 m.

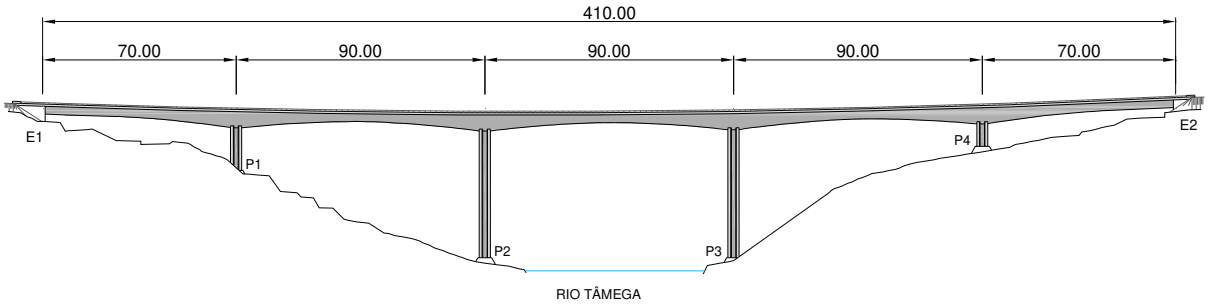


Figura 4. Alçado da ponte sobre o rio Tâmega.

Cada tabuleiro, com largura total de 16.85 m, é uma viga contínua de betão armado pré-esforçado, em caixão unicelular, e foi construído a partir das aduelas de encabeçamento dos pilares por troços de 5 m, betonados em consolas simétricas. Os pilares, um por eixo de apoio de cada tabuleiro, são em betão armado, de secção transversal constante em quase toda a altura. Os tabuleiros apoiam no coroamento dos pilares por intermédio de aparelhos de apoio do tipo "*pot-bearing*".

2.2 Caracterização do estado actual da ponte

À semelhança dos viadutos do Arunca e Agudim na A1 foi realizada uma inspecção detalhada da ponte tendo por objectivo a caracterização do seu estado de conservação actual. Os factores que se identificaram, como sendo aqueles que terão maior influência directa no desempenho da estrutura no que à durabilidade concerne, são os seguintes:

- Zonas localizadas em que ocorreram situações de degradação do betão, com delaminação do betão e, em cerca de 70% dos casos com afectação dos varões das armaduras;

- Juntas de betonagem desalinhadas, com a consequente ocorrência de segregação dos constituintes do betão;
- Fendilhação esparsa, em cerca de 90% dos casos com aberturas inferiores a 0.3 mm;
- Posicionamento variável das vigas de bordadura em relação às extremidades das consolas;
- Presença de pregos e arames de uma forma dispersa nos elementos de betão, bem como de pedaços de madeira embebidos no mesmo;
- Presença de vegetação parasitária e delaminação, com desprendimentos de porções, na face visível das vigas de bordadura;
- Ausência de recobrimento nas armaduras nas zonas em que se moldaram as pingadeiras existentes nas extremidades das consolas e vigas de bordadura;




Figuras 6 e 7. Esboroamento da ponta da consola, com armadura exposta e corroída (esq.). Fractura e destacamento de betão na face inferior das vigas de bordadura (dir).

- Corrosão acentuada nos dispositivos para instalação do pré-esforço exterior;
- Deficiente desempenho dos sistemas de recolha, drenagem e escoamento das águas pluviais.

2.3 Trabalhos de reparação e conservação a realizar

Os trabalhos de reparação e conservação a realizar na ponte sobre o rio Tâmega são os seguintes:

- Limpeza e prospecção das superfícies de betão expostas para avaliação de eventual desempenho deficiente;
- Reparação localizada de elementos de betão armado, aquém e além do plano das armaduras;
- Injecção e selagem de fendas;
- Beneficiação das consolas exteriores dos tabuleiros;
- Beneficiação do sistema de drenagem das águas pluviais;
- Reparação e aplicação de tratamento anticorrosivo nas peças metálicas;
- Substituição das juntas de dilatação;
- Pintura geral das superfícies exteriores de betão.

2.4 Beneficiação das consolas exteriores dos tabuleiros

Nas inspecções realizadas verificou-se a ausência de recobrimento nas armaduras existentes na ponta das consolas. Nesta zona uma grande maioria das armaduras encontra-se exposta, com corrosão e, em alguns casos, verifica-se a existência de fracturas no betão. Também as vigas de bordadura apresentam armaduras expostas, delaminação e em diversas zonas estão fracturadas e com desprendimentos de betão. Esta situação assume particular importância nas zonas de tabuleiro localizadas sobre as vias de acesso onde existe o perigo de queda de fragmentos sobre pessoas e veículos.

Também nesta obra, os perfis metálicos de segurança existentes nas bermas exteriores de ambos os tabuleiros, do tipo guarda "dupla", serão substituídos por guardas de segurança do tipo BN4.
Face à extensão das intervenções de reparação que seriam necessárias nos elementos junto às extremidades exteriores dos tabuleiros (vigas de bordadura, guarda-corpos, passeios, pingadeiras e extremidades das consolas) e à exigência de substituição das guardas de segurança, incluindo novas

fixações, entendeu-se que a solução mais vantajosa passaria pela demolição da extremidade dos tabuleiros em toda a extensão da ponte e a sua reconstrução em adequadas condições.

Assim sendo, a intervenção a levar a cabo será feita até ao limite interior do lancil e incluirá a demolição integral das vigas de bordadura e passeios, a demolição das extremidades das consolas com preservação das armaduras transversais, o reposicionamento da armadura transversal, a instalação de armaduras adicionais e a complementação da secção com betão cofrado.

A nova geometria proposta para a extremidade das consolas exteriores será dotada de uma "viga de bordadura" a betonar "in situ" e de um lancil com dimensões adequadas à instalação da guarda BN4.

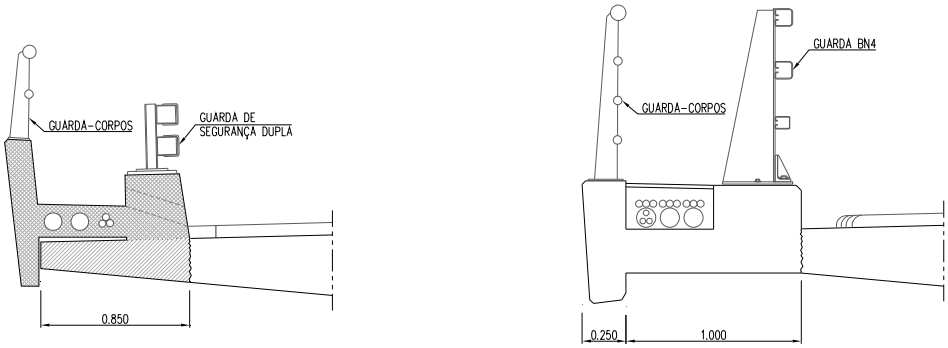


Figura 8. Geometria da extremidade das consolas existente (esq.) vs geometria a executar (dir).

3. VIADUTO SOBRE A RIBEIRA DE BARCARENA

A motivação do projecto surge da necessidade de se introduzir mais uma via na faixa Lisboa/Cascais. Aproveitando a intervenção a realizar na plataforma do viaduto o projecto preconiza, ainda, a realização de uma série de trabalhos de reabilitação e conservação.

3.1 Descrição geral da Obra de Arte

A superstrutura do viaduto é constituída por um tabuleiro único cuja plataforma comporta actualmente 2 faixas de rodagem com 3 vias de circulação cada uma. O tabuleiro tem tramos extremos de 18.75 m, tramos intermédios de 25.00 m e comprimento total entre eixos de apoio nos encontros de 237.50 m.



Figura 9. Alçado do viaduto dobre a ribeira de Barcarena.

O tabuleiro tem uma largura total de 34.50 metros e é constituído por doze vigas longitudinais, em betão armado e pré-esforçado, ligadas por uma laje de espessura pré-esforçada transversalmente. Os tramos são dotados de carlingas sobre os apoios e a meio e quartos de vão, também elas pré-esforçadas. As vigas foram fabricadas em estaleiro e depois transportadas e solidarizadas entre si "*in situ*" pelas lajes e carlingas.

Os pilares, dois por eixo de apoio, são em betão armado, de secção transversal circular. A ligar os topos dos pilares, existe uma travessa em betão armado e pré-esforçado. O conjunto dos dois pilares e travessa formam um pórtico de grande esbeltez.

Os encontros são do tipo cofre fechado. A obra está fixa longitudinalmente a um dos encontros tendo deslocamento livre no outro. Ambos os encontros apresentam dispositivos de fixação do tabuleiro na direcção transversal

Os aparelhos de apoio, quer nos pilares quer nos encontros, são em neoprene.

3.2 Caracterização do estado actual do viaduto

A caracterização do estado de conservação da obra foi, à semelhança das anteriores, feita através de uma inspecção estrutural detalhada. Nessa inspecção constatou-se que a obra apresenta um estado de conservação aceitável não tendo sido, com excepção do caso dos aparelhos de apoio, detectadas anomalias em avançado estado de degradação.

As anomalias mais frequentes localizam-se nas vigas longitudinais, nomeadamente a ocorrência de segregação dos agregados junto às arestas inferiores das vigas pré-fabricadas e nas zonas de ligação entre as vigas pré-fabricadas, onde se verificou, ainda, a existência de armaduras expostas, com corrosão, e de fendilhação vertical e obliqua.




Figuras 10 e 11. Segregação dos agregados junto às arestas inferiores das vigas pré-fabricadas (esq.). Fendilhação vertical e oblíqua nas zonas de ligação entre vigas pré-fabricadas (dir).

3.3 Alargamento da plataforma

Como referido anteriormente pretende a BRISA acrescentar uma via de circulação adicional sobre o Viaduto de Barcarena, por forma a possibilitar o alargamento da faixa Lisboa/Cascais no sublanço Estádio Nacional/Oeiras

A solução encontrada para a concretização das alterações que se verificam necessárias realizar na plataforma do viaduto são as seguintes:

- Redução do actual separador central com 3.0 m, passando a um separador central composto apenas por uma guarda rígida do tipo New Jersey, com 0.6 m de largura;
- Reformulação dos passeios, com a colocação de novas guardas de segurança tipo BN4 nas extremidades do tabuleiro e de passadiços metálicos pelo exterior.

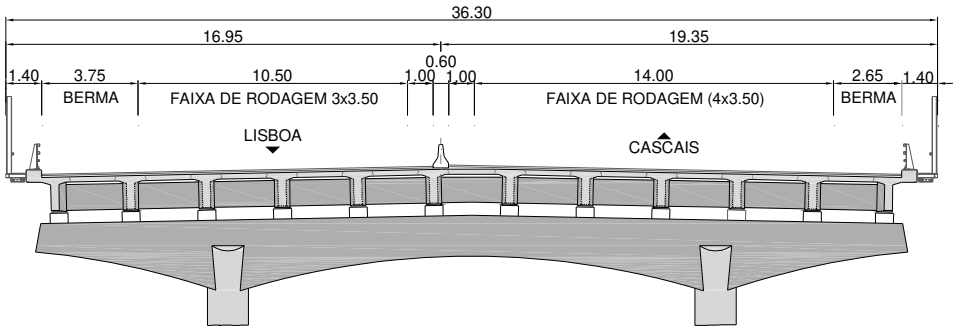


Figura 12. Perfil Transversal após o alargamento da plataforma.

Com a concretização destas alterações à plataforma do Viaduto, consegue-se acrescentar uma via de circulação de 3.50 m na faixa para Cascais. As novas guardas de segurança BN4 serão instaladas nas extremidades do tabuleiro, nas zonas actualmente ocupadas pelos guarda-corpos e barreiras acústicas.

3.4 Trabalhos de reabilitação e reforço a realizar

Os trabalhos de reparação e conservação a realizar no viaduto de Barcarena são os seguintes:

- Reforço da zona de ligação das vigas pré-fabricadas com recurso a laminados de fibras de carbono;
- Introdução de aparelhos dissipadores no encontro fixo;
- Introdução de novos dispositivos para fixação transversal do tabuleiro nos encontros;
- Beneficiação dos sistemas de drenagem das águas pluviais;
- Substituição da totalidade dos aparelhos de apoio;
- Substituição das juntas de dilatação;
- Limpeza e pintura geral do viaduto.

4. CONCLUSÕES

As inspecções às Obras de Arte não revelaram, com excepção da ligação entre vigas pré-fabricadas do viaduto de Barcarena, quaisquer sinais de problemas estruturais relacionados com deficiências de capacidade resistente dos elementos estruturais.

A necessidade da introdução de dispositivos dissipadores nos viadutos do Arunca e de Barcarena prende-se, essencialmente, com a modificação estrutural derivada da eliminação da junta de dilatação central no viaduto do Arunca e com o aumento das cargas permanentes correspondentes aos novos passadiços metálicos a construir no caso do viaduto de Barcarena.

Os trabalhos de conservação preconizados nos projectos pretendem reparar os aspectos de deterioração que resultam do efeito do conjunto de mecanismos externos às estruturas e preparar as mesmas, dotando-as de sistemas de protecção, que dificultem e limitem ao máximo a acção dos agentes agressores presentes no meio ambiente.

A estratégia de aumento da segurança rodoviária, através da introdução de guardas de segurança do tipo BN4, sempre que se preconiza uma intervenção mais alargada nos viadutos da rede BRISA, configura-se como uma medida adequada face às actuais exigências normativas em termos de segurança.

As obras de reabilitação do Viaduto de Agudim iniciaram-se em Maio de 2018 e as do Viaduto do Arunca e da Ponte do Tâmega estão em fase de adjudicação das respectivas empreitadas. As obras no Viaduto de Barcarena estão em fase de concurso público.

REFERÊNCIAS

[1] Armando Rito, Lda., 1990, Projecto de Execução do Viaduto sobre o vale do rio Arunca, na A1.

[2] Armando Rito, Lda., 1990, Projecto de Execução do Viaduto sobre a ribeira de Agudim, na A1.

[3] Armando Rito, Lda., 1993, Projecto de Execução da Ponte sobre o rio Tâmega, na A4.

[4] Prof. Eng. Edgar Cardoso, 1988-1989. Projecto de Execução dos Viadutos de Barcarena, Laje e Vinhas, na A5.

[5] Guide Technique GC – Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds – Barrières de niveau H2 ou H3. França: SETRA. 166P.

O Projecto e a Construção da Ponte sobre o rio Cuito, em Angola


Luis Xavier[1]


Pedro Cabral[2]


Armando Rito[3]

RESUMO

A Ponte sobre o rio Cuito situa-se junto à cidade do Cuito Cuanavale, no troço Cuito Cuanavale / Mavinga da Estrada EN280, na Província do Cuando Cubango, em Angola.

O atravessamento em causa cruza o rio Cuito mediante uma solução estrutural de tabuleiro vigado em betão armado e pré-esforçado com vãos de 20 + 5 x 30 + 20 m, num comprimento total de 190 m.

À semelhança de outras pontes já projectadas para Angola, o processo construtivo preconizado foi o lançamento incremental (*poussage*) a partir de um dos encontros, ditado sobretudo pelas condicionantes hidrológicas do atravessamento deste rio. Em virtude dos fortes caudais verificados no rio Cuito, em particular em épocas de cheia, foi imperativa a escolha de uma solução que minimizasse os trabalhos a executar dentro do leito do rio.

O método consistiu em construir troços de tabuleiro numa zona de pré-fabricação situada atrás de um dos encontros e, com recurso a meios mecânicos próprios e a um nariz de lançamento metálico ("*avant-bec*"), empurrar o tabuleiro para a sua posição final, em sucessivos ciclos de fabricação/lançamento.

Dadas as características do tabuleiro, e em virtude de o método de construção proporcionar maior segurança, melhor controlo de qualidade, menores quantidades de mão-de-obra e a sistematização dos ciclos construtivos, a sua aplicação em obra foi muito bem-sucedida, tendo a construção da ponte, a cargo da TECNOVIA Angola, terminado em Novembro de 2015.

O Dono da Obra foi a DNIR – Direcção Nacional de Infraestruturas Rodoviárias do Ministério da Construção de Angola e o projecto incluiu, para além da nova ponte, os acessos imediatos em ambas as margens, num total de cerca de cerca de 5 km. O projecto foi desenvolvido num regime de concepção – construção.

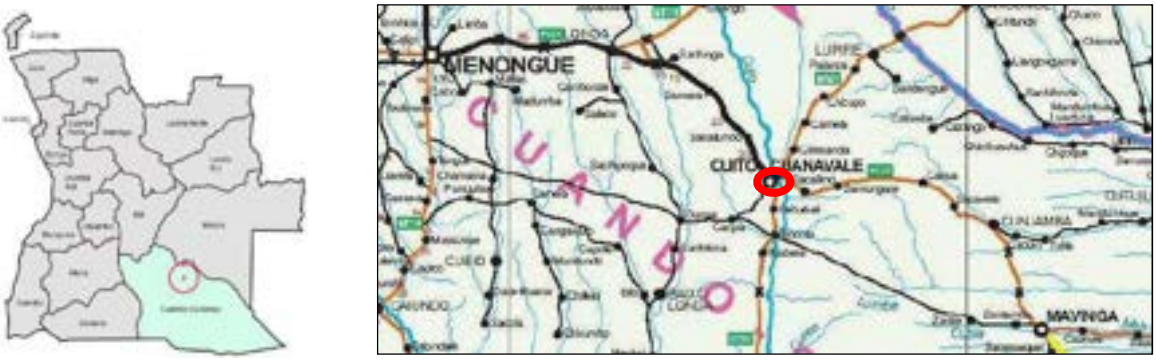
Palavras-chave: ponte, tabuleiro vigado, lançamento incremental, *poussage*

[1]Armando Rito Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. luis.xavier@arito.com.pt
[2]Armando Rito Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. pedro.cabral@arito.com.pt
[3]Armando Rito Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. armando.rito@arito.com.pt

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo visa apresentar o projecto e a construção da nova Ponte sobre o rio Cuito e seus Acessos Imediatos, obra situada ligeiramente a Este da cidade do Cuito Cuanavale, no Sudeste de Angola, tal como representado graficamente nas Fig.s 1 e 2.

Esta obra integra a estrada EN280, no troço Menongue / Cuito Cuanavale / Mavinga, na Província do Cuando Cubango da República de Angola.



Figuras 1 e 2. Mapa de Angola e da Província do Cuando Cubango, com identificação do local da ponte.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROJECTO

A principal motivação para a realização desta Empreitada prendeu-se com a necessidade de restabelecer em adequadas condições de segurança a travessia de todo o vale do rio Cuito, cujo principal condicionamento era, claramente, o leito principal do rio.

Com efeito, a travessia do vale era feita através de uma estrada em terra batida em muito más condições de conservação, sendo nos períodos de cheias totalmente alagada e destruída em vários pontos. Para o atravessamento do leito principal foi montada uma ponte metálica provisória sobre os apoios da ponte original, cujo tabuleiro terá sido parcialmente destruído. Essa ponte metálica tinha apenas 90 m de extensão e uma largura de cerca de 4.20 m, pelo que apenas permitia a passagem alternada das viaturas que sobre ela circulavam.

Tanto os deficientes acessos como a estreita e precária ponte não se coadunavam com os actuais padrões de exigência de segurança rodoviária, pelo que se tornava imperiosa a substituição da ponte, com a consequente subida da rasante rodoviária. Nas Figuras 3 e 4 apresentam-se imagens da situação existente no início deste projecto.





Figuras 3 e 4. Situação encontrada no início de 2014. Aspecto precário e muito deformado da estrada junto ao local da ponte e vista da ponte metálica a partir de um dos encontros.

Na imagem de satélite seguinte, retirada do *Google Earth*®, é possível ter uma boa percepção do enquadramento da situação. O rio Cuito percorre um vale muito extenso, com cerca de 1.5 km de largura na zona de atravessamento da estrada, num percurso muito meandrizado, com muitas curvas e sem um alinhamento do seu leito principal bem definido.



Figura 5. Imagem do Google Earth® da zona em estudo, com indicação da largura do vale.

Na imagem pode observar-se, à esquerda (Oeste) a cidade do Cuito Cuanavale, o leito maior do rio Cuito, com cerca de 1 500 m de largura na zona do atravessamento da estrada EN280, e o alinhamento do traçado da EN280 nesta zona. Foi também possível identificar que a ponte existente tinha um comprimento sensivelmente igual à distância entre margens do leito principal do rio, sendo que já se verificava alguma erosão nos aterros de aproximação aos encontros da ponte, denotando que seria avisado aumentar o seu comprimento.

O local onde estava implantada a ponte será o caminho preferencial de escoamento do rio, embora seja previsível que em situações de cheias haja corrente das águas do rio em quase toda a largura do leito maior do rio. Por esta razão, após uma situação de cheia extrema poderá ocorrer uma alteração da configuração e posição do leito menor ou principal do rio Cuito. Neste sentido, tornou-se imperioso considerar no projecto um acréscimo da extensão da nova ponte em relação à que existe actualmente e a adopção dos adequados órgãos de drenagem ao longo dos aterros de acesso em ambas as margens e ao longo da extensão do vale. Faz-se particular referência ao facto de a observação visual dos terrenos envolventes ao pequeno aterro que era usado como estrada serem de natureza pantanosa, com a permanente presença de água superficial.

3. CONDICIONANTES GEOTÉCNICAS, TOPOGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS

Para o presente projecto foi realizada uma campanha de prospecção geotécnica com o intuito de caracterizar geologicamente os terrenos onde seriam fundados os apoios da nova ponte e os aterros da nova estrada a construir. Nas zonas próximas da ponte foram executados oito furos de sondagem, com a realização de ensaios SPT e recolha de amostras, e seis poços de prospecção para recolha de amostras ao longo da extensão do traçado.

A campanha de prospecção realizada permitiu identificar duas unidades litológicas: a primeira, mais superficial, caracteriza-se por areia de granulometria fina, com espessuras máximas variáveis entre os 3.0 e os 13.5 m, de cores laranja, amarela, castanha clara e branca e com alguns níveis de cor preta, castanha escura, preta e cinzenta; a segunda unidade, subjacente à primeira, é constituída maioritariamente por silte arenoso com intercalações, em algumas zonas de silte argiloso e areia argilosa, e apresenta fragmentos de rocha nos níveis mais superficiais e por vezes níveis de resíduos vegetais e argila de cor vermelha. Verificou-se que o solo se encontra muito solto a solto até uma profundidade

máxima de 7.5 m e, a partir desta profundidade, encontra-se medianamente compacto até aos 14 m, no máximo, e a partir dessa profundidade média apresenta-se compacto a muito compacto.

Como tal, preconizaram-se fundações indirectas por intermédio de estacas em todos os alinhamentos de apoio da nova ponte, com comprimentos variáveis até aos 25 m de profundidade,

Se a fundação da nova ponte era de resolução relativamente fácil, já a fundação dos aterros da nova estrada revestia-se de uma complexidade superior. Com efeito, a necessidade de subir a rasante na zona da ponte, associada ao facto de ter que se colocar sempre a estrada a cotas superiores à cota de máxima cheia apurada no local, levou a que as alturas de aterro aumentassem significativamente em relação à estrada original, com as consequentes implicações ao nível do controlo dos assentamentos.

A prévia existência de uma "picada" onde passava a estrada, mesmo que deficitária, levou à adopção de um traçado para a nova estrada que, tanto quanto possível, se sobrepusesse à anterior. Com isto conseguia-se tirar partido de alguma estabilização dos solos dos solos de fundação dos aterros. Paralelamente, foi feito um cuidadoso estudo para selecção dos solos mais adequados que pudessem existir nas proximidades da obra, de modo a definir as melhores soluções para o saneamento dos solos superficiais, definição das necessárias camadas drenantes e das camadas de pavimento, precavendo os futuros assentamentos da estrada a construir. Foi também fundamental a definição dos adequados órgãos de drenagem superficial (lancis de bordadura, descidas de talude revestidas, valetas de pé de talude e dissipadores de energia) e de conjunto de passagens hidráulicas, implantadas ao longo do traçado e que permitem reduzir a pressão hidráulica sobre os aterros.

Na definição da rasante sobre a nova ponte garantiu-se um mínimo de 2 m entre a cota de máxima cheia apurada no local e a base das vigas do tabuleiro, por forma assegurar um *gabarit* adequado para a circulação fluvial de pequenas embarcações e que evitasse o embate de objectos flutuantes em situações de cheias máximas.

4. A SOLUÇÃO ADOPTADA PARA A NOVA PONTE

O desenvolvimento da solução para a nova ponte sobre o rio Cuito visou essencialmente a definição de uma solução que conjugasse eficiência estrutural e rentabilização dos meios necessários para a construção da obra, tendo sido adoptada uma solução com um tabuleiro em laje vigada construído com recurso ao método de lançamento incremental (*poussage*). Esta opção prendeu-se essencialmente com a necessidade de minimizar a ocupação dos solos dentro do leito do rio Cuito, dado o elevado caudal de água que o rio transporta, em especial nos períodos de cheias.

Com esta solução, apenas seria necessário criar ensecadeiras para a execução das fundações e elevação dos pilares, não ficando a construção do tabuleiro condicionada ao comportamento do curso do rio.

Refira-se que este método construtivo já tinha sido aplicado com sucesso em várias pontes construídas em Angola, em particular nas pontes sobre o rio Cubal da Hanha, em Benguela (2009), sobre o rio Jombo (2012), em Malange, sobre o rio Zambeze (2013), no Moxico, e sobre o rio Cubango (2015), no Cuando Cubango.

Assim, a superstrutura da ponte é composta por um tabuleiro único tendo, na directriz, um comprimento total entre as juntas de dilatação dos encontros de 190.00 metros, divididos em 2 tramos extremos de 20 m e 5 vãos intermédios de 30 m de comprimento. A sua rasante desenvolve-se a uma altura máxima de cerca de 10,0 metros.

No que concerne à regulamentação aplicada na realização do projecto da ponte e dos acessos recorreu-se às normas da *Southern Africa Transport and Communications Commission* (SATCC), paralelamente com outros regulamentos internacionalmente reconhecidos, nomeadamente os Eurocódigos.

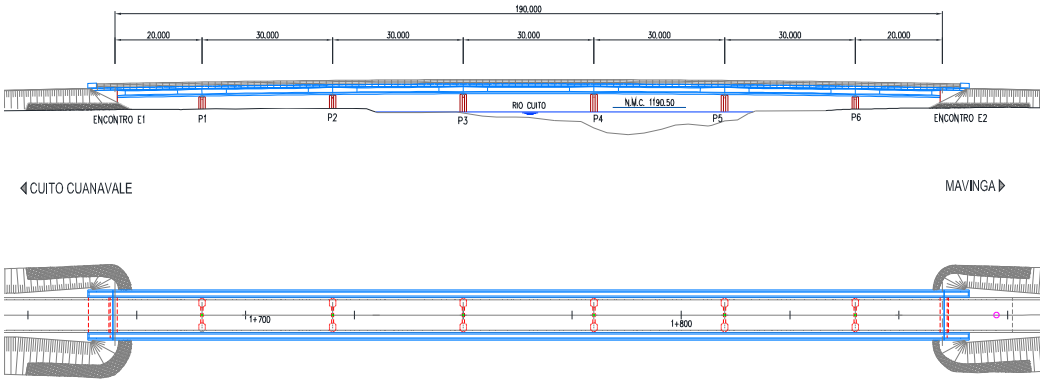


Figura 6. Alçado e Planta da nova ponte.

O tabuleiro tem uma largura total de 11.0 m e é constituído por duas vigas longitudinais com uma altura constante e igual a 2.10 m, em betão armado e pré-esforçado, ligadas por uma laje de espessura variável, em betão armado, que se prolonga exteriormente em consolas, também de espessura variável. As almas das vigas têm uma largura de 0.40 m nos vãos, variando linearmente até atingirem 0.70 m sobre os pilares e encontros, sendo esta variação feita em 6.0 m para cada lado do eixo dos pilares. Nos encontros, esta variação realiza-se nos últimos 2.40 m até ao eixo de apoio. Na parte inferior das vigas existe um talão com largura constante e igual a 1.10 m, dimensão esta ajustada de forma a acomodar os aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing*, que asseguram a transmissão das cargas provenientes do tabuleiro aos encontros e pilares.

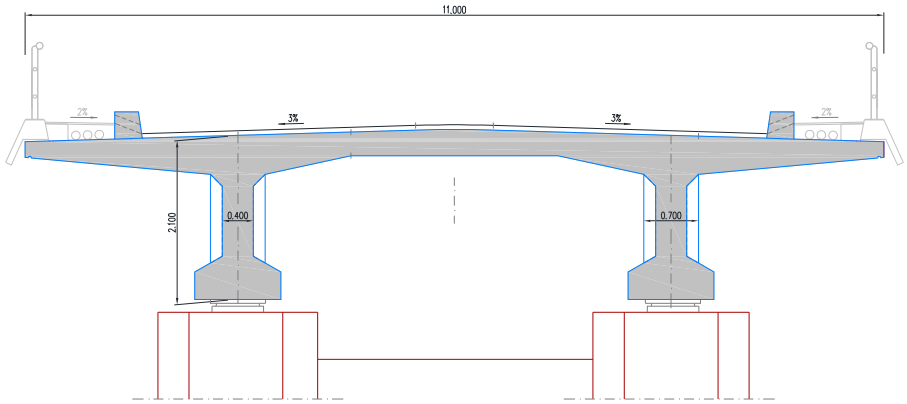


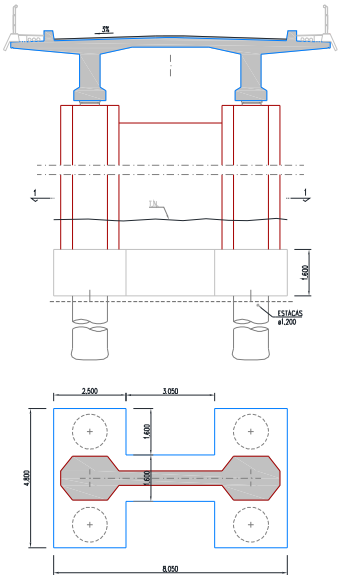
Figura 7. Secção transversal do tabuleiro da ponte. Secção de vão, sendo visíveis os alargamentos das almas junto aos apoios.

Os pilares, um por eixo de apoio do tabuleiro, possuem fustes em betão armado com uma secção transversal constante, com duas zonas espessas sob cada uma das vigas do tabuleiro ligadas entre si por uma parede com 0.50 m de espessura.

Ambos os encontros são em betão armado e constituídos por um corpo único que recebe o tabuleiro. Estes dispõem ainda de muros de avenida e muros de ala laterais que se destinam a suportar os acrotérios e a dar contenção aos aterros de acesso à obra de arte.

Em todos os alinhamentos de apoio, o tabuleiro está impedido de se deslocar transversalmente sendo que nos dois pilares centrais (P3 e P4) estão também impedidos os deslocamentos longitudinais. Nos restantes alinhamentos, os aparelhos permitem a livre dilatação do tabuleiro.

Tanto nos encontros como nos pilares, foram adoptadas fundações indirectas por intermédio de estacas com 1.20 m de diâmetro (4 por pilar e 6 por encontro).





Figuras 8 e 9. Pilares – Alçado e corte; Vista dos pilares e do interior do tabuleiro (2015).

5. A CONSTRUÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO CUITO



Figura 10. Tabuleiro em posição de repouso numa das fases de lançamento (2015).

O lançamento incremental, também conhecido por *poussage*, é um método construtivo menos usual na execução de estruturas de betão armado pré-esforçado, ao contrário do que acontece em estruturas metálicas ou mistas, com o lançamento da estrutura metálica principal e posterior colocação de lajes em betão armado, pré-fabricadas ou betonadas *in situ*. Nos últimos anos, o lançamento de estruturas integralmente em betão armado pré-esforçado tem vindo a ganhar maior aceitação por parte dos Empreiteiros e Donos de Obra. Contudo, o recurso a este método é habitualmente associado a tabuleiros em viga-caixão e não a tabuleiros vigados. Como é evidente, a utilização de tabuleiros vigados simplifica de sobremaneira a construção, com cofragens muito mais simples a montagem das armaduras mais facilitada e menores quantidades de betão a consumir em cada fase, levando a ciclos de construção mais rápidos.

O método construtivo consiste em reunir numa área de pré-fabricação localizada atrás de um dos encontros, todo o processo de fabrico, montagem e preparação e, através de meios mecânicos especializados, colocá-los na sua posição final fazendo-os deslizar sobre os pilares de forma progressiva, à medida que vão sendo executados novos troços de tabuleiro. As componentes essenciais que caracterizam este processo construtivo são:

– Nariz de lançamento (*Avant-bec*) – estrutura metálica acoplada ao tabuleiro que se destina a facilitar o processo de lançamento, possibilitando atingir os pilares com um menor comprimento de tabuleiro em consola e garantindo o realinhamento deste sobre os pilares. O facto de constituir uma estrutura muito mais ligeira do que o próprio tabuleiro permite reduzir os esforços resultantes do lançamento. No caso da ponte sobre o rio Cuito, foi adoptado um nariz com 18.0 m, correspondendo a 60% do comprimento do maior vão.




Figuras 11 e 12. Nariz de lançamento posicionado no parque de pré-fabricação e já ligado à extremidade do tabuleiro numa das fases de lançamento.

Para facilitar a manobra de acostagem aos pilares e a recuperação da flecha que se vai agravando à medida que decorre o lançamento, a extremidade do nariz é rampeada inferiormente. A figura seguinte ilustra a parte frontal do nariz de lançamento.

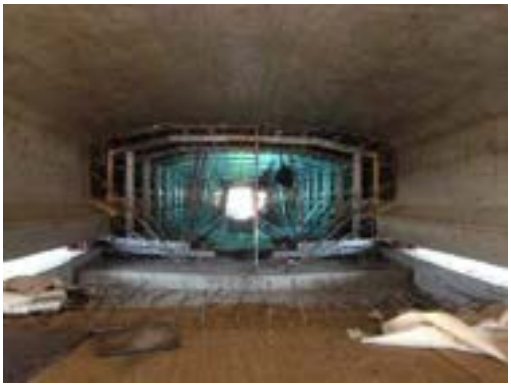


Figura 13. Parte frontal do nariz de lançamento com a parte inferior rampeada.

– Estaleiro de Pré-fabricação – zona situada atrás de um dos encontros, no prolongamento do eixo longitudinal da obra, onde estão instalados os meios mecânicos de lançamento e onde decorrem os trabalhos de fabricação de armaduras e betonagem dos troços de tabuleiro. Para o lançamento, optou-se por fasear o processo e dividiu-se a estrutura em troços com comprimentos da ordem de grandeza dos vãos da ponte, correspondendo a sucessivos ciclos de fabricação-lançamento.



Figura 14. Zona de pré-fabricação do tabuleiro – viga-carril e cofragem em montagem.





Figuras 15 e 16. Vistas da cofragem entre vigas e da cofragem exterior na zona de pré-fabricação atrás do encontro.

– Aparelhos de apoio deslizantes, guias de alinhamento e sistema hidráulico – situados no topo dos pilares e nos encontros, estes equipamentos possibilitam o lançamento do tabuleiro e garantem o seu adequado alinhamento durante esta operação crítica.

Os aparelhos de apoio foram concebidos para facilitar o deslizamento do tabuleiro, estando dotados de chapas amovíveis com revestimento em teflon® e guias metálicas que impedem deslocamentos transversais indesejados. Os aparelhos foram preparados para as fases de construção e para a fase de serviço, mediante pequenos ajustamentos a executar depois de o tabuleiro estar na sua posição definitiva. Para permitir o deslizamento do tabuleiro utilizaram-se almofadas de neoprene revestidas com lâminas de teflon®. Os pilares albergam igualmente zonas de macaqueamento, necessárias para elevar o tabuleiro e estabelecer a configuração dos aparelhos de apoio definida para a fase de serviço.





Figuras 17 e 18. Aparelhos de apoio sobre os pilares e sobre os encontros. Controlo efectuado durante uma fase de lançamento e pormenor do aparelho e dispositivos de guiamento.

Para o lançamento do tabuleiro propriamente dito, previu-se um sistema hidráulico fixo à frente do encontro, composto por 2 macacos hidráulicos que na realidade "puxam" o tabuleiro para a frente.



Figura 19. Sistema hidráulico para lançamento do tabuleiro.

Nas figuras seguintes, apresentam-se imagens das principais fases de construção da obra.



Figura 20. Execução das sondagens geotécnicas.



Figura 21. Execução das estacas sobre aterros construídos no leito do rio com recurso a cortinas de estacas-prancha.



Figura 22. Montagem das armaduras e dos cabos de pré-esforço.



Figura 23. Fase de lançamento final - acostagem do nariz no encontro.

Como se pode verificar nas figuras apresentadas, o processo construtivo preconizado requer um período de preparação razoável (nivelamento da zona por trás do encontro, construção das vigas-carril para o lançamento, etc.) contudo, uma vez estabelecida a rotina de posicionamento das cofragens, montagem das armaduras, betonagem do tabuleiro e lançamento do troço construído, a sua sistematização torna o processo muito linear e garante uniformidade no que respeita à qualidade de construção. Por outro lado, uma vez que com este processo se dispensa a operação de montagem/desmontagem de cavaletes, os ganhos em termos de prazos foram consideráveis.

6. CONCLUSÕES

A solução adoptada para a travessia rodoviária sobre o rio Cuito foi fortemente condicionada pela intenção de reduzir ao mínimo os trabalhos dentro do leito do rio, perante o elevado risco de ocorrência de cheias. Embora a execução dos pilares tenha sido efectuada com o auxílio de aterros, já a construção do tabuleiro teria de ocorrer numa época do ano que contornasse o problema das cheias. A localização da obra dificultava a mobilização dos meios necessários e a utilização de cavaletes estava, por essa razão, muito condicionada.

A solução de lançamento incremental proposta revelou ser vantajosa, quando comparada com outros possíveis processos construtivos, uma vez que possibilitou a execução da obra de forma mais segura, eficiente e sem os constrangimentos devido às cheias do rio. Na sua concepção procurou-se obter uma solução que proporcionasse uma elevada eficiência construtiva mantendo-se, simultaneamente, competitiva do ponto de vista económico. Nesse sentido, privilegiou-se a adopção de uma geometria simples mas adequada às solicitações esperadas e disposições que facilitassem a sua execução em obra. Destaca-se a conjugação da geometria dos pilares com a necessidade de alguma robustez, dada a sua localização no leito do rio, a eliminação das carlingas de ligação entre as vigas e o facto de a geometria do tabuleiro e da obra possibilitarem a realização do lançamento com meios ligeiros, com benefícios do ponto de vista de economia e prazos.

A simplicidade e a celeridade proporcionadas pela concentração das tarefas associadas a este método construtivo e a sua sistematização, revelaram-se decisivas para o sucesso desta empreitada, tal como já tinha ocorrido nas anteriores pontes construídas em Angola com este método.

Este projecto foi desenvolvido em regime de concepção – construção pela Armando Rito Engenharia, S.A. em parceria com a Rodrisol – Consultoria e Projectos, Lda. para a Tecnovia Angola – Sociedade de Empreitadas, Lda. O Dono da Obra foi a DNIR – Direcção Nacional de Infraestruturas Rodoviárias do Ministério da Construção de Angola.

A construção da ponte sobre o rio Cuito e seus acessos em ambas as margens durou 12 meses, tendo terminado em Novembro de 2015. A inauguração da obra foi feita pelo então Ministro da Defesa Nacional, o Gen. João Lourenço, actual Presidente da República de Angola, no dia 23 de Março de 2016 por ocasião do 28º aniversário da Batalha do Cuito Cuanavale, onde os angolanos derrotaram a invasão das tropas sul-africanas que nunca conseguiram passar do Triângulo do Tumpo, umas centenas de metros a sul da ponte.



Figura 24. Vista geral da obra despois de construída (Abril, 2016).

REFERÊNCIAS

[1] Armando Rito Engenharia, S.A., 2014, Projecto de Execução da Ponte sobre o rio Cuito.

[2] Armando Rito Engenharia, S.A., 2014, Projecto de Execução Rodoviário dos Acessos à Ponte sobre o rio Cuito.

[3] Xavier, L.; Cabral. P; Rito, A. (2008). Ponte sobre o rio Cubal da Hanha. BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008.

[4] Xavier, L.; Cabral. P; Rito, A. (2010). Construção da Ponte sobre o rio Cubal da Hanha em Angola. BE2010 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2010.

Reabilitação e Beneficiação da Ponte sobre o Rio Arda, em Pedorido





Augusto Gomes[1] **Francisco Virtuoso**[2]

RESUMO

Neste artigo descrevem-se as principais intervenções realizadas na ponte de Pedorido sobre o Rio Arda. A ponte foi objecto de uma beneficiação geral, descrevendo-se no artigo as principais intervenções. No âmbito do projecto foi realizada uma inspecção da ponte que permitiu identificar diversas anomalias, sendo de salientar: fendilhação nos pilares e nos muros de ala dos encontros causada por fenómenos expansivos resultantes de reacções álcalis-sílica, delaminação do betão da laje do tabuleiro com exposição de armadura, mau funcionamento e deslocamento dos aparelhos de apoio e deficiências no sistema de drenagem. Foram também realizados ensaios para caracterizar o betão e ao aço das armaduras ordinárias, bem como uma campanha de reconhecimento geológico e geotécnico.
Foi efectuada a verificação da segurança da estrutura da ponte de acordo com o REBAP e para as acções definidas no RSA. Das verificações de segurança exigidas por aqueles regulamentos constatou-se que apenas a verificação ao estado limite de descompressão das vigas pré-esforçadas não era verificado, embora por uma margem pequena, o que tendo em consideração a idade da estrutura e a inexistência de fendas estruturais nas mesmas vigas conduziu à decisão de não as reforçar. Note-se que a verificação de segurança das vigas aos estados limites últimos estava assegurada.
Neste trabalho descrevem-se as soluções de reforço e de reabilitação executados na ponte, sendo de salientar a protecção dos fustes dos pilares, a substituição dos aparelhos de apoio em chumbo e dos pêndulos em betão armado.

Palavras-chave: Reabilitação, Reforço, Protecção, Pontes, Anomalias

1. INTRODUÇÃO

A Ponte de Pedorido, sobre o Rio Arda, localiza-se na EN 222, no Concelho de Castelo de Paiva, Distrito de Aveiro. A zona de implantação da ponte está inserida no leito do Rio Arda, junto da sua foz no rio Douro, estando parte dos pilares centrais da ponte submersos.

[1] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. augusto.gomes@tecnico.ulisboa.pt; Civilser , Estudos e Projectos de Engenharia Lda. geral @civilser.pt,
[2] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. francisco.virtuoso@tecnico.ulisboa.pt; Civilser , Estudos e Projectos de Engenharia Lda. geral @civilser.pt,

A Ponte do Pedorido foi construída no final dos anos 70, sendo o projecto datado de 1970 da autoria dos engenheiros Joaquim Sarmento e Joaquim Sampaio. O Dono de Obra é a Infraestruturas de Portugal. No presente artigo apresenta-se o projecto de reabilitação da ponte cujos trabalhos foram executados durante os anos de 2011 e 2012.

2. OBRA DE ARTE EXISTENTE

Nesta secção apresenta-se a descrição da ponte original, as características dos materiais e as condições geotécnicas do solo de fundação.

2.1 Descrição da obra existente

A Ponte do Pedorido sobre o Rio Arda tem um comprimento total de 137,60 m, correspondente a cinco vãos: 23,80 + 3 x 30,00 + 23,80 m. A largura total do tabuleiro é de 9,60 m, sendo o perfil transversal constituído por uma faixa de rodagem com 7,00 m e dois passeios com 1,00 m. Os restantes 2 x 0.30 = 0,60 m correspondem à largura das vigas de bordadura. A estrutura do tabuleiro é em betão armado pré-esforçado sendo os pilares e os encontros em betão armado.

O tabuleiro é constituído por uma laje vigada apoiada em cinco vigas afastadas de 1,875 m. As vigas do tabuleiro são pré-fabricadas e têm uma secção transversal em ”T” com uma altura variável parabolicamente entre 1,40 m nos vãos e 1,85 m nos apoios. O banzo superior, que está integrado na laje do tabuleiro, tem uma largura de 0,80 m e espessura variável entre 0,15 m, na junta de betonagem com a laje, e 0,21 m junto à alma da viga. A largura da alma das vigas é de 0,16 m na zona de meio vão, variando linearmente na zona dos apoios até 0,40 m ao longo de um comprimento de 3,0 m medido a partir dos eixos dos apoios. As vigas possuem um talão inferior com uma largura de 0,40 m. As vigas são solidarizadas através de carlingas. As carlingas sobre os pilares têm uma espessura de 0,40 m e uma altura total de 1,85 m e as dos encontros têm uma espessura de 0,40 m e uma altura de 1,274 m. As carlingas de vão, que estão afastadas entre si de 6,00 m, têm uma espessura de 0,20 m e altura variável que acompanha a altura das vigas do tabuleiro.

A laje do tabuleiro que une os banzos das vigas pré-fabricadas tem uma espessura de 0,15 m. Esta laje prolonga-se para o exterior das vigas através de duas consolas laterais com 1,00 m de vão, tendo uma espessura variável entre 0,20 m na ligação à viga e 0,10 m na ligação à viga de bordadura. A viga de bordadura é monolítica com a laje do tabuleiro. O guarda corpos é metálico e fixado directamente à viga de bordadura.

Cada alinhamento de pilares é constituído por um conjunto de dois montantes de secção rectangular de dimensão variável em altura definida por um jorramento de 1,4%. No topo, junto ao capitel, os montantes têm uma secção rectangular com 1,00 m x 0,80 m (hxb). Os montantes são ligados superiormente por um capitel que dá apoio às vigas do tabuleiro, com uma secção rectangular com 0,80 m de largura e uma altura variável entre 1,20 m na ligação aos montantes e 1,00 m no meio vão, prolongando-se através de consolas com 0,75 m de vão e 0,80 m de altura. Cada par de montantes é ainda travado transversalmente através de uma travessa com uma largura de 0,80 m e uma altura variável entre 0,80 m na ligação aos montantes e 0,60 m no meio vão.

Os pilares dos alinhamentos P1 e P4, que estão fundados nas margens, têm uma altura aproximada de 9,50 m, enquanto os pilares P2 e P3, fundados no leito do Rio Arda, têm aproximadamente 17,50 m de altura. As fundações dos pilares são indirectas sendo constituídas por maciços de encabeçamento de forma rectangular com 10,70 x 3,50 x 1,60 m^3, apoiados num conjunto de 18 estacas com 0,40 m de diâmetro.

A ligação do tabuleiro aos pilares e aos encontros é materializada por aparelhos de apoio móveis longitudinalmente nos encontros e fixos nos pilares. Os aparelhos de apoio fixos são constituídos por chapas de chumbo atravessadas por ferrolhos. Os aparelhos de apoio móveis, localizados nos

encontros, são formados por pêndulos com 1,20 m de altura assentes sobre placas de chumbo. A espessura dos pêndulos é de 0,35 m.

Os encontros são aparentes sendo formados por três contrafortes com uma altura aproximada de 6,00 m no encontro esquerdo e 11,00 m no encontro direito, medida entre a face superior da sapata e a face superior da laje junto do lancil.

Na Fig. 1 apresenta-se o alçado da ponte e um corte transversal pelos pilares.

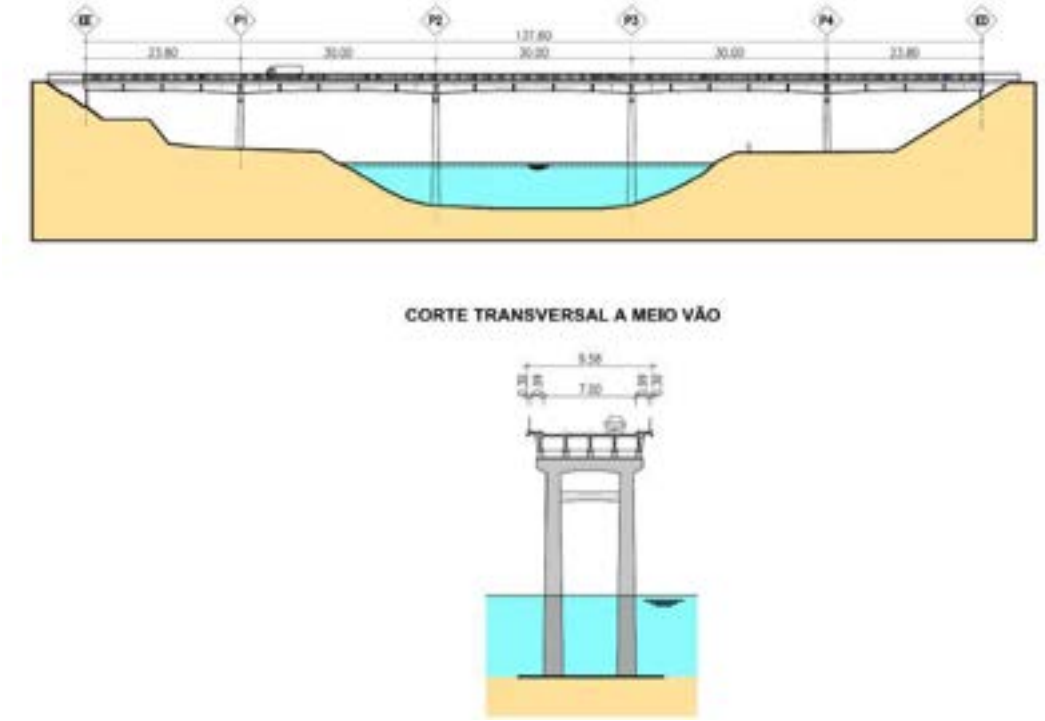


Figura 1. Alçado e corte da Ponte de Pedorido.

2.2 Condições geotécnicas

Para a avaliação da constituição geológica do solo de fundação foi efectuada uma campanha de reconhecimento geotécnico, tendo sido realizadas quatro sondagens, na proximidade de cada um dos encontros e junto de cada um dos pilares que não atravessam o leito do rio.

O terreno de fundação dos pilares P1 e P4 é constituído por uma camada superficial de aterro com uma espessura aproximada de 2,00 m, sob a qual existe um depósito aluvionar com fraca aptidão para receber as cargas transmitidas pela estrutura, com espessuras de 9,00 m e 22,00 m, respectivamente, para os pilares P1 e P4. Abaixo desta camada ocorre um maciço de terrenos xistentos com características sub-rochosas designado por "Xistos do Valongo", que possui características adequadas para receber fundações. Sob os pilares P2 e P3, cujas fundações estão submersas pelo Rio Arda, ocorre uma camada de depósitos aluvionares, com uma espessura de aproximadamente 16,0 m, sob a qual se encontra o maciço constituído por "Xistos do Valongo". O encontro esquerdo está fundado directamente no maciço constituído por "Xistos do Valongo". O terreno de fundação sob o encontro direito tem características semelhantes às descritas para o pilar P4, tendo a espessura da camada de aterro aproximadamente 12,0 m.

2.3 Materiais

Indicam-se seguidamente as classes de resistência dos materiais que foram especificadas no projecto original da ponte.

Betão: - Tabuleiro – B350; Passeios e vigas de bordadura – B225;
- Pilares e maciços de encabeçamento de estacas – B225;
- Encontros – Sapatas, maciços de fundação e elevação – B225;
- Dosagem mínima de cimento: B225 – 350 kg/m^3; B350 – 400 kg/m^3.

Aços: - Armaduras ordinárias – A24 nervurado;
- Aço de pré-esforço – fios Ø 7 mm com uma tensão de rotura garantida de 160-175 kgf/mm^2;
- Guarda corpos e juntas de dilatação: Aço corrente (Artº. 9º do R.E.A.E.).

No âmbito do desenvolvimento do projecto de reabilitação foi efectuada uma campanha de ensaios de caracterização dos materiais. Na verificação da segurança da estrutura existente foram consideradas as seguintes classes de resistência para os materiais estruturais:

- Betão do tabuleiro – C30/37, equivalente ao B350 indicado no projecto;
- Betão dos pilares – C25/30, superior ao especificado no projecto (B225) mas inferior ao obtido nos ensaios de caracterização (C30/37);
- Armaduras ordinárias – A235, classe equivalente à considerada no projecto (A24);
- Aço de pré-esforço – A1600/1800 – $f_{p0,1k}$ = 1600 MPa, f_{puk} = 1800 MPa.

3. ANOMALIAS EXISTENTES

Foi efectuada uma inspecção à estrutura com recurso a um veículo de inspecção. As principais anomalias observadas na estrutura resultam da ocorrência de fendilhação nos pilares P1, P2 e P4,ver Fig.2.

Existiam também sinais que indicavam o início da corrosão das armaduras das lajes do tabuleiro, que se manifestam através da coloração da superfície com óxido de ferro, não existindo, porém, zonas com betão delaminado. No que diz respeito às vigas do tabuleiro, verificou-se a existência localizada de fendilhação, betão delaminado e armaduras à vista, indicando que o processo de corrosão das armaduras não expostas poderá já se ter iniciado. Estes indícios são mais significativos na face exterior da viga de extremidade do lado de jusante (face do lado Norte). As placas de chumbo de alguns dos aparelhos de apoio encontravam-se deformadas por esmagamento e deslocadas do seu local original, conforme se ilustra na Fig. 3.

Os aparelhos de apoio nos pilares eram constituídos por chapas de chumbo e nos encontros por um pêndulo de betão armado, cuja ligação, quer à carlinga do tabuleiro quer à viga de estribo, era materializada através de chapas de chumbo atravessadas por ferrolhos de aço. Algumas das chapas de chumbo encontravam-se deformadas por esmagamento, devido aos movimentos do tabuleiro. Os pêndulos apresentavam fendilhação superficial do betão sendo, mais significativa no encontro direito.

Os pilares P1, P2 e P4 apresentam uma fendilhação significativa cuja abertura chega a atingir 1 mm. Esta fendilhação, que se manifesta de forma mais acentuada na direcção vertical, é típica do fenómeno álcalis-sílica. Foram realizados pelo Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto ensaios petrográficos, [2, 3] os quais confirmaram a existência de indícios de ocorrência de reacções expansivas álcalis-sílica (RAS). Os ensaios petrográficos revelaram a ocorrência pontual de gel sílico-alcalino, a existência de microfissuração nas partículas de agregado e nas interfaces pasta-agregado e a presença de orlas escurecidas nas partículas de agregado. Refira-se que nas zonas localizadas sob a extremidade inferior dos tubos de queda do sistema de drenagem do tabuleiro existiam também manchas na superfície do betão resultantes do escoamento da água ao longo da superfície.



Figura 2. Fendilhação na face do Pilar P2 e P4 devido a reacções expansivas álcalis-sílica.



Figura 3. Esmagamento de aparelho de apoio em chumbo e delaminação do betão na viga do lado Norte.

Como referido, as principais anomalias identificadas no tabuleiro consistiam na delaminação pontual do betão, na ocorrência de alguma fendilhação, também muito pontual, e na existência de indícios de corrosão das armaduras da laje do tabuleiro.

As juntas de dilatação dos encontros, eram constituídas por chapas de aço nervuradas, tipo folha de oliveira, as quais deslizam entre si. Estas chapas apresentavam corrosão superficial. Nas faces laterais dos encontros observavam-se manchas que indiciavam a passagem de água através da junta, e a inexistência ou não funcionamento do sistema de drenagem desta zona. A junta de dilatação do encontro direito aparentava estar fechada ao nível da laje do tabuleiro. Verificou-se que as juntas de dilatação batiam com a passagem dos veículos, o que resulta da folga entre as duas chapas que a constituem.

4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

A análise da estrutura para efeitos de avaliação do seu comportamento em serviço e verificação da segurança aos estados limites últimos foi efectuada com base em modelos estáticos e/ou dinâmicos lineares. A análise transversal da laje do tabuleiro foi efectuada com base em modelos de elementos finitos de laje. Para a análise das acções verticais (peso próprio, pré-esforço e sobrecargas rodoviárias) a estrutura foi analisada com base em modelos de pórtico plano, simulando cada uma das vigas e a respectiva parcela de pilar, com base nos quais foi efectuada a análise longitudinal do tabuleiro. Complementarmente foi analisado um modelo tridimensional de toda a estrutura, para a análise dos pilares e para avaliar os efeitos da acção sísmica através duma análise dinâmica.

A verificação da segurança no projecto original foi efectuada de acordo com o RSEP (1961) e com o REBA (1967). No projecto de reabilitação e beneficiação a verificação da segurança da estrutura existente e no dimensionamento de novos elementos ou de reforços a quantificação das acções e suas combinações foram efectuadas de acordo com o RSA - Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (1984), tendo sido considerados os seguintes estados limites: estado limite de descompressão no tabuleiro em betão armado pré-esforçado para as combinações quase permanentes de acções; estado limite de largura de fendas, $w_k < 0,1$ mm, para combinação frequente de acções; estados limites últimos de resistência para as combinações fundamentais de acções de acção de base sobrecarga e para a acção sísmica. Para os materiais foram consideradas as classes de resistência referidas no §2.3.

Da análise da segurança da estrutura constatou-se que a segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos é verificada. Relativamente aos estados limites de utilização, em particular ao estado limite de descompressão a segurança é verificada em todas as vigas do tabuleiro à excepção das secções de vão das vigas interiores dos vãos de extremidade do tabuleiro, em que a máxima tensão de tracção é de 0,12 MPa. Este valor corresponde a 4,0% do valor médio da resistência à tracção do betão, f_{ctm}, considerando-se, assim, que o valor da tracção obtido é desprezável.

5. SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

Como já referido, a principal deficiência que a estrutura da ponte apresentava resulta dos problemas de degradação do betão que têm origem fundamentalmente na reacção álcalis-sílica dos agregados. Este problema manifestava-se de forma mais acentuada nos pilares e nas suas travessas. É também de referir o mau estado de conservação dos aparelhos de apoio, das juntas de dilatação e do guarda corpos. Em termos de capacidade de resistente não foi detectada nenhuma situação que justifique a realização de reforço. No entanto, a substituição dos aparelhos de apoio existentes em chumbo, por aparelhos de apoio do tipo panela (*pot-bearing*), conduziu à necessidade de se reforçarem as carlingas dos apoios.

5.1 Principais trabalhos de reabilitação e reforço

Descrevem-se seguidamente as principais intervenções realizadas na ponte [1].

a) Reforço das carlingas dos encontros e dos apoios intermédios, dos capitéis dos pilares e das vigas de estribo dos encontros. A substituição dos aparelhos de apoio e dos pêndulos dos encontros obrigou à realização do levantamento do tabuleiro. Para permitir o apoio dos cilindros (macacos) hidráulicos necessários para esta operação foi preciso reforçar os capiteis dos pilares, as vigas de estribo dos encontros e as carlingas dos encontros e dos apoios intermédios. O reforço foi efectuado por encamisamento em betão pré-esforçado, tendo sido colocados cabos longitudinalmente e barras transversais na proximidade dos aparelhos de apoio, Figs. 4 e 5.

b) Substituição dos aparelhos de apoio. Como referido esta operação obrigou ao levantamento do tabuleiro em 0,15 m. Indicam-se seguidamente as principais operações realizadas após a execução dos trabalhos indicados em a): colocação de cavaletes junto dos encontros para apoio dos cilindros

hidráulicos; transferência da carga permanente para apoios provisórios através de cilindros hidráulicos; corte dos ferrolhos dos apoios dos pilares; levantamento do tabuleiro em 0,15 m, simultaneamente em todos os alinhamentos de pilares e encontros tendo sido imposta uma diferença máxima de 10 mm entre dois alinhamentos consecutivos e de 2 mm nos alinhamentos transversais dos apoios; demolição dos pêndulos e alargamento das vigas de estribo dos encontros; reparação local das faces inferiores das vigas e das faces superiores das travessas para permitir um adequado assentamento das vigas nos novos aparelhos de apoio; colocação dos novos aparelhos de apoio; execução dos plintos; injecção das folgas entre a chapa superior do aparelho de apoio e a face inferior das vigas do tabuleiro.
O trânsito apenas foi interditado durante as operações de levantamento do tabuleiro e de transferências de carga das vigas.

c) Reparação e pintura das superfícies do betão. Uma vez que as principais anomalias identificadas tinham origem nas reacções expansivas álcalis-sílica procurou minimizar-se o acesso da água aos elementos de betão através da aplicação de uma pintura com características de protecção do betão. Este trabalho envolveu as seguintes fases: limpeza da superfície por decapagem com jacto de água; aplicação de produto hidrófugo nas zonas com cavidades; aplicação de pintura de protecção exterior:

c1) Tratamento de fendas: de largura ≤ 0,4 mm – aplicação de produto hidrófugo; fendas com largura > 0,4 mm – injecção com resina epoxídica;

c2) Reparação de zonas delaminadas: preparação da superfície com martelo pneumático ou jacto de água; reposição da geometria inicial com argamassa de reparação pré-doseada de retracção controlada; Nos casos em que existiam armaduras expostas estas foram limpas com jacto de água ou de areia e reposta adicionada armadura no caso de existir uma perda de secção superior a 20%.

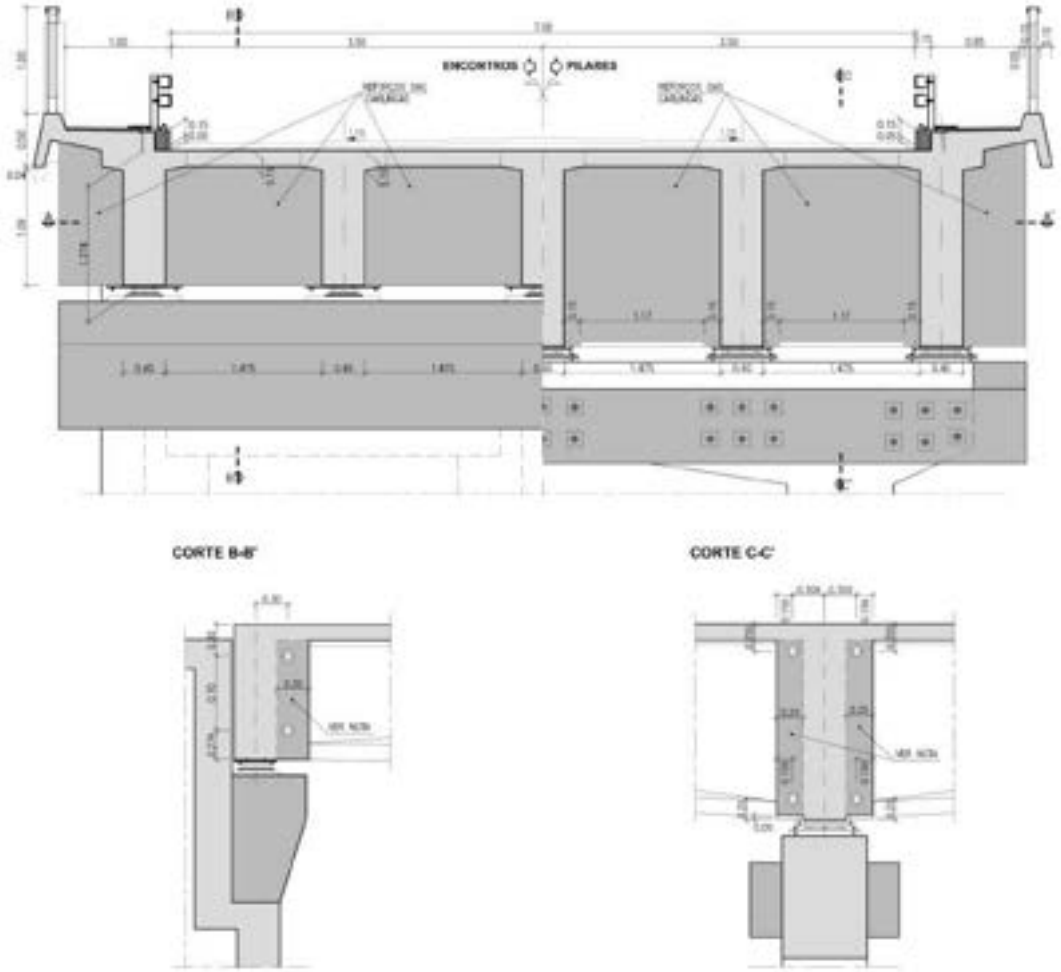


Figura 4. Reforço das carlingas dos encontros e dos apoios nos pilares.

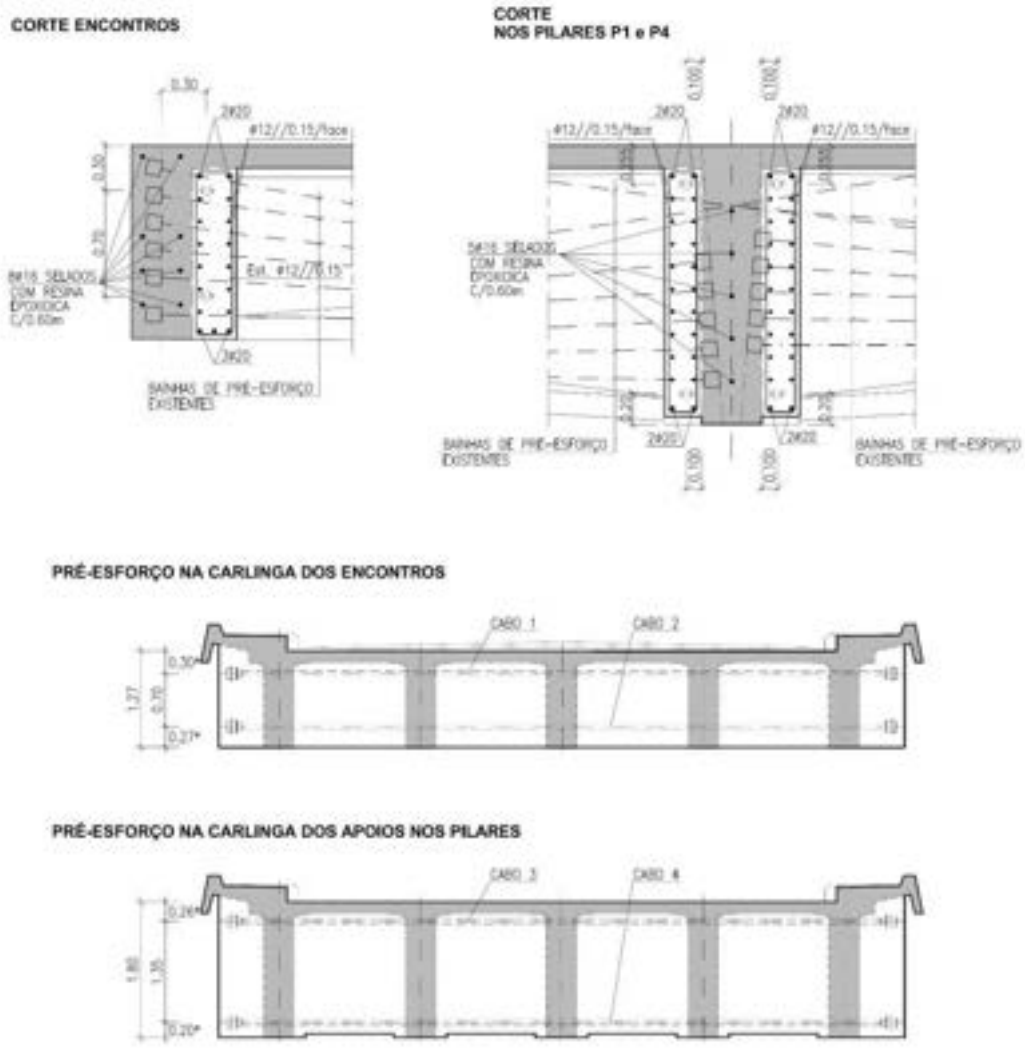


Figura 5. Reforço das carlingas. Pormenorização de armaduras e pré-esforço.

d) Protecção do betão da zona submersa dos pilares P2 e P3. Tendo em consideração que os pilares, conjuntamente com as travessas, eram os elementos estruturais que apresentavam sinais mais evidentes da ocorrência da reacção álcalis-sílica foi executada uma protecção da zona submersa do fuste dos pilares através dum encamisamento em betão com recurso à utilização duma cofragem metálica perdida. Na Fig. 6 apresentam-se os alçados e um corte transversal da solução de encamisamento da base dos pilares.

e) Substituição das juntas de dilatação. Devido ao nível de corrosão e à falta de estanqueidade que as juntas de dilatação apresentavam estas foram substituídas por juntas em neoprene reforçado.

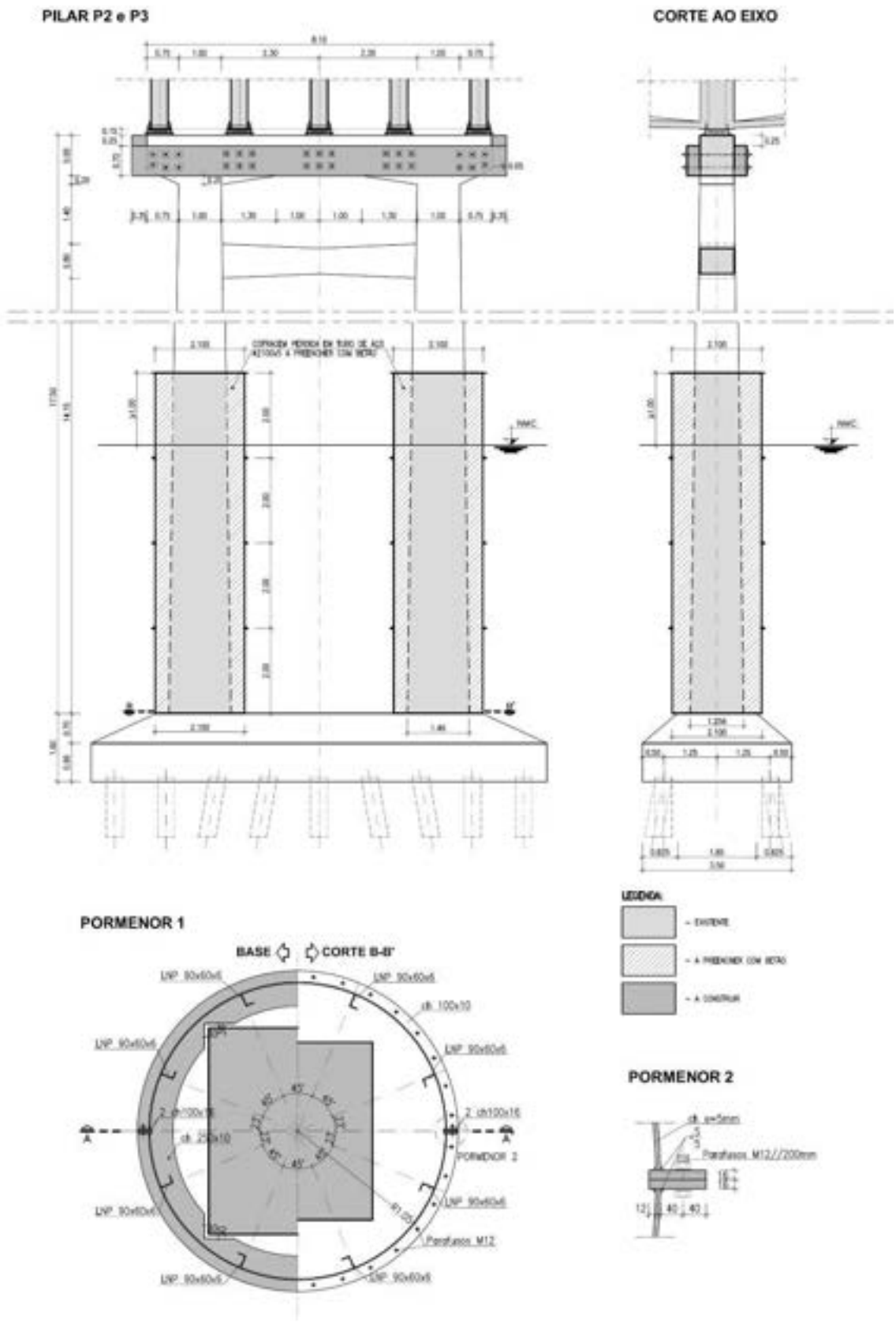


Figura 6. Solução de encamisamento da base dos pilares submersos

f) Outros trabalhos de reabilitação. Para além dos trabalhos anteriormente referidos foram também executados os seguintes trabalhos: adaptação da geometria dos encontros à nova cota altimétrica do tabuleiro; execução do pavimento betuminoso em toda a extensão da obra; execução de novo sistema de drenagem do tabuleiro; execução de sistema de drenagem dos encontros; colocação de guardas de segurança; reparação do guarda corpos e das vigas de bordadura; remodelação, regularização, limpeza e colocação de caleiras e sistema de drenagem nos taludes dos encontros; substituição dos lancis existentes constituídos por elementos pré-fabricados por um lancil betonado *in-situ*, ligados ao tabuleiro por varões ancorados na laje com resina epoxídica; substituição do revestimento do passeio em calçada à Portuguesa de vidraço por ladrilhos em grês porcelânico com superfície antiderrapante.

5.2 Materiais estruturais aplicados nos elementos de reforço

Apresentam-se seguidamente as características dos materiais utilizados no reforço da ponte.

- Betão – C35/45, XC4(P), Cl0.4, D_{max} 25, S3, c=35 (min. 300kg de cimento/m^3);
- Aço em armaduras – A500 NR, Barras de pré-esforço - 835/1030 e aço em cordão 1670/1860;
- Características da pintura de protecção do betão: permeabilidade ao CO2 - Camada de ar de permeação equivalente S_D > 100m; Permeabilidade à água – w < 0,1 kg/m^2.$h^{0,5}$; Permeabilidade ao vapor de água - Camada de ar de permeação equivalente S_D < 5 m.

5.3 Condicionalismos à realização dos trabalhos

Os principais condicionalismos à execução dos trabalhos de reabilitação resultaram da altura do tabuleiro, variável entre 5 e 12 m, do facto deste se localizar sobre o Rio Arda e da necessidade de se garantir o tráfego no tabuleiro durante a realização dos trabalhos. O tráfego apenas foi interditado durante as operações de transferência de cargas e de levantamento do tabuleiro. Estas operações foram realizadas aos fins de semana em períodos de menor tráfego.

Durante o período em que o tabuleiro esteve suportado pelos apoios provisórios o trânsito foi efectuado numa via única central de sentido alternado com 3,0 m de largura. Esta via foi delimitada através de perfis tipo "New Jersey". Esta medida permitiu que fossem executados os trabalhos nos lancis, passeios e guarda corpos e simultaneamente limitou o nível de sobrecargas no tabuleiro e reduziu a velocidade de circulação dos veículos, diminuindo os efeitos dinâmicos do tráfego.

6. CONCLUSÕES

Neste artigo apresentou-se o projecto de reabilitação da Ponte de Pedorido, sobre o Rio Arda. No âmbito do projecto foi realizada uma inspecção da ponte, que permitiu identificar diversas anomalias, sendo de referir a existência de fendilhação resultante de reacções álcalis-sílica. Seguidamente apresentaram-se as conclusões da verificação de segurança efectuada. Por fim descreveram-se os trabalhos de reabilitação e reforço mais relevantes que foram efectuados.

REFERÊNCIAS

[1] Gomes, A.; Virtuoso, F. (2007). EN 222 – Ponte de Pedorido sobre o Rio Arda. Projecto de Reabilitação e Beneficiação. Proj. de Execução. CivilSer, Estudos e Projectos de Engenharia, Lda

[2] ISQ (2007). Ensaio de Caracterização dos Materiais. Ponte sobre o Rio Arda. Instituto de Soldadura e Qualidade, Direcção de Construção Civil, Pontes, Geotecnia e Reabilitação Estrutural.

[3] Fernandes, I. ; Ribeiro, M. (2007). Ponte sobre o Rio Arda localizada em Pedorido. Departamento de Geologia (DG) da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

Sessão 5B

Avaliação da sustentabilidade de colunas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha

António P.C. Duarte[1] **Jorge de Brito**[2] **José Dinis Silvestre**[3] **Eduardo Júlio**[4] **Nuno Silvestre**[5]

RESUMO

As colunas tubulares mistas aço-betão (CFST) com agregados de borracha têm como propósito tirar partido da elevada eficiência estrutural da solução mista bem como da elevada ductilidade do betão com agregados de borracha (RuC). Neste trabalho, apresenta-se uma avaliação comparativa da sustentabilidade, numa perspectiva de avaliação do ciclo de vida, de uma coluna CFST, de secção quadrada, preenchida com RuC, aqui denominada RuCFST. Além das duas vantagens ambientais mais óbvias, relativas à utilização do RuC como alternativa a um betão com agregados (exclusivamente) naturais (BR) em colunas CFSST, nomeadamente reduções da deposição de pneus em aterros e da extração de agregados naturais, considerou-se ser ainda útil efectuar uma avaliação mais completa da sustentabilidade das colunas RuCFST. Assim, a energia incorporada (EI) e o desempenho (térmico) energético da coluna RuCFST considerada são avaliados e comparados com os mesmos parâmetros de uma coluna CFST de secção quadrada e de uma coluna de betão armado (BA). A comparação é realizada no pressuposto de que as três possuem um desempenho mecânico semelhante. Demonstra-se que a coluna RuCFST analisada possui uma EI marginalmente superior à da coluna CFSST - diferença inferior a 1%. Por outro lado, o coeficiente de transmissão térmica da primeira é inferior ao da segunda, o que melhora o seu comportamento em relação às pontes térmicas. Em comparação com as soluções mistas, a coluna de BA possui uma EI 35% superior. Em geral, as colunas RuCFST e CFST incorporam energias totais semelhantes (estas consideram a contribuição da EI e do desempenho térmico durante a vida útil), as quais são 25% inferiores à da coluna de BA.

Palavras-chave: Colunas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha; Energia incorporada; Desempenho térmico

[1] IDMEC, Departamento de Eng. Mecânica, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, antonio.duarte@tecnico.ulisboa.pt
[2] CERIS, Departamento de Eng. Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, jb@civil.ist.utl.pt
[3] CERIS, Departamento de Eng. Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, jose.silvestre@tecnico.ulisboa.pt
[4] CERIS, Departamento de Eng. Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt
[5] IDMEC, Departamento de Eng. Mecânica, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, nsilvestre@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de reciclar pneus em fim de vida tornou-se uma grande preocupação nos últimos anos. Em todo o mundo, aproximadamente 1,5 mil milhões de pneus são produzidos e cerca de mil milhões chegam ao fim da sua vida útil [1]. Aplicações como asfalto, pisos de parques infantis e pavimentos desportivos ou barreiras de impacto estão entre as mais comuns nas quais são utilizados agregados reciclados de pneus [2]. Ao reciclar pneus, a sua deposição em aterros é minorada. Adicionalmente, o sector da construção, o qual se reconhece ter um grande impacte ambiental, tem também investigado possíveis usos para pneus em fim de vida, sendo um dos mais estudados o betão com agregados de borracha (*Rubberized Concrete* - RuC, na designação inglesa) [1,3]. O RuC é um tipo de betão no qual os agregados naturais (AN) são parcialmente substituídos por agregados de borracha (AB). Além da mitigação da deposição de pneus em aterros, como referido, uma segunda vantagem ambiental da utilização de AB no betão é a redução da extração de AN. Topçu e Li *et al.* [4,5] encontram-se entre os pioneiros no estudo das propriedades mecânicas do RuC. Estes autores concluíram que a maioria das propriedades físicas e mecânicas do RuC diminuem, em comparação com as de um betão com agregados exclusivamente naturais, de referência (BR), com excepção da ductilidade, a qual aumenta. A esta propriedade junta-se também o facto de o RuC possuir um amortecimento superior [5,6] ao do BR. Assim, conclui-se que este tem o potencial de poder ser utilizado em aplicações estruturais nas quais os requisitos de dissipação de energia são prioritários, face à resistência mecânica, como aquelas em zonas sísmicas.

As colunas tubulares mistas aço-betão (*Concrete Filled Steel Tubes* - CFST, na designação inglesa) são uma das soluções estruturais de maior sucesso disponíveis na indústria da construção. Nas colunas CFST, o tubo metálico exterior serve como cofragem e, simultaneamente, confina o núcleo de betão, aumentando a sua resistência e ductilidade. Por outro lado, o segundo reduz a propensão do primeiro para encurvar localmente. No entanto, com o aparecimento de aços de elevada resistência, para a obtenção de uma mesma resistência, a tendência é a de adoptar tubos de parede fina (e muito fina), o que resulta numa maior susceptibilidade de encurvadura local e, consequentemente, menores ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

Tendo em conta as premissas apresentadas anteriormente, os autores investigaram, nos últimos anos, a possibilidade de melhorar a ductilidade de colunas CFST por via do betão, utilizando para tal o RuC [7-9], denominando as colunas resultantes de RuCFST. Além do objectivo estrutural, um segundo objectivo foi o de propor uma solução sustentável. Os autores estudaram o comportamento seccional das colunas, experimental e numericamente, focando-se por isso em colunas curtas. Concluiu-se que a ductilidade das colunas aumenta consideravelmente com o aumento da percentagem de AB (até 145% e 290%, respectivamente, em colunas de secção rectangular e circular para 15% de substituição de AN por AB) em colunas sujeitas a compressão monotónica e concêntrica. No entanto, em colunas sujeitas a flexão cíclica composta com compressão, a ductilidade tende a manter-se ou a reduzir-se ligeiramente. A principal razão para este comportamento neste segundo caso de carregamento é a menor resistência do RuC (face ao BR) contribuir para uma maior susceptibilidade do tubo metálico para encurvar localmente e para a redução do suporte lateral do betão. Tal explica-se pela aproximação da linha neutra do centro de massa da secção sendo que esta redução de ductilidade por via da menor resistência do betão não é compensada pelo aumento de ductilidade por via da utilização de AB.

Apesar de o comportamento estrutural das colunas RuCFST ter sido estudado em profundidade e de as principais vantagens ambientais da utilização de AB como alternativa aos AN terem sido identificadas, os autores reconheceram que um estudo mais completo da sustentabilidade das colunas, tendo em conta a avaliação do ciclo de vida (ACV), é um tópico que ainda merece atenção, com o objectivo de avaliar o real potencial das colunas. Assim, neste artigo, apresenta-se uma ACV comparativa de uma coluna RuCFST, tendo por base duas alternativas de comparação: uma coluna CFST e uma coluna de betão armado (BA). Inicialmente, são apresentadas as três soluções (RuCFST, CFST e BA) e avalia-se a sua energia incorporada (EI). Depois, o seu desempenho energético ao longo da vida útil é discutido com ênfase nas pontes térmicas, as quais se encontram directamente relacionadas com o consumo de energia dos edifícios. Finalmente, as principais conclusões deste estudo são apresentadas.

2. GEOMETRIA, MATERIAIS, UNIDADE FUNCIONAL E FRONTEIRAS DA ANÁLISE

Entre as diversas colunas RuCFST estudadas por Duarte *et al.* [7-9] considerou-se, neste trabalho, aquela com as propriedades mecânicas e geometria apresentadas, respectivamente, no Quadro 1 e na Fig. 1 (a). No Quadro 1, (i) f_y é a tensão de cedência do aço (tubo no caso das colunas RuCFST e CFST e varões no caso da coluna de BA), (ii) $f_{cm,cil}$ é a resistência à compressão equivalente em provetes cilíndricos e (iii) P_{max} e (iv) M_{max} são, respectivamente, as cargas máximas à compressão e momento resistente à flexão das colunas. As colunas CFST (preenchida com BR) e BA (produzida em BR) foram, respectivamente, escolhida e dimensionada (de acordo com o Eurocódigo 2 parte 1-1 [10]), de forma a possuírem resistências semelhantes às da coluna RuCFST (Quadro 1 e Fig. 1).

Quadro 1. Propriedades mecânicas dos materiais e colunas estudados.

Coluna	f_y [MPa]	$f_{cm,cil}$ [MPa]	P_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
RuCFST	456,0	32,2	805,7	26,1
CFST	367,7	41,6	795,6	22,4
BA	500,0	41,6	936,0	26,1

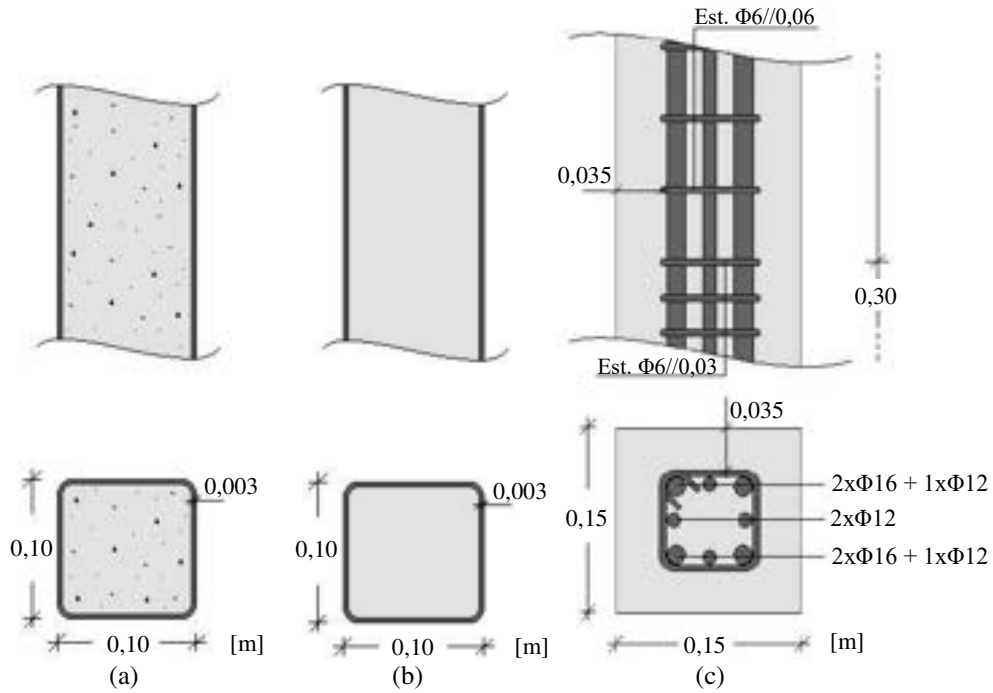


Figura 1. Vistas de topo e laterais das colunas (a) RuCFST, (b) CFST e (c) de BA estudadas.

No Quadro 2, apresentam-se as proporções de mistura dos materiais utilizados no BR e RuC estudados por Duarte *et al.* [7,9]. Para produzir o RuC, os AB (dimensões entre 4,0 e 11,2 mm) obtidos por trituração mecânica foram utilizados para substituir 5%, em volume, do total de AN do BR, na fracção dos grossos. Ambas as misturas foram produzidas com cimento tipo II A-L 42,5 R. O teor de cimento (350,0 kg/m^3) e a classe de consistência (S3), correspondendo esta última a um abaixamento de 125 ± 15 mm medido com o cone Abrams, foram os mesmos em ambas as misturas.

Quadro 2. Constituintes do BR e do RuC e proporções das misturas.

	Areia (0,0 a 4,0 mm)		*Agregados grossos* (4,0 to 22,4 mm)		*AB* (4,0 to 11,2 mm)		*Água*
	Densidade [kg/m^3]	*Proporção* [kg/m^3]	*Densidade* [kg/m^3]	*Proporção* [kg/m^3]	*Densidade* [kg/m^3]	*Proporção* [kg/m^3]	*Proporção* [kg/m^3]
BR	2615,0	802,7	2655,0	1000,3	1150,0	0,0	185,0
RuC		802,7		910,2		39,2	185,0

A unidade funcional (u.f.) escolhida para a comparação das soluções foi uma coluna de 3,0 m de altura com propriedades mecânicas semelhantes, que é a altura típica destes elementos estruturais, por piso construído, em edifícios residenciais e de escritórios. Relativamente ao intervalo temporal da análise, consideraram-se as fronteiras "do berço ao túmulo" [11].

3. ENERGIA INCORPORADA

Nesta secção, avalia-se e compara-se a EI em uma u.f. de cada solução (colunas RuCFST, CFST e de BA). Assim, o primeiro passo é medir, para cada solução estrutural, as quantidades de material necessárias para construir cada u.f.. Para produzir as colunas RuCFST e CFST, são adoptados os seguintes materiais: (i) tubo metálico, que também serve como cofragem e (ii) RuC e BR, respectivamente, na primeira e segunda soluções, os quais incluem cimento, areia, agregados grossos de calcário, água e ainda AB grossos, no caso do RuC. Para produzir a coluna de BA, utilizam-se os seguintes materiais: (i) cofragem de madeira, considerada feita em tábuas de pinho de 2,5 cm de espessura, (ii) betão, o qual inclui os constituintes acima mencionados e (iii) varões de aço. Para promover uma durabilidade semelhante (relativamente à corrosão) e resistência ao fogo das colunas RuCFST e CFST por comparação com as da coluna de BA, consideram-se adicionalmente os revestimentos de pintura descritos em seguida. Verificou-se que a coluna de BA possui uma resistência ao fogo de 30 minutos (R30), de acordo com o Eurocódigo 2 parte 1-2 [12]. No entanto, as colunas RuCFST e CFST não possuem as dimensões mínimas para resistir a tal tempo de exposição, segundo o Eurocódigo 4 parte 1-2 [13]. Admite-se que as colunas são parte integrante do envelope de um determinado edifício (esta opção é também justificada mais adiante), como observado na Fig. 2. Assim, nas faces E e O das colunas, foram consideradas duas demãos de pintura anticorrosiva e, nas faces N e S, considerou-se uma demão da primeira e uma segunda demão de tinta intumescente.

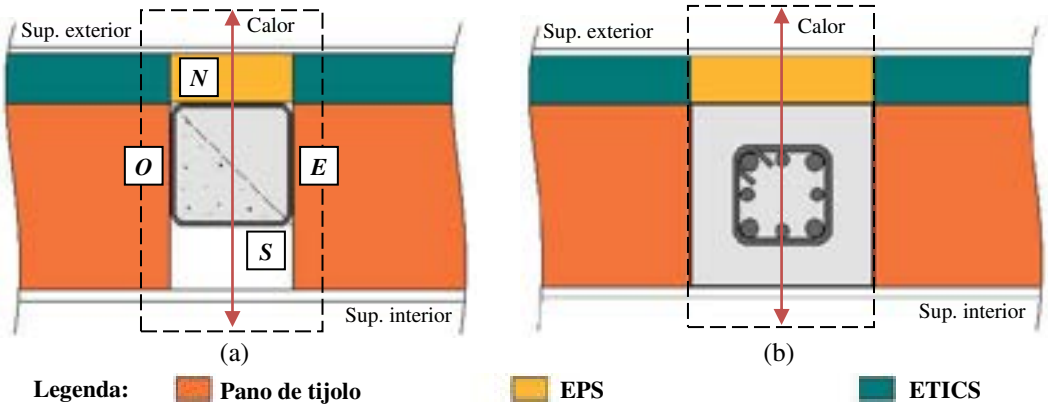


Figura 2. (a) Identificação das faces de aplicação dos esquemas de pintura e esquemas de isolamento térmico e correcção de pontes térmicas nas colunas (a) RuCFST e CFST e (b) de BA.

No Quadro 3, apresentam-se as quantidades (ver também a Fig. 1) de cada material referido, necessárias para construir uma u.f. de cada coluna. As misturas de betão das colunas têm as proporções apresentadas no Quadro 2. Adicionalmente, no Quadro 3, $\Delta_{w,EPS}$ (poliestireno expandido - EPS) é a largura adicional de isolamento térmico necessária na coluna de BA em comparação com as restantes, como justificado adiante, em detalhe, na secção 4.

Dado que a área de seção transversal da coluna de BA é aproximadamente duas vezes superior à das colunas RuCFST e CFST, é possível observar, no Quadro 3, que a primeira implica a consideração de cerca de 2,4 vezes mais betão do que as restantes. Relativamente aos agregados grossos, o rácio "massa de agregados grossos na coluna de BA" / "massa de agregados grossos na coluna RuCFST" é ligeiramente superior, aumentando para 2,6, pois a coluna RuCFST contém AB, os quais substituem parcialmente os AN. No que diz respeito ao aço, as colunas RuCFST e CFST necessitam de aproximadamente menos 20% deste material do que o requerido pela coluna de BA.

Quadro 3. Quantidades e EI dos materiais e das u.f. das colunas RuCFST, CFST e de BA.

Material	*Densidade* [kg/m^3]	$EI_{unitária}$ [MJ/kg]	*RuCFST*		*CFST*		*BA*	
			Volume [m^3]	*EI* [MJ]	*Volume* [m^3]	*EI* [MJ]	*Volume* [m^3]	*EI* [MJ]
Aço (tubo)	7850	9,54	0,0035	261,5	0,0035	261,5	-	-
Aço (varões)	7850	9,48	-	-	-	-	0,0044	325,5
Cimento	3050	4,51	0,0030	41,9	0,0030	41,9	0,0073	99,9
Areia	2615	0,0081	0,0081	0,2	0,0081	0,2	0,0194	0,4
Agregados grossos	2655	0,083	0,0090	2,0	0,0099	2,1	0,0237	5,2
Água	1000	0,2	0,0049	1,0	0,0049	1,0	0,0117	2,4
AB	1150	2,7	0,0009	2,8	-	-	-	-
Tinta anticorrosiva	1500	97,0	0,0002	29,1	0,0002	29,1	-	-
Tinta intumescente	1350	97,0	0,0004	52,4	0,0004	52,4	-	-
Madeira (pinho)	550	3,33	-	-	-	-	0,0525	96,2
$\Delta_{w,EPS}$	15	88,6	-	-	-	-	0,0060	8,0
			Soma	390,9	-	388,2	-	537,6

No Quadro 3, a EI necessária para produzir uma u.f. de cada coluna é medida, com base nas quantidades de materiais apresentadas. Em geral, os valores da EI da cada material foram retirados do Inventário de Carbono e Energia (ICE), versão 2.0 [14]. Relativamente à EI dos AB, considerou-se apenas aquela associada à trituração dos pneus, tendo sido utilizado um valor médio [15-17], uma vez que se trata de um material reciclado [11]. Para os varões e tubos metálicos, assumiu-se que o material é 100% reciclado e, para os últimos, utilizou-se o valor específico para tubos de aço [14] de forma a ter em consideração o processo de enformagem. Finalmente, quanto ao cimento, areia, agregados grossos, água e madeira, foram considerados os valores gerais [14]. Refira-se que foram utilizados valores de EI correspondentes às fronteiras "berço ao portão" [14]. Ainda que devesse também ter sido incluído o valor da EI associado ao transporte dos materiais para o local de impantação, assumiu-se que os materiais das três soluções requerem operações de transporte semelhantes e, por isso, para fins de comparação, considera-se que esta EI não necessita ser conhecida.

Como se pode observar no Quadro 3, as colunas RuCFST e CFST incorporam aproximadamente a mesma EI (EI_{RuCFST}/EI_{CFST} = 1.01). Adicionalmente, é possível observar que a EI necessária à trituração dos AB não compensa o decréscimo da EI associada à redução da quantidade de AN no RuC. No entanto, tendo em conta o valor total da EI de cada solução (RuCFST e CFST), verifica-se que ambas as fracções são marginais, uma vez que a EI do aço, cimento e tintas representam as maiores percentagens. Quando se compara a coluna RuCFST (e CFST) com a coluna de BA, é possível perceber que a primeira incorpora cerca de 30% menos EI do que a segunda (EI_{RuCFST}/EI_{BA} = 0,73). A diferença deve-se principalmente à maior secção transversal da coluna de BA, como referido, por comparação com a coluna RuCFST (e CFST). Por esta razão, ao comparar apenas os constituintes do betão, verifica-se que a EI (destes constituintes) nas colunas RuCFST e CFST é 55% inferior à da coluna de BA. No entanto, o rácio "EI de aço nas colunas RuCFST e CFST" / "EI de aço na coluna de BA" é bastante mais próximo da unidade, apresentando um valor de 0,80. Uma vez que o tubo metálico também serve de cofragem nas colunas RuCFST e CFST, a fracção de EI associada a este detalhe construtivo é nula nestas colunas. Na coluna de BA, a cofragem representa cerca de 20% da sua EI mesmo no pressuposto de que esta pode ser reutilizada até três vezes [19]. Por exemplo, se uma cofragem não tradicional em aço (assumida 100% reciclada) fosse considerada alternativamente e assumindo uma reutilização de 100 vezes, a percentagem associada ao EI da cofragem diminuiria para cerca de 2% do total de EI da coluna em BA. Neste caso, o valor seria agora EI_{BA} = 443,2 MJ. O valor "break-even" de reutilizações da cofragem em aço para se obter a mesma EI da cofragem tradicional, em madeira, é de 10 vezes.

4. DESEMPENHO ENERGÉTICO AO LONGO DA VIDA ÚTIL

Uma das fracções mais importantes do balanço energético de um edifício está relacionada com o seu projecto. Os outros dois estão relacionados com (i) a utilização humana e (ii) o consumo de energia dos equipamentos instalados; este último pode, e deve, ser minimizado se o edifício possuir um bom projecto. Assim, as construções devem incluir tantas estratégias passivas (incluindo iluminação e ventilação natural) quanto possível, mitigando assim a necessidade do uso de equipamentos de aquecimento e/ou arrefecimento, que consomem bastante energia.

O impacte das soluções analisadas neste trabalho no balanço energético de um dado edifício está essencialmente relacionado com as pontes térmicas. O estudo deste impacte justifica, como referido, que as colunas investigadas sejam consideradas como parte integrante do envelope de um edifício. Apesar de estas consistirem de uma reduzida área exposta a trocas de calor, uma vez que possuem um desempenho térmico inferior (maior condutividade térmica) do que os sistemas de parede, o calor (energia) tende a ser perdido / ganho através desses elementos. Além da entrada / saída de calor para o interior / exterior do edifício, o que aumenta o consumo de energia necessária para arrefecer / aquecer o ambiente interior, as pontes térmicas também conduzem a condensações superficiais na face interna das paredes, o que pode acelerar a sua degradação. A análise térmica feita daqui em diante considera apenas o desempenho térmico de cada u.f. estudada e todos os cálculos são realizados considerando os requisitos da Norma Portuguesa para o Desempenho Energético de Edifícios [20]. No entanto, os autores reconhecem que o desempenho térmico das colunas consiste apenas de uma fração do balanço energético total de um dado edifício.

Para avaliar o desempenho térmico de cada solução, o parâmetro chave a estimar é o seu coeficiente de transmissão térmica (U), que define a capacidade de um elemento construtivo para conduzir calor,

$$U = \frac{1}{R_{si}+R_{se}+\frac{1}{K_{eq}}} \quad (1)$$

onde R_{si} = 0,13 m^2 ^{o}C/W e R_{se} = 0,04 m^2 ^{o}C/W são, respectivamente, as resistências térmicas superficiais interior e exterior das paredes verticais [20] e K_{eq} é a condutância térmica equivalente do elemento considerado ($1/K_{eq} = R_{eq}$). Para um elemento de parede com *n* materiais alinhados em série, na direcção do fluxo de calor (Fig. 2), K_{eq} é dado por,

$$K_{eq} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{K_i}} \quad (2)$$

e para um elemento de parede com *m* materiais alinhados paralelamente uns aos outros, ortogonais à direcção do fluxo de calor (Fig. 2), K_{eq} é dado por,

$$K_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{m} K_i A_i}{\sum_{i=1}^{m} A_i} \quad (3)$$

onde A_i é a área de cada material (utilizou-se a largura (w) dado que todas as frações e materiais das colunas possuem 3 m de altura), ortogonais ao fluxo de calor. Nas Eqs. (2) e (3), a condutância térmica de cada material (K_i) é calculada por meio de,

$$K_i = \frac{\lambda}{e} \quad (4)$$

onde λ é o coeficiente de condutibilidade térmica e *e* é a espessura, medida na direção do fluxo de calor. O Quadro 4 apresenta (i) λ, (ii) *e* e (iii) w de cada material em cada solução. Os valores de λ apresentados para cada material foram obtidos em Santos e Matias [21]. O valor de λ apresentado para RuC é baseado na Eq. (5),

$$\lambda_{RuC} = \lambda_{BR} e^{-0{,}033\, V_{AB}} \quad (5)$$

onde λ_{RuC} e λ_{BR} são, respectivamente, os coeficientes de condutibilidade térmica do RuC e do BR e V_{AB} = 3,4% é a percentagem volumétrica de AB no RuC (corresponde a 5% do volume total de AN substituído por AB, na fracção dos grossos). A Eq. (5) foi obtida com base nos trabalhos de

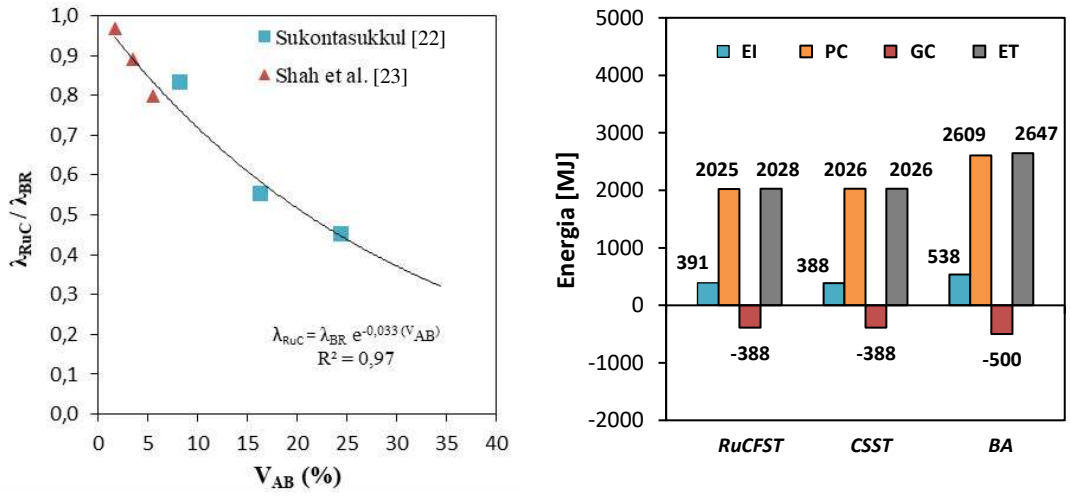
Sukontasukkul [22] e Shah *et al.* [23]. Estes autores estudaram experimentalmente a influência da substituição de AN por AB na condutibilidade térmica de betões. Na Fig. 3 (a), apresenta-se a variação de λ_{RuC} com a percentagem de AB obtida por estes autores bem como a curva calibrada, a qual deu origem à Eq. (5).

O Quadro 4 mostra que o tubo metálico possui um λ bastante elevado, por comparação com os restantes materiais. Por outro lado, dado que os AB apresentam um λ inferior ao dos NA [21-23], de acordo com a Equação (5), o λ_{RuC} é 10% inferior ao do BR, λ_{BR} (λ_{RuC} / λ_{BR} = 0,90).

Quadro 4. Coeficientes de condutibilidade térmica, larguras e espessuras de cada material considerado.

Material	λ [W/(m ºC)]	*RuCFST*		*CFST*		*BA*	
		e [m]	*w* [m]	*e* [m]	*w* [m]	*e* [m]	*w* [m]
Aço (tubo)	50,0	0,003, 0,094 (3)	0,100, 0,003 (3)	0,003, 0,094 (3)	0,100, 0,003 (3)	-	-
BR (1)	2,0	-	-	0,094	0,094	-	-
RuC	1,79	0,094	0,094	-	-	-	-
Betão armado (2)	2,5	-	-	-	-	0,150	0,150

(1) Considerou-se o valor de λ para betão simples com densidade entre 2300 e 2600 kg/m^3.
(2) Considerou-se o valor de λ para betão com elevado volume de armaduras.
(3) A secção transversal foi decomposta (ortogonal ao fluxo de calor) em duas chapas metálicas de (i) 100 x 3 (w x *e*) e duas chapas metálicas de (ii) 3 x 94 (w x *e*).



(a) (b)

Figura 3. (a) Variação da condutibilidade térmica do RuC com a percentagem de AB [22,23] e (b) desempenho energético de cada solução ao longo de 50 anos de vida útil.

Considerando as Eqs. (1) a (4) e os valores de λ, *e*, e w, apresentados no Quadro 4, o valor de U estimado para cada solução é: (i) U_{RuCFST} = 5,26 W/(m^2 ºC), (ii) U_{CFST} = 5,28 W/(m^2 ºC) e (iii) U_{BA} = 4,35 W/(m^2 ºC). Observa-se então que a coluna de BA tem o menor valor de U e a coluna CFST o mais elevado. O valor de U ligeiramente inferior da coluna RuCFST comparativamente ao da coluna CFST deve-se ao menor valor de λ do RuC comparado com o do BR. No entanto, importa referir que nenhum dos valores de U apresentados verifica os requisitos mínimos de desempenho térmico normativos [20]. Assim, a partir deste ponto, e para fins de comparação, será considerada a cidade de Lisboa, em Portugal. Esta possui um elevado risco sísmico, de acordo com o Eurocódigo 8 parte 1-1 [24] para um sismo intercontinental e, portanto, as colunas RuCFST, as quais têm sido estudadas com o objectivo de apresentarem um elevado desempenho sísmico, têm potencial de aplicação. No que diz respeito às exigências térmicas, Lisboa está na zona de Inverno "I1" (onde "I3" é a zona com as condições de inverno mais severas) [20]. Nestas condições, o máximo valor de U que uma área de ponte térmica pode apresentar é U = 0,90 W/(m^2 ºC). Com o objectivo de obter valores de U inferiores, consideram-se placas de 40 mm de espessura de EPS, λ_{EPS} = 0,042 W/(m ºC) [21]. Este

material foi escolhido de acordo com o trabalho de Pargana *et al.* [18], no qual se indica que este material possui o menor impacte ambiental de entre os vários estudados para isolamento térmico. Considerando o EPS, os valores de U recalculados são: (i) U_{RuCFST} = 0,88 W/(m^2 ºC), (ii) U_{CFST} = 0,88 W/(m^2 ºC) e (ii) U_{BA} = 0,85 W/(m^2 ºC). Refira-se que embora a espessura de EPS considerada nas três soluções seja a mesma, a coluna de BA requer 5 cm de largura adicional, relativamente às restantes, sendo essa diferença ($\Delta_{w,EPS}$) considerada nos valores de EI apresentados no Quadro 3.

Finalmente, assumindo qua a durabilidade de cada solução é de 50 anos, a energia total (ET) ao longo da sua vida útil pode ser estimada, considerando três fracções: (i) EI, (ii) as perdas de calor (PC) durante a estação de aquecimento e (iii) os ganhos de calor (GC) durante a estação de arrefecimento,

$$ET = EI + PC + GC \tag{6}$$

Para estimar as PC e os GC, considerou-se o valor de U de cada solução com a utilização de EPS. Como se verifica em seguida, o desempenho térmico depende, não apenas do valor de U, mas também da área exposta (A) às trocas de calor de um dado elemento. Como a área exposta nas colunas RuCFST e CFST (largura = 10 cm) é inferior à da coluna de BA (largura = 15 cm), nesta seção, para fins de comparação, esta última é confrontada com "RuCFST + 5 cm de parede" e com "CFST + 5 cm de parede" (ver esquema com rectângulo a traço interrompido na Fig. 2 (a)). De acordo com os requisitos normativos, o valor de U do sistema de parede é metade do valor de U da ponte térmica, ou seja, U_{parede} = 0,44 W/(m^2 ºC) (para as colunas RuCFST e CFST) e o valor de U equivalente do conjunto "coluna+parede" pode ser estimado com recurso à Eq. (3), substituindo K por U.

As PC durante a estação de aquecimento num determinado ano são dadas por,

$$PC = 0.024 \times U \times A \times GD \tag{7}$$

onde U e A têm o significado explicado e GD = 1190 ºC·dia é o número de graus dias de aquecimento para Lisboa [20]. Para estimar os GC durante a estação de arrefecimento num dado ano, a seguinte equação deve ser considerada,

$$GC = 2{,}928 \times U \times A \times (\theta_m - \theta_i) + U \times A \times \left(\frac{\alpha \times I_r}{K_e}\right) \tag{8}$$

onde θ_m = 21 ºC é a temperatura exterior média durante a estação de arrefecimento em Lisboa e θ_i = 25 ºC é a temperatura interior de conforto. De facto, a primeira parte da Eq. (8) corresponde a perdas de calor durante a estação de arrefecimento, uma vez que $\theta_i > \theta_m$, enquanto a segunda parte da Eq. (8) permite estimar os ganhos de calor devido à radiação solar incidente. Neste último, α = 0,4 é o coeficiente de absorção da radiação solar (assume-se uma parede de cor clara), I_r = 390 kWh/m^2 é a intensidade média da radiação solar durante toda a estação de arrefecimento e K_e = 25W/m^2 ºC é a condutância térmica superficial exterior do elemento.

Na Fig. 3 (b), apresenta-se a ET de cada u.f., bem como cada fracção da mesma (EI, PC e GC). Os valores obtidos com a aplicação das Eqs. (7) e (8) foram convertidos de kWh para MJ e avaliados para um período de 50 anos. A observação da Fig. 3 (b) origina os seguintes comentários:

- Como esperado, através da análise anterior dos valores EI e U, as colunas RuCFST e CFST incorporam praticamente a mesma ET. A primeira possui uma maior EI devido à maior EI associada à trituração dos AB, comparada com a dos AN. Por outro lado, possui menores PC e GC devido ao menor valor de U (estimado) do RuC comparado com o do BR, o que a torna mais eficiente termicamente. Os valores de ET de todas as colunas levam a concluir, como referido, que o desempenho (térmico) energético durante a vida útil dos elementos construtivos tem um impacte significativo na sua sustentabilidade global: refira-se que PC + GC representam aproximadamente 80% da ET;
- Dado que, durante a estação de arrefecimento, a temperatura média exterior é inferior à temperatura interior de conforto, e porque a radiação solar incidente média não é suficiente para compensar este facto, na verdade, perde-se calor através das colunas, o que resulta no sinal negativo dos GC;

- Embora a coluna de BA seja a que se caracteriza pelo menor valor de U de todas as soluções, é, por outro lado, a que possui uma maior área exposta, devido à sua maior secção transversal. Quando comparada com as "colunas mistas + 5 cm de parede", a coluna de BA possui um menor desempenho térmico e, por este facto, a maior ET. Considerando um edifício com uma determinada área útil, o uso da coluna de BA aumenta a área da envolvente com pontes térmicas, nas quais o desempenho térmico é inferior;
- Ao comparar a ET da coluna RuCFST (e CFST) com a da coluna de BA, é possível concluir que a primeira incorpora uma ET aproximadamente 25% inferior à da segunda ($ET_{RuCFST}/ET_{BA} = 0,77$).

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho, realizou-se uma comparação da sustentabilidade de uma coluna tubular mista aço-betão com agregados de borracha com secção quadrada (RuCFST) com uma coluna tubular mista aço-betão (convencional) de secção quadrada (CFST) e com uma coluna de betão aramado (BA) tendo como pressuposto que todas as colunas possuem um desempenho mecânico semelhante. Enumeram-se as principais conclusões:

- As energias incorporadas (EI) das colunas RuCFST e CFST são muito semelhantes (a coluna RuCFST possui uma EI 1% superior à da CFST) e ambas possuem uma EI 30% inferior à da coluna de BA. A maior EI desta última deve-se essencialmente à sua maior seção transversal;
- A coluna de BA possui o menor coeficiente de transmissão térmica de todas as soluções, devido à sua maior profundidade (maior seção transversal). No entanto, uma vez que também possui a maior área exposta, perpendicular ao fluxo de calor, é a solução que apresenta maiores perdas de calor (PC) e ganhos de calor (GC), respectivamente nas estações de aquecimento e arrefecimento;
- Para uma vida útil estimada de 50 anos, a energia total (ET = EI + PC + GC) associada às colunas RuCFST ou CFST é 25% inferior à da coluna de BA. Até certo ponto, é possível concluir que as soluções mistas são mais sustentáveis do que a coluna de BA.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece à FCT o apoio financeiro concedido através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/97176/2013. Os autores agradecem à FERPINTA, BIOSAFE, BIOGOMA e SECIL o fornecimento dos materiais. Os autores agradecem à FCT o apoio financeiro concedido através do projecto PTDC/ECM/117774/2010. O primeiro e quinto autores agradecem o apoio financeiro concedido pela FCT, através do IDMEC, LAETA, projecto UID/EMS/50022/2013. O segundo, terceiro e quarto autores agradecem o apoio financeiro concedido pela FCT, através do CERIS.

REFERÊNCIAS

[1] Thomas, B.S.: Gupta, R.C. (2016). A comprehensive review on the applications of waste tire rubber in cement concrete. Renewable and Sustainable Energy Review, Vol. 54, pp. 1323-1333.

[2] Valadares, F.; Bravo, M.; de Brito, J. (2012). Concrete with used tire rubber aggregates: Mechanical performance. ACI Materials Journal, Vol. 109, N. 3, pp. 283-292.

[3] Siddique, R.; Naik, T.R. (2004). Properties of concrete containing scrap-tire rubber - an overview. Waste Management, Vol. 24, N. 6, pp. 563-569.

[4] Topçu, I.B. (1998). The properties of rubberized concretes. Cement and Concrete Research, Vol. 25, N. 2, pp. 304-310.

[5] Li, Z.; Li, F.; Li, J.S.L. (1998). Properties of concrete incorporating rubber tyre particles. Magazine of Concrete Research, Vol. 50, N. 4, pp. 297-304.

[6] Zheng, L.; Huo, X.S.; Yuan, Y (2008). Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete. Construction and Building Materials, Vol. 22, N. 5, pp. 939-947.

[7] Duarte, A.P.C.; Silva, B.A.; Silvestre, N.; de Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J.M. (2016). Tests and design of short steel tubes filled with rubberised concrete. Engineering Structures, Vol. 112, pp. 274-286.

[8] Duarte, A.P.C.; Silva, B.A.; Silvestre, N.; de Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J.M. (2016). Finite element modelling of short steel tubes filled with rubberized concrete. Composite Structures, Vol. 150, pp. 28-40.

[9] Duarte, A.P.C.; Silva, B.A.; Silvestre, N.; de Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J.M. (2016). Experimental study on short rubberized concrete-filled steel tubes under cyclic loading. Composite Structures, Vol. 136, pp. 394-404.

[10] CEN. 2010. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 259 p.

[11] Silvestre, J.D.; de Brito, J.; Pinheiro, M.D. (2014). Environmental impacts and benefits of the end-of-life of building materials - Calculation rules, results and contribution to a "cradle to cradle" life cycle. Journal of Cleaner Production, Vol. 66, pp. 37-45.

[12] CEN. 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 97 p.

[13] CEN. 2005. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 109 p.

[14] Hammond, G.; Jones, C. (2011). Inventory of carbon & energy (ICE), Version 2.0, Bath, United: Kingdom University of Bath.

[15] Corti, A.; Lombardi, L. (2004). End life tyres: Alternative final disposal processes compared by LCA. Energy, Vol. 29, N. 12, pp. 2089-2108.

[16] Lievana, E. (2005) Recycling of Ground Tyre Rubber and Polyolefin Wastes by Producing Thermoplastic Elastomers, University of Kaiserslautern, Kaiserslautern, Germany, PhD Thesis in Mechanical Engineering, 137 p.

[17] Uson, A.A.; Ferreira, G.; Bribian, I.Z.; Vasquez, D.Z. (2012). Study of the environmental performance of end-of-life tyre recycling through a simplified mathematical approach. Thermal science, Vol. 16, N. 3, pp. 889-899.

[18] Pargana, N.; Pinheiro, M.D.; Silvestre, J.D.; de Brito, J. (2014). Comparative environmental life cycle assessment of thermal insulation materials of buildings. Energy and Buildings, Vol, 82, pp. 466-481.

[19] Costa Manso, A. (2012). Informação sobre custos, Fichas de actualização - Dezembro de 2012. Lisboa, Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 497 p.

[20] Diário da República (2013). Regulamento do Desempenho Energético dos Edifícios (REH), Lisboa, Portugal: Diário da República - I Série - A. Coimbra, Portugal: ITeCons, 133 p.

[21] Santos, P.; Matias, L. (2006). Coeficientes de Transmissão Térmica dos Elementos da Envolvente dos Edifícios. Lisboa, Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 171 p.

[22] Sukontasukkul, P. (2009). Use of crumb rubber to improve thermal and sound properties of pre-cast concrete panel. Construction and Building Materials, Vol. 23, N. 2, pp. 1084-1092.

[23] Shah, S.F.A.; Naseer, A.; Shah, A.A.; Ashraf, M. (2014). Evaluation of thermal and structural behavior of concrete containing rubber aggregate. Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 39, N. 10, pp. 6919-6926.

[24] CEN. 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 229 p.

Dimensionamento de colunas curtas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha submetidas a flexão cíclica composta com compressão

António P.C. Duarte[1] **Jorge de Brito**[2] **Eduardo Júlio**[3] **Nuno Silvestre**[4]

RESUMO

As colunas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha (RuCFST) têm como propósito tirar partido da elevada eficiência estrutural da solução mista, bem como da elevada ductilidade do betão com agregados de borracha (RuC). Os estudos desenvolvidos até à data, relativos ao comportamento estrutural de colunas RuCFST, revelaram que estas possuem elevada ductilidade quando submetidas a compressão monotónica e concêntrica. No entanto, quando submetidas a flexão cíclica composta com compressão, as colunas RuCFST revelaram ductilidades semelhantes às suas congéneres preenchidas com betão convencional. Os estudos anteriores foram sobretudo de índoles experimental e numérica pelo que, desta forma, o objectivo do presente artigo é o de avaliar a aplicabilidade do Eurocódigo 4 parte 1-1 ao dimensionamento de colunas curtas RuCFST submetidas a flexão cíclica composta com compressão. Adicionalmente, pretende-se utilizar os resultados analíticos obtidos para aprofundar a compreensão do comportamento mecânico das colunas. Inicialmente, apresenta-se de forma resumida a campanha experimental desenvolvida e os resultados obtidos. Em seguida, utiliza-se o Eurocódigo 4 parte 1-1 para estimar as cargas máximas das colunas. Por fim, apresenta-se e compara-se, de forma crítica, os resultados analíticos e experimentais e discute-se possíveis alterações e adaptações do regulamento. É possível concluir que o Eurocódigo 4 parte 1-1 é conservativo, em cerca de 20%, na estimativa das forças laterais máximas das colunas. Verifica-se também que, em colunas nas quais o regulamento prevê que os efeitos da encurvadura local dos tubos devam ser contabilizados, é possível realizar um cálculo seccional plástico. Por fim, mostra-se que, se as tensões de cedência dos aços dos tubos forem substituídas pelas tensões últimas (valores nominais), a diferença entre os valores analíticos e experimentais das forças laterais máximas das colunas torna-se desprezável.

Palavras-chave: Colunas tubulares mistas aço-betão com agregados de borracha (RuCFST), Dimensionamento, Eurocódigo 4 parte 1-1

[1] IDMEC, Departamento de Eng.ª Mecânica, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, antonio.duarte@tecnico.ulisboa.pt
[2] CERIS, Departamento de Eng.ª Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, jb@civil.ist.utl.pt
[3] CERIS, Departamento de Eng.ª Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt
[4] IDMEC, Departamento de Eng.ª Mecânica, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, nsilvestre@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

As colunas tubulares mistas aço-betão (*Concrete Filled Steel Tubes* - CFST, na designação inglesa) têm visto a sua utilização a aumentar no passado recente. Tal deve-se, em grande medida, à sua eficiência em termos de rigidez e resistência. O tubo metálico, além de servir de cofragem ao núcleo de betão, confina-o, aumentando a sua rigidez e resistência. Por outro lado, este último reduz a propensão do primeiro para instabilizar localmente. No entanto, com a adopção cada vez mais frequente de materiais de elevada resistência, em particular de aços de elevada resistência, tem-se observado uma tendência para o dimensionamento de colunas CFST com tubos metálicos de espessura reduzida. Ainda que a resistência de um tubo de espessura reduzida e aço de elevada resistência possa ser semelhante à de um tubo com maior espessura e com um aço de baixa/moderada resistência, o mesmo não se verifica relativamente à sua ductilidade. Com efeito, o primeiro terá maior propensão para encurvar localmente e, consequentemente, menor ductilidade e capacidade de dissipar energia do que o segundo.

Com o objectivo de aumentar a ductilidade de colunas CFST, unicamente através da formulação do betão, os autores têm estudado nos últimos anos [1-3] colunas CFST com betão contendo agregados reciclados com origem em pneus em fim de vida (*Rubberized Concrete* - RuC, na designação inglesa). O RuC é um tipo de betão no qual os agregados naturais (AN) são parcialmente substituídos por agregados de borracha (AB), o que permite reduzir o seu depósito em aterros e a extracção de AN. Assim, a solução proposta tem também um carácter sustentável. No geral, sabe-se que o RuC possui menor rigidez e resistência (à compressão e tracção) do que um betão convencional (BR) devido às menores resistência e rigidez dos AB, comparativamente às dos AN, possuindo, no entanto, maior ductilidade e capacidade de absorção de energia [4-6].

Tirando partido do desempenho estrutural das colunas CFST e das melhores ductilidade e capacidade de absorção de energia do RuC comparativamente às do BR, os autores conduziram uma investigação (i) experimental e numérica relativa ao comportamento à compressão monotónica e concêntrica [1,2] e (ii) experimental relativa ao comportamento à flexão cíclica composta com compressão [3] de colunas curtas CFST preenchidas com RuC, designando-as RuCFST. Para tal, estudou-se a influência de três misturas de betão distintas: (i) um BR e duas misturas de RuC com (ii) 5% (RuC5) e (iii) 15% (RuC15) de substituição do volume total de NA, da mistura de BR, com AB grossos na fracção dos grossos. Constatou-se, experimental e numericamente, que o aumento da percentagem de AB em colunas sujeitas a compressão monotónica e concêntrica conduz a um aumento da sua ductilidade (até cerca de 145% e 290%, respectivamente, em colunas de secção rectangular e circular para 15% de substituição). Experimentalmente, verificou-se que a ductilidade tende a manter-se / reduzir-se em colunas sujeitas a flexão cíclica composta com compressão (até cerca de 20% e 35%, respectivamente, em colunas de secção quadrada e circular para 15% de substituição).

Com o objectivo de investigar em mais detalhe as razões para a manutenção / decréscimo da ductilidade das colunas sujeitas a flexão cíclica composta com compressão quando se utiliza RuC em alternativa ao BR, apresenta-se, neste artigo, um estudo do comportamento mecânico das colunas de secção quadrada, de índole analítica. Simultaneamente, e seguindo as cláusulas do Eurocódigo 4 parte 1-1 [7] nos cálculos realizados, um segundo objectivo deste estudo é o de averiguar a aplicabilidade do regulamento ao dimensionamento das colunas RuCFST. Inicialmente, descreve-se de forma sucinta a campanha experimental e os resultados obtidos. Depois, apresenta-se uma descrição do método geral para o cálculo seccional de colunas mistas de acordo com o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7]. Em seguida, apresenta-se e analisa-se em detalhe os resultados analíticos obtidos, sendo estes também comparados com os experimentais. Por fim, apresentam-se as principais conclusões deste estudo.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Apresenta-se resumidamente nesta secção o programa experimental conduzido que serviu de base para o desenvolvimento do estudo apresentado neste artigo. Assim, nas próximas subsecções, apresentam-se (i) os provetes testados, (ii) o sistema de ensaio e protocolo adoptados e (iii) os resultados obtidos.

2.1 Provetes, ensaios e procedimento

No Quadro 1, apresentam-se as dimensões dos provetes: (i) largura da secção (B), (ii) espessura da chapa metálica (t), (iii) raio exterior dos cantos arredondados (r_e) e (iv) altura (H) dos provetes. No Quadro 1, apresenta-se também a respectiva etiquetagem dos provetes. Tomando o provete 100x3_275_0_C10 como exemplo: (i) "100x3" designa a largura e a espessura nominal do tubo metálico (mm), respectivamente, (ii) "275" corresponde ao aço da classe S275, (iii) "0" remete para um BR ("5" - RuC5 e "15" - RuC15) e (iv) "C10" indica que o provete foi ensaiado com um nível de carga axial (N) correspondente a 10% da sua carga axial plástica (N_{pl}) ("C20" - N = 0,20N_{pl}).

Quadro 1. Geometria, dimensões e propriedades dos provetes

Provete	*B* [mm]	*t* [mm]	r_e [mm]	*H* [mm]
100x3_275_0/5/15_C10/C20	100	2,87	5,0	500
100x3_355_0/5/15_C10/C20	100	2,76	9,0	
120x3_235_0/5/15_C10/C20	120	2,73	7,0	
120x3_275_0/5/15_C10/C20	120	2,79	5,0	

No Quadro 2, apresentam-se as propriedades mecânicas dos aços, (i) tensão de cedência (f_y), (ii) tensão última (f_u), (iii) extensão na rotura (ε_u) e (iv) módulo de Young (E_s) e dos betões, resistência à compressão (v) em cubos (f_{cm}) e (vi) equivalente [8] em cilindros ($f_{cm,cil}$), (vii) resistência à tracção (f_{ctm}), (viii) extensão máxima (ε_c) e (ix) módulo de Young (E_{cm}), medidos aos 28 dias de idade. Observe-se como, em concordância com os resultados de estudos anteriores [4-6], o RuC5 e RuC15 possuem menores rigidez e resistência do que o BR mas extensão máxima (ductilidade) superior.

Quadro 2. Propriedades mecânicas dos aços e dos betões

Aço	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_u [-]	E_s [GPa]
S235	284,0 ± 13,8	403,0 ± 11,0	0,35 ± 0,03	187,2 ± 16,6
S275	367,7 ± 8,8	463,1 ± 9,9	0,25 ± 0,02	
S355	455,5 ± 10,6	570,9 ± 9,8	0,24 ± 0,01	

Betão	f_{cm} [MPa]	$f_{cm,cil}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	ε_c [-]	E_{cm} [GPa]
BR	49,5 ± 3,7	41,6	3,4 ± 0,1	0,0020	37,6 ± 0,8
RuC5	39,3 ± 4,5	32,2	2,6 ± 0,0	0,0042	33,4 ± 0,6
RuC15	25,2 ± 2,4	19,7	2,0 ± 0,1	0,0054	26,5 ± 0,7

Na Fig. 1(a), apresenta-se o sistema de ensaio adoptado no estudo experimental do comportamento cíclico das colunas CFST e RuCFST. Este consiste de três partes: (i) uma base de encastramento, (ii) o provete e (iii) uma chapa rígida de topo que transmite a carga axial, N, e os deslocamentos horizontais (d_h) ao provete. Como referido, os provetes foram ensaiados à flexão cíclica para dois níveis de N: 10 e 20% de N_{pl}. O protocolo de carregamento cíclico adoptado foi baseado no recomendado pelo ECCS [9] tal que,

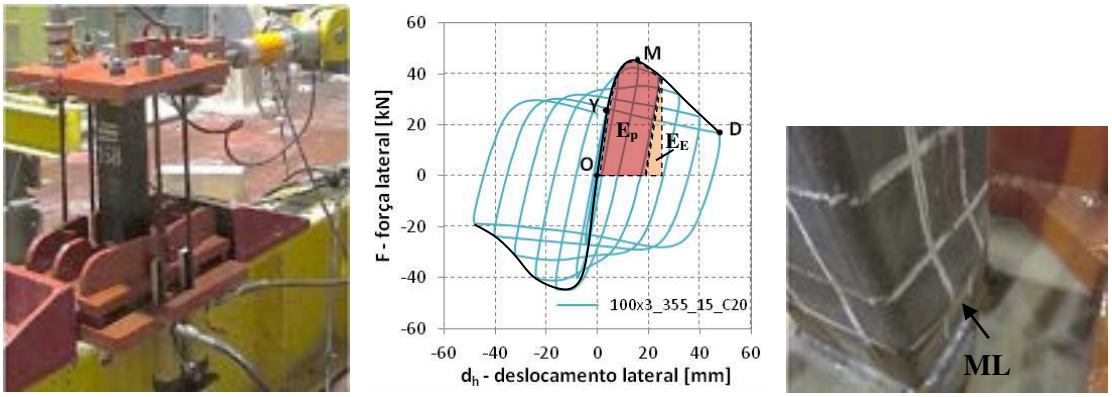
$$d_h = \pm\frac{d_y}{4};\ \pm\frac{d_y}{2};\ \pm\frac{3d_y}{4};\ \pm d_y;\ \pm 2d_y; \pm 4d_y; \pm 6d_y; \pm 8d_y \ldots \quad (1)$$

onde d_y é o deslocamento associado à cedência do tubo metálico.

As colunas foram inicialmente carregadas axialmente até ser atingida a carga axial requerida, a qual foi mantida constante. Em seguida, o carregamento lateral foi aplicado, através de um actuador hidráulico reversível com controlo de deslocamentos, fixado a uma parede de reacção. Os valores de d_h e da correspondente força lateral (F) foram medidos através de um deflectómetro de fio e de uma célula de carga, respectivamente.

2.2 Resultados e discussão

No Quadro 3, apresentam-se os valores das forças laterais máximas das colunas CFST e RuCFST de secção quadrada obtidas experimentalmente ($F_{máx,Exp}$). A título de exemplo, na Fig. 1(b) e 1(c) apresentam-se, respectivamente, a curva histerética (força lateral - deslocamento lateral, F-d_h) da coluna 100x3_355_15_C20 e o modo de colapso da coluna 100x3_275_0_C10.



(a) (b) (c)

Figura 1. (a) Sistema de ensaio das colunas, (b) curva F-d_h da coluna 100x3_355_15_C20 e (c) modo de colapso da coluna 100x3_275_0_C10.

Da análise do Quadro 3, é possível concluir que, para uma dada classe de resistência do aço e um dado nível de carga axial, o valor de $F_{máx,Exp}$ das colunas decresce com o aumento da percentagem de AB, o que é uma consequência natural das menores resistências dos RuC comparadas com a do BR (Quadro 2). A alteração do núcleo de betão das colunas de um BR para um RuC5 e de um BR para um RuC15 leva a decréscimos, respectivamente, de 5 e 10% de $F_{máx}$ ($F_{máx,Exp,RuC5} / F_{máx,Exp,BR} = 0,95$ e $F_{máx,Exp,RuC15} / F_{máx,Exp,BR} = 0,90$). Refira-se, no entanto, que o decréscimo de $F_{máx,Exp}$ das colunas RuCFST (em comparação com as colunas CFST, de 5 e 10%) é menor do que o observado nos RuC (em comparação com o BR, de 20 e 50%) devido à contribuição do tubo metálico para a resistência global das colunas. Relativamente à curva histerética apresentada é possível observar três zonas distintas (Fig. 1(b)): (i) uma zona O-Y, na qual o comportamento é elástico e linear e na qual F aumenta proporcionalmente, em cada ciclo, com o aumento de d_h, até à cedência do tubo metálico (ponto Y), (ii) uma zona Y-M, na qual F aumenta, em cada ciclo, inicialmente de forma linear e depois não linearmente, com o aumento de d_h até ser atingida a $F_{máx,Exp}$ (ponto M), caracterizada por um espalhamento de plasticidade no tubo e comportamento inelástico do betão (esmagamento das zonas comprimidas e fendilhação das zonas traccionadas) e (iii) uma zona M-D, na qual cada ciclo tem inicialmente o comportamento descrito acima mas, a partir de um dado valor de d_h, F decresce com o aumento de d_h, à medida que o betão continua a esmagar e se formam mecanismos locais (ML) no tubo metálico (Fig. 1(c)) devido à cedência do aço e encurvadura local.

Com o objectivo de estimar o efeito da utilização dos RuC em alternativa ao BR na ductilidade das colunas, calculou-se para as colunas 120x3_0/5/15_C10/C20 um coeficiente de ductilidade (μ) com base no rácio entre a energia plástica (E_p, irrecuperável) e a energia elástica (E_E, recuperável) (Fig. 1(b)),

$$\mu = \frac{E_p}{E_E} \tag{2}$$

Ambas as energias foram obtidas através do integral da curva envolvente das curvas histeréticas das colunas. Relativamente ao valor de E_p, integrou-se primeiro a curva envolvente entre $d_h = 0$ mm e o valor de d_h para o qual $F = 0,85F_{máx,Exp}$ na fase pós-pico, sendo depois subtraído o valor de E_E. Este último foi estimado assumindo uma descarga elástica a partir do deslocamento para o qual $F = 0,85F_{máx,Exp}$. Obteve-se os seguintes valores de μ: (i) 120x3_0_C10 - 12,3, (ii) 120x3_5_C10 - 12,9, (iii) 120x3_15_C10 - 13,8, (iv) 120x3_0_C20 - 7,6, (v) 120x3_5_C20 - 7,3 e (vi) 120x3_15_ C20 - 6,0. Uma primeira conclusão é que, quando se aumenta o nível de carga axial (de 10 para 20% de N_{pl}), a ductilidade das colunas tende a decrescer em cerca de 50%. Tal pode ser atribuído ao facto de uma maior área do tubo metálico se encontrar em compressão no segundo caso, o que aumenta a sua propensão para encurvar localmente e, por conseguinte, reduz a sua ductilidade. Relativamente à influência do tipo de betão,

verifica-se que, quando $N = 0{,}10N_{pl}$, a ductilidade das colunas tende a aumentar em cerca de 5 e 12% quando se altera o núcleo de betão de um BR para um RuC5 e para um RuC15, respectivamente. Contrariamente, quando $N = 0{,}20N_{pl}$, observam-se decréscimos de 4 e 21%. Assim, de um modo geral, verifica-se que, em média, a ductilidade das colunas tende a manter-se ou a apresentar um ligeiro decréscimo com a substituição do BR pelos RuC. Esta conclusão é distinta da obtida relativamente ao comportamento das colunas CFST e RuCFST sujeitas a compressão monotónica nas quais o aumento da percentagem de AB conduzia a notáveis aumentos da ductilidade das colunas, como referido na introdução. Na próxima secção do artigo, através do estudo analítico das colunas, investiga-se em detalhe as possíveis razões para as diferenças de comportamento observadas.

Quadro 3. Forças laterais máximas experimentais ($F_{máx,Exp}$) e analíticas ($F_{máx,EC4}$) das colunas curtas CFST e RuCFST de secção quadrada.

Coluna	$F_{máx,Exp}$ [kN]	δ [-]	z_{LN} [mm]	$F_{máx,EC4}$ [kN]	$F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$	$F_{máx,Est}$ [kN]	$F_{máx,Est}/F_{máx,Exp}$
100x3_275_0_C10	47,5	0,53	32,7	36,8	0,78	44,8	0,94
100x3_355_0_C10	-	-	-	-	-	-	-
120x3_235_0_C10	-	-	-	-	-	-	-
120x3_275_0_C10	66,5	0,47	36,6	54,0	0,81	65,5	0,98
100x3_275_5_C10	45,9	0,59	35,5	35,6	0,78	43,5	0,95
100x3_355_5_C10	50,5	0,63	37,6	41,7	0,83	50,9	1,01
120x3_235_5_C10	58,9	0,46	36,7	41,2	0,70	55,1	0,94
120x3_275_5_C10	63,9	0,53	40,1	52,0	0,81	63,3	0,99
100x3_275_15_C10	43,1	0,70	40,6	33,7	0,73	41,5	0,96
100x3_355_15_C10	48,4	0,74	42,4	39,7	0,79	48,7	1,01
120x3_235_15_C10	52,5	0,58	43,5	38,4	0,65	52,0	0,99
120x3_275_15_C10	59,6	0,65	46,6	48,9	0,76	60,0	1,01
100x3_275_0_C20	-	-	-	-	-	-	-
100x3_355_0_C20	48,7	0,64	43,0	44,3	0,91	53,3	1,09
120x3_235_0_C20	62,5	0,40	43,9	46,2	0,74	59,8	0,96
120x3_275_0_C20	-	-	-	-	-	-	-
100x3_275_5_C20	42,2	0,59	43,6	36,5	0,86	44,3	1,05
100x3_355_5_C20	45,7	0,63	45,7	42,5	0,93	51,5	1,13
120x3_235_5_C20	58,8	0,46	47,3	43,4	0,74	56,9	0,97
120x3_275_5_C20	58,6	0,53	50,1	53,9	0,92	65,0	1,11
100x3_275_15_C20	40,5	0,70	48,4	33,9	0,74	41,7	1,03
100x3_355_15_C20	45,0	0,74	50,3	39,8	0,79	48,8	1,08
120x3_235_15_C20	54,8	0,58	53,8	39,3	0,67	52,7	0,96
120x3_275_15_C20	57,9	0,65	56,2	49,3	0,78	60,6	1,05
				Média	0,79	-	1,01
				Desvio-padrão	0,08	-	0,06

3. DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 4 PARTE 1-1

Apresenta-se, nesta secção, o cálculo das forças laterais máximas das colunas CFST e RuCFST de acordo com o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7]. Relativamente à aplicabilidade da referida norma ao dimensionamento das colunas, importa referir que o RuC15 corresponde a um betão da classe de resistência C12/15 [10] e, por esta razão, encontra-se fora do âmbito da norma. No entanto, em rigor, a norma não foi desenvolvida para o dimensionamento de colunas CFST com utilização de RuC, mas é exactamente um dos objectivos do presente trabalho a avaliação da sua aplicação a estas colunas. Em

segundo lugar, importa referir que se verificou que o rácio de contribuição da parte metálica (δ) para a resistência das colunas se encontra dentro dos limites, $0{,}2 \leq \delta \leq 0{,}9$ (Quadro 3), para que estas colunas possam ser tratadas como elementos mistos.

O primeiro passo do dimensionamento consiste na classificação das secções metálicas quanto à susceptibilidade para encurvarem localmente, de forma a definir se a análise seccional a realizar deve ser elástica ou plástica. De acordo com o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7], os efeitos da encurvadura local dos tubos podem ser desprezados nos cálculos, i.e., as secções são de classe 1 ou 2, se a esbelteza geométrica local (λ_L) cumprir a condição seguinte,

$$\lambda_L = \frac{B}{t} \leq 52\varepsilon \tag{3}$$

onde B e t têm o significado habitual e $\varepsilon = (235/f_y)^{0,5}$. Note-se como, à partida, o efeito benéfico do betão na prevenção da encurvadura do tubo metálica é tido em consideração, uma vez que o limite superior para classificação de uma secção como sendo de classe 2, de acordo com o Eurocódigo 3 parte 1-1 [11] é inferior, $B/t \leq 38\varepsilon$. Este tópico é abordado em mais detalhe adiante. No Quadro 4, apresenta-se a classificação das secções das colunas estudadas neste artigo. Como é possível observar, apenas as secções metálicas das colunas 120x3_0/5/15_C10/C20 não são de classe 1 ou 2, de acordo com o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7]. Assim, a secção metálica destas colunas é de classe 3 ou 4.

Quadro 4. Classificação das secções metálicas de acordo com o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7].

Coluna	λ_L	f_y [MPa]	52ε	$\lambda_L/52\varepsilon$	*Classe 1 ou 2*
100x3_275_0/5/15_C10/C20	34,8	284	41,6	0,84	Sim
100x3_355_0/5/15_C10/C20	36,2	456	37,3	0,97	Sim
120x3_235_0/5/15_C10/C20	44,0	284	47,3	0,93	Sim
120x3_275_0/5/15_C10/C20	43,0	368	41,6	1,03	Não

Apesar de o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7] referir que os efeitos de encurvadura local devem ser considerados quando as secções metálicas são de classe 3 ou 4, este não refere de que forma é que tal deve ser tido em conta. Assim, recorre-se à filosofia de cálculo do Eurocódigo 3 partes 1-1 [11] e 1-5 [12] para lidar com a resistência da parte metálica das colunas. De acordo com o Eurocódigo 3 parte 1-1 [11], a resistência à compressão da parte metálica (N_a) de uma secção tubular quadrada sujeita a compressão é dada por,

$$N_a = \begin{cases} A\, f_y \\ A_{eff}\, f_y \end{cases} \tag{4}$$

onde A e A_{eff} são, respectivamente, as áreas bruta (classes 1, 2 e 3) e efectiva (classe 4) das secções consideradas. No caso das secções de classe 4, a determinação de A_{eff} é conseguida através da multiplicação da área bruta, A, por um factor (de redução) (ρ), o qual é dado, no caso de compressão uniforme (caso de carregamento da parede do tubo que é de classe 3 ou 4) por,

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}22}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1{,}0 \tag{5}$$

onde $\bar{\lambda}_p$ é a esbelteza normalizada de placa, a qual é dada por,

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{B/t}{26{,}8\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \tag{6}$$

onde k_σ é o factor de encurvadura e o habitual valor de "28,4" [12] em denominador foi substituído por "26,8", por se ter E_s = 187200 MPa (medido), em alternativa ao comumente adoptado E_s = 210000 MPa. Para tubos metálicos preenchidos com betão, tem-se (valor médio) k_σ = 10,10 [13-15]. Com base nas equações anteriores, obtém-se $\bar{\lambda}_p$= 0,63 e ρ = 1,03 mas ρ ≤ 1,0 o que significa que a área da secção não tem que ser reduzida e, portanto, esta não é de classe 4. Assim, a secção metálica das colunas 120x3_0/5/15_C10/C20 é, à partida, de classe 3, o que significa que pode apenas atingir a resistência elástica. No entanto, com base nos argumentos expostos em seguida, importa referir que se realizou uma análise seccional plástica das colunas 120x3_235_0/5/15_C10/C20. Considera-se não ser plausível que a secção metálica destas colunas não consiga atingir uma

resistência plástica uma vez que o limite para a não consideração da encurvadura local foi ultrapassado em apenas 3%. Adicionalmente, verifica-se que, de acordo com o Eurocódigo 3 parte 1-1 [11], a esbelteza normalizada de placa correspondente ao limite superior da esbelteza local geométrica das secções de classe 2 é $\bar{\lambda}_p = 0{,}71$, por substituição de B/t = 38ε e $k_\sigma = 4{,}0$ na Eq. (6), ao passo que, de acordo com o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7], este limite corresponde a $\bar{\lambda}_p = 0{,}61$, por substituição de B/t = 52ε e $k_\sigma = 10{,}10$ na Eq. (6). Assim, verifica-se que, na verdade, não se está tirar partido do facto de o betão diminuir a susceptibilidade do tubo metálico para encurvar, como referido inicialmente, uma vez que a esbelteza normalizada de placa no segundo caso é inferior à do primeiro caso. Assim, é possível que o valor máximo da esbelteza geométrica local proposta na versão actual do Eurocódigo 4 parte 1-1 [7] seja ainda conservativo.

De forma a determinar a resistência da secção transversal das colunas, a primeira etapa consiste na determinação da posição da linha neutra (z_{LN}), por equilíbrio de forças. De acordo com o diagrama de blocos de tensões rectangulares apresentado na Fig. 2, tem-se,

$$A_1 f_{cm,cil} + A_2 f_y - A_3 f_y - N + A_4 f_y - A_5 f_y = 0 \tag{7}$$

com,

$$A_1 = (B - 2t) z_{LN} \tag{8}$$

$$A_2 = 2t z_{LN} \tag{9}$$

$$A_3 = 2t(B - 2t - z_{LN}) \tag{10}$$

$$A_4 = A_5 = Bt \tag{11}$$

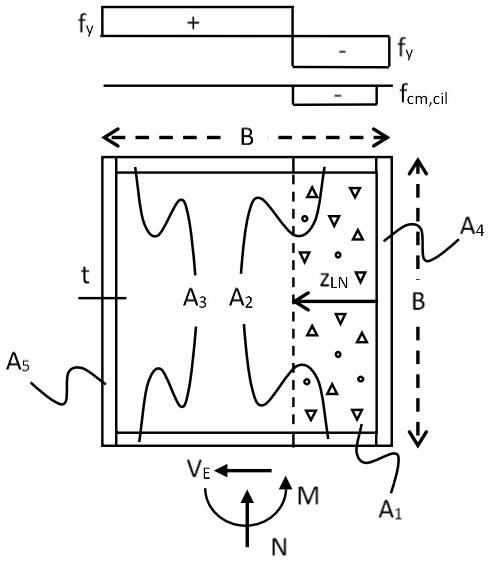


Figura 2. Diagramas de blocos rectangulares de tensões adoptado no cálculo analítico das colunas.

Resolvendo em ordem a z_{LN}, obtém-se,

$$z_{LN} = \frac{(2Bt - 4t^2) f_y + N}{(b - 2t) f_{cm,cil} + 4t f_y} \tag{12}$$

Uma vez determinada z_{LN}, o momento máximo ($M_{máx,EC4}$) e, consequentemente, a força lateral máxima analítica ($F_{máx,EC4}$), a qual se obtém dividindo o valor de $M_{máx,EC4}$ pela altura da coluna H = 500 mm), é obtido por equilíbrio de momentos, sendo escolhido o centro de massa da secção bruta,

$$M_{máx,EC4} = A_1 f_{cm,cil} \left(\frac{B-2t}{2} - \frac{z_{LN}}{2}\right) + 2A_2 f_y \left(\frac{B-2t}{2} - \frac{z_{LN}}{2}\right) + 2A_4 f_y \left(\frac{B-t}{2}\right) \tag{13}$$

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

No Quadro 3, apresenta-se a $F_{máx,EC4}$ das colunas CFST e RuCFST de secção quadrada para as três misturas de betão (BR, RuC5 e RuC15) e dois níveis de carga axial (10 e 20% da carga axial plástica). Como se pode observar, o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7] subestima, em cerca de 20% ($F_{máx,EC4}/F_{max,Exp}$ = 0,79) a força lateral máxima das colunas. Silva *et al*. [16] estudaram experimental e analiticamente o comportamento cíclico de colunas longas CFST e RuCFST com secção circular, tendo tirado uma conclusão semelhante. No seu trabalho, estes autores concluíram que o Eurocódigo 4 parte 1-1 subestima em cerca de 25% o momento máximo das colunas, tendo apontado como causa mais provável o facto de o tubo metálico conseguir atingir tensões de valor superior à tensão de cedência, sendo este último o valor considerado pela norma. Outros autores, tais como Han [17] e Jiang *et al.* [18], obtiveram igualmente estimativas conservativas, em ambos os casos em cerca de 10%, dos momentos máximos de colunas CFST com secção quadrada. É possível verificar que, à medida que a resistência do núcleo de betão diminui (de um BR para um RuC15), a subestimação tem tendência para aumentar ($F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$ = 0,81, $F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$ = 0,82 e $F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$ = 0,74, respectivamente, para as colunas com BR, RuC5 e RuC15), i.e., aumenta à medida que a importância da resistência do betão na resistência da coluna diminui. Este facto parece também apontar para que a causa mais provável das diferenças obtidas seja de facto a tensão (de cedência) considerada no tubo metálico. Em terceiro lugar, é possível observar que as estimativas melhoram de forma ligeira quando a carga axial é aumentada, de $N = 0{,}10N_{pl}$ ($F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$ = 0,76) para $N = 0{,}20N_{pl}$ ($F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$ = 0,81). Este facto também corrobora a hipótese de que o nível de tensão considerada no tubo metálica seja o responsável pelas diferenças obtidas. Recorde-se que quando N aumenta, uma maior área do tubo metálico fica sujeita a compressão e, por isso, mais propensa a encurvar localmente. Como consequência, a ductilidade da secção diminui e a capacidade do tubo metálico para desenvolver tensões superiores à tensão de cedência sem que as suas paredes exibam grandes deformações para fora do plano (encurvadura local) é reduzida.

Relativamente à possibilidade de realizar cálculo seccional plástico nas colunas 120x3_275_0/5/15_C10/C20, é possível observar como o rácio $F_{máx,EC4}/F_{máx,Exp}$ nestas colunas se encontra dentro da ordem de grandeza das demais. Isto permite concluir que, mesmo quando o Eurocódigo 4 parte 1-1 [7] previu que os efeitos da encurvadura local devessem ser tidos em conta na análise, foi possível fazer uma análise plástica. É possível concluir que o limite considerado na norma para o valor máximo da esbelteza geométrica local é conservativo.

Considerando a influência do núcleo de betão nos valores de $F_{máx,EC4}$, as conclusões são semelhantes às observadas experimentalmente: quando o núcleo é alterado de um BR para um RuC5 e de um BR para um RuC15, $F_{máx,EC4}$ decresce, respectivamente, em cerca de 4 e 11% ($F_{máx,EC4,RuC5}$ / $F_{máx,EC4,BR}$ = 0,96 e $F_{máx,EC4,RuC15}$ / $F_{máx,EC4,BR}$ = 0,89). Verifique-se que, apesar de a posição da linha neutra se aproximar do centro de massa da secção bruta quando se aumenta a percentagem de AB (Quadro 3), o que aumenta, por exemplo, o braço da força (e a área) do betão em compressão, tal não é compensado pela redução da resistência à compressão do mesmo. Quando o núcleo de betão é alterado de um BR para um RuC5 e de um BR para um RuC15, z_{LN} aumenta, respectivamente, cerca de 8 e 23% mas a resistência dos betões decresce, respectivamente, em cerca de 20 e 50%. Uma vez que z_{LN} se aproxima do centro de massa da secção bruta quando a percentagem de AB aumenta, tal como discutido a propósito da influência da carga axial aplicada, é possível inferir que a susceptibilidade do tubo metálico para encurvar localmente aumenta e o suporte lateral do núcleo de betão diminui. Ambos os factores podem ajudar a explicar a tendência para a manutenção / decréscimo da ductilidade observada nas colunas com o aumento da percentagem de AB. Este decréscimo de ductilidade, por via da menor resistência do betão utilizado, pode ou não ser compensado pela maior ductilidade dos RuC comparativamente à do BR.

Tendo em conta as conclusões anteriores e seguindo o procedimento adoptado por Silva *et al*. [16], investigou-se a possibilidade de utilizar a tensão última, em alternativa à tensão de cedência, na determinação da força lateral máxima das colunas. No Quadro 3, é possível observar os valores das forças laterais máximas estimadas ($F_{máx,Est}$) adoptando esta segunda abordagem bem como a sua comparação com os valores experimentais. Como se pode verificar, o valor médio do rácio

$F_{máx,Est}/F_{máx,Exp}$ é de 1,01. Este valor permite concluir que a tensão que se encontra instalada no tubo metálico das colunas no instante é que é atingida a sua força lateral máxima é provavelmente superior, em média, à tensão de cedência do aço e mais próxima do valor da tensão última. No entanto, à medida que se vai aumentando a percentagem AB e/ou N, a força lateral máxima estimada vai tendendo de ligeiramente conservativa para ligeiramente não conservativa: (i) colunas com BR e $N = 0,10N_{pl}$ - $F_{máx,Est}/F_{máx,Exp} = 0,96$, (ii) colunas com RuC5 e $N = 0,10N_{pl}$ - $F_{máx,Est}/F_{máx,Exp} = 0,97$, (iii) colunas com RuC15 e $N = 0,10N_{pl}$ - $F_{máx,Est}/F_{máx,Exp} = 0,99$, (iv) colunas com BR e $N = 0,20N_{pl}$ - $F_{máx,Est}/F_{máx,Exp} = 1,03$, (v) colunas com RuC5 e $N = 0,20N_{pl}$ - $F_{máx,Est}/F_{máx,Exp} = 1,06$ e (vi) colunas com RuC15 e $N = 0,20N_{pl}$ - $F_{máx,Est}/F_{máx,Exp} = 1,03$. Tal deve-se provavelmente ao facto de, como referido, o aumento de ambas as variáveis (percentagem de AB e N) contribuir para uma menor ductilidade do tubo metálico.

5. CONCLUSÕES

Neste artigo, estudou-se experimental e analiticamente o comportamento de colunas curtas tubulares mistas aço-betão (CFST) preenchidas com betão com agregados de borracha (RuC), RuCFST, submetidas a flexão cíclica composta com compressão. Enumeram-se as principais conclusões:

- A alteração do núcleo de betão das colunas CFST de um BR para um RuC5 e RuC15 conduz a um decréscimo da sua força lateral máxima devido à menor resistência do RuC face ao BR. No entanto, este decréscimo é bastante inferior ao observado nos RuC em comparação com o BR devido à influência do tubo metálico na resistência das colunas. Ocorrem decréscimos de 5% (experimentalmente) e 4% (analiticamente) e de 10% (experimentalmente) e 11% (analiticamente), respectivamente, quando a percentagem de AB no RuC é de 5 e 15%;
- O aumento da percentagem de AB nos betões conduz a uma manutenção / decréscimo da ductilidade das colunas CFST. Analiticamente verifica-se que, quando se altera o núcleo de betão de um BR para um RuC5 ou para um RuC15, a posição da linha neutra desloca-se no sentido do centro de massa da secção bruta, devido à menor resistência dos últimos face ao primeiro. Consequentemente, a área do tubo metálico sujeita a compressão aumenta, aumentando também a sua susceptibilidade para encurvar localmente, reduzindo a sua ductilidade. Simultaneamente, o suporte lateral do núcleo de betão é reduzido, conduzindo a uma diminuição da sua resistência e ductilidade. As consequências da menor resistência do RuC parecem não ser compensadas pela sua maior ductilidade;
- O Eurocódigo 4 parte 1-1 pode ser aplicado ao dimensionamento de colunas CFST nas quais se utiliza os betões RuC estudados neste artigo, uma vez que o rácio entre forças laterais máximas analíticas e experimentais é da mesma ordem de grandeza quando se considera o BR ou os RuC. Por outro lado, tendo em consideração as conclusões anteriores, é possível concluir que o estudo analítico permitiu aprofundar a investigação das colunas CFST e RuCFST;
- É possível a realização de cálculo plástico seccional em situações nas quais o Eurocódigo 4 parte 1-1 prevê que os efeitos da encurvadura local do tubo metálico devam ser considerados. Adicionalmente, conclui-se que esta norma é conservativa, em cerca de 20%, na estimativa das forças laterais máximas das colunas. A principal razão para este facto parece encontrar-se na consideração da tensão de cedência no tubo metálico, a qual é inferior àquela que este parece poder atingir. A consideração, em alternativa, do valor da tensão última conduz a uma estimativa que apresenta uma diferença de apenas 1% face aos valores experimentais.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece à FCT o apoio financeiro concedido através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/97176/2013. Os autores agradecem à FERPINTA, BIOSAFE, BIOGOMA e SECIL o fornecimento dos materiais. Os autores agradecem à FCT o apoio financeiro concedido através do projecto PTDC/ECM/117774/2010. O primeiro e quarto autores agradecem o apoio financeiro concedido pela FCT, através do IDMEC, LAETA, projecto UID/EMS/50022/2013. O segundo e terceiro autores agradecem o apoio financeiro concedido pela FCT, através do CERIS.

REFERÊNCIAS

[1] Duarte, A.P.C.; Silva, B.A.; Silvestre, N.; de Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J.M. (2016). Tests and design of short steel tubes filled with rubberised concrete. Engineering Structures, Vol. 112, pp. 274-286.

[2] Duarte, A.P.C.; Silva, B.A.; Silvestre, N.; de Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J.M. (2016). Finite element modelling of short steel tubes filled with rubberized concrete. Composite Structures, Vol. 150, pp. 28-40.

[3] Duarte, A.P.C.; Silva, B.A.; Silvestre, N.; de Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J.M. (2016). Experimental study on short rubberized concrete-filled steel tubes under cyclic loading. Composite Structures, Vol. 136, pp. 394-404.

[4] Topçu, I.B. (1995). The properties of rubberized concretes. Cement and Concrete Research. Vol. 25, N. 2, pp. 304-310.

[5] Valadares, F.; Bravo, M.; de Brito, J. (2012). Concrete with used tire rubber aggregates: Mechanical performance. ACI Materials Journal, Vol. 109, N. 3, pp. 283-292.

[6] Li, Z.; Li, F.; Li, J.S.L. (1998). Properties of concrete incorporating rubber tyre particles. Magazine of Concrete Research, Vol. 50, N. 4, pp. 297-304.

[7] CEN. 2004. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1, General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization. 117 p.

[8] Lacroix, Edward A. (1997). Comparative study of strength design methods for rectangular reinforced concrete and composite steel-concrete columns. University of Manitoba, Canada, MSc Thesis in Civil Engineering.

[9] ECCS - TC1 - TWG 1.3. 1986. Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads. Brussels, Belgium: European Convention for Constructional Steelwork, 15 p.

[10] CEN. 2010. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 259 p.

[11] CEN. 2005. Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 91 p.

[12] CEN. 2006. Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 52 p.

[13] Faxen, O.H. (1935). Buckling strength of rectangular plates (in German). Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, Vol. 15, N. 5, pp. 268-277.

[14] Timoshenko, S.P.; Gere, K.M. (1985). Theory of elastic stability (2nd Ed.). New York, NY, USA: McGraw-Hill, 541 p.

[15] Uy, B.; Bradford, M.A. (1996). Elastic local buckling of steel plates in composite steel-concrete members. Engineering structures, Vol. 18 N. 3, pp. 193-200.

[16] Silva, A.; Jiang, Y.; Castro, J.M.; Silvestre, N.; Monteiro, R. (2016). Experimental assessment of the flexural behaviour of circular rubberized concrete-filled steel tubes. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 122, pp. 557-570.

[17] Han, L.H. (2004). Flexural behaviour of concrete-filled steel tubes. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, N. 2, pp. 313-337.

[18] Jiang, A.Y.; Chen, J.; Jin, W.L. (2013). Experimental investigation and design of thin-walled concrete-filled steel tubes subject to bending. Thin-Walled Structures, Vol. 63, pp 44-50.

Betões eco eficientes com baixo teor de cimento e com agregados reciclados provenientes de resíduos de construção e demolição

Keila Robalo[1] **Hugo Costa**[2] **Ricardo do Carmo**[3] **Eduardo Júlio**[4]

RESUMO

A sustentabilidade do setor da construção incentiva o desenvolvimento de betões eco eficientes. No presente trabalho apresenta-se o desenvolvimento de um betão com baixo teor de cimento e com incorporação de agregados reciclados provenientes de resíduos de construção e demolição (RCD). O principal objetivo consistiu em otimizar a composição, minimizando a dosagem de cimento e maximizando a taxa de substituição de agregados naturais por agregados reciclados, sem, contudo, comprometer as propriedades especificadas para o betão.

Estudaram-se diversas composições com baixo teor de cimento (LCC - low cement concrete), tendo como premissa uma dosagem fixa de pó na pasta em 350 kg/m^3, variando, no entanto, a dosagem do cimento e o tipo e a dosagem de adições (fíler e cinza volante). A dosagem de adjuvante foi ajustada de forma a maximizar a compacidade, com o objetivo de otimizar o desempenho da pasta ligante. Numa primeira fase, selecionou-se uma matriz ligante que possuía, não só uma elevada trabalhabilidade e estabilidade, mas também um bom desempenho mecânico. Definiram-se dois betões de referência, um betão corrente, com valor alvo de resistência à compressão entre 35 e 40 MPa, e outro com a matriz otimizada de LCC, com resistência à compressão entre 45 e 50 MPa. Fixada a matriz ligante otimizada de LCC, formularam-se diversos betões, com baixa dosagem de cimento e com diversos tipos e granulometrias de agregados reciclados provenientes de resíduos de construção e demolição (LCRAC), tendo por base o ajuste das curvas granulométricas respetivas.

Os diversos betões foram caracterizados no estado fresco, em termos de consistência e massa volúmica, e no estado endurecido, relativamente às resistências à compressão, flexão, e tração por compressão diametral, e ainda ao módulo de elasticidade. Os resultados obtidos demonstraram que a redução da resistência à compressão, da resistência à tração e do módulo de elasticidade, relativamente às propriedades do betão de referência, é fortemente influenciada pela utilização dos agregados reciclados de RCD e pelas respetivas dosagens.

Palavras-chave: betão eco eficiente; baixa dosagem de cimento; agregados reciclados de RCD; desempenho mecânico; trabalhabilidade**.**

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. keila.robalo@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. hcosta@isec.pt
[3]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. carmo@isec.pt
[4]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a gestão de resíduos, em especial os resíduos produzidos no sector da construção civil, representa um desafio para as sociedades. Os impactes ambientais resultantes do abandono de resíduos ou resultantes da extração de novas matérias-primas não podem ser ignorados. Uma das formas de mitigar este problema é reutilizar os resíduos da construção e demolição (RCD) na própria indústria da construção, nomeadamente, na produção de estruturas de betão. Por outro lado, as preocupações relacionadas com o impacto ambiental inerente à produção de betão têm também aumentado significativamente nas últimas décadas. Numa mistura de betão, o cimento é responsável pelo maior consumo energético e por mais de 50% das emissões de CO_2 [1]. Ao reduzir a quantidade de cimento numa mistura, reduz-se simultaneamente estes dois parâmetros, sendo isso possível, sem, contudo, comprometer as propriedades especificadas para o betão, através da otimização granulométrica, da utilização de cimentos de elevada resistência, da diminuição da água de amassadura, da utilização de superplastificantes e, ainda, à custa da substituição de cimento por resíduos de outras indústrias [2, 3, 4]. Utilizando esta metodologia, são atingidos, conjuntamente, dois objetivos: redução das emissões e reutilização de produtos residuais.

O principal objetivo do estudo aqui descrito é dar um contributo para a implementação de um novo conceito de estruturas de betão eco eficientes, o qual consiste em combinar um betão com reduzida dosagem de cimento (low-cement concrete - LCC) com um betão de agregados reciclados (recycled aggregates concrete - RAC), minimizando, deste modo, o consumo de recursos naturais e, consequentemente, reduzindo significativamente o seu impacte ambiental. O trabalho desenvolvido consistiu na formulação de betões, tendo como foco a otimização da sua composição, na dupla vertente referida, i.e., minimizando a dosagem de cimento e maximizando a taxa de substituição de agregados naturais por agregados reciclados, sem comprometer as propriedades especificadas para o betão. Para tal, a dosagem de pó na pasta foi fixada em 350 kg/m^3 e estudaram-se diversas composições com baixo teor de cimento (LCC - low cement concrete), variando a dosagem do cimento e o tipo e a dosagem de adições (fíler e cinza volante). A dosagem de adjuvante foi ajustada de forma a maximizar a compacidade, com o objetivo de otimizar o desempenho da pasta ligante. De seguida, selecionou-se uma matriz ligante com elevada trabalhabilidade e estabilidade e que, simultaneamente, exibia um bom desempenho mecânico. Definiram-se dois betões de referência, um com matriz otimizada de LCC, com resistência à compressão entre 45 e 50 MPa, doravante designado de LCC e outro, um betão corrente com valor alvo de resistência à compressão entre 35 e 40 MPa, designado de CC. Fixada a matriz ligante otimizada de LCC, formularam-se diversos LCRAC (betões com baixa dosagem de cimento e com diversos tipos e granulometrias de agregados reciclados provenientes de RCD), tendo por base o ajuste das curvas granulométricas respetivas. Os diversos betões foram caracterizados no estado fresco, quanto à consistência e à massa volúmica, e no estado endurecido, relativamente às resistências à compressão, à tração por compressão diametral e por flexão, e ainda ao módulo de elasticidade.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Para atingir os objetivos pretendidos, a seleção dos materiais para a produção dos betões foi feita de modo a obter betões com elevadas compacidades, boa trabalhabilidade e bom desempenho mecânico. Assim, foram utilizados cimento CEM I 52,5R, da Secil-Maceira, com massa volúmica de 3,15 kg/dm^3, duas adições (fíler calcário da Omya e cinza volante da Secil-Sines, cujas massas volúmicas são 2,70 kg/dm^3 e 2,30 kg/dm^3, respetivamente), água da rede pública e superplastificante MasterGlenium Sky 526, da BASF, com massa volúmica de 1,06 kg/dm^3. Para as misturas de referência foram utilizados apenas agregados naturais, cujas curvas granulométricas são apresentadas na Figura 3a. Foram selecionados uma areia siliciosa fina 0/1mm, uma areia média 0/4mm e um areão 4/8mm, todos com massa volúmica de 2,63 kg/dm^3, e brita calcária 6/14mm, com massa volúmica de 2,66 kg/dm^3. Nas misturas de LCRAC, além dos agregados naturais, foram também utilizados dois agregados reciclados

da empresa RCD (Resíduos de Construção e Demolição SA) da Figueira da Foz: agregados com fração granulométrica 10/30mm (Fig. 1a) e agregados com fração granulométrica 0/30mm (Fig. 1b).

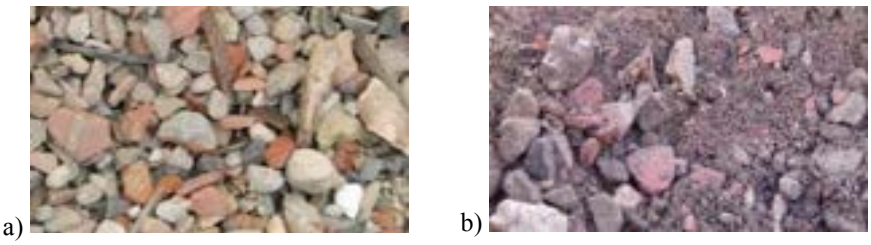


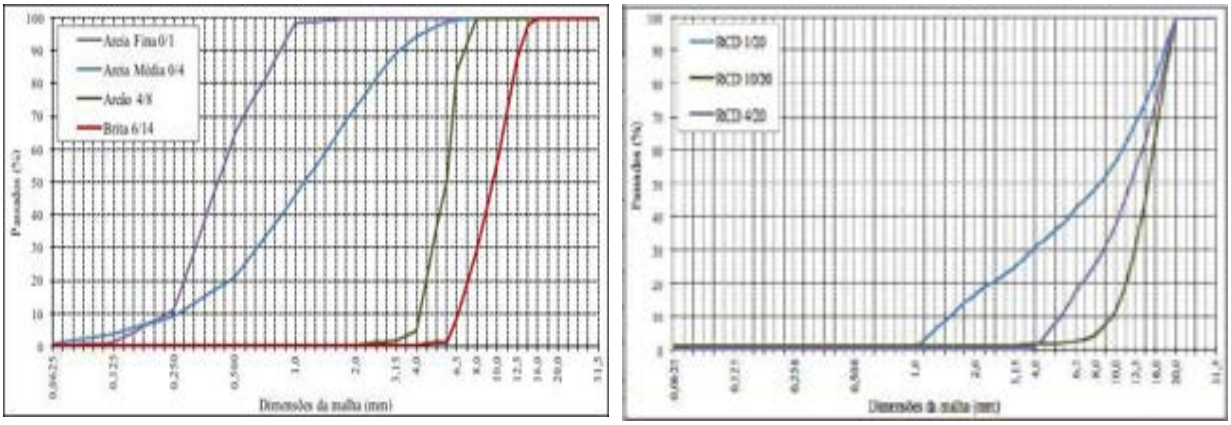
Figura 1. Agregados RCD: a) 10/30mm; b) 0/30mm.

A fração granulométrica 0/30mm foi, posteriormente, peneirada em duas frações distintas, fração 1/20mm, designada de RCD 1/20, e fração 4/20mm, de RCD 4/20, ambas com a massa volúmica de 2,35 kg/dm^3 e uma absorção de água de 5%. Todos os agregados reciclados utlizados foram caracterizados em termos de materiais constituintes e todos apresentaram composição variável. A título de exemplo, refere-se o RCD 1/20, o qual apresenta a seguinte caracterização percentual (% de massa) em termos de tipos de materiais constituintes (Fig. 2): a) 42,8% de resíduos de betão e argamassa; b) 19,4% de elementos cerâmicos; c) 17,0% de pedras naturais; d) 1,7% de aglomerados argilosos; e) 0,3% de resíduos de madeira e f) 18,8% de materiais diversos (vidro, metais, polímeros, entre outros).



Figura 2 – Constituintes dos RCD 1/20 e as suas proporções relativas em massa.

Dos agregados da fração 10/30 foi utlizada apenas a parcela do material com granulometria 10/20mm, designada RCD10/20. Esta parcela tem massa volúmica de 2,22 kg/dm^3 e absorção de água de 5%. As curvas granulométricas dos agregados reciclados utilizados estão apresentadas na Figura 3b. Todos os agregados foram previamente secos em estufa e armazenados no laboratório em recipientes fechados.



a) Agregados correntes b) Agregados RCD

2.2 Metodologia da composição dos betões

Após a escolha e caracterização dos materiais necessários procedeu-se à formulação dos betões. Todos os betões estudados foram formulados com base na metodologia proposta por Lourenço *et al*. [5], e posteriormente desenvolvida por Costa [6, 7], e recorrendo ao ajuste à curva de referência de Faury. Assim, foram adotados os parâmetros da composição de modo a formular dois betões, definidos como sendo de referência: (1) LCC - betão com matriz otimizada e com resistência à compressão entre 45 e 50 MPa; (2) CC - betão corrente com valor alvo de resistência à compressão entre 35 e 40 MPa. Formularam-se ainda diversos LCRAC - betões com a mesma matriz ligante do LCC, mas com substituição parcial de agregados naturais por diversos tipos e granulometrias de agregados reciclados provenientes de RCD.

A matriz otimizada de LCC foi conseguida à custa da substituição de cimento pelas adições de fíler calcário e de cinzas volantes e através de ajuste da dosagem de adjuvante, de forma a maximizar a compacidade e, consequentemente, otimizar o desempenho da pasta ligante. A dosagem de pó na pasta foi fixada em 350 kg/m^3 e estudaram-se diversas composições com baixo teor de cimento (LCC - *low cement concrete*), variando a dosagem do cimento e o tipo e a dosagem de adições. Para a pasta de CC, o procedimento foi idêntico, mas adotando apenas uma adição de fíler calcário. A estimativa da resistência da matriz ligante foi calculada usando a expressão de Feret, Eq. (1):

$$f_{c,j} = k_{1,j} \times \gamma^2 \quad (1)$$

em que: $f_{c,j}$ é o valor da tensão de rotura à compressão do betão, em MPa, j dias após a sua amassadura, γ é a compacidade da pasta ligante e $k_{1,j}$ é um coeficiente associado a este último que pode ser determinado em função das caraterísticas do cimento e da eficiência e percentagem da adição escolhida [5]. Posteriormente, procedeu-se à otimização da proporção dos agregados, por ajuste da curva granulométrica da mistura desses agregados à curva de referência de Faury.

Seguidamente, efetuou-se a estimativa das propriedades de cada uma das misturas de LCRAC. A previsão da resistência à compressão foi efetuada multiplicando o valor previsto da resistência à compressão da matriz ligante, $f_{c,j}$, por um coeficiente de correção (C_f) que depende do tipo e resistência dos agregados reciclados, bem como da sua proporção na mistura. O coeficiente usado em cada mistura foi obtido pela Eq. (2), na qual V_i é a dosagem em volume absoluto (dm^3) de cada agregado reciclado i, n é o número de diferentes tipos de agregados reciclados da mistura e m_i é um coeficiente empírico que depende do tipo de agregado reciclado ($m_{RCD1/20}$=0,08, $m_{RCD4/20}$=0,07 e $m_{RCD10/20}$=0,09). A Eq. (2) foi definida com base nas técnicas para estimar o coeficiente de perda de resistência em betões com agregados leves desenvolvidas por Costa [6, 7], mas tendo em conta as características intrínsecas dos agregados reciclados.

$$C_f = \prod_{i=1}^{n} \left(1 - \frac{V_{,i}}{100} \times m_i\right) \quad (2)$$

Para estimar o módulo de elasticidade recorreu-se ao EC2 [8], Eq.(3). No entanto, para os LCRAC, este valor foi determinado multiplicando o valor obtido através da Eq.(3) por um coeficiente de correção, α_E, dado pela Eq.(4), sendo ρ, a massa volúmica do betão (kg/m^3) e f_{cm}, o valor médio da resistência à compressão do betão.

$$E_{cm}(GPa) = 22 \left(f_{cm}(MPa)/10\right)^{0,3} \quad (3)$$

$$\alpha_E = \left(\rho(kg/m^3)/2400\right)^2 \quad (4)$$

Finalmente, quantificaram-se as dosagens finais dos constituintes de cada mistura estudada. As proporções dos agregados reciclados utilizados em cada mistura foram otimizadas, utilizando o método empírico referido, até serem obtidas as propriedades pretendidas, e a quantidade total da água necessária foi compensada em função da capacidade de absorção dos agregados reciclados.

Para validar as misturas formuladas, realizaram-se amassaduras preliminares que permitiram calibrar os parâmetros da composição adotados, através da comparação dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, tanto no estado fresco, como no estado endurecido, com as propriedades especificadas. Nos casos, em que as características previstas não corresponderam ao valor real, procedeu-se aos ajustes necessários. As dosagens dos constituintes de todos os betões estudados são apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1. Composição das misturas estudadas

Materiais [kg/m^3]	Betão de referência		LCRAC			
	LCC	CC	LCRAC_A	LCRAC_B	LCRAC_C	LCRAC_BC
Cem I 52,5R	175	200	175	175	175	175
Fíler calcário	100	150	100	100	100	100
Cinzas volantes	75	---	75	75	75	75
MasterGlenium SKY 526	2,1	1,0	2,6	2,1	2,9	2,9
Areia Fina 0/1	181	186	376	163	163	0
Areia Média 0/4	762	742	----	651	652	898
Areão 4/8mm	92	96	----	270	----	----
Brita 6/14mm	894	869		----	----	----
RCD1/20	----	----	1344	----	----	----
RCD420	----	----	----	----	963	534
RCD10/20	----	----	----	683	----	336
Água efetiva	128	144	138	133	137	137
Água de absorção	----	-----	67	34	48	43
Compacidade	0,855	0,835	0,840	0,845	0,845	0,845
Taxa de substituição RAC	-	-	78%	38%	54%	49%

2.3 Descrição dos ensaios e preparação dos provetes

No estado fresco mediu-se a trabalhabilidade e a massa volúmica. Com base nestes valores fizeram-se acertos das composições, quando os valores medidos não correspondiam aos esperados. Verificou-se que o aumento da taxa de substituição dos agregados naturais por agregados reciclados prejudica a trabalhabilidade do betão quando comparado ao betão de referência. Este resultado pode ser justificado pelo facto de os agregados reciclados apresentarem uma superfície rugosa originada pela elevada porosidade e elevada superfície, com consequente aumento da matriz ligante aderida [9]. Sendo assim, para conferir uma trabalhabilidade adequada aos LCRAC, os agregados reciclados foram inicialmente misturados com cerca de metade da água total, aguardando cerca de 2 minutos para absorção e, posteriormente, foram adicionados os restantes componentes do betão, de modo a evitar que as diferenças de absorção de água alterem a razão água/cimento efetiva, necessária para a hidratação do cimento.

Para a análise das propriedades das misturas no estado endurecido, foram considerados parâmetros como a resistência à compressão, a resistência à flexão, a resistência à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade. Para o efeito, todos os provetes foram moldados e compactados com agulha vibratória, desmoldados após 24 horas, identificados e sujeitos ao processo de cura húmida por imersão em água a 20 ± 2 ºC, até um dia antes dos ensaios. O ensaio de resistência à compressão foi realizado em 3 provetes cúbicos de 150 mm de aresta para cada uma das idades (7 e 28 dias de idade) e em conformidade com a norma NP EN 12390-3 [10]. Já o ensaio de caracterização de módulo de elasticidade foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 397 [11] e utilizando dois provetes prismáticos de 100×100×400 mm^3 para cada tipo de betão. O ensaio foi realizado aos 28 dias, com recurso a uma prensa universal com 200kN de capacidade, através da aplicação de uma carga

cíclica, entre os valores mínimo e máximo, e medindo as correspondentes deformações [11]. A resistência à tração foi determinada aos 28 dias, recorrendo aos ensaios de flexão e de compressão diametral. O ensaio de flexão foi realizado em conformidade com a norma NP EN 12390-5 [12] e, para tal, foram preparados dois provetes prismáticos, de 100x100x400mm^3, de cada tipo de betão, ensaiados à flexão (carga em 3 pontos) à velocidade de 0,2kN/s, até à rotura. O valor médio da resistência à tração por flexão, corresponde à tensão normal de tração que o valor médio da carga de rotura provoca na fibra mais afastada da secção. O ensaio de compressão diametral foi efetuado de acordo com a norma NP EN 12390-6 [13] usando três provetes prismáticos de 100x100x200mm^3, para cada tipo de betão produzido.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Resistência mecânica à compressão

A substituição de agregados naturais por agregados reciclados provoca uma redução da resistência à compressão em relação ao betão de referência. Esta deve-se, não só ao menor desempenho mecânico dos agregados reciclados, mas também à sua forma achatada e angulosa, a qual provoca um aumento da porosidade e fissuração dos agregados, tornando mais fracas as ligações na zona de transição entre o agregado reciclado e a nova pasta [14.] Tal tendência foi verificada no caso em estudo, como se pode constatar na Fig. 4a, onde se apresentam os valores médios da resistência à compressão obtidos aos 7 e aos 28 dias, f_{cm}, dos betões de referência, LCC e CC, e dos betões com agregados reciclados, LCRAC. Apresenta-se também, na Fig. 4b, a evolução da perda de resistência à compressão dos LCRAC em relação ao LCC. Tendo em conta que os LCRAC têm a mesma matriz ligante que o LCC, as diferenças observadas dependem da percentagem de substituição e do tipo de agregado reciclado. Verifica-se que o LCRAC_C e o LCRAC_BC apresentam a resistência à compressão mais elevada, atingindo 36 MPa aos 28 dias de idade e uma diferença em relação ao LCC de 29%, enquanto que o LCRAC_A apresenta menor resistência, 27 MPa aos 28 dias, que corresponde a uma diminuição de 46% em relação ao LCC. Constata-se, igualmente a partir da Fig. 4a, que o LCRAC_BC apresenta resistência à compressão inferior ao do CC, mas com apenas aproximadamente 6% de diferença. No entanto, o LCRAC_BC possui menos 12,5% da quantidade de cimento que CC. Ainda é possível observar na Fig. 4b que a perda de resistência das misturas de LCRAC evoluiu ao longo do tempo, sendo que as variações ocorridas se situam entre 19% e 40%, aos 7 dias, e entre 29% e 46%, aos 28 dias.

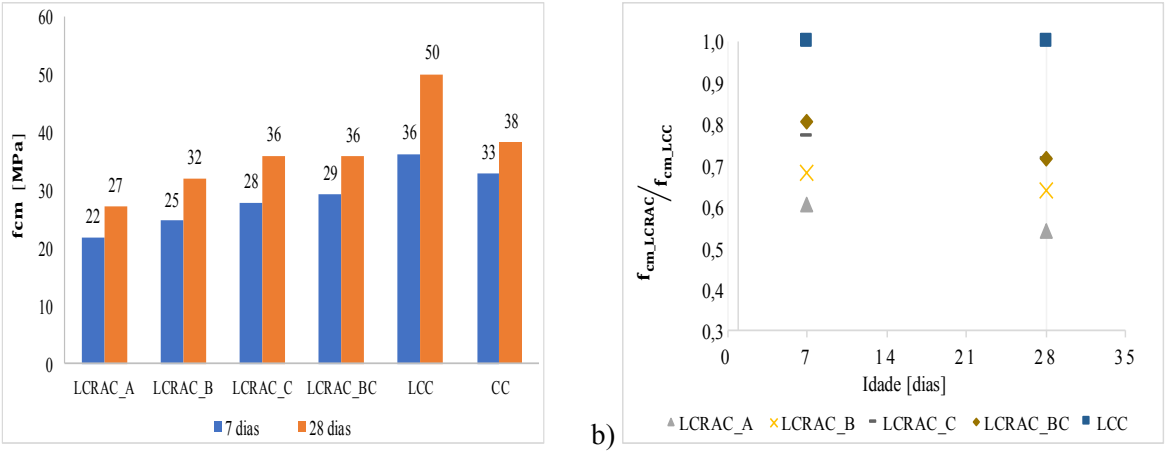


Figura 4. Resistências à compressão dos betões: a) 7 e 28 dias; b) Evolução da perda com a idade

No Quadro 2 constam os valores previstos da resistência à compressão dos betões estudados, bem como os correspondentes valores registados experimentalmente. Verifica-se que os LCRAC_A, LCRAC_C e LCRAC_BC apresentam resultados coerentes com a previsão. Contudo, o resultado do LCRAC_B é inferior à previsão, em cerca de 12%. Nota-se também que, independentemente da taxa de substituição, a perda de resistência no LCRAC_A é maior que no LCRAC_C (valor de m_{LCRAC_A} é

maior que o de m_{LCRAC_C}), facto esse que pode ser explicado pela presença de maior percentagem de finos na mistura de LCRAC_A.

Quadro 2. Comparação entre a previsão e a caracterização da resistência

	Resistência à compressão [MPa]		
	Medida	*Prevista*	Δ [%]
LCRAC_A	27,1	27,1	0,1%
LCRAC_B	31,9	36,1	11,7%
LCRAC_C	35,9	35,7	-0,8%
LCRAC_BC	35,7	35,2	-1,4%

Foi analisada a evolução da resistência à compressão (valores médios) com a idade (t) das misturas de referência e das misturas de LCRAC (Fig. 5) e a correspondente curva de endurecimento, determinada recorrendo à expressão do EC2 [8], Eq.(5), onde o parâmetro s_c foi assumido igual a 0,25, valor que melhor se ajusta aos resultados experimentais.

$$\beta\,(t) \;=\; exp\;\left(s_c \times \left(1 - \sqrt{{}^{28}/_{t}}\right)\right) \tag{5}$$

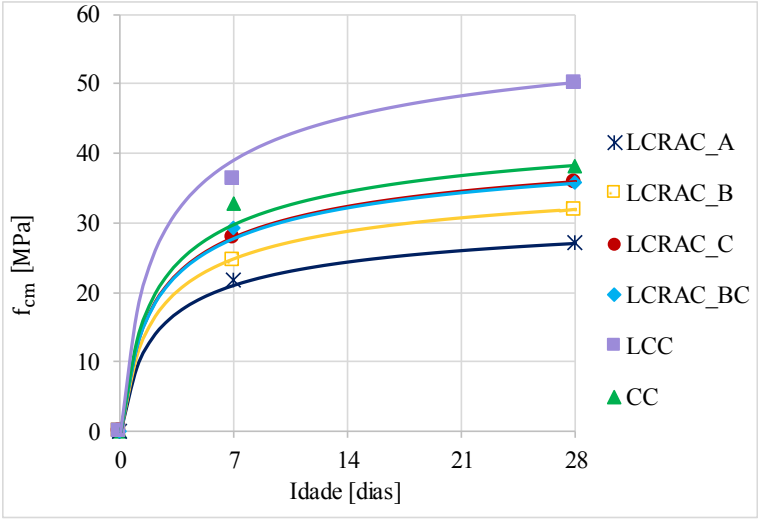


Figura 5. Evolução da resistência à compressão das misturas de LCRAC e de referência.

Constata-se que a evolução da resistência à compressão dos LCRAC apresenta um padrão semelhante à evolução da resistência do LCC, observando-se um desenvolvimento muito rápido em idade jovem, e tende a atenuar para idade superior (28 dias). Verifica-se ainda que a evolução da resistência com a idade dos LCRAC enquadra-se no padrão de endurecimento proposto pelo EC2, ao contrário do CC e LCC, os quais apresentam uma evolução, em idades jovens, respetivamente mais acentuada e menos acentuada.

3.2 Resistência à tração

Os valores médios da resistência à tração, $f_{ctm,}$ por compressão diametral e por flexão, para os betões estudados, estão apresentados na Fig. 6. Constata-se que os resultados obtidos para os LCRAC apresentam um decréscimo de resistência à tração em relação ao de LCC, registando-se, em média, no caso dos valores obtidos por compressão diametral, um desvio inferior a 23%, com o máximo de 33% registado no LCRAC_C e o mínimo de 4% obtido no LCRAC_B. Situação idêntica verifica-se nos valores de resistência à tração por flexão (Fig.6 b), onde se constata uma perda máxima de 34% e mínima de 17%. Nota-se também que os valores da resistência à tração por compressão diametral dos LCRAC correspondem a uma percentagem que oscila entre 6 e 10% dos respetivos valores de resistência à compressão, enquanto que no LCC e no CC esta relação é de 6 e 8%, respetivamente. Já para os valores de LCRAC medidos por flexão, observa-se que a relação linear entre os dois

parâmetros oscila entre 10 e 16%, enquanto para LCC e CC a relação é 11 e 15%, respetivamente. A resistência à tração, tanto por compressão diametral como por flexão, de LCRAC_C é inferior à dos restantes LCRAC, embora tenha maior resistência à compressão.

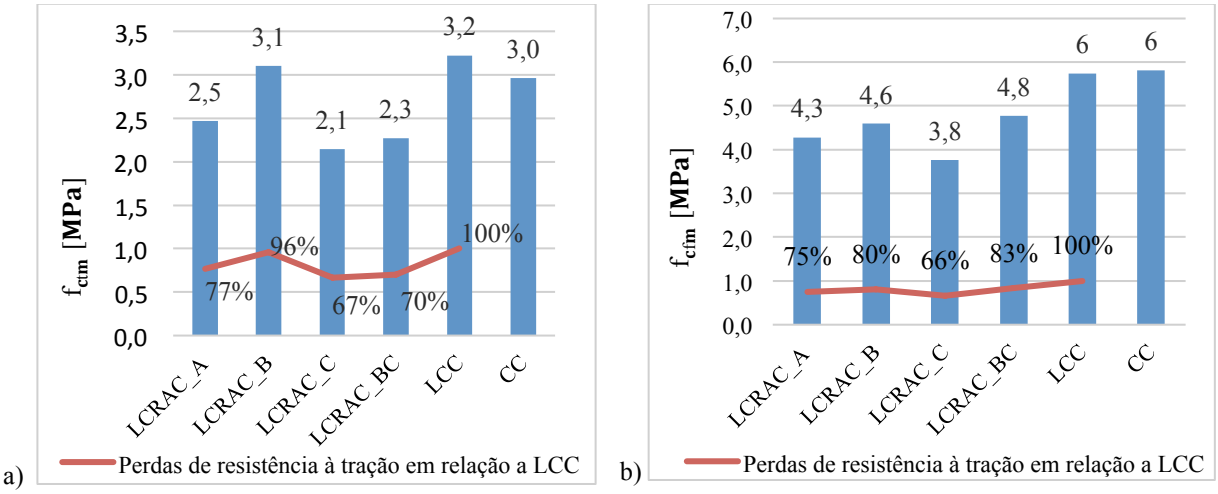


Figura 6. Valores médios da resistência à tração: a) por compressão diametral; b) por flexão.

3.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade de um betão depende dos módulos de elasticidade dos seus principais componentes, a matriz ligante e os agregados. Assim, é espectável que os LCRAC apresentem valores de E_{cm} inferiores aos dos LCC, pois os agregados reciclados utilizados apresentam menor rigidez em comparação com os agregados naturais, devido à sua composição. Tal situação verifica-se na Fig. 7, onde pode observar-se que o aumento da taxa de incorporação dos agregados reciclados resulta em betões com módulo de elasticidade inferior.

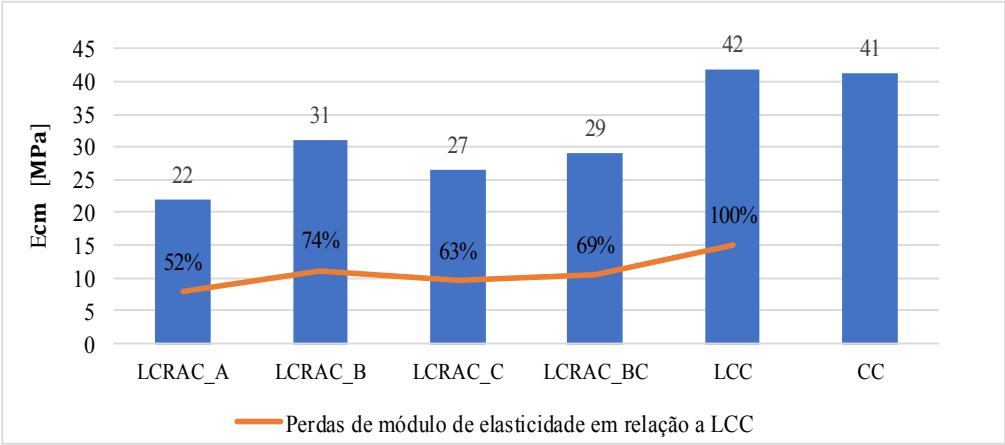
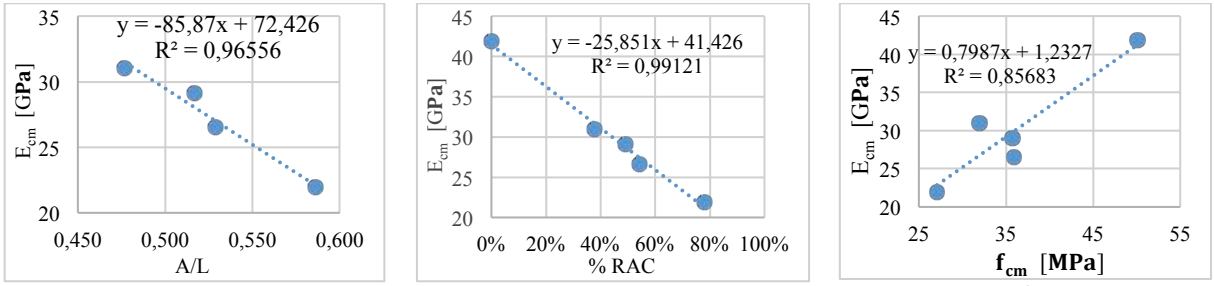


Figura 7. Valores médios do módulo de elasticidade aos 28 dias.

Verifica-se ainda, Fig. 8, que o maior valor de módulo de elasticidade ocorreu nos LCRAC com menor relação A/L (Fig. 8a) e menor taxa de substituição de agregado, independentemente do tipo de agregado reciclado utilizado (Fig.8b), pois os valores percentuais apresentados (0%, 38%, 49%, 54% e 78%) nessa figura correspondem à taxa de substituição dos diferentes agregados reciclados do RCD nos betões LCC, LCRAC_B, LCRAC_BC, LCRAC_C e LCRAC_A, respetivamente. Nota-se, também na Fig. 8c, que o LCRAC que apresenta maior valor de módulo de elasticidade não corresponde ao betão com maior resistência à compressão. No Quadro 3 é apresentada a comparação entre os valores médios do módulo de elasticidade, E_{cm}, com os correspondentes valores previstos pela expressão do EC2 (com correção em função da massa volúmica), onde pode contatar-se que os resultados experimentais de LCRAC_A, LCRAC_C e LCRAC_BC são tendencialmente inferiores, em

13%, 6% e 0,5% respetivamente, relativamente à previsão, enquanto o LCRAC_B apresenta valor superior ao da previsão, com um erro inferior a 8%. Além da percentagem de substituição por agregados reciclados e do seu desempenho mecânico, também a granulometria parece ter elevada influência na distribuição de tensões, principalmente entre a matriz ligante e os RAC, resultando em diferentes propriedades mecânicas.



a) b) c)

Figura 8 - Relação entre o módulo de elasticidade e: a) e a relação água total/ligante (A/L); b) a percentagem de RAC; c) a resistência à compressão de LCRAC e LCC.

Quadro 3. Comparação entre a previsão e a caracterização experimental do módulo de elasticidade

	Módulo de elasticidade [GPa]		
	Medido	*Previsto*	Δ [%]
LCRAC_A	22	25,3	13,3%
LCRAC_B	31	28,8	-7,7%
LCRAC_C	27	28,1	5,5%
LCRAC_BC	29	29,2	0,5%

4. CONCLUSÕES

O trabalho de investigação aqui descrito permitiu retirar as seguintes conclusões:

- É possível formular betões LCC com apenas 175 kg/m^3 de cimento com resistências à compressão, à tração e módulo de elasticidade superiores aos de betões correntes, i.e., com dosagens mais elevadas de cimento;
- É possível formular betões eco eficientes LCRAC, com 175 kg/m^3 de cimento e com incorporação significativa (até cerca de 80%) de agregados reciclados de RCD, com resistências iguais, ou ligeiramente inferiores, às de betões correntes, i.e., com dosagens mais elevadas de cimento;
- Existe uma elevada influência dos agregados reciclados de RCD, e das respetivas dosagens, na redução de resistência à compressão dos LCRAC, em relação à resistência do betão de referência, LCC; a perda de resistência do LCRAC_A (78% de substituição por RAC) é superior à do LCRAC_C (54% de substituição por RAC), facto que pode ser explicado pela presença de maior percentagem de RAC nas frações grossas e finas do conjunto dos agregados;
- A evolução da resistência à compressão dos LCRAC enquadra-se no padrão de endurecimento proposto pelo EC2, ao contrário do CC e do LCC, os quais apresentam uma evolução, em idades jovens, respetivamente mais e menos acentuada;
- Os valores médios da resistência à compressão dos LCRAC são coerentes com a previsão do modelo proposto, com exceção do LCRAC_B, com um resultado inferior à previsão, em cerca de 12%;
- Os LCRAC apresentam decréscimo de resistência à tração em relação ao LCC de referência, registando-se, em média, um desvio inferior a 23%, para os valores obtidos por compressão diametral, e a 24%, para os valores obtidos por flexão. A relação entre os valores médios da resistência à tração por compressão diametral e da resistência à compressão dos LCRAC varia entre 6% e 10%, para o caso dos valores obtidos por compressão diametral, e entre 10% e 16%, para os valores medidos por flexão;

- O aumento da taxa de incorporação dos agregados reciclados, bem como da relação A/L, resulta em betões com módulo de elasticidade inferior ao do betão de referência, LCC, devido à redução da rigidez dos RAC, podendo a diferença atingir 48%;
- O módulo de elasticidade não depende apenas da resistência à compressão do betão, mas também da massa volúmica do mesmo e ainda da granulometria dos RAC incorporados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação Calouste Gulbenkian, pela Bolsa de Doutoramento, com a referência SBG35-2016, ao ISEC, por disponibilizar os meios necessários à realização do presente estudo, e às empresas RCD- Resíduos de Construção e Demolição SA, Secil SA, Omya, Iberobritas, Argilis e BASF, pela oferta dos seus produtos.

REFERÊNCIAS

[1] Fennis, S. (2011). Design of ecological concrete by particle packing optimization.

[2] Fennis, S. [et al.] (2009). The use of particle packing models to design ecological concrete, Heron, vol. 54, no. 2, pp. 183–202.

[3] Proske, T. [et al.] (2014). Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice. Constr Build Mater.

[4] Costa, H. [et al.] (2016). Desempenho mecânico de betões com baixa dosagem de cimento. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2016.

[5] Lourenço, J. [et al.] (2004). Maranha, Betões de agregados leves de argila expandida. Lisboa: APEB.

[6] Costa, H. (2008). Composição e caracterização mecânica de betões estruturais de agregados leves. Tese de Mestrado, FCTUC, Coimbra.

[7] Costa, H. (2012) Betões Estruturais de agregados leves. Aplicações em prefabricação e reforço de estruturas. Tese de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.

[8] NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ.

[9] Brito, J. (2017). Aplicação do Eurocódigo a betões com agregados reciclados. *Seminário Betões Eco Eficientes* . Lisboa.

[10] NP EN 12390 -3. 2009, Ensaios do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes. IPQ.

[11] E 397. 1993. Betões - Determinação do módulo de elasticidade em compressão. LNEC.

[12] NP EN 12390 -5. 2009. Ensaios do betão endurecido, Parte 5: Resistência à flexão de provetes. IPQ.

[13] NP EN 12390-6. 2003. Ensaios de betão endurecido - Parte 6: Resistencia à tração por compressão dos provetes. IPQ.

[14] Santos, S. [et al.] (2018). Comportamento mecânico de betão auto-compactável produzido com agregados reciclados provenientes da indústria de pré-fabricação. HAC2018 - V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactable y Hormigones Especiales.

Avaliação da durabilidade de betões auto-compactáveis produzidos com agregados reciclados provenientes da indústria de pré-fabricação


Sara Santos[1]


Pedro Silva[2]


Jorge de Brito[3]

RESUMO

Este artigo apresenta os resultados de uma campanha experimental desenvolvida com o objectivo de avaliar a influência, nas propriedades de durabilidade de betão auto-compactável, da incorporação de agregados reciclados finos (AFR) e grossos (AGR), obtidos a partir de elementos pré-fabricados triturados. O principal objectivo desta investigação foi o de proporcionar à indústria de pré-fabricação uma forma inovadora de eliminação e recuperação de resíduos autogerados, minimizando o consumo de recursos naturais e, consequentemente, reduzindo significativamente o impacte ambiental associado à produção de betão.

Nesse sentido, foram produzidas duas famílias de betão, correspondentes a duas classes de resistência à compressão do betão de origem dos agregados reciclados (45 MPa e 65 MPa), com as seguintes proporções de incorporação por família (AFR / AGR%): 0/0 %; 25/25%; 50/50%; 0/100%; 100/0%. Para avaliar a durabilidade do betão auto-compactável produzido, foram realizados os seguintes ensaios no estado endurecido: absorção de água por imersão e capilaridade; resistência à penetração de cloretos e resistência à carbonatação.

Os resultados mostram que as misturas de betão com incorporação de agregados reciclados apresentaram um pior desempenho do que as misturas de referência. No entanto, tendo em consideração todas as propriedades estudadas, é possível concluir que agregados reciclados a partir de elementos de betão pré-fabricado são de muito boa qualidade e podem ser incorporados na produção de betão auto-compactável. É ainda enfatizado o potencial demonstrado pelo uso conjunto de agregados finos e grossos reciclados.

Palavras-chave: betão auto-compactável; agregados reciclados finos; agregados reciclados grossos; durabilidade.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. sara.a.santos@tecnico.ulisboa.pt
[2]CERIS, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, IPL, ADEC, Lisboa. Portugal silvapm@dec.isel.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jb@civil.ist.utl.pt

1. INTRODUÇÃO

A exploração dos recursos naturais do Planeta é fundamental para a sobrevivência do ser humano. No entanto, o aumento da população, o desenvolvimento tecnológico, a industrialização e o desejo de melhoria da qualidade de vida levaram à exploração destes recursos de uma forma excessiva. Apesar de serem aparentemente muito abundantes, estes materiais são limitados e, se consumidos de forma abusiva como se tem vindo a verificar ao longo dos anos, irão eventualmente esgotar-se.

A indústria da Construção consome mais matérias-primas do que qualquer outra actividade económica a nível mundial (aproximadamente 3000 Mt/ano, quase 50% em massa), revelando-se um sector com problemas a nível da sustentabilidade [1]. Este sector de actividade tem grande responsabilidade no que respeita ao impacte ambiental negativo que provoca, não apenas na sua fase de operação (utilização dos edifícios) mas considerando também a fase de obra (construção propriamente dita). De entre os vários impactes, salienta-se os seguintes: produção de resíduos, consumo de energia, emissões de CO_2 e consumo de recursos naturais. De acordo com a "Agenda 21 para a Construção Sustentável" [2], são consumidos durante a fase de construção cerca de 50% dos recursos naturais, produzidos mais de 50% dos resíduos, consumida mais de 40% da energia (média de consumo nos países industrializados - em Portugal, este valor ronda 20%) e produzidas cerca de 30% das emissões de CO_2.

O consumo de recursos naturais, principalmente de agregados naturais, bem como a produção de resíduos de construção e demolição (RCD), têm vindo a crescer nas últimas décadas. Em Portugal, a reciclagem de RCD está ainda pouco desenvolvida, tendo sido publicada a primeira legislação para regular a produção e gestão de RCD apenas em 2008. Segundo a QUERCUS [3], em 2007, cerca de 95% dos RCD gerados tiveram como destino final o depósito em aterro ou foram recolhidos por empresas não licenciadas com destino final em depósitos ilegais, dando origem a vazadouros de outro tipo de resíduos (orgânicos, plásticos, vidro, madeira, etc.), constituindo um problema de saúde pública, degradação da paisagem e contaminação.

A indústria da pré-fabricação é um ramo da Construção em franca expansão a nível mundial, uma vez que permite uma aceleração dos processos construtivos, garantindo níveis de qualidade superiores nos elementos executados, tanto em termos da qualidade dos materiais empregues, como da fiabilidade das peças produzidas. O rigoroso controlo de qualidade desta indústria leva a significativas quantidades de elementos de betão rejeitados e, consequentemente, a elevados desperdícios. Estas peças possuem um grande potencial de reciclagem, dada a qualidade do betão empregue. Ao envolver um elevado consumo de materiais, esta indústria contribui também para a produção de um volume significativo de resíduos que se estima em cerca de 2,5% da produção total, no caso de Portugal aproximadamente 4 milhões m^3, segundo a CPCI [4]. Aos problemas ambientais que tais resíduos acarretam acrescem os custos com o transporte e depósito a vazadouro, bem como a logística para armazenamento ou tratamento desses mesmos resíduos [5]. O sector da Construção é potencialmente um grande consumidor de resíduos provenientes de outras indústrias. Resíduos como a escória granulada de alto-forno e a cinza volante são incorporados frequentemente como adições na formulação de betões. A utilização de agregados reciclados, nomeadamente provenientes de resíduos da indústria de pré-fabricação, perfila-se como uma solução interessante e de elevado potencial para o fabrico de novos betões. Permite não só resolver os problemas relacionados com o armazenamento, transporte e depósito a vazadouro das peças pré-fabricadas rejeitadas, como contribuir para a sustentabilidade do meio ambiente ao valorizar os referidos resíduos e, consequentemente, reduzir a extracção de matérias-primas, preservando os recursos naturais limitados [5]. Os betões pré-fabricados possuem, habitualmente, elevada resistência mecânica e baixa porosidade, comparativamente aos betões correntes, o que potencia a reutilização dos seus resíduos como agregados no fabrico de novos betões. Para além disto, os resíduos originados pelos elementos de betão pré-fabricados não possuem qualquer tipo de contaminantes, ao contrário dos RCD.

Deste modo, com os resultados obtidos nesta investigação, poder-se-á comprovar a possibilidade de utilização de taxas de substituição dos agregados superiores às previstas nos regulamentos existentes, desde que seja demonstrada a qualidade dos agregados reciclados (AR). Pretende-se que a investigação possa contribuir para uma utilização mais abrangente dos AR, resultando numa diminuição dos impactes ambientais associados à prática construtiva.

2. MATERIAIS UTILIZADOS E PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

2.1 Materiais utilizados

Os materiais utilizados neste trabalho foram seleccionados tendo em consideração o betão em análise (BAC). Desse modo, foram utilizados os seguintes materiais: cimento segundo a NP EN 197-1 (CEM tipo I-42,5 R, com massa volúmica de 3140 kg/m^3); duas adições: cinzas volantes (CV) segundo as normas NP EN 450-1 e NP EN 450-2, com massa volúmica de 2300 kg/m^3 e fíler calcário (FC) segundo a especificação LNEC E 466, com massa volúmica de 2720 kg/m^3; duas britas calcárias segundo a NP EN 12620, brita 1, com massa volúmica de 2640 kg/m^3, D_{max} de 11,2 mm e absorção de água de 1,60%, e brita 2 com massa volúmica de 2690 kg/m^3, D_{max} de 22,4 mm e absorção de água de 0,80%; duas areias siliciosas segundo a NP EN 12620, areia grossa (0/4) com massa volúmica de 2670 kg/m^3, módulo de finura de 3,28 e absorção de água de 0,40% e areia fina (0/2) com massa volúmica de 2670 kg/m^3, módulo de finura de 2,04 e absorção de água de 0,40%; os AR são provenientes da trituração de elementos de betão pré-fabricado com duas classes de resistência (45 e 65 MPa): AGR 65, com massa volúmica de 2490 kg/m^3 e uma absorção de água de 2,20%; AGR 45, com massa volúmica de 2600 kg/m^3 e uma absorção de água de 1,80%, AFR 65 com massa volúmica de 2450 kg/m^3 e absorção de água de 7,50% e um AFR 45 com massa volúmica de 2560 kg/m^3 e uma absorção de água de 5,00%; superplastificante de elevado desempenho, forte redutor de água, segundo as NP EN 934-1 e NP EN 934-2 (uma combinação de policarboxilatos modificados, em solução aquosa com massa volúmica de 1070 kg/m^3); água da rede pública segundo a NP EN 1008.

2.2 Quantidades de amassadura

Com o objectivo de abranger as diferentes variações de quantidades de amassadura e respectiva avaliação das misturas PF 45 e PF 65, foram produzidas 10 amassaduras de BAC de acordo com a NP EN 206-9, que são apresentadas no Quadro 1. As quantidades de amassadura utilizadas foram obtidas segundo o método apresentado por Nepomuceno e Oliveira [6] e por Nepomuceno et al. [7], já utilizado em diversas publicações [8, 9, 10].

2.3 Descrição dos ensaios e preparação dos provetes

O procedimento de ensaio utilizado para a determinação da absorção de água por capilaridade foi o apresentado na especificação LNEC E 393. Este ensaio foi realizado aos 28 e 91 dias para todas as misturas. Para esse efeito, foram utilizados provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, de onde foram cortados três provetes com ϕ 150 x 100 mm (foram utilizados 3 por cada referência e idade de ensaio). Após o tempo adequado de cura húmida (20±2 ºC e HR $\geqslant$ 95%), os provetes cortados foram acondicionados numa estufa a uma temperatura de 40 ± 5 ºC durante 14 dias até à data de ensaio. Posteriormente, os provetes foram colocados num tabuleiro, devidamente apoiados e com a superfície sujeita ao corte para baixo. O tabuleiro foi cheio com água até atingir um nível de 5 ± 1 mm acima da face inferior do provete. O nível foi mantido constante ao longo do ensaio. A massa do provete foi medida após 0, 3, 6, 24 e 72 horas, sendo que as 0 horas corresponderam ao momento imediatamente anterior ao do provete entrar em contacto com a água.

O procedimento de ensaio utilizado para a determinação da absorção de água por imersão foi o apresentado na especificação LNEC E 394. Este ensaio foi realizado aos 28 e 91 dias para todas as misturas. Para esse efeito, foram utilizados provetes cúbicos com 100 mm de aresta (foram utilizados 3 por cada referência e idade de ensaio). Colocaram-se os provetes num recipiente com água, imergindo progressivamente 1/3 da sua altura em intervalos de uma hora: instante do início do ensaio – adicionou-se água até 1/3 da altura; ao fim de uma hora – adicionou-se água até 2/3 da altura; ao fim de duas horas – adicionou-se água até que se situe 25 $\pm$ 5 mm acima do topo dos provetes. Avaliou-se a massa do provete saturado ao ar (m_1) e a massa hidrostática (m_2). Até que o provete se apresenta-se saturado (quando a diferença entre as massas obtidas em duas pesagens consecutivas, intervaladas de, pelo menos, 24 h, for inferior a 0,1% da média das duas leituras), altura em que se colocou o provete

na estufa a 105 ± 5 ºC para secagem até massa constante (m_3). A absorção de água por imersão (em %) foi calculada através da expressão (1):

$$A_i = \frac{m_1 - m_3}{m_1 - m_2} \times 100 \quad (1)$$

Quadro 1. Quantidades de amassadura e síntese das propriedades básicas

Quantidades de amassadura [kg/m³]		*PF 45*					*PF 65*				
		100% AN	*25% AR*	*50% AR*	*100% AGR*	*100% AFR*	*100% AN*	*25% AR*	*50% AR*	*100% AGR*	*100% AFR*
CEM I 42.5 R				270					437		
Cinzas volantes				247					148		
Fíler calcário				59					29		
Superplastificante				3					4		
Água				187					188		
Areia 0/2 (AFN)		350	262	175	350	---	348	261	174	348	---
Areia 0/4 (AFN)		348	261	174	348	---	347	260	173	347	---
AFR		---	167	333	---	667	---	156	312	---	624
Brita 1		389	292	195	---	389	389	292	195	---	389
Brita 2		398	299	199	---	398	398	299	199	---	398
AGR		---	193	385	770	---	---	184	369	737	---
W/C				0,69					0,43		
W/MC				0,36					0,32		
W/MF				0,32					0,31		
Síntese das propriedades básicas no estado fresco											
Espalhamento (SF)	[mm]	733	690	688	698	685	765	760	700	718	683
T500	[s]	2,5	2,5	2,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,5	3,0	2,5
Funil V (T)	[s]	7,5	9,0	8,0	7,0	7,0	9,0	9,0	8,0	9,0	11,0
Caixa-L (PL)	[-]	0,80	0,80	0,80	0,83	0,80	0,81	0,84	0,90	0,80	0,80
Síntese das propriedades básicas no estado endurecido – Comportamento mecânico											
$f_{cm,c,7d}$	[MPa]	28,6	26,5	26,3	24,8	20,6	65,7	61,6	59,8	59,2	56,4
$f_{cm,c,28d}$	[MPa]	42,9	38,9	37,0	34,0	29,1	78,7	77,6	75,6	74,2	69,3
$f_{cm,c,91d}$	[MPa]	48,5	46,6	44,7	44,3	39,3	89,1	87,7	87,0	84,6	78,6

O procedimento de ensaio utilizado para a determinação do coeficiente de difusão dos cloretos foi o apresentado na especificação LNEC E 463. Para esse efeito, foram utilizados provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, de onde se cortou 3 provetes com ϕ100 x 50 mm (anulando aproximadamente 20 a 25 mm de cada extremidade - foram utilizados 3 por cada referência e idade de ensaio). Após o tempo de cura húmida adequado (a 20 ºC ± 2 ºC e HR $\geqslant$ 90%), os provetes cortados foram precondicionados em vácuo e imersos numa solução saturada de hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) em água destilada. Posteriormente, os provetes ϕ100 x 50 mm foram acoplados a uma manga de borracha de modo a conter a solução anódica, sem cloretos, de hidróxido de sódio em água destilada (NaOH 0,3N). A manga, com o provete devidamente selado foi inserida na solução catódica de cloreto de sódio (solução a 10% em massa de NaCl em água da torneira). Seguidamente, através das placas de aço inox situadas entre os topos dos provetes aplicou-se um potencial eléctrico (de acordo com o especificado no *ponto 6.4.4* da especificação LNEC E 463) que forçou, por migração, o transporte dos iões cloretos através do provete. Após determinado período de ensaio, partiu-se o provete, comprimindo-o diametralmente e pulverizou-se as secções rectangulares obtidas com uma solução de nitrato de prata ($AgNO_3$ 0,1 N). A partir do precipitado branco visível de cloreto de prata, mediu-se a profundidade de penetração. Com base na medição da profundidade de penetração realizada bem como de outros parâmetros, foi possível calcular o coeficiente de difusão de cloretos (D_{nssm}) em regime não estacionário.

A resistência à carbonatação foi determinada de acordo com a especificação LNEC E 391. Por cada referência de BAC, foi ensaiada uma amostra com 100 mm de diâmetro e aproximadamente 50 mm de espessura, em cada uma das quatro idades (14, 21 49, 70 e 91 dias de exposição em câmara de CO_2). Todos os provetes ensaiados foram sujeitos a um processo de cura húmida por imersão em água a 20 ± 2 ºC até 14 dias antes do início do ensaio, isto é, entrada na câmara de carbonatação. Nessa data (14 dias), procedeu-se ao seccionamento dos provetes (~ ϕ100 x 50 mm) e à protecção dos topos com um revestimento isolante de resina acrílica, com excelente resistência à exposição ambiental. Posteriormente, os provetes foram condicionados a 20 ± 2 ºC e 50% de HR, até à entrada na camara de carbonatação (28 dias). Nessa data, os provetes foram colocados numa câmara com 5 ± 1% de CO_2, 60±5% de HR e uma temperatura de 23 ± 3 ºC. Decorridos os dias de exposição nas referidas condições, os provetes foram retirados da câmara, seccionados e, através de um método colorimétrico (com fenolftaleína a 0,1%), foi identificada e medida a profundidade de carbonatação.

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Absorção de água por imersão

Nas Figuras 1 e 2, são apresentados os resultados obtidos, para ambas as famílias de BAC. Optou-se por não apresentar tanto os desvios padrão como os coeficientes de variação dado que os mesmos apresentaram valores aceitáveis, mostrando uma dispersão muito reduzida. Verifica-se que o BAC com 100% AFR registou maior absorção de água por imersão. Na família PF 65, a variação, em relação ao BAC de referência, foi aproximadamente igual a 42%, em todas as idades. Na família PF 45, registou-se variações de 18, 25 e 28%, aos 28, 91 e 182 dias, respectivamente.

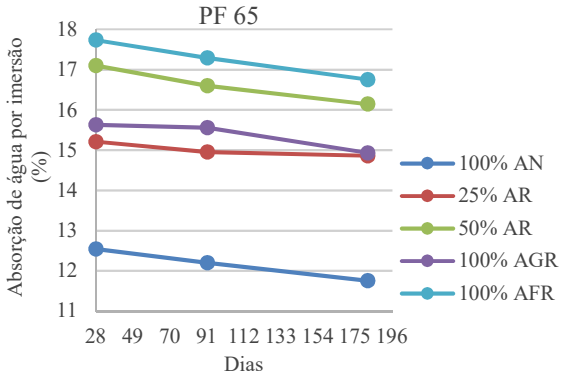


Figura 1 - Absorção de água por imersão aos 28, 91 e 182 dias (PF 65)

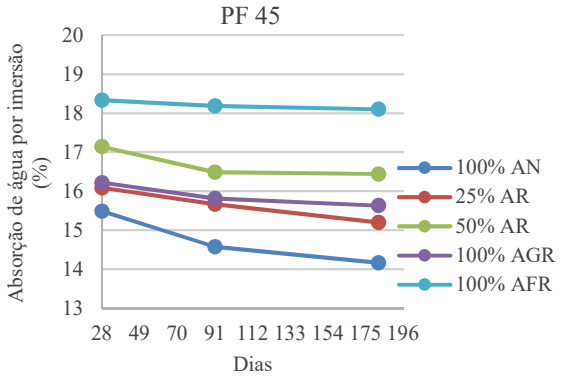


Figura 2 - Absorção de água por imersão aos 28, 91 e 182 dias (PF 45)

A reduzida variação desta propriedade leva a concluir que os poros abertos, acessíveis ao exterior e responsáveis pela absorção de água por imersão, não sofrem grande alteração com a idade do betão. Constata-se ainda que os BAC com 100% AGR (substituição por AR apenas ao nível dos grossos) apresentam menores valores de absorção do que os BAC com 50% AR (substituição ao nível dos finos e grossos), o que se deve ao facto de os AGR possuírem valores de absorção de água muito inferiores aos AFR, que são condicionantes nesta propriedade.

Grdic et al. [11] verificaram um aumento de cerca de 67% na amassadura com 100% de AGR. Os autores justificaram esta tendência pela maior absorção do agregado reciclado relativamente ao agregado natural e pelo aumento gradual da relação a/c das amassaduras produzidas (0,41 para o BAC com 100% AN e 0,45 para o BAC com 100% AGR). Gómez-Soberón [12] refere que a presença de argamassa antiga aderida aos AR é responsável pela maior porosidade e absorção dos agregados reciclados, o que condiciona significativamente a porosidade aberta dos betões com AR.

3.2 Absorção de água por capilaridade

Nas Figuras 3 e 4, são apresentados os resultados obtidos, para ambas as famílias de BAC. Optou-se por apresentar graficamente apenas os resultados obtidos aos 28 dias, uma vez que as tendências observadas aos 28, 91 e 182 dias foram muito semelhantes. Optou-se ainda por não apresentar tanto os desvios padrão como os coeficientes de variação dado que os mesmos apresentaram valores aceitáveis, indicando uma reduzida variabilidade de todas as amostragens. Analisando as Figuras 3 e 4, verifica-se que a absorção de água por capilaridade ocorre de forma mais intensa nas primeiras horas (maior declive do primeiro troço dos gráficos), como esperado.

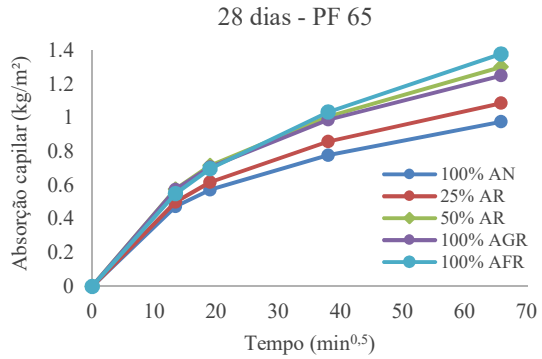


Figura 3 - Absorção de água por capilaridade aos 28 dias (PF 65)

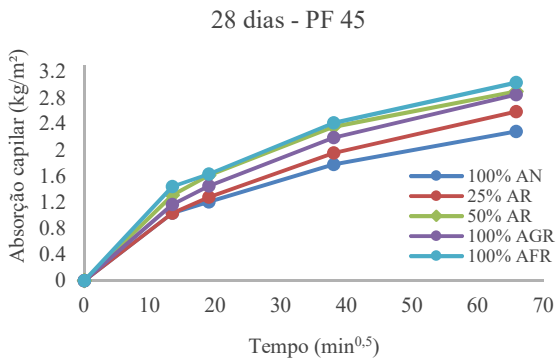


Figura 4 - Absorção de água por capilaridade aos 28 dias (PF 45)

Da análise dos resultados obtidos verifica-se que ocorre uma diminuição da absorção de água por capilaridade com a idade do betão, o que é explicado pela diminuição dos poros capilares. A introdução de cinzas volantes do betão provoca um aumento da dimensão média dos poros nas idades mais jovens; no entanto, para idades mais avançadas, existe uma tendência de diminuição do volume dos poros, reduzindo a possibilidade de penetração. Verifica-se que o BAC com 100% AFR registou maior absorção de água por capilaridade. A variação em relação ao BAC de referência, aos 28 dias, foi de 41% na família PF 65 e 33% na família PF 45. Modani e Mohitkar [13] verificaram a mesma tendência, obtendo um aumento de 41% para a amassadura com 100% AGR (28 dias). Os resultados podem ser explicados pela maior porosidade dos AR em comparação com os AN, devido à argamassa antiga aderida aos primeiros. Wirquin et al. [14] referem que a presença de AR no betão é responsável pela formação de mais e maiores poros capilares. Constata-se ainda que, à semelhança do que ocorreu no ensaio de absorção de água por imersão, o BAC com 100% AGR apresenta menores valores de absorção do que o BAC com 50% AR, o que se deve ao facto de os AGR possuírem valores de absorção de água muito inferiores aos AFR, que são condicionantes nesta propriedade.

As Figuras 5 e 6 mostram a relação entre a absorção de água por capilaridade e a absorção por imersão e resistência à compressão, respectivamente. Optou-se por apresentar graficamente apenas os resultados obtidos na família PF 45. Verifica-se a existência de uma forte correlação entre a absorção de água por capilaridade e a resistência do betão à compressão, que variam inversamente: a absorção de água por capilaridade aumenta com a diminuição da qualidade do betão (traduzida pela redução da resistência à compressão).

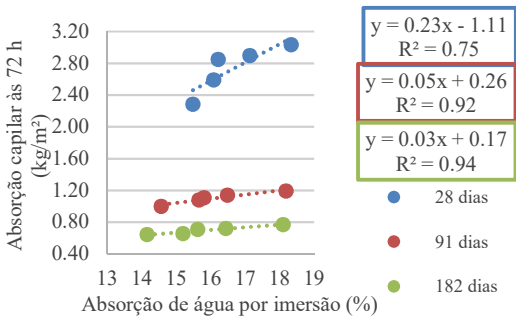


Figura 5 - Relação entre a absorção por imersão e capilar (72 horas) aos 28, 91 e 182 dias (PF 45)

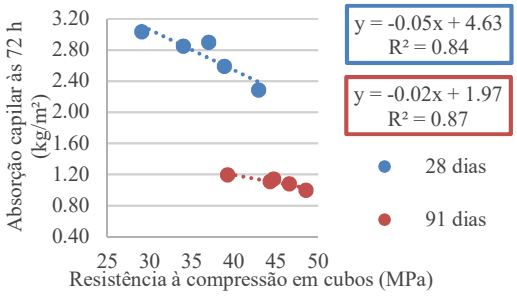


Figura 6 - Relação entre a absorção capilar (72 horas) e a resistência à compressão aos 28 e 91 dias (PF 45)

3.3 Penetração de cloretos

Nas Figuras 7 e 8, são apresentados os resultados obtidos, para ambas as famílias de BAC. Optou-se por não apresentar tanto os desvios padrão como os coeficientes de variação dado que, a respeito da variabilidade dos resultados dos ensaios, os mesmos exibem valores perfeitamente aceitáveis, independentemente do tipo de mistura e da idade de ensaio. Através da análise das Figuras 7 e 8, verifica-se que a resistência à penetração de cloretos aumenta com a idade do betão e diminui com a incorporação de AFR. A maior penetração de iões cloreto ocorre nas amassaduras com 100% AFR, com um aumento de 69% (PF 65) e 42% (PF 45) em relação ao BAC de referência, aos 28 dias. Tal é explicado pela pior qualidade da pasta do BAC (devido à substituição de areia por AFR), uma vez que o transporte de iões é feito preferencialmente nesse meio.

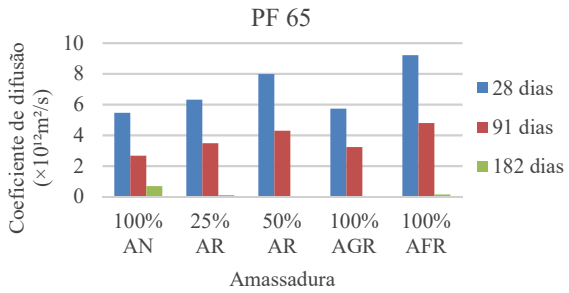


Figura 7 - Coeficiente de difusão de cloretos aos 28, 91 e 182 dias (PF 65)

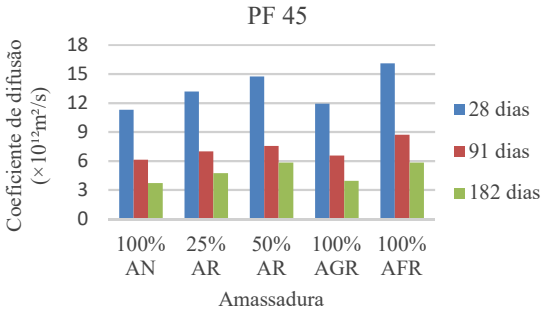


Figura 8 - Coeficiente de difusão de cloretos aos 28, 91 e 182 dias (PF 45)

Tuyan et al. [15] verificaram a mesma tendência no seu estudo, em que a resistência à penetração de iões cloreto diminuiu com o teor de AGR, ou seja, a penetração de iões cloreto aumentou com a percentagem de AGR. Tal é justificado pelos autores com a maior porosidade dos AGR em comparação com os AGN. Através das Figuras 9 e 10, é possível observar a existência de correlação entre a penetração de cloretos e a absorção de água por imersão e por capilaridade (apresenta-se as relações apenas para a família PF 45).

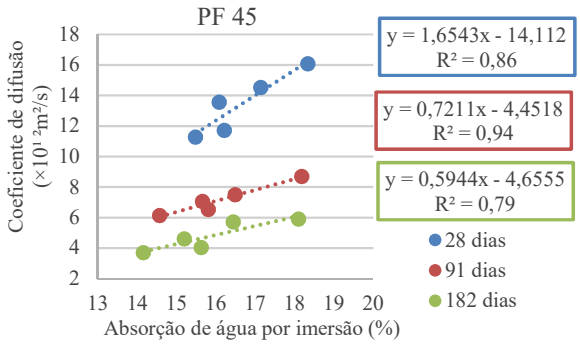


Figura 9 - Relação entre a resistência à penetração de cloretos e a absorção de água por imersão aos 28, 91 e 182 dias (PF 45)

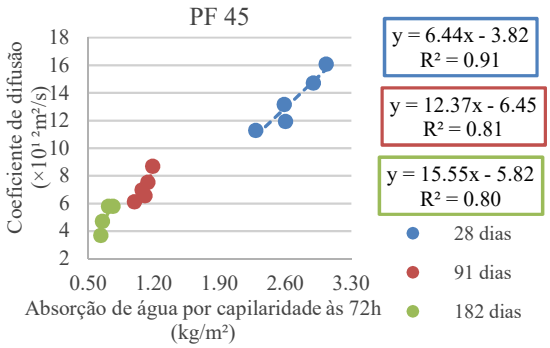


Figura 10 - Relação entre a resistência à penetração de cloretos e a absorção de água por capilaridade aos 28, 91 e 182 dias (PF 45)

3.4 Carbonatação acelerada

Nas Figuras 11 e 12, são apresentados os resultados obtidos, para ambas as famílias de BAC. Optou-se por não apresentar tanto os desvios padrão como os coeficientes de variação dado que, os valores de dispersão dos resultados analisados podem ser considerados aceitáveis, tendo em consideração a grandeza em análise. Verifica-se que, nos BAC da família PF 65, a carbonatação nas primeiras idades (7 e 28 dias) é praticamente inexistente (valores até 1 mm) em todas as amassaduras. Aos 91 dias, a máxima profundidade de carbonatação, correspondente à amassadura 100% AFR, é inferior a 3 mm, não ultrapassando 9 mm aos 182 dias. As reduzidas profundidades de carbonatação são justificadas

pela reduzida relação a/c (0,43). Siddique [16] apresenta profundidades de carbonatação inferiores a 2 mm, para 90 dias de exposição ao dióxido de carbono, em misturas de BAC (sem AR) com uma relação a/c de 0,44. Na família PF 45, ocorrem profundidades de carbonatação mais elevadas dada a sua maior relação a/c (0,69).

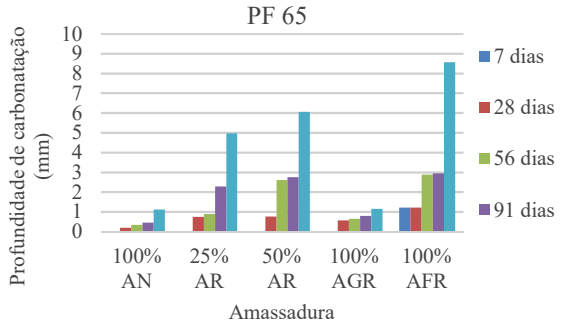


Figura 11 - Profundidade de carbonatação aos 7, 28, 56, 91 e 182 dias (PF 65)

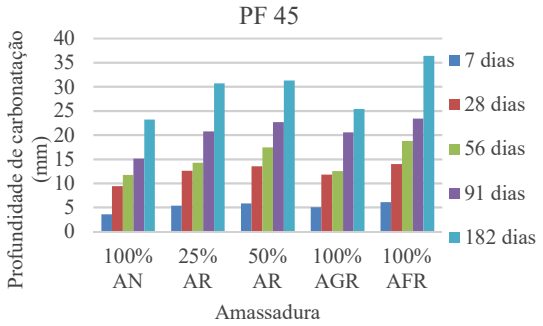


Figura 12 - Profundidade de carbonatação aos 7, 28, 56, 91 e 182 dias (PF 45)

Os valores da profundidade de carbonatação tendem a aumentar com o aumento da taxa de substituição de AN por AR ao nível dos finos. As amassaduras com 100% AGR (substituição apenas ao nível dos grossos) apresentam profundidades de carbonatação inferiores às das amassaduras com 25% AR (substituição ao nível dos finos e grossos), pelo que se conclui que a alteração da pasta é mais relevante para a propagação da carbonatação no interior do betão do que a alteração do agregado. Esta situação era expectável, uma vez que a absorção de água (por imersão e por capilaridade) apresentou uma tendência idêntica. Para os BAC com 100% AFR, a profundidade de carbonatação aumentou 560% (PF 65) e 55% (PF 45) aos 91 dias. Uma justificação para a maior profundidade de carbonatação nos BAC com AR está relacionada com a maior porosidade destes betões, onde se verifica que o volume total e o diâmetro médio dos poros aumentam com a incorporação de AR [17].

No Quadro 2, apresenta-se os valores dos coeficientes de carbonatação. Como seria expectável, a maior variação em relação ao BAC de referência foi verificada nas amassaduras 100% AFR (667% para a família PF 65 e 56% para a família PF 45).

Quadro 2 - Coeficientes de carbonatação (PF 45 e PF 65)

	Amassadura	*Coeficiente de carbonatação* ($mm/dia^{0,5}$)	R^2	$\Delta_{100\%\,AN}$ *(%)*
PF 65	100% AN	0,063	0,78	0
	25% AR	0,273	0,73	337
	50% AR	0,361	0,81	477
	100% AGR	0,085	0,91	36
	100% AFR	0,480	0,75	667
PF 45	100% AN	1,659	0,99	0
	25% AR	2,196	0,98	32
	50% AR	2,351	0,99	42
	100% AGR	1,946	0,96	17
	100% AFR	2,595	0,99	56

É possível constatar uma relação linear entre a carbonatação e as propriedades de absorção de água por imersão (Figura 13) e por capilaridade (Figura 14), dados os valores dos coeficientes de determinação (R^2 = 0,87 e R^2 = 0,90, respectivamente). São apresentados os resultados apenas para a família PF 45.

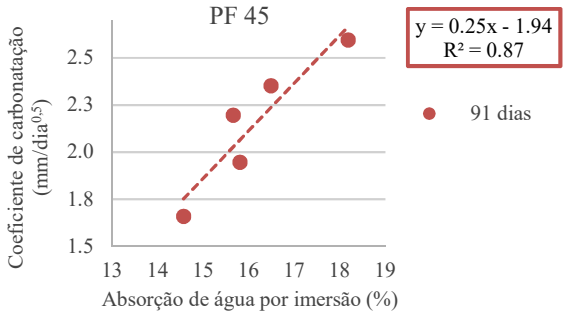


Figura 13 - Relação entre o coeficiente de carbonatação e a absorção de água por imersão aos 91 dias (PF 45)

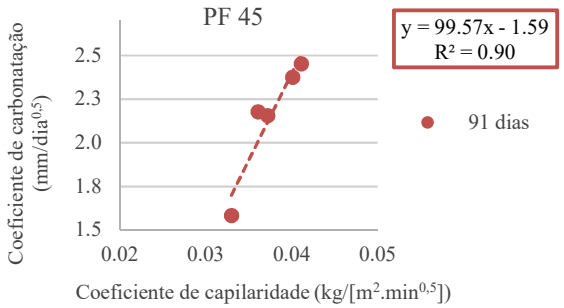


Figura 14 - Relação entre os coeficientes de carbonatação e de capilaridade aos 91 dias (PF 45)

4. CONCLUSÕES

Para avaliar a durabilidade dos BAC produzidos, foram realizados ensaios de absorção de água por imersão e por capilaridade, difusão de cloretos e carbonatação.

No que respeita à absorção de água por imersão e capilaridade, verificou-se uma diminuição de desempenho nestas propriedades devido à introdução de AFR no betão, devido à maior porosidade do betão provocada pela argamassa antiga aderida aos AR. Os BAC com 100% AGR apresentaram melhor desempenho do que os com 50% AR, o que se deve ao facto de os AGR possuírem valores de absorção de água muito inferiores aos dos AFR. Verifica-se que o aumento da taxa de substituição de AN por AR faz aumentar a penetração de iões cloreto, o que é explicado pela degradação da qualidade da pasta do BAC (devido à substituição de areia por AFR), uma vez que o transporte de iões é feito preferencialmente nessa zona, o que explica que as amassaduras com 100% AGR registem o melhor desempenho dos BAC com AR, uma vez que não se efectua substituição de AN por AR ao nível da pasta. A profundidade de carbonatação aumenta com a substituição de AFN por AFR, pelo que se conclui que a alteração da pasta condiciona esta propriedade. Apesar das elevadas variações em relação ao BAC de referência, verificou-se que a profundidade de carbonatação é inferior a 3 mm e 24 mm, respectivamente, para as famílias PF 65 e PF 45, aos 91 dias.

Finalmente, são apresentadas as seguintes conclusões gerais, baseadas nos resultados da campanha experimental efectuada:

- os agregados utilizados, provenientes de peças de betão da indústria de pré-fabricação, são de excelente qualidade, sendo o seu desempenho superior ao reportado em grande parte das investigações consultadas, relativamente às suas diversas propriedades;
- em termos gerais, tendo em conta toda as propriedades estudadas, os AR provenientes de elementos de betão pré-fabricados são passíveis de serem incorporados no fabrico de BAC, recomendando-se as taxas de 25% AR e 100% AGR como limites;
- desta forma, considera-se que poderia existir um aumento das taxas limite de incorporação deste tipo de agregados contempladas nos regulamentos existentes, desde que comprovada a sua qualidade (como é o caso dos agregados provenientes de elementos de betão pré-fabricados).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento do projecto de investigação científica "*Betão com agregados reciclados de elevado desempenho para a indústria da pré-fabricação* (EXCELlentSUStainableCONcrete)". Agradece-se de igual modo o apoio do centro de investigação CERIS.

REFERÊNCIAS

[1] Pacheco Torgal F., Jalali S. (2010). A sustentabilidade dos materiais de construção. TecMinho.

[2] CIB (1999). Agenda 21 - on sustainable construction.

[3] QUERCUS (2007). página da internet: http://www.quercus.pt/comunicados/2007/abril/1526-entulhos-quercus-apresenta-uma-solucao-para-a-reutilizacao-e-reciclagem-destes-residuos. visitada em 21/12/2014.

[4] CPCI (2012). Production of Precast Concrete- Precast & Sustainability.

[5] Rosa A. O., Brito J. de, Silva P. R. (2012). Betão auto-compactável com agregados reciclados provenientes da pré-fabricação. 4º Congresso Nacional Construção 2012. Universidade de Coimbra, Portugal, CD-ROM.

[6] Nepomuceno M.; Oliveira L. (2008). Parameters for self-compacting concrete mortar phase, ACI Materials Journal, SP-253, July, pp. 323-340.

[7] Nepomuceno, M., Oliveira, L. and Lopes, S. M. R. (2012). Methodology for mix design of the mortar phase of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders. Construction and Building Materials, 26, pp. 317-326.

[8] Silva P. R. and de Brito J. (2015). Fresh-state properties of self-compacting mortar and concrete with combined use of limestone filler and fly ash. Materials Research, Ibero-American Journal of Materials, Vol. 18, pp. 1097-1108.

[9] Silva P. M., de Brito J. and Costa, J. M. (2011). Viability of two new mixture design methodologies for Self-Consolidating Concrete SCC. ACI Materials Journal, American Concrete Institute Vol. 108, No. 6, pp. 579-588.

[10] Bogas J., Gomes A. and M. Pereira (2012). Self-compacting lightweight concrete produced with expanded clay aggregate. Construction and Building Materials 35, pp. 1013-1022.

[11] Grdic, Z. J., Toplicic-Curcic, G. a., Despotovic, I. M., Ristic, N. S. (2010). Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate. Construction and Building Materials. Vol. 24, pp. 1129–1133.

[12] Gómez-Soberón J. (2002). Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate: an experimental study. Cement and *Concrete* Research, Vol. 32, N.º 8, pp. 1301–11.

[13] Modani, P. O., Mohitkar, V. M. (2014). Self-compacting concrete with recycled aggregate: A solution for sustainable development. International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 4, Nº 3, pp. 430–440.

[14] Wirquin, E., Hadjieva-Zaharieva, R., Buyle-Bodin, F. (2000). Use of water absorption by concrete as a criterion of the durability of concrete - Application to recycled aggregate concrete. Materials and Structures, Vol. 33, N.º 6, pp.403–408.

[15] Tuyan, M., Mardani-Aghabaglou, A., Ramyar, K. (2014). Freeze–thaw resistance, mechanical and transport properties of self-consolidating concrete incorporating coarse recycled concrete aggregate. Materials & Design, Vol. 53, pp. 983–991.

[16] Siddique R. (2011). Properties of self-compacting concrete containing class F fly ash. Materials & Design, Vol. 32, pp. 1501-1507.

[17] Kou, S. C., Poon, C. S. (2006). Compressive strength, pore size distribution and chloride-ion penetration of recycled aggregate concrete incorporating class-F fly ash. Journal of Wuhan University of Technology - Materials Science Editions, Vol. 21, N.º 4, pp. 130-136.

AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA NO CONCRETO COM AGREGADOS GRAÚDOS RECICLADOS CERÂMICOS





Felipe Reis[1] **Paulo Sérgio**[2]

RESUMO

A proposta de utilizar o RCC (resíduo de construção civil) em concretos estruturais visa enobrecer estes materiais, junto a mentalidade sustentável quando poupa a utilização de recursos naturais. Levando em consideração esta proposta, este artigo avalia o comportamento de concretos produzidos com agregados reciclados cerâmicos quanto à probabilidade do início de corrosão nas armaduras dessas estruturas. Para isso realizou-se o ensaio de resistividade em misturas com três relações água/cimento que foram avaliadas nas idades de 28 e 63 dias de cura úmida. Estas mesmas misturas continham substituição do agregado natural pelo agregado reciclado. Buscando analisar melhor o desempenho do concreto produzido com o agregado cerâmico, foram considerados os critérios de avaliação do risco de corrosão propostos pelo CEB (*Comité Euro-International du Béton*) 192 .Os resultados mostram que na utilização de agregados reciclados permite a obtenção de propriedades mecânicas estruturais e sustentáveis, no entanto deve-se estar alerta quanto ao risco de corrosão das peças estruturais em algumas misturas.

Palavras-chave: concreto, resíduo, resistividade, corrosão

1. INTRODUÇÃO

O panorama sócio ambiental contemporâneo vem afirmando cada vez mais a necessidade de se desenvolver soluções para os problemas de falta de sustentabilidade. O avanço natural das sociedades é acompanhado diretamente pelos impactos impostos pelos seres humanos ao meio ambiente de forma cada vez mais intensa. A necessidade de fontes energéticas para suprir a demanda tecnológica e industrial vem crescendo em velocidade surpreendente. Junto a isso, a busca por novos materiais vem sendo constante, tanto para suprir necessidades de melhoria como também para substituir algumas matérias primas que já começam a se esgotar devido à larga utilização.

Quando se fala na inserção de novos materiais na produção de concretos, o interesse por matérias primas enquadradas no conceito de resíduos vem crescendo, mostrando que estes novos materiais possuem potencialidades peculiares capazes de alterar inclusive as propriedades de durabilidade do concreto.

Neste cenário, a indústria da construção civil se destaca como uma das mais importantes para o desenvolvimento econômico e social, embora ainda se posicione como grande geradora de impactos ambientais pelo consumo de recursos naturais ou pela geração de resíduos.

[1]Faculdade Metropolitana da Amazônia, Belém, Pará, Brasil. felipe_jlreis@hotmail.com
[2]Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, Pará, Brasil. paseliso@ufpa.br

A interligação entre os termos sustentabilidade, resíduo, agregado e potencialidade, chama atenção e remete este estudo à indústria que mais produz e despeja resíduos no meio urbano no Brasil: a construção civil. Cerca de 70% a 80% em volume dos resíduos sólidos presentes nos centros urbanos são provenientes dos canteiros de obra (JOHN, 2000) [1], e a tendência, devido ao crescimento do setor imobiliário no Brasil, é que esta porcentagem se mantenha ou até cresça.

Embora tenha impulsionado a geração de emprego e infraestrutura, diretamente proporcional foi o crescimento da taxa de RCC (Resíduos da Construção Civil) produzido. Com isso, tem-se cobrado das empresas de construção civil um desenvolvimento sustentável consciente, e menos agressivo ao meio ambiente. Esta proposta, embora antiga, ainda não tem sua aplicação executada de forma satisfatória, por ser uma questão bastante complexa que requer grandes mudanças culturais ainda não totalmente difundidas nos canteiros de obra.

Dados da ABRELPE (2016) [2] mostram anualmente que ainda é crescente a quantidade de resíduos de construção e demolição no Brasil. No panorama divulgado a respeito dos dados do ano de 2015, a geração de RCC cresceu de 122.262 toneladas para 123.721 toneladas por dia de 2014 para 2015. Fato que exige ainda mais a atenção sobre a destinação adequada desse resíduo.

Esta potencialidade para geração de RCC por parte da indústria da construção civil pode ser explicada por fatores presentes desde as etapas de planejamento até sua utilização e capacidade de durabilidade das obras. Azevedo et al. (2006) divide as fases do ciclo de vida de uma determinada obra em: Construção, manutenção, demolição e reformas. Cada uma destas responsáveis por uma determinada parcela na geração de resíduos.

Segundo dados da Secretaria de Geologia e Mineração (Anuário Estatístico do Setor de Transformação de Não-Metálicos - 2017 - ano base 2016) [3], a indústria da cerâmica vermelha é a principal fornecedora de materiais para alvenarias e coberturas para uso na construção civil, utilizando basicamente a argila comum como principal fonte de matéria-prima. Em 2016 estima-se que foram produzidas 63,6 bilhões de peças cerâmicas no Brasil. Baseado nestes dados presume-se que esse número de peças impacte diretamente na geração de resíduos de construção e demolição de origem cerâmica. Logo se torna ainda mais importante as reflexões sobre as alternativas para gerenciamento e reciclagem desse material, a fim de trazê-los de volta aos canteiros de obra com novas funções e características.

Inserir resíduos no concreto é interessante a partir do momento que poupa o meio ambiente de uma provável escassez de elementos naturais e recicla aquilo que outrora não tinha destino adequado ou era avaliado apenas como entulho. Alguns países como Japão, Estados Unidos e principalmente os europeus, já utilizam resíduos contando até com normas provenientes de estudos já existentes sobre os mesmos (LEITE, 2001) [4].

A utilização de agregados reciclados de RCC na produção de concretos estruturais vem sendo bastante estudada na última década e impulsionada justamente pela necessidade de se dar uma finalidade útil a grande quantidade de resíduos da construção civil, bem como suprir a possível escassez de fontes de matérias primas naturais.

Baseado neste panorama, este artigo busca contribuir nos estudos a respeito da viabilidade de aplicação dos agregados de RCC em concretos estruturais, levando em consideração a necessidade da utilização de uma taxa de saturação de água via técnica de pré-saturação e o teor de substituição do agregado natural por agregados reciclados atuarem como fatores limitantes no desenvolvimento da resistência mecânica e durabilidade desses concretos.

O objetivo geral deste artigo foi avaliar a probabilidade do início do processo de corrosão de concretos experimentais utilizando agregados graúdos provenientes da reciclagem dos RCC de natureza cerâmica, com diferentes taxas de saturação de água. Para tanto, será avaliado e comportamento mecânico e a resistividade elétrica destes aos 28 e 63 dias.

São objetivos específicos deste artigo:

Avaliar o comportamento de concretos produzidos com agregados graúdos reciclados cerâmicos quanto a resistividade elétrica e resistência à compressão simples;

Analisar a influência da substituição de 50% do agregado graúdo natural pelo agregado graúdo cerâmico;

Verificar a influência das variáveis relação água/cimento, idade e taxa de saturação do agregado reciclado, sobre os as misturas produzidas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O programa experimental foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará – UFPA, na cidade de Belém do Pará, Brasil.
De forma a atingir os objetivos desta pesquisa fez-se necessário a realização de um programa experimental o qual serviu como parâmetro técnico ao desenvolvimento de todos os procedimentos, a fim de avaliar do comportamento relacionado à durabilidade e resistência à compressão simples e dos concretos produzidos com agregados graúdos reciclados de cerâmica vermelha.

2.1 Planejamento dos ensaios, variáveis e materiais

Como parâmetro para avaliar as misturas experimentais definiu-se algumas variáveis de respostas, as quais são:

2.1.1 Resistência à compressão simples
Este ensaio foi realizado em corpos-de-prova com dimensões de 10 cm x 20 cm, nas idades de 28 e 63 dias.

2.1.2 Resistividade Elétrica Superficial (Método de Wenner; ASTM G57)
Para a medida da resistividade elétrica do concreto foi utilizado um método originalmente proposto por Wenner em 1915 para uso em solos, sendo que este método, também conhecido por Método dos Quatro Eletrodos, foi adaptado e normatizado pela ASTM G 57(2012) [5].



Figura 1. Corpos de prova utilizados para o ensaio de resistividade elétrica em concreto.

Na confecção dos corpos de prova (fig.1) para o ensaio, foram utilizadas formas metálicas de dimensões 15 x 15 x 15 centímetros. A cura foi feita em câmara úmida de temperatura 21±1 ºC durante todo o período de 63 dias, retirada apenas aos 28 e 63 dias para que fosse realizado o ensaio.
Os critérios de avaliação do risco de corrosão foram propostos pelo CEB 192 (1988) [6] como consta na tabela 1.

Tabela 1. Critérios de avaliação do risco de corrosão propostos pelo CEB 192 (1988)

Resistividade do concreto	*Probabilidade de corrosão*
> 20000 ohm.cm	Desprezível
10000 a 20000 ohm.cm	Baixa
5000 a 10000 ohm.cm	Alta
< 5000 ohm.cm	Muito alta

De acordo com as variáveis de respostas foram definidas as variáveis de controle, as quais foram fixadas e mantidas durante todo o programa experimental a fim de verificar a sua influência em função do teor de agregados e taxa de compensação de água para cada ensaio. Estas são:

2.1.3 Teor de susbistituição

Foram adotados os teores de 0% e 50% de substituição em volume dos agregados graúdos naturais (AGN) pelos agregados graúdos reciclados de cerâmica (AGRC).

2.1.4 Taxas de saturação do AGRC

As taxas de saturação por absorção de água dos agregados reciclados foram de 60%, 80% e 100%.

2.1.5 As relações água/cimento

Foram utilizadas relações a/c de 0,45, 0,55 e 0,65. Tais valores foram escolhidos pelo fato dos mesmos cobrirem as faixas de resistências normalmente empregadas na grande maioria das regiões metropolitanas do Brasil.

2.2 Aquisição, beneficiamento e caracterização dos materiais

O cimento utilizado foi tipo CP-II F 32 (Cimento Portland Composto Classe 32) especificado pela NBR 11578 (ABNT, 1991). A escolha para utilização deste tipo de cimento deve-se a necessidade de evitar qualquer interferência de algum efeito pozolanico que poderia surgir.
O agregado graúdo utilizado foi a brita proveniente de granito da região de Traquateua (interior do estado do Pará) na qual foram realizados ensaios de composição granulométrica, massa específica, massa unitária, módulo de finura e dimensão máxima (tabela 2), regidos pelas normas: NBR 248 (ABNT, 2003) [7], NBR NM 53 (ABNT, 2003) [8], NM 45 (ABNT, 2002) [9].

Tabela 2. Caracterização granulométrica do agregado graúdo natural

Agregado Graúdo Natural				
Peneiras (mm)	*Massa Retida (kg)*	*% Retida*	*% Retida acumulada*	*Método de ensaio (NBR)*
38	0	0	0	ABNT NBR NM 248 (2003)
25	0	0	0	
19	3,5	35	35	
12,5	4,36	44	79	
9,5	0,44	4	83	
4,8	0,48	5	88	
Fundo	1,22	12	100	
	10	100	-	
Massa Específica		2,59		ABNT NBR NM 53 (2009)
Massa Unitária		1,56		ABNT NBR NM 45 (2006)
Módulo de Finura		3,85		ABNT NBR NM 248 (2003)
Dimensão Máxima		25 mm		ABNT NBR NM 248 (2003)
Índice de Vazios (%)		39,77		NBR NM 45 (2006)

Os materiais reciclados utilizados como agregados na produção das misturas experimentais foram compostos por cacos de telhas e tijolos, para o seu emprego como agregado no concreto, fez-se necessária a realização de um processo de beneficiamento destes materiais, constituídos basicamente de britagem e peneiramento. Após este processo foi realizado a caracterização do material obtido. Na utilização dos resíduos de cerâmica vermelha como agregados reciclados foi necessária a realização do seu beneficiamento seguindo alguns procedimentos para adequá-lo à granulometria requerida para confecção dos concretos.



Figura 2. Aspecto do AGRC após o beneficiamento.

Após o processo de beneficiamento, partiu-se para a etapa de peneiramento. Nesta, tem-se como objetivo a produção de um material com as características semelhantes ao material natural a ser substituído (fig.2). No peneiramento serão adotadas as faixas granulométricas conforme NM 248 (ABNT, 2002). Nesta etapa também foi realizada a separação do que era considerado agregado graúdo e miúdo.
Os ensaios de caracterização granulométrica (tabela 3) destes materiais seguiram os mesmos procedimentos das normas utilizadas para os agregados convencionais com algumas modificações pertinentes quanto ao método de avaliação da absorção de água.

Tabela 3. Caracterização granulométrica do agregado graúdo reciclado cerâmico

Agregado Graúdo Reciclado				
Peneiras (mm)	**Massa Retida (kg)**	**% Retida**	**% Retida acumulada**	**Método de ensaio (NBR)**
38	0	0%	0%	ABNT NBR NM 248 (2003)
25	0	0%	0%	
19	0,2	2%	2%	
12,5	5,56	56%	58%	
9,5	2,34	23%	81%	
4,8	1,16	12%	93%	
Fundo	0,74	7%	100%	
	10	100	-	
Massa Específica		2,41		ABNT NBR NM 53 (2009)
Massa Unitária		1,55		ABNT NBR NM 45 (2006)
Módulo de Finura		3,33		ABNT NBR NM 248 (2003)
Dimensão Máxima		19 mm		ABNT NBR NM 248 (2003)
Índice de Vazios (%)		35,68		NBR NM 45 (2006)

A compensação da água absorvida pelos agregados graúdos reciclados durante o processo de mistura dos concretos experimentais ocorreu por meio da pré-saturação destes agregados antes da produção do concreto.
O procedimento adotado para a determinação da absorção de água do agregado reciclado seguiu o método proposto por Leite (2001). Dessa forma, os AGRC (agregados graúdos reciclados cerâmicos) foram secos em estufa e colocados no recipiente no qual a tampa e o fundo são revestidos com uma malha de 0,044 mm de abertura. Em seguida foram submersos em água, a partir deste instante foi monitorado o ganho de massa do material submerso com o auxílio de uma balança dotada de um dispositivo para medida hidrostática da massa com precisão de 0,01 g. Antes de cada leitura, o recipiente foi agitado cuidadosamente para facilitar a saída de bolhas de ar aprisionadas entre agregados reciclados presente na amostra.
Dessa forma, foi obtida uma curva de absorção em ganho de massa o material em função do tempo (figura 2), com isso, foi possível determinar a quantidade de água absorvida pelo AGRC e o tempo para a realização da pré-saturação.

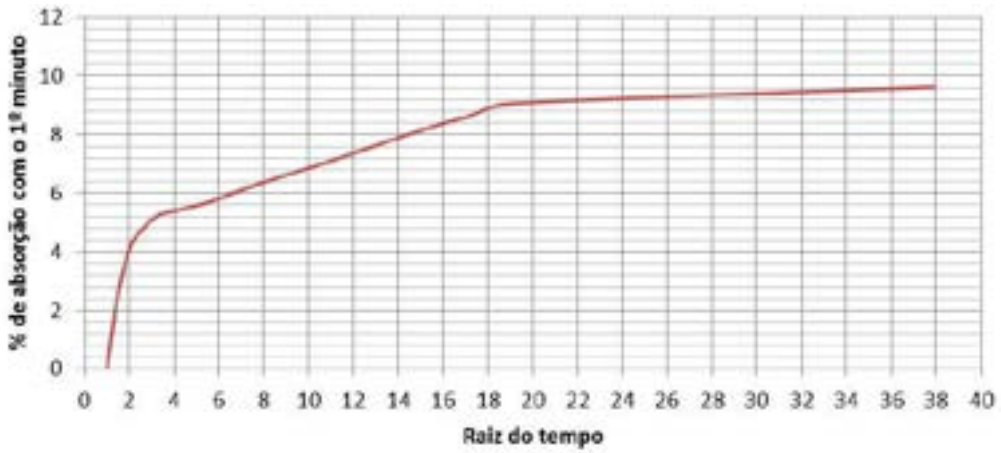


Gráfico 1. Gráfico de absorção do agrc em função da raiz do tempo em minuto

Tabela 4. Traços utilizados nas misturas e seus respectivos consumos de cimento

Cimento	Areia	Brita	a/c	Consumo de cimento/m³
1	1,34	2,16	0,45	471,26
1	1,87	2,65	0,55	382,30
1	2,41	3,14	0,65	321,59

É importante ressaltar que devido à diferença de massas específicas entre os agregados graúdos naturais (brita) e reciclados (cerâmica), foi necessário um ajuste baseado no volume e massa dos materiais. A substituição exata na mesma quantidade em quilos aumentaria o volume em função dos agregados cerâmicos em relação ao traço referência não havendo assim equivalência entre os traços e consequentemente resultaria em alterações no teor de argamassa. Foi seguida neste trabalho mesma teoria utilizada por LEITE (2001) para obter o ajuste de massa Eq. (1).

$$M_{ar} = M_{an} \times \frac{\gamma_{ar}}{\gamma_{an}} \tag{1}$$

Onde:

M_{ar} = massa de agregado reciclado

M_{an} = massa de agregado natural

γ_{ar} = massa específica de agregado reciclado

γ_{an} = massa específica de agregado natural

Tabela 5. Quantidade de materiais utilizados em cada traço em laboratório

Cimento	*Areia*	*AGN 50%*	*AGR 50%*	*Água*
18,85	25,22	20,34	18,92	8,48
15,29	28,63	20,27	18,86	8,41
12,86	30,96	20,23	18,82	8,36

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na tabela 6 são apresentados os valores da análise de variância ANOVA quanto ao percentual de substituição de agregado natural pelo AGRC. Em seguida, na tabela 7, são apresentados os valores obtidos a partir da média dos resultados dos corpos de prova de cada ensaio de resistividade elétrica e resistência à compressão simples, para as idades de 28 e 63 dias. Nota-se que todos os resultados de resistencia mecânica à compressão simples, a resistividade elétrica apresentou-se diretamente proporcional, obedecendo o comportamento esperado, nos quais as maiores resistências tendem apresentar maior resistividade elétrica em função do refino microestrutural do concreto. No entanto, nota-se que a inserção do agregado graúdo recicaldo cerâmico reduz a resistividade elétrica dos concretos.

Tabela 6.anova para o a presença do agrc x resistividade elétrica.

Efeito	*ss*	*DF*	*MS*	*F*	*p*
Teor de AGRC	9,638716E+08	1	9,638716E+08	9,7447	0,003105

Levy (2001) [10] ao realizar ensaios de resistividade em corpos de prova contendo AGRC, concluiu que há uma diminuição resistividade elétrica nestas misturas. Embora as condições de ensaio deste autor tenham sido diferentes, a equivalência entre os resultados é válida, pois se observou o mesmo comportamento no presente artigo.

Tabela 7. Valores médios dos resultados obtidos nos corpos de prova submetidos a resistividade.

Mistura	*Idade de 28 dias*					
	0,45		*0,55*		*0,65*	
	Resistividade (Ω.cm)	*Resistência a compressão simples (MPa)*	*Resistividade (Ω.cm)*	*Resistência a compressão simples (MPa)*	*Resistividade (Ω.cm)*	*Resistência a compressão simples (MPa)*
Referência	32.928	37,69	29.631	29,96	21.227	19,61
AGRC 60% Saturado	28.394	22,45	25.400	19,14	19.839	10,74
AGRC 80% Saturado	27.434	29,5	24.488	20,88	15.971	10,91
AGRC 100% Saturado	11.858	18,8	10.997	14,81	6.753	9,46
Mistura	*Idade de 63 dias*					
	0,45		*0,55*		*0,65*	
	Resistividade (Ω.cm)	*Resistência a compressão simples (MPa)*	*Resistividade (Ω.cm)*	*Resistência a compressão simples (MPa)*	*Resistividade (Ω.cm)*	*Resistência a compressão simples (MPa)*
Referência	46.379	40,74	38.580	30,43	28.155	22,92
AGRC 60% Saturado	36.455	24,19	34.180	21,05	29.332	12,35
AGRC 80% Saturado	40.448	31,96	34.308	22,96	21.030	13,03
AGRC 100% Saturado	14.451	21,22	15.051	17,53	8.036	10,91

A ANOVA resultou em um valor de "p" de 0,003, o que se leva a concluir que a presença do AGRC é significante ao estudo da resistividade elétrica quando há presença de AGRC. As misturas que continham agregados reciclados cerâmicos apresentaram em média menores valores de resistividade, conforme o gráfico 2.

A utilização do AGRC promoveu uma queda nos valores de resistividade elétrica, podendo-se afirmar, a partir da análise desses resultados, que a resistividade elétrica é uma propriedade diretamente relacionada com a porosidade da microestrutura da pasta cimentícia (Polder, 2001) [11], e que o acréscimo de AGRC aumenta a quantidade de poros do sistema diminuindo ainda mais a resistividade

nestas misturas em comparação aos concretos referência. O nível de significância de cada variável consta na tabela 8, onde são apresentados os resultados da ANOVA para a "idade", "taxa de saturação" e "relação água/cimento".

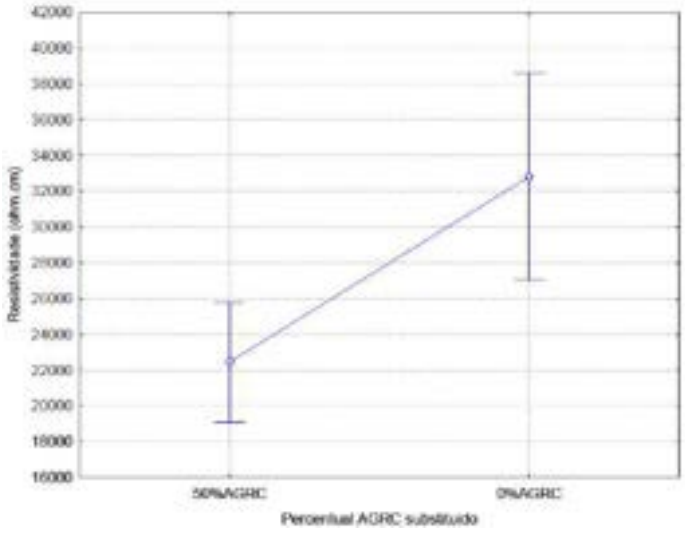


Gráfico 2. Efeito do teor de AGRC x resistividade elétrica

Tabela 8. Anova das variáveis analisadas na resisitividade elétrica em concretos com agrc.

Efeito	*ss*	*DF*	*MS*	*F*	*p*
Idade	4,292905E+08	1	4,292905E+08	30,349	0,000006
Taxa de saturação	2,305524E+09	2	1,152762E+09	81,496	0,000000
relação a/c	6,083854E+08	2	3,041927E+08	21,505	0,000002

A partir da análise de variância, constatou-se que as três variáveis analisadas nas misturas com AGRC apresentam forte significância. De acordo com o gráfico 3, quanto maior foi a taxa de pré-saturação dos agregados cerâmicos, menores foram os valores de resistividade obtidos em relação às misturas referência. As misturas com AGRC 60% e 80% saturados situaram-se numa faixa entre 25000 e 30000 (Ω.cm) apresentando comportamentos semelhantes e um risco desprezível à corrosão.

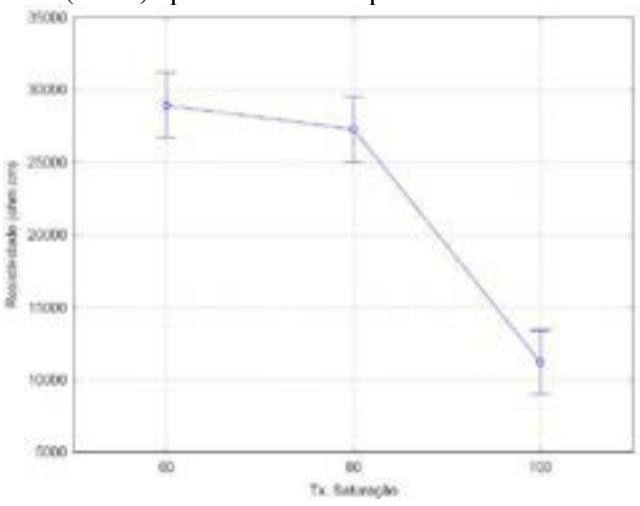


Gráfico 3. Efeito da taxa de saturação do AGRC x resistividade elétrica.

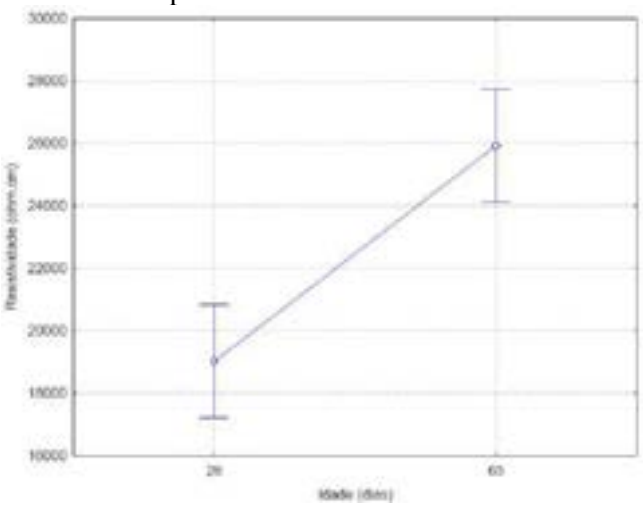


Gráfico 4. Efeito da idade x resistividade elétrica.

O gráfico 4 mostra que com o avanço da idade, houve um aumento nos valores de resistividade elétrica em todas as misturas. Em média, o avanço da idade dos 28 aos 63 dias influenciou em um acréscimo de aproximadamente 30% nos valores de resistividade obtidos.

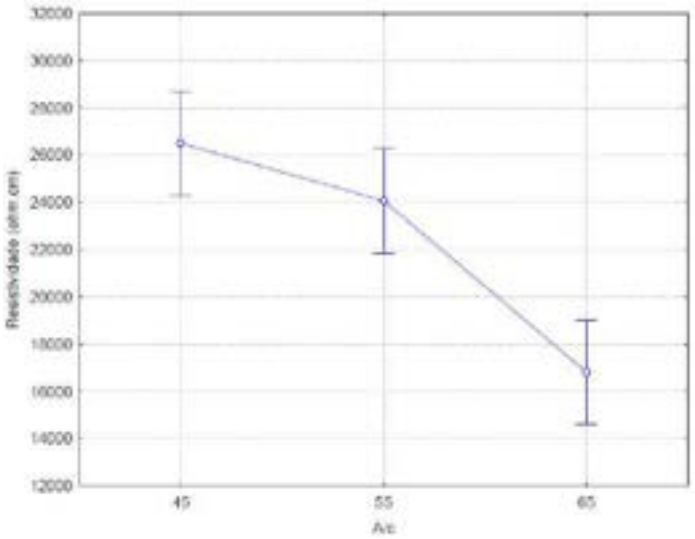


Gráfico 5. Efeito da taxa de saturação do AGRC x resistividade elétrica.

Quanto à relação água/cimento (gráfico 5), esta foi uma variável que atuou de forma inversamente proporcional à resistividade elétrica. O aumento na relação a/c, independentemente do tipo de mistura, diminuiu a resistividade dos concretos. Os menores valores de resistividade elétrica ocorreram nos concretos que continham agregados reciclados 100% saturados com relação a/c de 0,65, as quais apresentatam alto risco para o início do processo de corrosão.

Dentre as misturas com AGRC, aos 28 dias, os melhores resultados ocorreram nos concretos com AGRC 60% saturados, provavelmente devido à maior quantidade de poros não saturados do AGRC que podem ter sido obturados e a menor quantidade de água livre proveniente da pré-saturação.

No entanto na idade de 63 dias os melhres resultados foram observados nas misturas com AGRC 80% saturados, nos quais pode ter ocorrido o processo de colmatação observado por Vieira (2008) [12], onde a autora notou que corpos de prova que retornavam a câmara úmida mantinham o processo de hidratação dos compostos ainda não hidratados. Santos (2006) [13] cita em seu trabalho que a quantidade água evaporável é variável conforme o tempo de hidratação do cimento, e como a resistividade esta ligada ao movimento de íons livres nesta água, isto pode confirmar que de certa forma a água presente nos poros do AGRC 80% saturados, pode ter sido liberada posteriormente influenciando num processo continuo de hidratação.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados encontrados pode-se concluir:

- A substituição de agregados naturais por agregados reciclados cerâmicos em misturas de concreto podem diminuir a resistividade elétrica do compósito final.
- A taxa de saturação do agregado reciclado é um fator de controle da queda na perda de resistividade, visto que a saturação de 100% apresentou os menores valores e maiores riscos para o início de um processo de corrosão em peças estruturais confeccionadas com agregados reciclados.
- O avanço da idade do concreto causou um aumento na resisitidade elétrica tanto nas misturas convencionais quanto naquelas que continham agregados reciclados.
- Conforme há um incremento na relação água/cimento, o concreto tende a perder resisitviidade elétrica tanto nas misturas convencionais quanto naquelas que continham agregados reciclados, estando mais sucetível à um processo de corrosão.

- Os dados coletados mostraram ser possível a utilização de agregados reciclados em concretos estruturais com baixo risco de sofrer com um processo de corrosão.
- Embora este artigo tenha analisado os valores de resistividade elétrica utilizando de avaliação do risco de corrosão propostos pelo CEB 192 (1988), os mesmos devem ser considerados parâmetros de tendencia comprotamental do concreto. Desta forma testes e ensaior complementares devem ser executados

REFERÊNCIAS

[1] JOHN V. M. Reciclagem de resíduos na construção civil: Contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento. Tese (Livre Docência) São Paulo, 2000. 102p. Departamento de Engenharia de construção civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

[2] ABRELPE (2017) – Panorama dos Resíduos Sólidos do Brasil. Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais– ABRELPE. São Paulo – SP.

[3] Ministétrio de Minas e Energia (2012) – Anuário Estatístico do Setor de Transformação de Não-Metálicos - 2012 - ano base 2011– Ministétrio de Minas e Energia. Brasília – DF

[4] LEITE, Mônica Batista. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. 2001. 270 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2001.

[5] ASTM G57-06(2012): Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method. American Society for Testing & Materials. 2012.

[6] CEB Bulletin d'information N. 192. (1988). Diagnosis and Assessment of Concrete Structures – State of the Art Report. Lausanne, January.

[7] ABNT NBRNM 248/2003. Agregados - Determinação da composição granulométrica. Comitê: ABNT/CB-18 Cimento, Concreto e Agregados. 6 Páginas, 2003.

[8] ABNT NBR 52/2009. Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Comitê: ABNT/CB-18 Cimento, Concreto e Agregados. 6 Páginas, 2009.

[9] ABNT NBR 45/2006 Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Comitê: ABNT/CB-18 Cimento, Concreto e Agregados. 8 páginas, 2006.

[10] LEVY, S. M. Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos produzidos com resíduos de concreto e alvenaria. 2001. 199 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

[11] POLDER, R. B. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation. Construction and Building Materials. V.15, No.2-3, p.125-131, 2001.

[12] VIEIRA, G. L. A influência da microfissuração causada por carregamento precoce nas propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento. Porto Alegre, 2008. 189p. Tese (Doutorado) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

[13] SANTOS, L. Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a avaliação da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto armado. Dissertação (mestrado), Universidade Federal de Brasília, Distrito Federal. (2006)

Resistência ao corte de betões com agregados finos reciclados


Diogo Semedo[1]


Luís Evangelista[2]


Jorge de Brito[3]

RESUMO

Nesta comunicação, são apresentados os resultados de resistência ao corte de betões com substituição de agregados finos naturais por agregados finos reciclados de betão, bem como a influência de superplastificantes no seu desempenho.
Foram produzidos três grupos de betões, um por cada tipo de adjuvante (sem adjuvante, com superplastificante de médio desempenho e com superplastificante de alto desempenho), dentro de cada um dos quais foram produzidas quatro composições apenas variando a taxa de incorporação de agregados reciclados (0, 25, 50 e 100%).
Os ensaios de resistência ao corte foram realizados pelo método *Push-off* com armadura transversal. Estes foram acompanhado de ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e energia de fractura, por W*edge Splitting Test*.
Os ensaios *Push-off* foram modelados recorrendo ao software Atena 2D, tendo-se obtido resultados satisfatórios quanto aos resultados de pico obtidos.
De um modo geral, os betões com agregados reciclados apresentaram resultados inferiores aos correspondentes betões de referência. Verifica-se uma redução no desempenho dos superplastificantes com o aumento da incorporação de reciclados. No entanto, para taxas de 25% de substituição acompanhadas de superplastificantes de alto desempenho, obteve-se betões com resultados muito superiores aos betões sem adjuvante nem agregados reciclados.

Palavras-chave: Betão; Agregados reciclados; Resistência ao corte

1. INTRODUÇÃO

A construção e utilização de edifícios na Europa é responsável por metade da utilização dos recursos naturais e energéticos e um terço da água consumida. É ainda responsável por 25 a 30% da quantidade total de resíduos produzidos, que corresponderá a cerca de 100 milhões de toneladas anuais. Neste sentido, Portugal não é excepção. Por outro lado, a produção de agregados continua a aumentar. Em 2015, foram produzidos, na União Europeia, 2524 milhões de toneladas de agregados onde apenas 7,7% são reciclados (AR). A utilização de agregados reciclados, em substituição dos seus congéneres naturais (AN), é um imperativo ambiental que importa seguir. Essa utilização, em particular na produção de

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. d.p.semedo@gmail.com
[2]Ceris, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa - ADEC, Lisboa. Portugal evangelista@dec.isel.pt
[3]Ceris, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jb@tecnico.ulisboa.pt

betão, é uma possível solução para tornar a construção num processo que reduza as pressões ambientais causadas pela indústria. Apesar de todas as iniciativas técnicas e legislativas já existentes terem permitido uma evolução positiva no sentido de normalizar a utilização de AR em betões, estas focam-se fundamentalmente na utilização de agregados grossos reciclados (AGR), deixando de fora a possibilidade de utilização de agregados finos reciclados (AFR), indiferentemente da sua qualidade e origem. No entanto, vários trabalhos de investigação anteriores [1–5] mostraram que a utilização de AFR produzidos a partir de betões não causa perdas tão significativas, podendo-se mesmo obter betões de elevado desempenho com a utilização exclusiva de AR [6].
O objectivo deste trabalho foi o de avaliar o efeito que a incorporação de AFR de betão, bem como a de diferentes tipos de plastificante, possui na resistência ao corte de betões estruturais. Para tal, desenvolveu-se uma campanha experimental em que se testou diversas propriedades dos AFR e dos betões com ele produzidos. Foram testados três conjuntos de betões com diferentes tipos de adjuvantes redutores de água (sem plastificante, com um plastificante de desempenho corrente e um superplastificante) e, dentro de cada um destes conjuntos, quatro taxas de substituição, em volume, de agregados finos naturais (AFN) por AFR (0, 25, 50 e 100%). Adicionalmente, testou-se a validade dos resultados experimentais de resistência ao corte com o recurso a um modelo não-linear de elementos finitos, comparando o comportamento do modelo físico com o numérico.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1 Produção e ensaio dos betões

Os betões testados foram dimensionados a partir de um betão de referência (BR0), com utilização exclusiva de agregados naturais e sem plastificantes, usando o método de Faury com uma resistência-alvo à compressão de 30 MPa e um abaixamento da classe S3 (100 a 150 mm). Foram utilizados 280 kg/m^3 de cimento do tipo CEM II/A-L 42.5R e uma relação a/c de 0,64. Os agregados naturais utilizados foram duas areias siliciosas (fina e grossa) e duas britas, calcárias. A água de amassadura foi obtida da rede pública de abastecimento. Adicionalmente, foram produzidos dois betões sem incorporação de AFR e cuja alteração, relativamente ao betão BR0, correspondeu à utilização de um adjuvante redutor de água, com a respectiva correcção da mesma, de modo a manter a trabalhabilidade dentro do intervalo estipulado: o primeiro (BR1), foi produzido com um plastificante de desempenho normal (Sikament 400 plus, da Sika); o segundo (BR2), foi produzido com um superplastificante de elevado desempenho (Sikaplast 898, também da Sika).
Os AFR utilizados nesta campanha foram produzidos a partir da trituração de um betão de origem, da classe C30/37 produzido em central de betão, mas moldado e curado nas instalações do IST. A sua trituração ocorreu 28 dias após a betonagem com recurso a uma britadeira de maxilas existente nas instalações do laboratório de construção do DECivil. Os AFR assim obtidos foram separados nas diferentes fracções granulométricas, de modo a permitir, posteriormente, a dos AFN mantendo a distribuição granulométrica original. Apesar das dificuldades técnicas que este processo acarreta, pensa-se que esta é a melhor forma de assegurar que as variações registadas entre os diferentes betões são apenas função da presença de diferentes agregados e não de diferentes compacidades das misturas. As principais características físicas dos agregados utilizados (naturais e reciclados) estão expostas no Quadro 1.

Quadro 1. Características dos agregados utilizados

	Areia fina	*Areia grossa*	*Brita 1*	*Brita 2*	*AFR*
Massa volúmica do material impermeável (kg/m^3)	2637	2645	2824	2730	2535
Massa volúmica seca (kg/m^3)	2611	2600	2751	2682	2143
Massa volúmica saturada com superfície seca (kg/m^3)	2650	2613	2775	2713	2298
Baridade (kg/m^3)	1630	1685	1386	1374	1162
Absorção de água (%)	0,32	0,37	0,96	1,09	7,2

Como é possível verificar, os AFR apresentam uma menor densidade, fruto da presença de argamassa aderida, e uma absorção de água significativamente superior à dos agregados naturais. Em consequência, é necessário proceder à compensação da água de amassadura que será absorvida por os AFR durante o processo de mistura. Logo, é vulgar estipular duas relações a/c distintas: uma aparente (a/c$_{ap}$), que

contabiliza toda a água incorporada na amassadura; e uma efectiva (a/c_{ef}), que terá em conta a água que efectivamente fica disponível, após perda de parte desta para o interior dos AFR. Apesar de ser esta última relação a que verdadeiramente afecta o desempenho dos betões, a sua quantificação é muito difícil, já que o processo de transferência de água para o interior dos AR depende de diversos factores não mensuráveis. Apresenta-se, no Quadro 2, as composições finais de cada um dos betões testados, bem como as respectivas trabalhabilidades e massas volúmicas em estado fresco. Os betões com AFR apresentam relações a/c_{ef} crescentes com a taxa de substituição, fruto da maior rugosidade da pasta.

Quadro 2. Quadro resumo das composições testadas

		BR0	*B0,25*	*B0,50*	*B0,100*	*BR1*	*B1,25*	*B1,50*	*B1,100*	*BR2*	*B2,25*	*B2,50*	*B2,100*
Taxa de incorporação (%)		0	25	50	100	0	25	50	100	0	25	50	100
Cimento (kg)		280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280
Água (l)		179	189	198	211	165	175	184	204	140	149	162	185
Relação a/c_{ef}		0,64	0,64	0,65	0,66	0,59	0,59	0,60	0,62	0,50	0,50	0,51	0,53
Relação a/c_{ap}		0,64	0,67	0,71	0,75	0,59	0,62	0,66	0,73	0,50	0,54	0,58	0,66
AFRB (kg)		0	184	368	735	0	191	382	765	0	195	389	779
Frações de AFRB (kg)	2 - 4	0	1	41	82	0	21	43	85	0	22	43	87
	1 - 2	0	50	99	199	0	52	103	207	0	53	105	211
	0,5 - 1	0	58	115	230	0	60	120	240	0	61	122	244
	0,25 - 0,5	0	43	86	171	0	45	89	178	0	45	91	181
	0,125 - 0,25	0	11	23	46	0	12	24	47	0	12	24	48
	0,063 - 0,125	0	2	4	8	0	2	4	8	0	2	4	8
Areia fina (kg)		254	190	127	0	264	198	132	0	269	202	135	0
Areia grossa (kg)		634	475	317	0	659	494	329	0	672	504	336	0
Brita 1 (kg)		246	246	246	246	256	256	256	256	261	261	261	261
Brita 2 (kg)		704	704	704	704	732	732	732	732	746	746	746	746
Superplastificante (kg)		0	0	0	0	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
Massa volúmica no estado fresco (kg/m^3)		2391	2385	2349	2258	2390	2378	2363	2291	2446	2379	2359	2286
Abaixamento (mm)		129	132	139	115	110	127	118	105	115	131	125	106

Os betões foram ensaiados em estado endurecido através da determinação da resistência à compressão em cubos de 15 cm de aresta, segundo a norma NP EN 12390-3 [7] aos 7 e 28 dias. Foi também determinado o módulo de elasticidade secante às mesmas idades em cilindros de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, segundo a especificação LNEC E397 [8]. Foi calculada a energia de fractura aos 28 dias destes betões, através do ensaio de ruptura por cunha (*wedge splitting test*), utilizando os procedimentos propostos pela norma NT Build 511 [9]. Finalmente, realizou-se ensaios de corte através do ensaio de *Push-off* aos 28 dias. Para este ensaio, utilizou-se provetes em forma de S (Figs. 1 e 2), com um volume exterior de $15\times30\times60$ cm^3, conforme proposto por Jayaprakash et al. [10], que foram pintados e marcados superficialmente (Fig. 3) para posterior leitura de deformações com recurso a um vídeo-extensómetro (Fig. 4). A carga de faca foi aplicada no plano preferencial de corte até se atingir a rotura, ou as superfícies dos entalhes horizontais encostarem, com uma velocidade constante de 5 μm/s. Os deslocamentos relativos dos alvos foram registados pelo vídeo-extensómetro com uma frequência de 2 Hz até ao fim do ensaio, ou até o alvo ficar destruído por destacamento superficial de betão.

2.2 Modelo numérico

Para a construção de um modelo numérico em elementos finitos, optou-se pela utilização do *software* Atena 2D (Figs. 5 e 6). Este tem como vantagem estar especificamente desenhado para a análise de betão armado e de processos de fractura e cedência de armaduras. Com base em relações constitutivas, o *software* calcula todas as propriedades do betão através da resistência à compressão, continuando a

permitir a alteração das restantes propriedades para uma modelação mais precisa. As propriedades utilizadas nos modelos foram as obtidas nos ensaios físicos. Foram colocados dois pontos de monitorização no provete, permitindo adquirir os dados para a construção da curva força-deslocamento. Foi ainda definido um corte no plano de fractura do provete (Fig. 6).

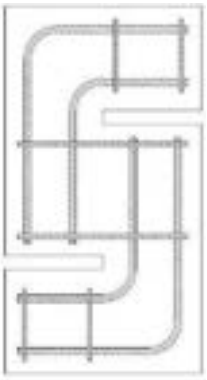


Figura 1. Esquema do provete de push-off

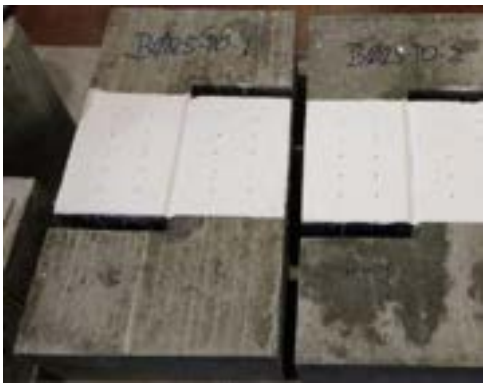


Figura 2. Provetes de *Push-off*

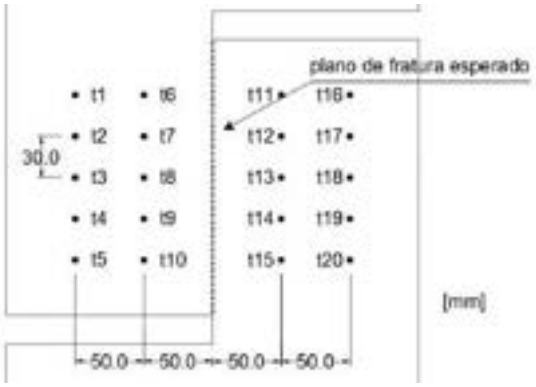


Figura 3 .Esquema dos alvos para o vídeo-extensómetro

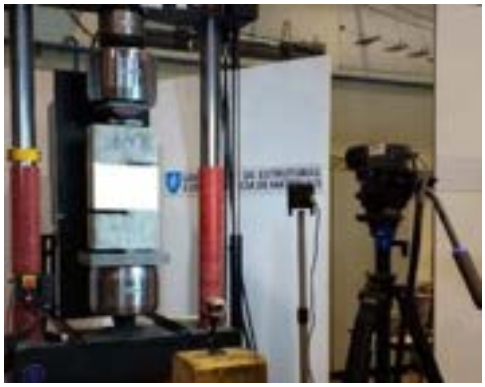


Figura 4. Utilização do vídeo-extensómetro

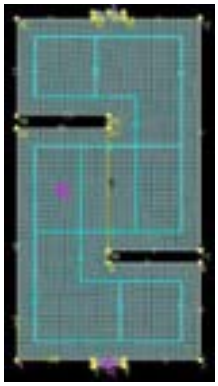


Figura 5. Modelo de elementos finitos

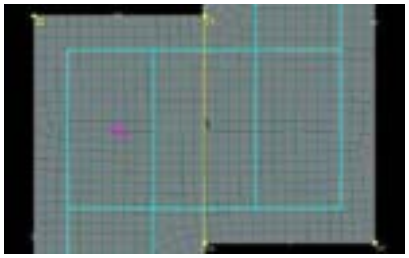


Figura 6. - Corte no plano de fractura e ponto de monitorização para o deslocamento vertical

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPRIMENTAIS

3.1 Resistência à compressão

Os resultados obtidos para o ensaio de resistência à compressão são visíveis no Quadro 3 e nas Figs. 7 e 8. É possível constatar uma descida da resistência à compressão com a incorporação de AFR, indiferentemente do tipo de adjuvante utilizado. Para os betões sem adjuvante, registou-se uma perda de 10% na resistência à compressão, que vai ao encontro dos resultados obtidos por outros autores

[11,12]. Regista-se, também, uma melhoria de desempenho dos BAFR com a inclusão de adjuvantes, especialmente para as menores taxas de substituição.

Quadro 3. Resultados de resistência à compressão

	BR1	*B0,25*	*B0,50*	*B0,100*	*BR1*	*B1,25*	*B1,50*	*B1,100*	*BR2*	*B2,25*	*B2,50*	*B2,100*
7 dias	31.0	31.5	28.4	30.1	44.1	42.4	39.7	31.7	50.4	49.4	45.4	35.9
28 dias	43.5	39.7	40.5	39.1	55.4	52.3	50.3	41.4	60.8	59.2	50.1	41.4

A perda de eficácia dos plastificantes para as maiores taxas de substituição poderá estar associada à menor resistência da zona de interface pasta-agregado, que, sendo mais porosa, desenvolve uma ligação mais fraca entre as duas fases do betão [13].

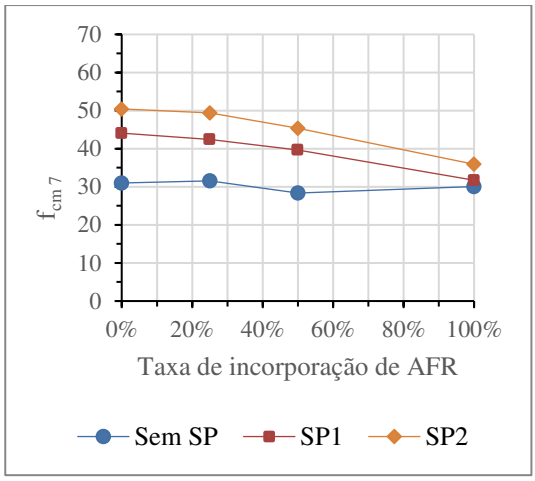


Figura 7. Resistência à compressão (7 dias) em função da taxa de substituição

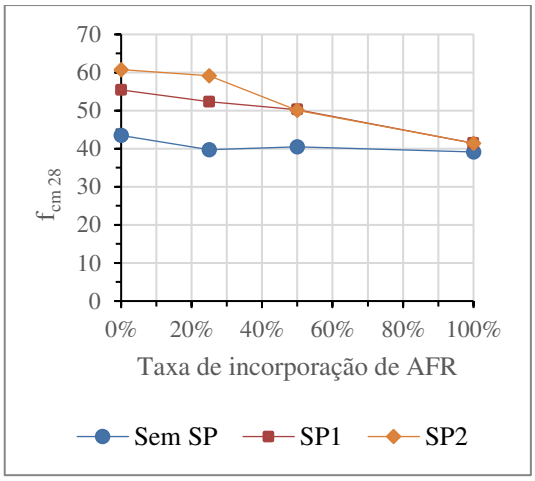


Figura 8. Resistência à compressão (28 dias) em função da taxa de substituição

3.2 Módulo de elasticidade

Os resultados obtidos para o módulo de elasticidade aos 28 dias estão expostos no Quadro 4. As perdas de desempenho são, para o betão com 100% de substituição de AFN por AFR, face ao respectivo betão de referência, de 9,5%, 10,4% e 22,5%, para a família sem plastificante, com o plastificante SP1 e SP2, respectivamente. Estes resultados confirmam que a presença de AFR torna a matriz mais flexível, dada a porosidade destes, conduzindo a uma fase menos rígida no caso da matriz dos betões com AFN.

Quadro 4. Módulo de elasticidade aos 28 dias de idade

	BR0	*B0,25*	*B0,50*	*B0,100*	*BR1*	*B1,25*	*B1,50*	*B1,100*	*BR2*	*B2,25*	*B2,50*	*B2,100*
E_{28} (GPa)	43,5	45,1	42,6	39,3	45,1	43,7	41,7	40,4	50,4	48,4	43,2	39,0

Quando se correlaciona o módulo de elasticidade e a resistência à compressão (Fig. 9), observa-se um aumento concordante entre as duas características. O betão B0,25 apresenta um módulo de elasticidade superior ao do respectivo betão de referência, o que poderá estar associado a alguma anomalia experimental. Uma correlação linear entre estas duas características apresenta um coeficiente de correlação (R^2) de 0,61, que não corresponde a uma boa correlação. Contudo, desprezando o resultado do betão B0,25, este mesmo factor R^2 sobe para 0,78.

3.3 Energia de fractura

Os resultados obtidos para o ensaio de determinação da energia de fractura por rotura em cunha (G_f) aos 28 dias, bem como os respectivos coeficientes de variação (CV) registados, estão patentes no Quadro 5 e são apresentados, em função da taxa de substituição, na Fig. 9. Devido à pouca resistência do betão à

tracção, a sensibilidade do provete às cargas aplicadas é muito elevada e, assim, os valores de F_{sp} são bastante reduzidos, encontrando-se entre 3,5 e 5,5 kN, como se observa na Figura 10, tornando este ensaio especialmente propenso a dispersões consideráveis dos resultados. Os valores obtidos para a energia de fractura encontram-se dento da gama de valores obtidos por [14, 12].

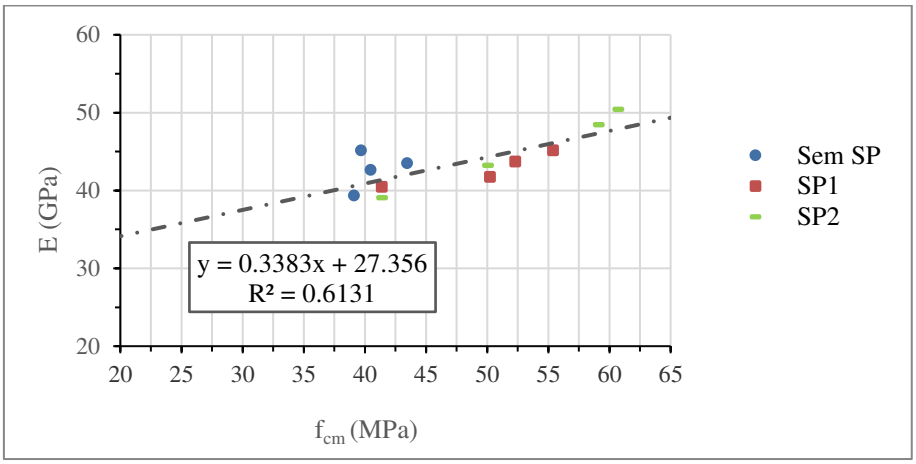


Figura 9. Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão

Quadro 5 . Energia de fractura dos betões ensaiados

Betão	*Provete*			*Média (N/m)*	*CV (%)*
	1	*2*	*3*		
BR0	-	93,38	104,79	99,08	8,15
B0,25	69,79	69,82	-	69,80	0,03
B0,50	77,17	-	86,59	81,88	8,13
B0,100	-	76,83	-	76,83	0,00
BR1	104,90	120,92	105,49	110,44	8,22
B1,25	98,47	-	81,45	89,96	13,38
B1,50	-	59,13	81,61	70,37	22,59
B1,100	68,85	81,92	72,33	74,37	9,10
BR2	104,65	140,78	113,58	119,67	15,73
B2,25	117,87	117,89	130,13	121,97	5,80
B2,50	-	74,09	91,49	82,79	14,86
B2,100	79,45	92,02	89,67	87,05	7,68

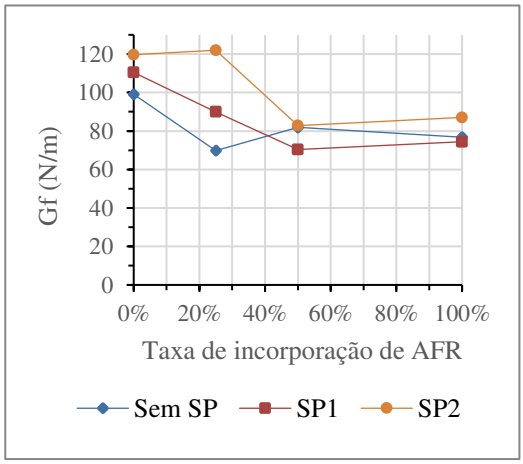


Figura 10. Energia de fractura em função da taxa de incorporação de AFR

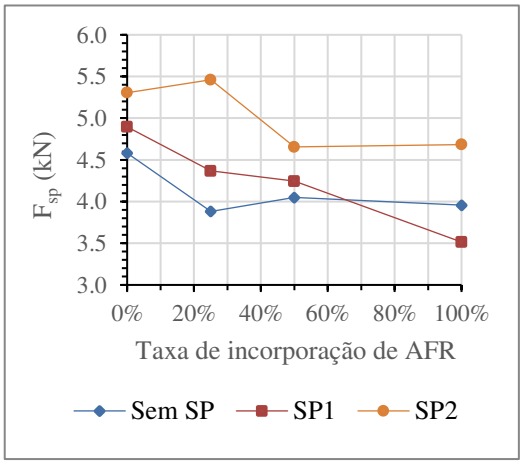


Figura 11. Força de rotura (F_{sp}) em função da taxa de incorporação de AFR

3.4 Ensaio de *Push-off*

Os resultados obtidos no ensaio de *Push-off* estão patentes no Quadro 6, incluindo os valores absolutos das forças de cada provete, os valores médios, o respectivo desvio padrão e coeficiente de variação. Na Fig. 12, são apresentados os resultados em função da taxa de incorporação de AFR, sendo possível verificar que os betões sem adjuvante não apresentam variações significativas, dando a entender que esta propriedade não é sensível à presença de AFR para esta família. Por outro lado, para famílias com plastificante, as variações são significativas, especialmente para os betões com 100% de AFR. A perda de resistência ao corte parece ser mais acentuada do que no caso da resistência à compressão. Este fenómeno pode estar relacionado com a presença das armaduras no provete. Uma vez que a resistência conferida por os varões, por efeito de ferrolho, se mantém praticamente inalterada para todas as famílias, o peso relativo deste efeito diminui à medida que a resistência do betão aumenta.

Quadro 6. Resultados obtidos para o ensaio de *Push-off*

Betão	*Provete*		*média (kN)*	*Desvio padrão (kN)*	*Coeficiente de variação (%)*	*Tensão de corte, τ (MPa)*
	1	*2*				
BR0	191,9	183,2	183,2	4,39	2,40	6,7
B0,25	190,7	195,6	193,1	2,48	1,28	7,1
B0,50	195,6	177,4	186,5	9,11	4,88	6,9
B0,100	176,2	180,4	178,3	2,12	1,19	6,6
BR1	226,4	223,9	225,2	1,27	0,57	8,3
B1,25	204,9	206,1	205,5	0,60	0,29	7,6
B1,50	212,9	206,8	209,9	3,09	1,47	7,7
B1,100	178,1	192,3	185,2	7,12	3,84	6,8
BR2	-	239,7	239,7	-	-	8,8
B2,25	235,7	242,1	238,9	3,20	1,34	8,8
B2,50	224,8	240,6	232,7	7,89	3,39	8,6
B2,100	194,4	206,8	200,6	6,21	3,09	7,4

A Fig. 13 apresenta-se a curva força-deslocamento do primeiro provete da família B0, sem plastificante. A diferença mais evidente entre as duas curvas é a inclinação do ramo ascendente, que corresponde ao encurtamento do betão por aplicação da carga de faca. Verifica-se que, até à carga de pico, que corresponde à fissuração total da superfície de rotura do provete, o provete tem um deslocamento de aproximadamente 1.5 mm.
Como foi observado por Barragán et al. [15], antes de atingir a carga máxima, há uma quebra na carga aplicada que se deve ao início da fissuração (ponto "A" na Fig. 13). Após este ponto, observa-se uma diminuição da rigidez do provete representada pela maior inclinação da linha. Existe também um ganho de carga que se deve à mobilização do atrito entre agregados, consequente do confinamento promovido pelos estribos, o que revela a capacidade resistente mobilizada por estes efeitos [16]. O ponto de carga máxima é atingido quando se atinge o máximo de energia elástica que, por sua vez, se dissipa com a falha do atrito entre agregados, devido ao arrancamento e ao aumento da extensão dos estribos, que reduz gradualmente a interacção de fricção entre ambas as superfícies de corte.

3.5 Modelação numérica

Os resultados apresentados na **Error! Reference source not found.** indicam que, para a carga de pico do provete, o modelo construído simula de forma bastante precisa os resultados experimentais, apresentado variações percentuais muito reduzidas.
De forma a comparar a curva obtida pelo modelo numérico com as curvas experimentais, apresenta-se os resultados relativos à composição de referência dos betões com SP1. Na Fig. 14, observa-se que a curva modelada acompanha quase de forma perfeita a fase elástica do ensaio experimental, até atingir a

força máxima. No entanto, a quebra visível a 80% da carga máxima nas curvas experimentais, referida anteriormente, não é observada na curva do modelo. A partir deste ponto, constata-se uma redução da rigidez do provete, pela redução do declive da curva, que é acompanhada pela curva do modelo apesar de não apresentar a referida quebra.

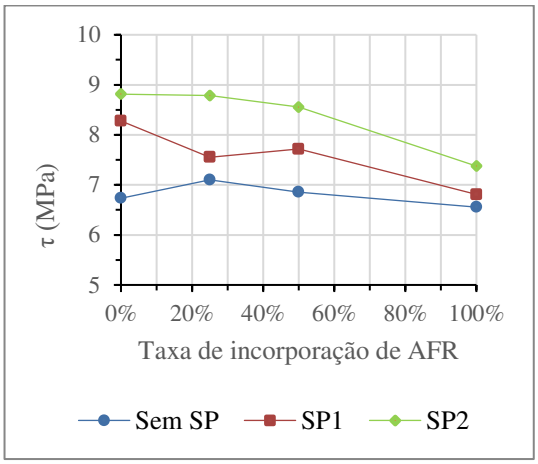


Figura 12. Tensão de corte em função da taxa de incorporação de AFR

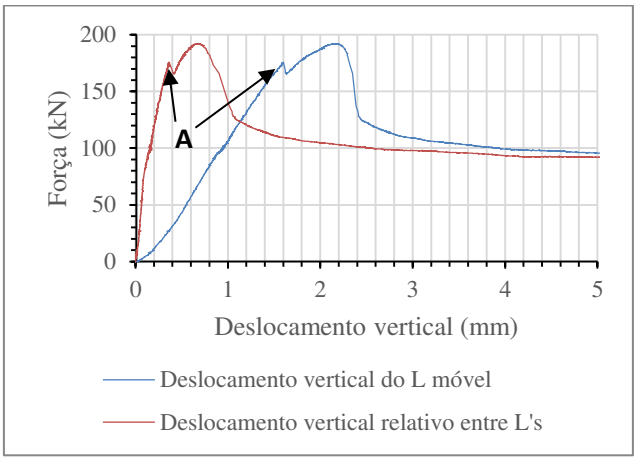


Figura 13. Deslocamento vertical do BR0-PO-1

Quadro 7 . Resultados obtidos na análise numérica

Betão	*BR0*	*B0,25*	*B0,50*	*B0,100*	*BR1*	*B1,25*	*B1,50*	*B1,100*	*BR2*	*B2,25*	*B2,50*	*B2,100*
Experimental (kN)	183,2	193,1	186,5	178,3	225,2	205,5	209,9	185,2	239,7	238,9	232,7	200,6
Atena 2D (kN)	194	181,5	184,4	179	228,8	217,8	210,4	186,8	235	240,4	212	187,5
Δ%	5,9	6,01	1,13	0,39	1,6	5,99	0,24	0,86	1,96	0,63	8,9	6,53

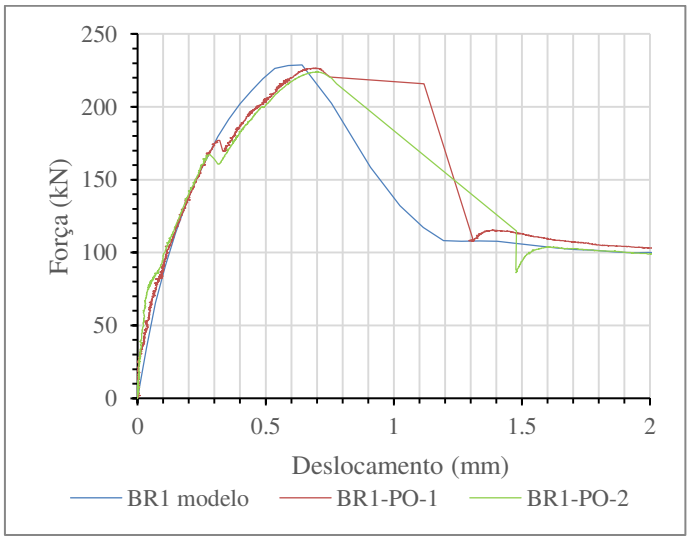


Figura 14. Comparação entre a curvas força-deslocamento experimental e a do modelo

4. CONCLUSÕES

A utilização de AFR na produção de betões deve ser avaliada, já que irá reduzir o desempenho dos mesmos em termos mecânicos. As seguintes conclusões foram atingidas:

- a principal diferença entre os AFN e os AFR reside na presença de argamassa aderida, que aumenta a absorção de água;

- para taxas de substituição até 25%, os resultados de resistência à compressão mantêm-se inalterados face aos betões de referência, ao contrário do observado nos betões com 100% de substituição, onde as variações foram significativas;
- os AFR afectam significativamente o módulo de elasticidade dos betões com eles produzidos;
- devido à rotura por tracção ocorrer para carregamentos muito baixos, os valores de energia de fractura apresentam variações significativas;
- em termos globais, a simulação numérica parece ser válida, em especial para a fase elástica do processo de fractura.

REFERÊNCIAS

[1] Poon, C.-S.; Qiao, X.C.; Chan, D. (2006). The cause and influence of self-cementing properties of fine recycled concrete aggregates on the properties of unbound sub-base. Waste Management, Vol. 26, N. 10, pp. 1166–72.

[2] Evangelista, L.; de Brito, J. (2010). Durability performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates. Cement and Concrete Composites, Vol. 32, N. 1, pp. 9–14.

[3] Pereira, P.; Evangelista, L.; de Brito, J. (2012). The effect of superplasticizers on the mechanical performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates. Cement and Concrete Composites, Vol. 34, N. 9, pp. 1044–1052.

[4] Evangelista, L.; Guedes, M.; Ferro, A.C.; de Brito, J. (2013). Microstructure of concrete prepared with construction recycled aggregates. Microscopy and Microanalysis, Vol. 19, pp. 147–148.

[5] Evangelista, L.; de Brito, J. (2016). Flexural behaviour of reinforced concrete beams made with fine recycled concrete aggregates. KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 21, N. 1, pp. 353–363.

[6] Pedro, D.; de Brito, J.; Evangelista, L. (2017). Mechanical characterization of high performance concrete prepared with recycled aggregates and silica fume from precast industry. Journal of Cleaner Production, Vol. 164, pp. 939-949.

[7] NP EN 12390-3: 2009. Ensaios do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2009.

[8] E 397-1993. Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão., Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 1993.

[9] NT Build 511 - Wedge splitting test method (WST): Fracture testing of fibre-reinforced concrete (Mode I), Nordtest, Oslo, 2005.

[10] Jayaprakash, J.; Samad, A.; Abbasvoch, A. (2009). Experimental investigation on shear capacity of reinforced concrete precracked push-off specimens with externally bonded bi-directional carbon fibre reinforced. Modern Applied Science, Vol. 3, N. 7, pp. 86–98.

[11] Kou, S.C.; Poon, C.S. (2009). Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates. Cement and Concrete Composites, Vol. 31, N. 9, pp. 622–627.

[12] García-González, J; Barroqueiro, T.; Evangelista, L.; de Brito, J.; de Belie, N.; Morán-del Pozo, J.; Juan-Valdés, A. (2017). Fracture energy of coarse recycled aggregate concrete using the wedge splitting test method: influence of water-reducing admixtures, Materials and Structures, Vol. 50, N. 2.

[13] Poon, C. S.; Shui, Z.; Lam, L (2004). Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. Construction and Building Materials, Vol. 18, N. 6, pp. 461–468.

[14] Evangelista, L. (2014). Comportamento de betões com agregados finos reciclados de betão. Tese Doutoramento em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

[15] Barragán, B.; Gettu, R.; Agulló, L.; Zerbino, R. (2006). ACI Materials Journal, Vol. 103, N. 4, pp. 251–257.

[16] Echegaray-Oviedo, J.; Cuenca, E.; Navarro-Gregori, J.; Serna, P. (2104). Influence of the fiber reinforcement in concrete under direct shear. Proc. 10th Fib Int. PhD Symposium in Civil Engineering.

Sessão 5C

Integración de OpenSees en el software de CYPE





Javier Pereiro-Barceló[1] **Manuel Fernández-Baños**[2]

RESUMEN

OpenSees es un software de reconocido prestigio para realizar análisis sísmicos no lineales. CYPE ha integrado OpenSees como motor de cálculo en sus nuevos programas de análisis estructural (StruBIM). Con el propósito de mantener todas las funcionalidades del motor de cálculo de CYPE, se desarrollaron dos nuevos elementos para OpenSees: una barra elástica de 2 nodos unidimensional y un elemento de capa triangular de 6 nodos. Ambos admiten un amplio tipo de cargas, excentricidades locales y multiplicadores de rigidez. El elemento barra calcula fuerzas seccionales y los desplazamientos en cualquier punto interno del elemento sin agregar nuevos nodos. El elemento lámina admite secciones gruesas, tiene en cuenta el bloqueo de cortante y funciona para análisis no lineales. StruBIM se integra en un flujo de trabajo colaborativo, multidisciplinar y multiusuario llamado Open BIM, provocando que OpenSees pueda ser utilizado dentro de esta filosofía de trabajo. El proceso del cálculo y diseño estructural integrado en el flujo del trabajo Open BIM no complica ni modifica el modo de trabajar que tradicionalmente se ha llevado a cabo con las herramientas de cálculo existentes. La comunicación necesaria entre los proyectistas de estructuras y el resto de agentes intervinientes en el proyecto se estandariza mediante el uso de ficheros IFC. A partir de un modelo arquitectónico en IFC, se diseña la estructura.

Palabras clave: Elementos finitos, lámina, OpenSees, análisis estructural, BIM.

1. INTRODUCCIÓN

OpenSees [1] es una herramienta de reconocido prestigio para realizar análisis lineales o no lineales de estructuras, desarrollado en la Universidad de California, Berkeley. Su uso se ha generalizado en todo el mundo y permite a los usuarios crear modelos de elementos finitos para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos sometidos a terremotos y otros peligros. OpenSees [1] está escrito principalmente en C++ y utiliza varias bibliotecas numéricas Fortran y C para resolver ecuaciones lineales y rutinas de materiales y elementos.

CYPE ha integrado OpenSees [1] como motor de cálculo para la suite StruBIM [2] formada por varios programas entre los que destacan: StruBIM Analysis, StruBIM Design y StruBIM Foundations. Estos programas se encargan de analizar, diseñar y verificar las estructuras, incluidas las cimentaciones y utilizan las siguientes normativas estadounidenses: ACI 318 [3], ANSI/AISC [4] y ASCE 7-16 [5].

[1]CYPE Ingenieros S.A., Alicante, España. javier.pereiro@cype.com
[2]CYPE Ingenieros S.A., Alicante, España. manuel.fernandez@cype.com

A su vez, StruBIM está integrado en un flujo de trabajo Open BIM. En el entorno Open BIM, los proyectos se resuelven de forma colaborativa y progresiva mediante el intercambio de información vía ficheros IFC. Este formato es estándar, no tiene propietario y, consecuentemente, garantiza la perdurabilidad del proyecto ya que no está sujeto a las vicisitudes de ninguna compañía. Además permite que cualquier herramienta de cualquier fabricante pueda ser parte del flujo de trabajo de una manera sencilla y, por lo tanto, no obliga a los usuarios a tener que modificar sus hábitos de trabajo actuales.

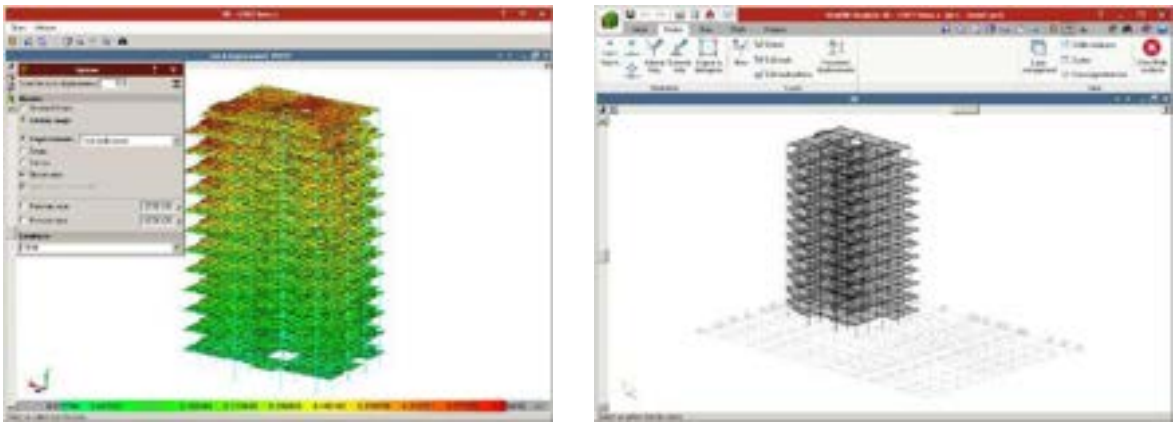
El proyecto BIM se define a medida que los miembros del equipo de trabajo establecen propuestas y soluciones para todos los aspectos del proyecto: estructuras, instalaciones, planificación urbana, mobiliario, etc. Los proyectos se desarrollan de manera integrada, ya que cada usuario autorizado puede llevar a cabo propuestas y diseños, mientras trabaja de manera simultánea y siempre mantiene el proyecto actualizado con la información que ha sido presentada por otros usuarios. Esto significa que todos los usuarios autorizados pueden ver el proyecto BIM completo, en tiempo real, en su estado actualizado desde las aplicaciones que cada persona que interviene en el proyecto utilice. Por lo tanto, los usuarios pueden trabajar con aplicaciones altamente especializadas para resolver cada aspecto del proyecto en detalle y la relación e interacción entre todas las aplicaciones se resuelve mediante la inclusión e integración del modelo BIM compuesto por todas las soluciones adoptadas para cada área del proyecto.

En el flujo de trabajo Open BIM, StruBIM Análisis (Figura 1.a) se utiliza para generar, editar y calcular un modelo analítico creado a partir de un modelo estructural (importado a través de un archivo en formato IFC o XML o bien creado en el propio programa). El análisis de la estructura se realiza mediante el método de elementos finitos. Con StruBIM Design (Figura 1.b) se diseñan, verifican y editan elementos de hormigón armado o acero, desde un modelo estructural (importado a través de un archivo en formato IFC o XML) y un modelo analítico global (importado de StruBIM Analysis o de un archivo XML). StruBIM Design también permite generar modelos analíticos locales de las plantas de la estructura que pueden calcularse utilizando los motores de cálculo OpenSees [1] o CYPE Frontal Solver. Estos modelos analíticos locales permiten crear análisis independientes de una planta a partir del modelo global. Esto mejora la flexibilidad durante el análisis estructural en las etapas iniciales del diseño. Los resultados son las comprobaciones normativas y los planos. Por otra parte, StruBIM Foundations (Figura 1.c) se encarga de generar, diseñar, verificar y editar cimentaciones basadas en un modelo estructural (importado a través de un archivo en formato IFC o XML) y un modelo analítico global (importado de StruBIM Analysis o de un archivo XML). StruBIM Foundations también permite la generación de modelos analíticos locales para cada nivel de cimentación que se pueden calcular utilizando los motores de cálculo OpenSees [1] o CYPE Frontal Solver. Los resultados del diseño son planos y tablas descriptivas.

En esta comunicación se mostrará la integración de OpenSees en el flujo de trabajo Open BIM debido a que constituye el motor de cálculo de StruBIM, el cual está integrado en el flujo de trabajo Open BIM. Previamente se mostrarán las extensiones que se han llevado a cabo sobre OpenSees para llegar a ser el motor de cálculo de StruBIM.

2. EXTENSIONES PRACTICADAS EN OPENSEES

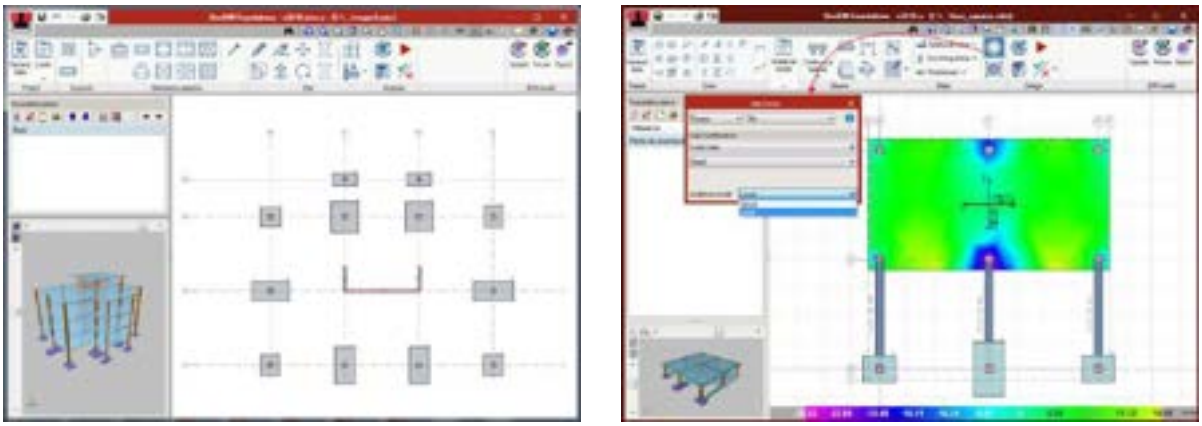
Para que OpenSees fuera el motor de cálculo de StruBIM, diversas extensiones de éste han sido efectuadas. Entre ellas destaca la creación de dos nuevos elementos finitos, uno unidimensional y otro bidimensional, así como mejoras en el algoritmo de resolución del sistema de ecuaciones y el cálculo en paralelo de varios casos de carga.



(a)



(b)



(c)

Figura 1. StruBIM: (a) StruBIM Analysis, (b) StruBIM Design, (c) StruBIM Foundations

2.1 Elemento unidimensional

Se ha creado un elemento finito elástico unidimensional de 2 nodos para OpenSees [1] (Figura 2). Sigue la teoría de Timoshenko. A continuación, se muestran las propiedades de este elemento:

2.1.1 Cargas

El elemento admite cargas puntuales, trapezoidales (incluso en una parte de la longitud) y temperatura (uniforme o con gradiente) (Figura 2.a). En el cálculo de las fuerzas de empotramiento perfecto, una la

carga $P(x)$ aplicada sobre el elemento, causa unos momento de reacción en cada extremo M_a y M_b. Teniendo esto en cuenta, el momento en cualquier posición x puede descomponerse en la suma del momento de un elemento análogo biarticulado bajo la carga $P(x)$ (M^P) y los momentos M_a y M_b. De acuerdo con el teorema de Castiglinao para calcular los giros en los extremos de una viga isostática y operando, las expresiones de los momentos de reacción M_a y M_b se muestran en (1) [6]. El resto de las reacciones se puede obtener imponiendo las condiciones de equilibrio. Se puede observar en las siguientes ecuaciones que se consideran las deformaciones causadas por el cortante.

$$M = \frac{1}{\gamma}\left\{m\left[\int_0^L M^P\left(1-\frac{x}{L}\right)\frac{dx}{EI}+\frac{1}{L}\int_0^L Q^c\frac{dx}{GA_v}\right]+n\left[-\int_0^L M^P\frac{x}{L}\frac{dx}{EI}+\frac{1}{L}\int_0^L Q^c\frac{dx}{GA_v}\right]\right\} \quad (1)$$

donde:

$$\gamma_1 = \int_0^L\left(1-\frac{x}{L}\right)\frac{dx}{EI}, \gamma_2 = \int_0^L\frac{x}{L}\left(1-\frac{x}{L}\right)\frac{dx}{EI}, \gamma_3 = \int_0^L\left(\frac{x}{L}\right)^3\frac{dx}{EI}, \gamma_4 = \int_0^L\left(\frac{1}{L^2}\right)\frac{dx}{GA_v} \quad (2)$$

$$\gamma = (\gamma_1+\gamma_4)(\gamma_3+\gamma_4)-(\gamma_2-\gamma_4)^2 \quad (3)$$

$m = (\gamma_3+\gamma_4)$ para M_a (4)

$m = (\gamma_2-\gamma_4)$ para M_b (5)

$n = (\gamma_2-\gamma_4)$ para M_a (6)

$n = (\gamma_1+\gamma_4)$ para M_b (7)

E: Módulo de elasticidad

G: Módulo de deformación a cortante

A_v: Área de cortante

L: Longitud del elemento

2.1.2 Excentricidades locales

Una excentricidad local es una forma de cambiar la posición relativa del eje local de los elementos unidimensionales. Esto permite modelar, por ejemplo, que la cara superior o inferior de una viga coincida con una cara de losa que conforma el forjado. Además, en estructuras de acero permite modelar juntas complejas entre barras. Las excentricidades locales se modelan como restricciones multipunto donde los grados de libertad maestros se relacionan con los esclavos según los desplazamientos de los extremos de los ejes locales [7].

2.1.3 Esfuerzos

En los elementos unidimensionales los esfuerzos en los nodos coinciden con las fuerzas nodales, ya que existe una correspondencia directa entre las 6 fuerzas internas y los 6 esfuerzos (esto no ocurre con los elementos bidimensionales). Sin embargo, si se requiere conocer los esfuerzos en un punto interno del elemento, en principio se debería agregar un nodo interno en ese punto. Si los elementos son elásticos, esta adición puede evitarse utilizando las condiciones de equilibro. De esta forma, gracias las fuerzas nodales después del análisis, se obtienen las leyes de esfuerzos a lo largo del elemento, teniendo en cuenta las cargas actuantes en el interior de éste.

2.1.4 Flechas

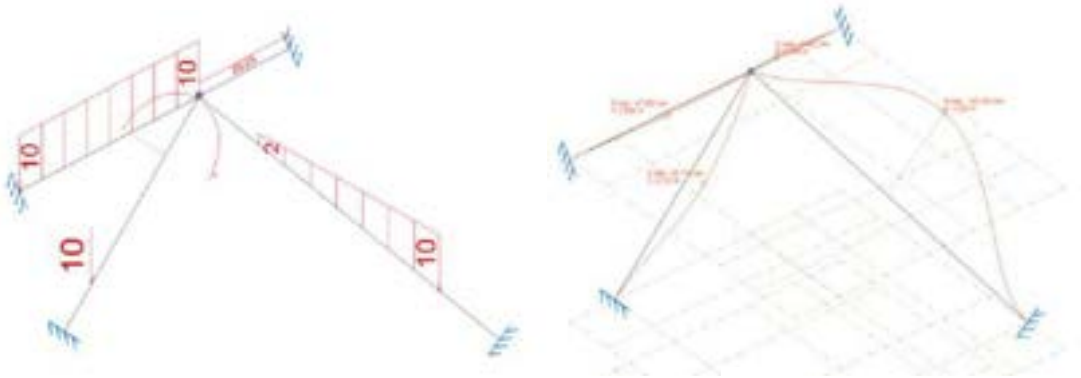
El elemento creado sigue la teoría de Timoshenko por la cual los desplazamientos y los giros son la suma de dos términos: desplazamientos y giros debidos a la flexión y los debidos al cortante. La deformada se obtiene integrando las siguientes ecuaciones diferenciales de resistencia de materiales, en puntos internos del elemento (Figura 2.b):

$$EI\frac{d^2y(x)}{dx^2} = M(x) \quad (8)$$

$$A_v\frac{dy(x)}{dx} = V(x) \quad (9)$$

2.1.5 Modificadores de la rigidez

La rigidez axial, de flexión y de torsión del elemento se puede reducir gracias a los modificadores de rigidez si es necesario.



(a) (b)

Figura 2.Elemento unidimensional: (a) Cargas aplicadas, (b) Deformada

2.2 Elemento lámina

Se ha creado un elemento triangular de 6 nodos (debido a que el mallador de StruBIM está pensado para mallar las superficies con triángulos) con comportamiento de membrana y de placa (Figura 3). Es apto tanto para análisis lineales como no lineales. Las funciones de forma que utiliza son cuadráticas y está adaptado para calcular láminas delgadas y gruesas [8].

2.2.1 Cargas

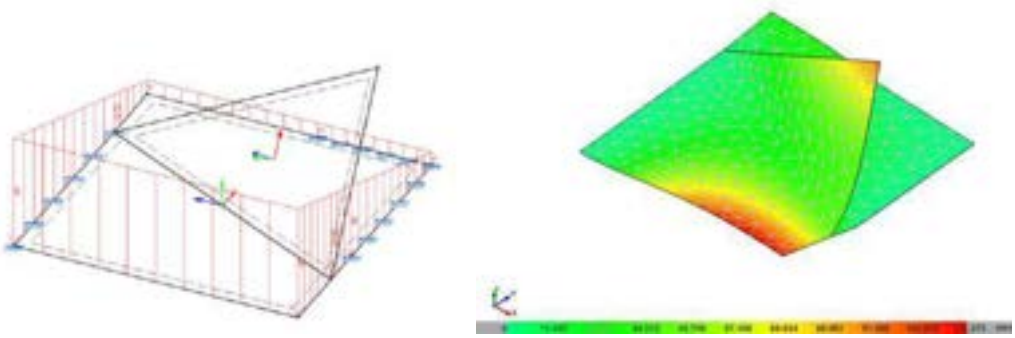
El elemento admite cargas trapezoidales y de temperatura (Figura 3.a). Las ecuaciones de estas cargas son (10 - 11), las cuales se integran numéricamente:

$$\boldsymbol{f}_{trap}^{(e)} = \int \int_{A^{(e)}} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{b} t dA \tag{10}$$

$$\boldsymbol{f}_{temp}^{(e)} = \int \int_{A^{(e)}} \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{D} \boldsymbol{\varepsilon^0} t dA \tag{11}$$

donde:

- $\boldsymbol{N}$: Matriz de forma
- $\boldsymbol{B}$: Matriz derivativa
- $\boldsymbol{D}$: Matriz constitutiva
- $\boldsymbol{b}$: Carga distribuida en el área del elemento
- $\boldsymbol{\varepsilon^0}$: Deformación inicial debida a la temperatura
- t: Espesor de la lámina



(a) (b)

Figura 3. Elemento lámina: (a) Cargas aplicadas, (b) Deformada

2.2.2 Excentricidades locales

Como en el caso del elemento unidimensional, este elemento soporta el cambio de su plano de definición. La explicación es la misma que en el elemento de una dimensión.

2.2.3 Coplanareidad

Este elemento lámina tiene como dato de entrada si cada nodo es coplanar o no lo es. Si un nodo es coplanar, una rigidez ficticia se asigna al grado de libertad rotacional que es perpendicular al elemento.

2.2.4 Optimización para problemas lineales

El elemento es apto para realizar tanto análisis lineales como no lineales. En el caso de análisis lineales, se ha introducido una optimización que consiste en evaluar la matriz de rigidez una única vez en todo el análisis.

2.2.5 Modificadores de la rigidez

Cada componente de rigidez de membrana o de placa puede ser modificada individualmente.

2.2.6 Bloqueo del cortante

El bloqueo de cortante surge como consecuencia de la incapacidad de un elemento para reproducir la deformabilidad frente al esfuerzo cortante. En una lámina cuyo espesor se aproxima a cero, las distorsiones angulares γ_{xz} y γ_{yz} deben ser aproximadamente cero. Esto normalmente no se consigue en los puntos de Gauss del elemento finito porque las funciones de forma **N** forman una matriz derivada **B** incapaz de ofrecer estos resultados cuando el espesor tiende a cero. Por esta razón, se emplea una nueva matriz **B**, la cual se evalúa en varios puntos determinados (puntos de colocación) dependiendo del elemento. Las distorsiones γ_{xz} y γ_{yz} pueden ser cero en estos puntos de colocación. Estas distorsiones angulares son interpoladas en el resto del elemento mediante funciones lineales (12 - 13). Los puntos de colocación del elemento de 6 nodos se representan en la Figura 3 en coordenadas isoparamétricas.

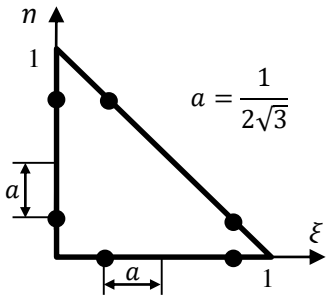


Figura 4. Coordenadas de los puntos de colocación

Las expresiones de interpolación de las distorsiones angulares son las siguientes:

$$\gamma_\xi = \alpha_1 + \alpha_2\xi + \alpha_3\eta \quad (12)$$

$$\gamma_\eta = \alpha_4 + \alpha_5\xi + \alpha_6\eta \quad (13)$$

donde:

γ_ξ: Distorsión angular expresada en la coordenada isoparamétricas ξ
γ_η: Distorsión angular expresada en la coordenada isoparamétricas η
α_i: Parámetro de interpolación

2.3 Mejoras en la resolución del sistema de ecuaciones

MUMPS (Multifrontal Massively Parallel Sparse Direct Solver) [9], un nuevo algoritmo para resolver el sistema de ecuaciones, desarrollado conjuntamente en varias universidades europeas, ha sido implementado. Con él, el proceso de cálculo se acelera notablemente. Además, se introduce la capacidad de calcular varios casos de carga en paralelo y un nuevo sistema para relacionar los grados de libertad en las relaciones cinemáticas entre varios grados de libertad.

3. OPENSEES INTEGRADO EN UN FLUJO DE TRABAJO BIM

La integración de OpenSees en StruBIM no sólo le dota de una interfaz fácil de utilizar sino que también le dota de la integración en un flujo de trabajo Open BIM. OpenSees, como todos los programas informáticos estructurales, procesa elementos analíticos tales como elementos unidimensionales, elementos de lámina, la relación entre grados de libertad, etc. Por lo tanto, esto implica que la herramienta de análisis estructural pueda leer el modelo estructural (vigas, columnas, losas...) y crear el modelo analítico, añadiendo, si es necesario, información que no pueda ser introducida en la herramienta de modelado. StruBIM Analysis [2] es capaz de realizar todo esto. El procedimiento desde la creación del modelo arquitectónico hasta tener los planos se ilustra en la Figura 5.

Con respecto a la generación del modelo analítico a partir del modelo estructural, StruBIM Analysis [2] transforma automáticamente entidades como columnas, vigas o losas, en elementos analíticos unidimensionales y bidimensionales. Para resolver problemas derivados de esta conversión se agregan restricciones cinemáticas para asegurar que el modelo analítico se comporte como se espera del modelo estructural. Esto resuelve problemas como, por ejemplo, cuando se conectan elementos estructurales con diferentes cantos y, en consecuencia, los ejes de los elementos estructurales no coinciden y, por lo tanto, tampoco los nodos de elementos finitos del modelo analítico.

Los principales beneficios para los usuarios es que podrán usar toda la funcionalidad de OpenSees cuando importen el modelo estructural en StruBIM. El modelo estructural que se deriva del modelo arquitectónico se puede crear con cualquier herramienta comercial de modelado disponible en el mercado. El usuario podrá realizar un análisis complejo no lineal de una estructura real con OpenSees con un mínimo esfuerzo. Esto es impensable utilizando únicamente OpenSees de forma aislada, ya que la entrada de datos de OpenSees es por código en formato TCL.

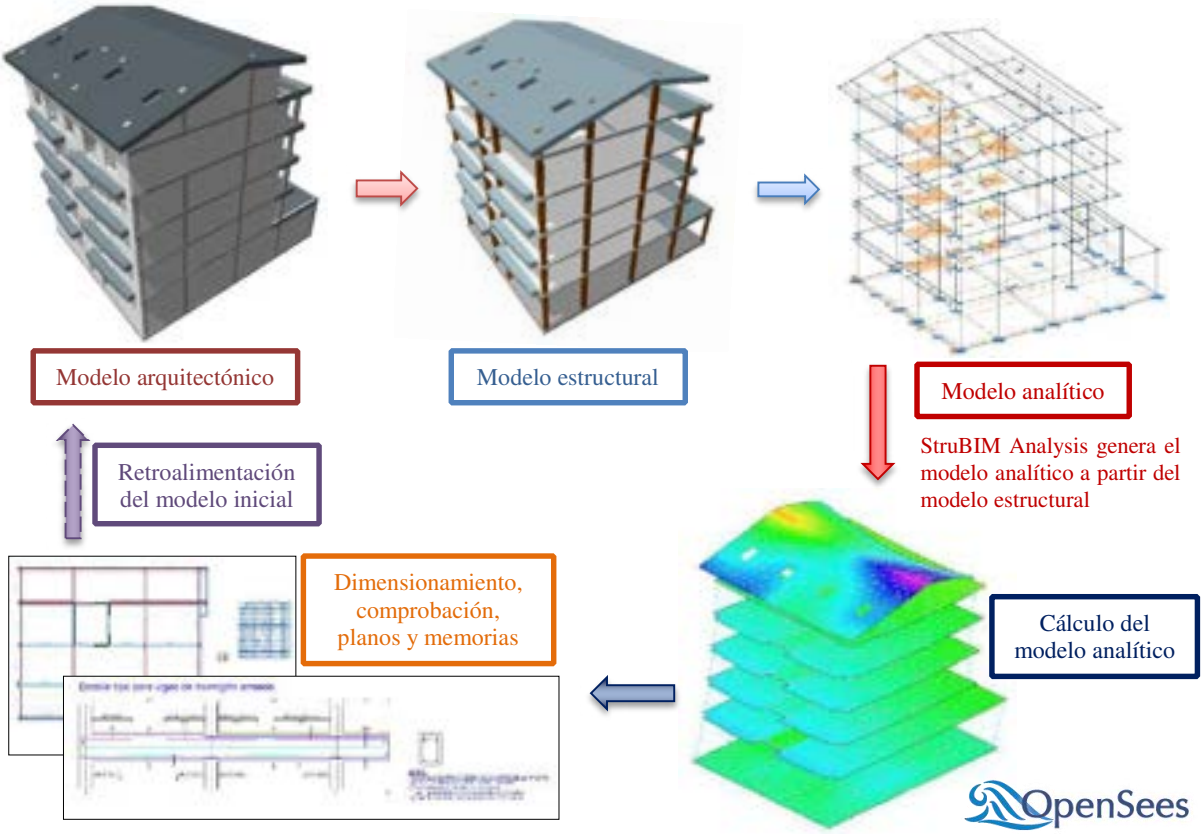


Figura 5. Análisis estructural con OpenSees integrado en un flujo de trabajo BIM

4. CONSLUSIONES

- OpenSees se ha integrado en el flujo de trabajo Open BIM, una propuesta global para lograr la colaboración del usuario en el diseño, ejecución y mantenimiento de edificios, basado en un intercambio de información utilizando formatos estándar (IFC). El alto rendimiento de OpenSees más la velocidad y la conveniencia de los modelos BIM constituyen una poderosa combinación para lidiar con el diseño estructural.
- En el flujo Open BIM, los usuarios trabajan con aplicaciones altamente especializadas para resolver cada aspecto del proyecto en detalle. La relación e interacción entre todas las aplicaciones se resuelve mediante la inclusión e integración del modelo BIM compuesto por todas las soluciones adoptadas para cada área del proyecto.
- OpenSees en sí mismo requiere la entrada de datos mediante código. Los principales beneficios que los usuarios pueden tomar de la integración de OpenSees en un flujo de trabajo Open BIM es que podrán usar toda la funcionalidad de OpenSees solo importando el modelo estructural en StruBIM. El modelo estructural que se deriva del modelo arquitectónico se puede realizar con cualquier herramienta comercial de modelado disponible en el mercado.
- OpenSees pronto proporcionará a StruBIM la posibilidad de realizar análisis dinámicos y no lineales de estructuras complejas que se volverían muy difíciles de modelar sin las capacidades que StruBIM ofrece.
- Para poder utilizar OpenSees como motor de cálculo de StruBIM, se han creado dos nuevos elementos para OpenSees, uno unidimensional y uno bidimensional, se ha mejorado la resolución del sistema de ecuaciones y se ha introducido el cálculo en paralelo de varios casos de carga.
- El elemento unidimensional admite una amplia variedad de cargas, excentricidades locales, modificadores de rigidez y obtiene esfuerzos y deformada en los puntos internos de los elementos sin agregar nuevos nodos.
- El elemento lámina es un elemento triangular de 6 nodos con comportamiento de membrana y placa. Realiza análisis lineales y no lineales. Admite secciones delgadas y gruesas, cargas trapezoidales y de temperatura, excentricidades locales, modificadores de rigidez y evita el bloqueo del cortante. Trata la coplanareidad y, si el análisis es lineal, optimiza el proceso de cálculo.

REFERENCIAS

[1] McKenna F, Fenves GL, Filippou FC. OpenSees. University of California, Berkeley.
[2] StruBIM Analysis (2018). Alicante, Spain: CYPE Ingenieros, S.A.
[3] ACI Committee 318 (2014). ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
[4] American Institute of Steel Construction (2016). ANSI /AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings. 130 East Randolph Street, Suite 2000 Chicago, Illinois 60601-6204.
[5] ASCE, American Society of Civil Engineers. ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
[6] Canet JM. (2012). Resistencia de Materiales y Estructuras. Centro Internacional de Métodos Numéricos En Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
[7] Felipaa CA. (2004). Introduction to Finite Element Methods. Department of Aerospace Engineering Sciences and Enter for Aerospace Structures, University of Colorado, USA.
[8] Oñate E. (1992). Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos, 1th Edition. Centro Internacional de Métodos Numéricos En Ingeniería, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
[9] CERFACS, IRIT-ENSEEIHT, ENS Lyon, Inria, CNRS, University of Bordeaux (2017). MUMPS: Multifrontal Massively Parallel Sparse Direct Solver.

Comprobación por software de anclajes a elementos de hormigón



Javier Pereiro-Barceló[1]

RESUMEN

El diseño de los anclajes en hormigón debe considerar tanto la resistencia del acero de los anclajes como la resistencia asociada con la porción de los anclajes que está empotrada, ambas tanto a tracción como a cortante. La menor de estas dos resistencias será la que determine el diseño.
La resistencia del acero de un anclaje depende de las propiedades del acero y del tamaño del anclaje. La resistencia de la porción empotrada del anclaje depende de su longitud de empotramiento, de la resistencia del hormigón, de la proximidad de otros anclajes, de la distancia a los bordes libres, y de las características del extremo empotrado del anclaje (anclaje con cabeza, con gancho, de expansión, rebajado, etc.). En función de las características anteriores la resistencia de la porción empotrada del anclaje puede depender de la resistencia por arrancamiento del hormigón, por deslizamiento, por desprendimiento lateral, por adherencia y por cabeceo.

Con el objetivo de automatizar la comprobación normativa de los anclajes, CYPE ha desarrollado StruBIM Anchors. Este software comprueba anclajes o grupos de anclajes, de cualquier tipo presente en la normativa ACI 318, y proporciona los listados de comprobación. En este artículo se mostrará la parte analítica que utiliza este software para llevar a cabo los cálculos.

Palabras clave: Anclajes, análisis estructural, ACI 318.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, muchas obras que se diseñan y construyen, requieren de uniones entre elementos metálicos y elementos de hormigón. Esta unión se suele resolver mediante anclajes (tornillos o pernos) que unen el elemento metálico con el elemento de hormigón. Estos anclajes deben calcularse adecuadamente ya que numerosos fallos en estructuras ya construidas se han dado por errores en el diseño de los anclajes. A tal efecto, se han creado normativas para la comprobación de los anclajes: A nivel europeo: ETAG001 Anejo C [1], para anclajes mecánicos y cargas estáticas, TR029 [2], para anclajes adheridos y cargas estáticas y TR045 [3] para ambos tipos de anclajes y cargas dinámicas. A nivel estadounidense: ACI 318 [4,5].

StruBIM Anchors es un programa para la comprobación de anclajes a elementos de hormigón basado, por el momento, en la normativa ACI (ACI 318-11 [4] Anejo D o ACI 318-14 [5] Artículo 17). Comprueba anclajes preinstalados del tipo tornillo con cabeza, tornillo en L, tornillo en J y perno con

[1]CYPE Ingenieros S.A., Alicante, España. javier.pereiro@cype.com

cabeza soldado a la placa, además de anclajes postinstalados tales como anclajes adheridos, anclajes con sobreperforación en su base, anclajes de expansión de torsor controlado con camisa y tipo perno, anclajes de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante. StruBIM Anchors está integrado en el flujo de trabajo Open BIM a través del BIMserver.center. Actualmente, el programa aporta al modelo BIM un archivo IFC con enlaces a los ficheros PDF de los listados de comprobaciones.

2. COMPROBACIONES DE ANCLAJES: CONSTITUTICIÓN ANALÍTICA

La interfaz de StruBIM Anchors se puede observar en la Figura 1. En el lado izquierdo se encuentra todas las placas de anclaje de la obra. Para parte central, comprende los datos relativos a los anclajes para cada una de las placas: datos geométricos, mecánicos, disposición, materiales, etc. En el lado derecho se encuentra cada una de las comprobaciones que se deben verificar para el caso introducido. Se indica si la comprobación cumple los requisitos de la norma o no con los correspondientes iconos. Además se pueden consultar los listados de cada comprobación individualmente o de todas a la vez.

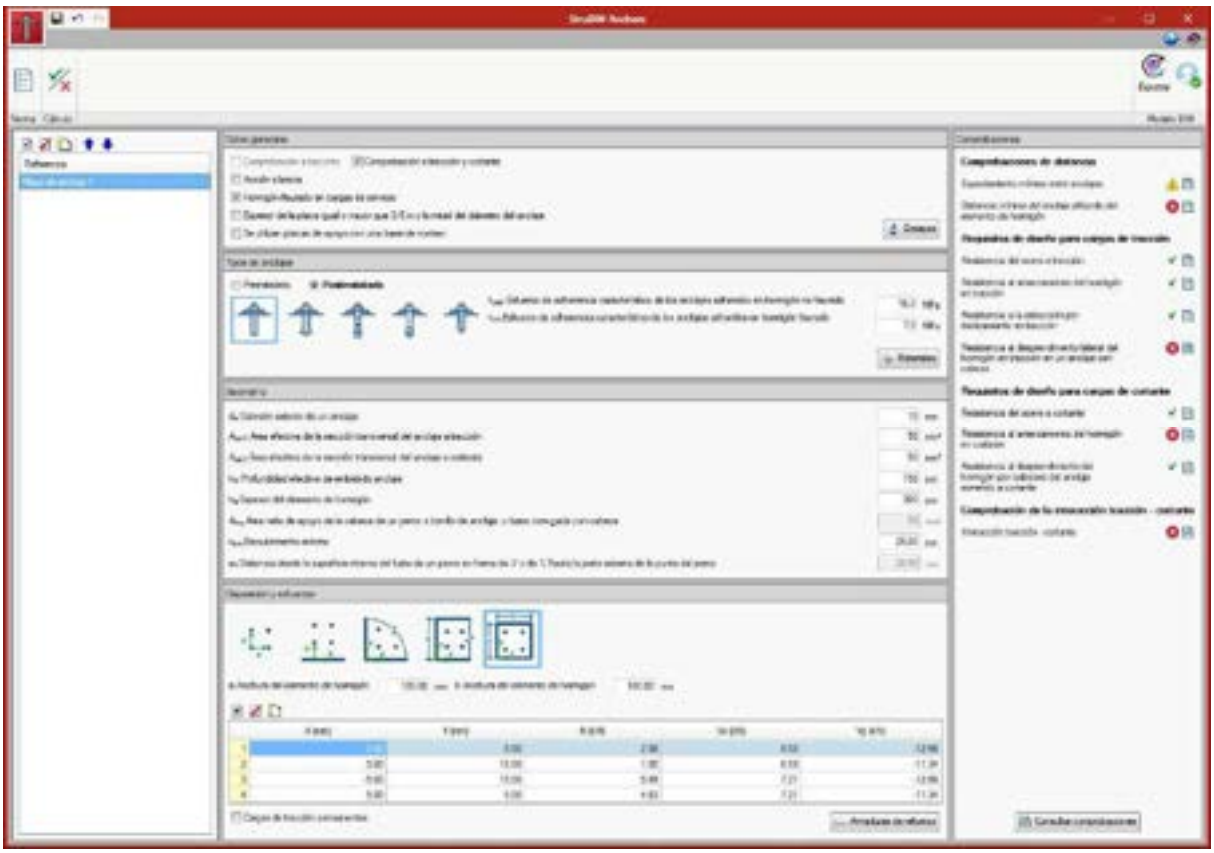


Figura 1. Intezfaz de StruBIM Anchors

2.1 Comprobaciones de distancias

2.1.1 Espaciamiento mínimo entre anclajes e_a (ACI 318-11, D.8.1 / ACI 318-14, 17.7.1)

En los anclajes preinstalados sin torsión se debe satisfacer:

$e_a \geq 4d_a$

En todos los anclajes postinstalados y en los preinstalados sometidos a torsión durante su instalación:

$e_a \geq 6d_a$

Si existen ensayos para determinar el espaciamiento mínimo entre anclajes, se debe satisfacer:

$e_b \geq test$

Donde:

d_a: Diámetro del anclaje.

2.1.2 Distancia mínima del anclaje al borde e_b

En los anclajes preinstalados sin torsión se debe satisfacer (ACI 318-11, D.8.2 / ACI 318-14, 17.7.2):

$e_b \geq r_{min}$

Donde:

r_{min}: Recubrimiento mínimo de hormigón.

En los anclajes preinstalados con torsión se debe satisfacer (ACI 318-11, D.8.2 / ACI 318-14, 17.7.2):

$e_b \geq 6d_a$

En los anclajes postinstalados se debe satisfacer: (ACI 318-11, D.8.3 / ACI 318-14, 17.7.3):

$e_b \geq MAX(r_{min},\ \text{Tabla 1}) \geq 2 \cdot TMA$

Tabla 1. Distancia mínima al borde.

Tipo de anclaje	Distancia mínima al borde
Anclajes adheridos	$6d_a$
Anclajes con sobreperforación en su base	$6d_a$
Anclajes controlados por torsor	$8d_a$
Anclajes controlados por desplazamiento	$10d_a$

Si existen ensayos para determinar la distancia mínima al borde, se debe satisfacer: (ACI 318-11, D.8.1 y D.8.3 / ACI 318-14, 17.7.1 y 17.7.3):

$e_b \geq MAX(r_{min}, test) \geq 2 \cdot TMA$

Donde:

TMA: Tamaño máximo del árido.

Si d_a no cumple, se utilizará un d'_a que cumpla con las especificaciones anteriores para los cálculos.

2.1.3 Valor máximo de la profundidad efectiva de embebido del anclaje h_{ef} (ACI 318-11, D.8.5 / ACI 318-14, 17.7.5)

En anclajes postinstalados de expansion o con sobreperforación en su base se debe satisfacer:

$h_{ef} \leq MAX(\frac{2}{3}h_a, h_a - 4\ in)$

En anclajes postinstalados de expansion o con sobreperforación en su base, si se ha realizado ensayos para determinar la profundidad efectiva de embebido h_{ef}, se debe satisfacer:

$h_{ef} \leq test$

Donde:

h_a: Espesor del elemento de hormigón.

2.2 Requisitos de diseño para cargas de tracción

2.2.1 Resistencia del acero a tracción (ACI 318-11, D.5.1 / ACI 318-14, 17.4.1)

Se debe satisfacer:

$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$

Donde:

$N_{ua,i}$: Fuerza mayorada de tracción aplicada al anclaje sometido a la tracción más alta.

N_{sa}: Resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción, determinada por la resistencia del acero:

$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$

$A_{se,N}$: Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción.

f_{uta}: Resistencia especificada a tracción del acero del anclaje. Su valor debe ser menor o igual que MIN(1.9 f_{ya}, 125000 psi).

f_{ya}: Límite elástico del acero del anclaje.

2.2.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón en tracción (ACI 318-11, D.5.2 / ACI 318-14, 17.4.2)

$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$

Si el anclaje está sometido a cargas sísmicas:

$0.75\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$

Donde:

$N_{ua,g}$: Fuerza mayorada total en tracción aplicada a un grupo de anclajes.

N_{cbg}: Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción de un grupo de anclajes. Cuando $d_a \leq 4\ in$, su valor es $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}\psi_{ec,N}\psi_{ed,N}\psi_{c,N}\psi_{cp,N}N_b$. Si $d_a > 4\ in$, N_{cbg} se debe determinar mediante la experimentación.

A_{Nc}: Área de rotura proyectada del hormigón en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción. Sólo se tienen en cuenta los anclajes traccionados:

$A_{N,c} \leq nA_{Nco}$

A_{Nco}: Área de rotura proyectada del hormigón en un solo anclaje, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento:

$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$

n: Número de anclajes traccionados.

N_b: Resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción de un solo anclaje en hormigón fisurado: $N_b = k_c\lambda_a\sqrt{f_c'}{h_{ef}}^{1.5}$. En el caso de pernos y tornillos con cabeza y cuando $11\ \text{in} \leq h_{ef} \leq 25\ \text{in}$, su valor es el mayor entre la expresión anterior y $N_b = 16\lambda_a\sqrt{f_c'}{h_{ef}}^{5/3}$.

k_c: Coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción. En el caso de anclajes preinstalados su valor es 24 en el caso de anclajes postinstalados su valor es 17. El el caso de anclajes postinstalados su valor debe venir determinado por la experimentación.

λ_a: Factor reductor de resistencia del hormigón ligero.

f_c': Resistencia a compresión del hormigón.

h_{ef}: Profunidad efectiva de embebido del anclaje.

$\psi_{ec,N}$: Factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción:

$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1+\frac{2e_N'}{3h_{ef}}\right)} \leq 1$

e_N': Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción. Sólo se tienen en cuenta los anclajes traccionados.

$\psi_{ed,N}$: Factor de modificación de efectos de borde:

$\psi_{ed,N} = 1.0$ si $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$

$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}}$ si $c_{a,\min} < 1.5h_{ef}$

$c_{a,min}$: Mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del hormigón.

$\psi_{c,N}$: Factor de modificación de la resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción si no hay fisuración en servicio. Su valor se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores de $\psi_{c,N}$.

Tipo de anclaje	$\psi_{c,N}$
-Anclajes preinstalados	1.25
-Anclajes postinstalados cuando k_c = 17	1.4
-Anclajes postinstalados cuando k_c se toma de ensayos experimentales calificados para ser utilizados en hormigón fisurado o no fisurado	Experimentación
-Anclajes postinstalados cuando k_c se toma de ensayos experimentales calificados para ser utilizados sólo en hormigón no fisurado	1.0

$\psi_{cp,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en hormigón no fisurado, sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción causados por la instalación. Cuando no se cumple alguna de las anteriores condiciones o cuando $c_{a,min} < c_{ac}$: $\psi_{cp,N} = 1.0$. Si se cumplen todas las condiciones y $c_{a,min} < c_{ac}$: $\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq 1.5 \cdot {h_{ef}}/{c_{ac}}$.

c_{ac}: Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje post instalado en tracción en hormigón no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento. Si se dispone de ensayos, el valor de c_{ac} es el valor determinado por el ensayo, si no, es el valor determinado por ACI 318-11 D.8.6. o ACI-14 17.7.6.
ϕ: Factor de reducción de resistencia.

Si existen armaduras de refuerzo del anclaje, la verificación de este apartado se satisface si se cumple lo dispuesto anteriormente o si se satisface la siguiente expresión. Según ACI 318, se entiende por refuerzo de anclaje aquel usado y concebido para transferir toda la fuerza de diseño desde los anclajes hacia otro elemento estructural:

$k_{ar}N_{ar} \geq N_{ua,g}$

Donde:

$N_{ua,g}$: Fuerza mayorada de tracción aplicada a un grupo de anclajes.
k_{ar}: Factor de reducción de la resistencia del refuerzo.
N_{ar}: Resistencia en tracción de la armadura de refuerzo.

$$N_{ar} = A_{ar,N} f_{y,ar}$$

$f_{y,ar}$: Límite elástico del acero de la armadura de refuerzo.
$A_{ar,N}$: Área de la armadura de refuerzo en tracción.

2.2.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (ACI 318-11, D.5.3 / ACI 318-14, 17.4.3)

Esta comprobación se realiza para todos los anclajes excepto para los anclajes adheridos. Se debe satisfacer:

$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$

Si los anclajes están sometidos a cargas sísimicas:

$0.75\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$

Donde:

$N_{ua,i}$: Fuerza mayorada de tracción aplicada al anclaje sometido a mayores esfuerzos de tracción.
N_{pn}: Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje:

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p$$

N_p: Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en hormigón fisurado. Su valor se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Valor de N_p.

Tipo de anclaje	N_p
Perno o tornillo con cabeza	$N_p = 8A_{brg}f'_c$
Tornillo con gancho en L o J donde $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$	$N_p = 0.9f'_c e_h d_a$
Tornillo con gancho en L o J donde $e_h < 3d_a$ ó $e_h > 4.5d_a$	Experimentación
Anclajes postinstalados	Experimentación

*Si existe experimentación, los datos de ésta siempre prevalecen a las expresiones de esta tabla (ACI 318-11, D.5.3.3 / ACI 318-14, 17.4.3.3)

e_h: Distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno.
$\psi_{c,p}$: Factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuración en el hormigón. Si no hay fisuración en carga de servicio: $\psi_{c,p} = 1.4$, si hay fisuración en carga de servicio: $\psi_{c,p} = 1$.

2.2.4 Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón en tracción en un anclaje con cabeza (ACI 318-11, D.5.4 / ACI 318-14, 17.4.4)

Únicamente se consideran para esta comprobación los anclajes con cabeza cercanos a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$):

$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Si los anclajes están sometidos a cargas sísmicas:
$0.75\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Donde:

N_{ua}: Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes.

$N_{ua,g}$: Fuerza mayorada total en tracción aplicada a los anclajes de un grupo de anclajes cercanos a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$).

N_{sbg}: Resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes. Si $s < 6c_{a1}$: $N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb}$, si $s \geq 6c_{a1}$: $N_{sbg} = N_{sb}$.

N_{sb}: Resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje:

$N_{sb} = 160c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c}$

A_{brg}: Área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza.

s: Distancia mínima entre los anclajes exteriores ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) medida a lo largo del borde.

c_{a1}: Mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del hormigón.

2.2.5 Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (ACI 318-11, D.5.5 / ACI 318-14, 17.4.5)

En anclajes adheridos se debe satisfacer:
$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Si los anclajes están sometidos a acciones sísmicas:
$0.75\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Además, si los anclajes están sometidos a cargas permanentes de tracción se debe satisfacer:
$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s}$
Donde:

$N_{ua,g}$: Fuerza mayorada de tracción aplicada a un grupo de anclajes.

$N_{ua,s}$: Fuerza mayorada permanente en tracción del anclaje más solicitado.

N_{ag}: Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes adherido. Cuando $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ su expresión es la siguiente: $N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}}\psi_{ec,Na}\psi_{ed,Na}\psi_{cp,Na}N_{ba}$. Sin embargo, cuando $h_{ef} > 20d_a$ ó $h_{ef} < 4d_a$, su valor debe venir determinado por ensayos experimentales.

A_{Na}: Área de influencia proyectada de un anclaje adherido individual o de un grupo de anclajes. Sólo se consideran los anclajes traccionados.

A_{Nao}: Área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido, para calcular la resistencia a la adherencia en tracción si no está limitada por la distancia al borde o la separación:

$A_{Nao} = (2c_{Na})^2$

c_{Na}: Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje:

$c_{Na} = 10d_a\sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1100}}$

τ_{uncr}: Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en hormigón no fisurado:

N_{ba}: Resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje individual: $N_{ba} = \lambda_a\tau_{cr}\pi d_a h_{ef}$. Si se dispone de ensayos se deben utilizar los resultados experimentales.

τ_{cr}: Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en hormigón fisurado.

$\psi_{ec,Na}$: Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente en tracción:

$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{1+\frac{e'_N}{c_{Na}}} \leq 1$

e'_N: Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción. Sólo se consideran los anclajes traccionados.

$c_{a,min}$: Mínima distancia desde el centro del fuste del anclaje hasta el borde de hormigón.

$\psi_{ed,Na}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la proximidad de los bordes del miembro de hormigón. Cuando $c_{a,min} \geq c_{Na}$: $\psi_{ed,Na} = 1$. Por el contrario, si $c_{a,min} < c_{Na}$ su expresión es: $\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$.

$\psi_{cp,Na}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos utilizados en hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementario debido a la excentricidad de las cargas aplicadas. Cuando no se cumple alguna de las condiciones anteriores o cuando $c_{a,min} \geq c_{ac}$ su expresión es: $\psi_{cp,Na} = 1$. Por otro lado, cuando se cumplen las condiciones anteriores $c_{a,min} < c_{ac}$ su expresión es: $\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$.

2.3 Requisitos de diseño para cargas de cortante

2.3.1 Resistencia del acero a corante (ACI 318-11, D.6.1 / ACI 318-14, 17.5.1)

$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$

Donde:

$V_{ua,i}$: Fuerza cortante mayorada aplicada al anclaje sometido a mayor esfuerzo cortante:

$$V_{ua,i} = \sqrt{V_x{}^2 + V_y{}^2}$$

V_{sa}: Resistencia nominal a cortante de un anclaje determinada por la resistencia del acero. Su valor se obtiene de la Tabla 4. Si se utiliza una base de mortero, el valor de V_{sa} se debe multiplicar por 0.8.

Tabla 4. Resistencia nominal a cortante de un anclaje determinada por la resistencia del acero.

Tipo de anclaje	V_{sa}	ACI 318-11	ACI 318-14
Perno con cabeza	$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta}$	D.6.1.2 a)	17.5.1.2 a)
Tornillo con cabeza o gancho	$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta}$	D.6.1.2 b)	17.5.1.2 b)
Anclajes postinstalados donde las camisas no se extienden a través del plano de cortante	$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta}$	D.6.1.2 b)	17.5.1.2 b)
Anclajes postinstalados donde las camisas se extienden a través del plano de cortante	Experimentación o $V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta}$	D.6.1.2 c)	17.5.1.2 c)
Anclajes postinstalados de expansión o con sobreperforación en su base sometidos a cargas sísmicas	Experimentación	D.3.3.3	17.2.3.3

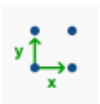
$A_{se,V}$: Área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante.

f_{uta}: Resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje. Su valor debe ser menor o igual que MIN(1.9 f_{ya}, 125000 psi).

f_{ya}: Límite elástico del acero del anclaje.

2.3.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón en cortante (ACI 318-11, D.6.2 / ACI 318-14, 17.5.2)

Esta comprobación depende de la posición de los anclajes con respecto a los bordes del elemento de hormigón:



En el caso en que los anclajes se encuentren en una zona interior del elemento de hormigón esta comprobación no se realiza.



Cuando los anclajes de una placa se encuentran cerca de un borde de hormigón, se realiza la comprobación en dirección –Y, de acuerdo con el criterio de signos de la figura de la izquierda. Las direcciones –X y +X resisten un cortante el doble del máximo que puede ser desarrollado en dirección –Y, acorde a lo dispuesto en el comentario de la sección D.6.2.1 de la ACI 318-11 o del artículo 17.5.2.1. de la ACI 318-14.



Cuando los anclajes de una placa se encuentran cerca de dos bordes de hormigón, se realiza la comprobación en dirección –X y –Y. Las direcciones +X y +Y resisten un cortante el doble del máximo que puede ser desarrollado en dirección –Y y –X respectivamente.



Cuando los anclajes de una placa se encuentran cerca de tres bordes de hormigón, se realiza la comprobación en dirección –X, –Y y +Y. Las dirección +X resisten un cortante que es el mínimo entre el máximo resistido en dirección –Y y el máximo en dirección +Y.



Cuando los anclajes de una placa se encuentran cerca de cuatro bordes de hormigón, se realiza la comprobación en cada dirección.

Cada dirección que se deba verificar, debe satisfacer la siguiente expresión:

$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$

Donde:

$V_{ua,g}$: Fuerza mayorada de cortante aplicada a un grupo de anclajes.

V_{cbg}: Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón a cortante de un grupo de anclajes.

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b$$

$A_{V,c}$: Área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a cortante:

$$A_{V,c} \leq nA_{Vco}$$

A_{Vco}: Área de falla proyectada del hormigón en un anclaje individual, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento o del espesor del elemento:

$$A_{Vco} = 4.5c_{a1}^2$$

V_b: Resistencia básica al arrancamiento por cortante del hormigón de un anclaje individual en hormigón fisurado. Su valor es el mostrado en la Tabla 5.

Tabla 5. Valores de V_b

Tipo de anclaje	V_b
- Anclajes preinstalados soldados a placas de acero de espesor mínimo: MAX (3/8 in, d_a/ 2), existe refuerzo suplementario en las esquinas cuando $c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$ y la separación mínima entre anclajes $s' \geq 2.5\ in$ en el caso de grupos de anclajes	MIN($V_b = 8\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$, $V_b = 9\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$)
- Resto de casos	MIN($V_b = 7\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$, $V_b = 9\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}$)

s': Mínima separación entre anclajes de un grupo.

l_e: Longitud de apoyo del anclaje en el hormigón frente a cortante. Para anclajes con rigidez constante en toda la longitud de embebido: $l_e = MIN(h_{ef}, 8d_a)$. Para anclajes con rigidez no constante en toda la longitud de embebido: $l_e = 2d_a$.

c_{a1}: Distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde de hormigón en la dirección de la fuerza cortante.

s: Máxima separación entre anclajes de un grupo, medida en la dirección perpendicular a la dirección de cortante.

$\psi_{ec,V}$: Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1+\frac{2e'_V}{3c_{a1}}\right)} \leq 1$$

e'_V: Distancia entre la resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y sentido, y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección.

$\psi_{ed,V}$: Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes de elementos de hormigón. Si $c_{a2,min} \geq 1.5c_{a1}$: $\psi_{ed,V} = 1.0$. Si $c_{a2,min} < 1.5c_{a1}$: $\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a2,min}}{1.5c_{a1}}$.

$c_{a2,min}$: Menor distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde de hormigón en dirección perpendicular a c_{a1}.

$\psi_{c,V}$: Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón y la presencia de refuerzo suplementario. Según ACI 318, se entiende por refuerzo suplementario aquel colocado para restringir el prisma de falla potencial por arrancamiento del hormigón, pero que no está diseñado para transferir la carga hacia otro miembro estructural. Su valor se muestra en ACI 318-11 D.6.2.7 o ACI 318-14 17.5.2.7.

$\psi_{h,V}$: Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de hormigón. Si $h_a \geq 1.5c_{a1}$: $\psi_{h,V} = 1.0$. Si $h_a < 1.5c_{a1}$: $\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$.

Si existen armaduras de refuerzo del anclaje, ésta puede prevenir el arrancamiento del hormigón por cortante y se procede de igual forma que en el apartado 2.2.2.

2.3.3 Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje sometido a cortante (ACI 318-11, D.6.3 / ACI 318-14, 17.5.3)

Se debe satisfacer:

$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

Donde:

$V_{ua,g}$: Fuerza mayorada de cortante aplicada a un grupo de anclajes.

V_{cpg}: Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo:

$$V_{cpg} = k_{cp}N_{cpg}$$

k_{cp}: Coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje. Cuando $h_{ef} < 2.5\ in$: k_{cp}= 1.0. Cuando $h_{ef} \geq 2.5\ in$: k_{cp}= 2.0.

N_{cp}: Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo. Su expresión es la mostrada en la Tabla 6.

Tabla 6. Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo.

Tipo de anclaje	N_{cp}
- Preinstalados, postinstalados de expansión y postinstalados con sobreperforación en su base	$N_{cp} = N_{cb}$
- Adheridos	$N_{cp} = MIN(N_{cb}, N_a)$

N_{cpg}: Resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción de un grupo de anclajes, considerando que todos los anclajes están traccionados. El procedimiento de cálculo se muestra en el apartado 2.2.2.

N_{ag}: Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes, considerando que todos los anclajes están traccionados. El procedimiento de cálculo se muestra en el apartado 2.2.5.

2.4 Interacción tracción – cortante (ACI 318-11, D.7 / ACI 318-14, 17.6)

Se debe satisfacer:

Si $\beta_N \leq 0.2$ o $\beta_V \leq 0.2 \rightarrow (\beta_N)^{5/3} + (\beta_V)^{5/3} \leq 1$

Si $\beta_V > 0.2$ y $\beta_N > 0.2 \rightarrow \beta_N + \beta_V \leq 1.2$

Donde:

β_N: Ratio entre la fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje y la resistencia en tracción.

β_V: Ratio entre la fuerza mayorada de cortante aplicada a un anclaje y la resistencia a cortante.

3. FUTURO DE STRUBIM ANCHORS

StruBIM Anchors es un programa de reciente creación, por lo cual, le queda todavía mucho potencial de desarrollo. Actualmente, StruBIM Anchors requiere, como datos de entrada, los esfuerzos (axil y cortante) en cada anclaje, es decir, en cada perno o tornillo. En un breve espacio de tiempo, StruBIM Anchors transformará los esfuerzos que transmite el pilar o viga que se quiere anclar, al axil y cortante que soporta cada perno o tornillo. También será capaz de soportar todos los casos de carga del proyecto. Así, resolverá todos los casos de carga y mostrará el más desfavorable para cada comprobación. En cuanto al apartado visual, StruBIM Anchors contará con una visualización del elemento que se está diseñando, el cual constará del perfil metálico, la placa de anclaje, los pernos o tornillos y el elemento de hormigón. En lo que concierne al aparato normativo, StruBIM Anchors será extendido para cubrir la normativa europea vigente (ETAG001 Anejo C [1], TR029 [2], TR045 [3]).

En lo que respecta a la integración de en un flujo de trabajo Open BIM, actualmente StruBIM Anchors exporta los listados de comprobaciones del proyecto al BIMserver.center, a través de un fichero IFC con los enlaces a los archivos PDF pertinentes. Próximamente, el programa será capaz de importar todas las uniones de la obra que requieran un cálculo de anclajes. Además, se visualizará cada una de las anteriores uniones que se seleccione en una representación 3D del modelo BIM. En cuanto a la exportación de información, StruBIM Anchors aportará al modelo BIM, a parte de los listados de las comprobaciones, los archivos de visualización de los anclajes y de la placa.

4. CONCLUSIONES

StruBIM Anchors es un programa que comprueba las uniones de una estructura que requieren anclajes a elementos de hormigón utilizando tornillos o pernos de diversa tipología. Está basado en la normativa ACI (ACI 318-11 [4] Anejo D o ACI 318-14 [5] Artículo 17) y su objetivo es ser una automatización de la norma. Comprueba anclajes preinstalados del tipo tornillo con cabeza, tornillo en L, tornillo en J y perno con cabeza soldado a la placa, además de anclajes postinstalados tales como anclajes adheridos, anclajes con sobreperforación en su base, anclajes de expansión de torsor controlado con camisa y tipo perno, anclajes de expansión.

Las comprobaciones que StruBIM Anchors realiza son: (1) Resistencia del acero en tracción, (2) Resistencia al arrancamiento del hormigón en tracción, (3) Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción, (4) Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón en tracción, (5) Resistencia de adherencia del anclaje en tracción, (6) Resistencia del acero en cortante, (7) Resistencia al arrancamiento del hormigón en cortante, (8) Resistencia al desprendimiento de hormigón por cabeceo del anclaje en cortante.

REFERENCIAS

[1] European Organisation for Technical Approvals. ETAG001 Annex C: Design Methods for Anchorages. 3rd ed. 2001.
[2] European Organisation for Technical Approvals. EOTA TR029: Design of Bonded Anchors. 2010.
[3] European Organisation for Technical Approvals. EOTA TR045: Design of Metal Anchors for Use in Concrete Under Seismic Actions. 2013.
[4] ACI Committee 318. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2011.
[5] ACI Committee 318. ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2014.

Modelos de partículas para simulação de ensaios deformabilidade diferida do betão considerando explicitamente a mesoestrutura

Carlos Serra[1] **Nuno Monteiro Azevedo**[1] **António Lopes Batista**[1] **Noemi Schclar**[1]

Resumo

Os modelos de partículas têm vindo a ser utilizados no estudo do comportamento de materiais quase-frágeis, em particular do betão. Este tipo de modelos permite a consideração da distribuição, quantidade e forma dos agregados no interior de um determinado provete de betão e a obtenção da resposta estrutural para diferentes condições de ensaio (compressão, tração, corte, curta duração, longa duração, entre outros).

Esta comunicação apresenta os principais desenvolvimentos dos modelos de partículas, baseados no método dos elementos discretos, para a previsão do comportamento de provetes de betão em ensaios de determinação do módulo de elasticidade e da função de fluência à compressão. Dado que o modelo permite a consideração explícita dos agregados, é possível analisar a interação entre os diferentes componentes e estudar a influência das suas propriedades no desenvolvimento da deformabilidade e da resistência do betão.

Os resultados do estudo mostram que, uma vez calibradas as diferentes propriedades dos contactos entre as partículas de argamassa, de agregado e da interface pasta de cimento-agregado, o modelo de partículas permite a simulação da resposta macroscópica do provete de betão para solicitações impostas em ensaios correntes.

Palavras-chave: Método dos elementos discretos, modelos de partículas, comportamento viscoelástico com endurecimento, Mesoestrutura do betão

[1] Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal; e-mail: cserra@lnec.pt, nazevedo@lnec.pt, a.l.batista@lnec.pt, nschclar@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento do betão tem evoluído no sentido de incorporar os comportamentos do material a diferentes escalas, nano-escala, micro-escala, meso-escala e macro-escala [1]. O efeito da mesoestrutura, incluindo as interações entre os seus componentes tem particular importância no desenvolvimento das propriedades mecânicas e em processos de deterioração [2–4].

O método dos elementos discretos (MED) aplicado a modelos de partículas tem vindo a ser utilizado neste tipo de estudos numa vez que permite a representação da formação e propagação de fissuração generalizada e de fendilhação localizada [5]. Os primeiros desenvolvimentos do MED foram dedicados ao estudo de maciços rochosos diaclasados [6], considerando o movimento e interação de blocos de rocha. Posteriormente, foram propostos modelos de partículas em duas dimensões para o estudo de materiais granulares [7] e para o estudo de materiais coesivos, como a rocha [8, 9] ou o betão [5, 10]. Alguns trabalhos focados na modelação do betão utilizando o MED e, em particular os modelos de partículas, têm vindo a estabelecer metodologias para compreender melhor e prever o comportamento do betão, no entanto não existem ainda soluções adequadas para o estudo do comportamento diferido a longo prazo.

O estudo do comportamento do betão e do desenvolvimento das propriedades mecânicas nas primeiras idades deverá incluir um modelo viscoelástico com endurecimento nas interações de contacto entre partículas que representam o material cimentício. Por outro lado, análises de longa duração para estudos específicos de deterioração requerem modelos de contacto que representem o comportamento do betão ao longo do tempo.

Neste trabalho apresenta-se a modelação do comportamento instantâneo e diferido do betão através de modelos de partículas tendo como base os parâmetros do contacto representativos do comportamento da argamassa de ligação dos agregados grossos, dos próprios agregados grossos e da interface de ligação entre estes dois materiais. Os resultados experimentais de argamassa e de betão utilizados para a calibração do modelo consideraram o estudo realizado por Ward *et al.* em 1969 [11]. Os parâmetros do contacto relativos ao comportamento da interface foram obtidos por ajuste, por forma a melhor representar o comportamento macroscópico do betão.

2. FORMULAÇÃO

2.1. Método dos elementos discretos aplicados a modelos de partículas

O método dos elementos discretos (MED) pode ser descrito como um método numérico para a resolução de sistemas estruturais compostos por elementos individuais, blocos ou partículas, que interagem entre si nos pontos de contacto. Cada elemento, considerado um corpo rígido, é regido por uma lei de movimento e cada contacto entre dois elementos é governado por uma determinada lei de interação. Na formulação do método dos elementos discretos aplicado a modelos bidimensionais de partículas rígidas, os elementos individuais são partículas circulares rígidas definidas pela sua posição no espaço, **x**, e pelo seu raio, R.

A lei do movimento, dada pela segunda lei de Newton, define a equação diferencial da cinemática dos elementos. A lei de interação ou lei força-deslocamento determina as forças de interação entre partículas no ponto de contacto em função do seu deslocamento relativo. As forças desequilibradas de cada elemento num dado instante são utilizadas para definir as novas velocidades e posições e, por sua vez, novos deslocamentos relativos e novas forças de interação. A lei força-deslocamento ou lei das forças define o comportamento de cada um dos contactos entre partículas. Assim que um contacto, C, é detetado, os deslocamentos incrementais relativos originam forças de contacto incrementais que são transferidas para o centro da partícula, ϕ.

As forças de contacto incrementais normais e tangenciais, $\Delta F_n^{[C]}$ e $\boldsymbol{\Delta F}_s^{[C]}$, são obtidas a partir de uma lei constitutiva de contacto e da rigidez normal e tangencial, k_n e k_s,

$$\Delta F_n^{[C]} = -k_n \Delta x_n^{[C]}, \quad \mathbf{\Delta F}_s^{[C]} = -k_s \mathbf{\Delta x}_s^{[C]} \tag{1}$$

A força de contacto, $F^{[C]}$, transmitida a cada uma das partículas, é obtida pela soma vetorial das componentes normal e tangencial. A soma das contribuições de todos os contactos de uma determinada partícula resulta nas forças e momentos internos dessa partícula num dado instante, $F^{[\phi]}_{t+1}$ e $M^{[\phi]}_{3,t+1}$.

A segunda lei de Newton, incluindo as forças de amortecimento, define a resposta de uma partícula face às forças e momentos aplicados (c é o coeficiente de amortecimento),

$$\mathbf{F}(t) = m\,\ddot{\mathbf{x}}(t), \quad M_3(t) = I\,\dot{\omega}_3(t) \tag{2}$$

em que $F(t)$ e $M_3(t)$ são as forças e momentos totais aplicados no centro de uma partícula no instante t, m e I são a massa e a inércia da partícula e $\ddot{x}(t)$ e $\dot{\omega}_3(t)$ são a aceleração linear e angular, respetivamente. A inércia é dada por $\beta m R^2$, onde β é igual a 1/2 para discos. A utilização de métodos explícitos de integração numérica implica um limite máximo para o passo de cálculo para que a solução seja exata e para que o algoritmo seja estável [12]. Esse limite máximo, o passo de cálculo crítico, Δt_{crit}, relaciona-se com a máxima frequência do sistema estrutural, que pode ser estimado a partir do teorema de Gerschgorin [13], sendo dado pela expressão,

$$\Delta t_{crit} \approx \min\left\{ 2\sqrt{\frac{m_i}{\sum_{j=1}^{n} |k_{ij}|}} \right\} \tag{3}$$

onde i e j são os graus de liberdade correspondentes às linhas e colunas da matriz de rigidez, n é o número máximo de graus de liberdade, $\sum_{j=1}^{n} |k_{ij}|$ é a soma absoluta da rigidez de cada uma das linhas da matriz de rigidez e m_i é a massa de partícula com o grau de liberdade i.

Para ultrapassar as limitações do passo de cálculo utilizam-se massas escaladas na resolução dos sistemas. Este procedimento consiste em encontrar um sistema equivalente onde as propriedades mássicas são calculadas de forma a maximizar a razão entre as frequências mínima e máxima. Por outro lado, de forma a obter um amortecimento numérico em toda a gama de frequências e, deste modo, atingir a solução estática do sistema face às solicitações exteriores, é usual utilizar-se o método da relaxação dinâmica [13, 14].

2.2. Esquema numérico para análise a longo prazo considerando o comportamento viscoelástico com endurecimento

As aplicações do método dos elementos discretos à modelação do comportamento do betão têm-se focado na previsão das propriedades instantâneas. A incorporação do comportamento viscoelástico com endurecimento para análises a longo prazo, utilizando a formulação descrita anteriormente, tem um grande custo computacional dadas as restrições relacionadas com a estabilidade numérica dos esquemas de integração explícitos que implicam um incremento de tempo muito pequeno. Para a simulação do comportamento diferido do betão ao longo do tempo, o custo computacional pode ser assim bastante elevado para sistemas complexos.

Baseado em Feng *et al.* [15], propõe-se um esquema numérico que considera dois tempos, um relativo ao passo de cálculo do método dos elementos discretos, Δt, em geral muito pequeno, e outro relativo ao tempo de maturação real do material, T, que pode ser discretizado nos incrementos necessários ao cálculo. Para o instante inicial real, T_1, a primeira parte do esquema numérico recorre ao método dos

elementos discretos, utilizando o método da relaxação dinâmica e as massas escaladas ($\Delta t=1$) para convergir para a solução estática que equilibra as forças ou velocidades aplicadas (comportamento instantâneo). A solução numérica é dada por uma lei constitutiva incremental quasi-elástica (considerando que a tensão varia linearmente num determinado intervalo de tempo, $(t_i,\ t_{i+1})$, $\sigma(t_{i+1})=\sigma(t_i)+\Delta\sigma$),

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E''} + \Delta\varepsilon'' \tag{4}$$

em que,

$$\frac{1}{E''} = q_1 + \frac{A_0}{v(t^*)} + \frac{1}{v(t^*)}\sum_{\mu=1}^{N}\left(\frac{1-\lambda_\mu}{A_\mu}\right) \tag{5}$$

$$\Delta\varepsilon'' = \frac{\Delta\gamma''}{v(t^*)} + \frac{q_4\sigma(t^*)\Delta t}{t^*} \tag{6}$$

O instante de cálculo, $t^*=t'+[(t_{i+1}-t')(t_i-t')^{1/2}]$, representa o instante médio entre os passos de cálculo definido em escala logarítmica. A função $v(t)$ que traduz o endurecimento do material é dada em função do tempo, pelas variáveis empíricas, λ_0, m e α.

$$\frac{1}{v(t)} = \left(\frac{\lambda_0}{t}\right)^m + \alpha \tag{7}$$

De acordo com a teoria da solidificação, o modelo reológico do material ligante que se forma em cada instante é uma cadeia de Kelvin sem endurecimento, que origina uma função de fluência microscópica, $\Phi(t,t')$, que pode ser aproximada por uma série de Dirichlet,

$$\Phi(t-t') = A_0 + \sum_{\mu}^{N} A_\mu\left(1-e^{-(t-t')/\tau_\mu)}\right) \tag{8}$$

onde τ_μ e A_μ são o tempo de retardação e o módulo de elasticidade relativo ao elemento μ da cadeia de Kelvin. A determinação dos parâmetros relativos à função de fluência do modelo B3 está descrita em [16, 17].

Assim que a convergência é obtida, o tempo real é incrementado em ΔT (correspondente ao tempo físico de maturação do betão) e as forças incrementais relativas à deformação diferida do betão são adicionadas a cada um dos contactos, originando um estado desequilibrado. As forças incrementais são obtidas a partir da lei constitutiva incremental quasi-elástica, definida anteriormente. A partir desse desequilíbrio o sistema passa novamente para o cálculo da solução estática que equilibra as forças internas através do método da relaxação dinâmica e da relação constitutiva incremental quasi-elástica (Eq. (4)).

Estudos anteriores demonstram que os resultados obtidos com o esquema numérico proposto são coincidentes com as soluções dadas pelo MED utilizando o modelo constitutivo viscoelástico com endurecimento no contacto entre partículas e o passo de cálculo Δt [18].

3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO COM ENDURECIMENTO CONSIDERANDO A MESOESTRUTURA DO BETÃO

3.1. Deformabilidade diferida do betão e modelo B3

A extensão total, $\varepsilon(t,t')$, devida a uma tensão aplicada, $\sigma(t')$, no instante t', é obtida pela soma da extensão instantânea $\varepsilon_i(t')$, a extensão de fluência, $\varepsilon_c(t,t')$, e as extensões devidas à retração e às variações térmicas, $\varepsilon_{sh}(t)$ e $\varepsilon_T(t)$. Tomando as duas últimas extensões como independentes da tensão, a função de fluência é definida como a soma da extensão instantânea unitária (igual ao inverso do módulo de elasticidade, $E(t')$) e a extensão de fluência, $C(t,t')$.

$$\varepsilon(t,t') = J(t,t')\,\sigma(t') \tag{9}$$

$$J(t,t') = \frac{1}{E(t')} + C(t,t') \tag{10}$$

Decorrente da teoria da solidificação [19, 20], o modelo B3, proposto por Bažant and Baweja [21, 22], descreve a função de fluência como a soma de uma parcela elástica, q_1, uma parcela relativa à fluência básica, $C_0(t,t')$, e uma parcela relativa à fluência de secagem, $C_d(t,t',t_0)$ (Eq. (11)). Este modelo, recomendado pelo comité técnico da RILEM TC-107 [23] e baseado na teoria da solidificação [20, 24], apresenta a vantagem de os seus parâmetros terem sido ajustados a diversos resultados compilados ao longo de décadas [25],

$$J(t,t_0) = q_1 + C_0(t,t') + C_d(t,t',t_0) \tag{11}$$

Neste trabalho, considerar-se-à apenas a fluência básica, podendo desprezar-se a contribuição da fluência de secagem. A parcela $C_0(t,t')$ pode ser obtida a partir da expressão,

$$C_0(t,t') = q_2\,Q(t,t') + q_3 \ln\left[1+(t-t')^n\right] + q_4 \ln\left(\frac{t}{t'}\right) \tag{12}$$

Cada parcela está relacionada com um comportamento físico do betão, sendo a primeira relativa à viscoelasticidade com endurecimento, a segunda relativa à viscoelasticidade sem envelhecimento e a terceira parcela relativa à viscosidade que se desenvolve ao longo do tempo. $Q(t,t')$ pode ser aproximado pelas expressões desenvolvidas por Bažant e Baweja [21], com um erro inferior a 1% para n=0,1 e m=0,5.

3.2. Resultados dos ensaios de argamassa, agregado e betão e ajuste ao modelo B3

Neste trabalho apresenta-se a modelação dos ensaios de fluência de provetes selados de argamassa e de betão de Ward *et al.* [11] através de modelos de partículas. A selagem dos provetes evita a troca de água entre o provete e o exterior, daí que seja estudada apenas a fluência básica. A idade de carregamento dos ensaios foi de 7 dias e a tensão aplicada foi cerca de 30 % da resistência à compressão do betão. Os provetes eram cilíndricos com 76 mm de diâmetro e 228 mm de altura. Através de um processo de otimização baseado em algoritmos genéticos foi possível obter os parâmetros do modelo B3 que melhor se ajustavam aos resultados de ensaios de fluência da argamassa e do betão [18]. O Quadro 1 apresenta os valores obtidos e o valor do coeficiente de determinação ajustado.

Quadro 1. Parâmetros do modelo B3 da argamassa M6 e do betão C4 dos ensaios de Ward *et al.* [11]

Material	q_1 (1×10^{-6} /MPa)	q_2 (1×10^{-6} /MPa)	q_3 (1×10^{-6} /MPa)	q_4 (1×10^{-6} /MPa)	R^2_{adj}
Argamassa M6	66,6	108,1	44,2	14,3	0,93
Betão C4	9,0	23,7	46,6	5,1	0,86

3.3. Calibração dos parâmetros de contacto viscoelástico e modelação do comportamento dos componentes do betão

As propriedades mecânicas do material são determinadas pelas relações constitutivas do contacto entre partículas e do arranjo e interação das partículas num sistema estrutural. Uma particularidade do MED é a necessidade de calibrar os parâmetros de contacto de forma a que reproduzam o comportamento macroscópico de cada um dos componentes do betão [26]. As propriedades macroscópicas em análise são o módulo de elasticidade, *E(t)*, o coeficiente de *Poisson, v,* e a evolução das extensões de fluência ao longo do tempo para diferentes idades de carregamento, *J(t,t')*. O Quadro 2 apresenta os valores dos parâmetros de contacto da argamassa e dos agregados utilizados na modelação do betão.

Quadro 2. Parâmetros de contacto da argamassa e dos agregados utilizados na modelação do betão

Material	*t'*	α_s^{opt}	α_n^{opt}
Argamassa M6	7	0,329	0,775
	28	0,317	0,770
	90	0,319	0,766
	365	0,318	0,764
Agregado	-	0,449	0,764

3.4. Modelação do comportamento viscoelástico com endurecimento do betão considerando o efeito da zona de interface entre o agregado e a pasta de cimento

As principais variáveis para a análise a longo prazo do betão utilizando modelos de partículas são a dimensão do provete, as condições de fronteira, a máxima dimensão das partículas, o arranjo das partículas no interior do provete, o arranjo dos agregados grossos no interior do betão e as propriedades de cada tipo de contacto. A máxima dimensão das partículas foi definida como um quinto da dimensão do menor agregado grosso representado no modelo (R_{max}= 0,48 mm). O tipo de modelos de partículas utilizado recorre a um grande número de partículas com dimensões reduzidas para representar detalhadamente a mesoestrutura do betão. Outra particularidade deste tipo de modelos é a representação e definição de cada tipo de contacto, dependendo da interação entre partículas de diferentes materiais. Existem três tipos de contactos: ARG-ARG; ARG-AGR (ITZ); e AGR-AGR. ARG e AGR representam, respetivamente, as partículas de argamassa e as partículas de agregado (Fig. 1).

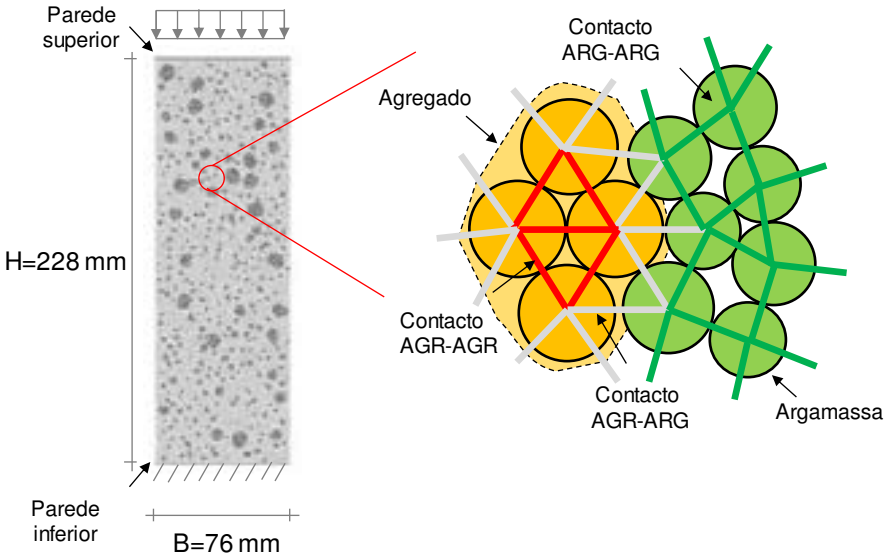


Figura 1. Representação detalhada do modelo de partículas com a definição de cada tipo de partícula e de contacto.

O modelo de partículas inclui duas paredes rígidas, uma no topo e outra na base do provete para a correta definição das condições de fronteira do provete nos ensaios. O provete não apresenta confinamento

lateral. A análise inclui 5 assembleias de partículas geradas aleatoriamente tendo como base os volumes unitários de cada componente, nomeadamente o volume de agregados grossos com dimensão de 2,4 a 4,75 mm, agregados grossos com dimensão de 4,75 a 10 mm e argamassa, apresentados no Quadro 3. A interface é representada pelos contactos existentes entre partículas de argamassa e de agregado. No Quadro 3, para além dos volumes unitários do betão, apresentam-se também o número médio de partículas no modelo correspondente a cada material.

Quadro 3. Distribuição dos volumes unitários do betão e os correspondentes número médio de partículas utilizados nas 5 gerações aleatórias

Tipo de componente	*Volume unitário*	*Número médio de partículas*
Agregados grossos com diâmetros entre 2,4 e 4,75 mm	0,236	12269
Agregados grossos com diâmetros entre 4,75 e 10 mm	0,119	
Argamassa	0,645	23133

A determinação dos parâmetros de contacto da interface entre a argamassa e os agregados foi obtida por um procedimento de otimização que minimizou os desvios entre os resultados experimentais do betão e a resposta macroscópica do modelo de partículas [18]. Simplificadamente, os valores dos parâmetros viscoelásticos relativos à interface, $q_{i,ITZ}$, foram considerados proporcionais aos valores dos parâmetros viscoelásticos da argamassa, $q_{i,arg}$, através do coeficiente $KITZ_{qi}$.

O Quadro 4 apresenta os valores dos coeficientes relativos à interface, determinados para a modelação do betão. Os valores obtidos permitem verificar que a interface apresenta propriedades de deformabilidade distintas da argamassa, sendo mais deformável e com maior desenvolvimento das extensões diferidas ao longo do tempo, especialmente para idades de carregamento mais avançadas (valores de $KITZ_{qi}^{opt}$ superiores à unidade).

Quadro 4. Coeficientes correspondentes ao comportamento da interface

Material	*t'*	$KITZ_{q1}^{opt}$	$KITZ_{q2}^{opt}$	$KITZ_{q3}^{opt}$	$KITZ_{q4}^{opt}$
Interface argamassa-agregado	7	2,2	0,9	0,6	0,6
	28	2,9	2,1	1,1	0,2
	90	3,5	2,0	2,1	0,1
	365	3,0	2,2	2,8	1,2

O modelo de betão foi sujeito a ensaios numéricos a várias idades de carregamento para a determinação do módulo de elasticidade, do coeficiente de *Poisson* e da função de fluência. As Figs. 2 e 3 mostram o bom ajuste entre os resultados do modelo de partículas de betão e as expressões dada pelas equações (11) e (12) com os parâmetros ajustados aos resultados experimentais (Quadro 1). O Quadro 5 apresenta os resultados médios obtidos do modelo de partículas do betão para cada idade de carregamento. O módulo de elasticidade instantâneo é dado pelo módulo de elasticidade efetivo, $E_{eff}(t,t')$, para uma duração do ensaios $t\text{-}t' = 0{,}01$ dias e os restantes valores de $E_{eff}(t,t')$ são representativos do comportamento diferido.

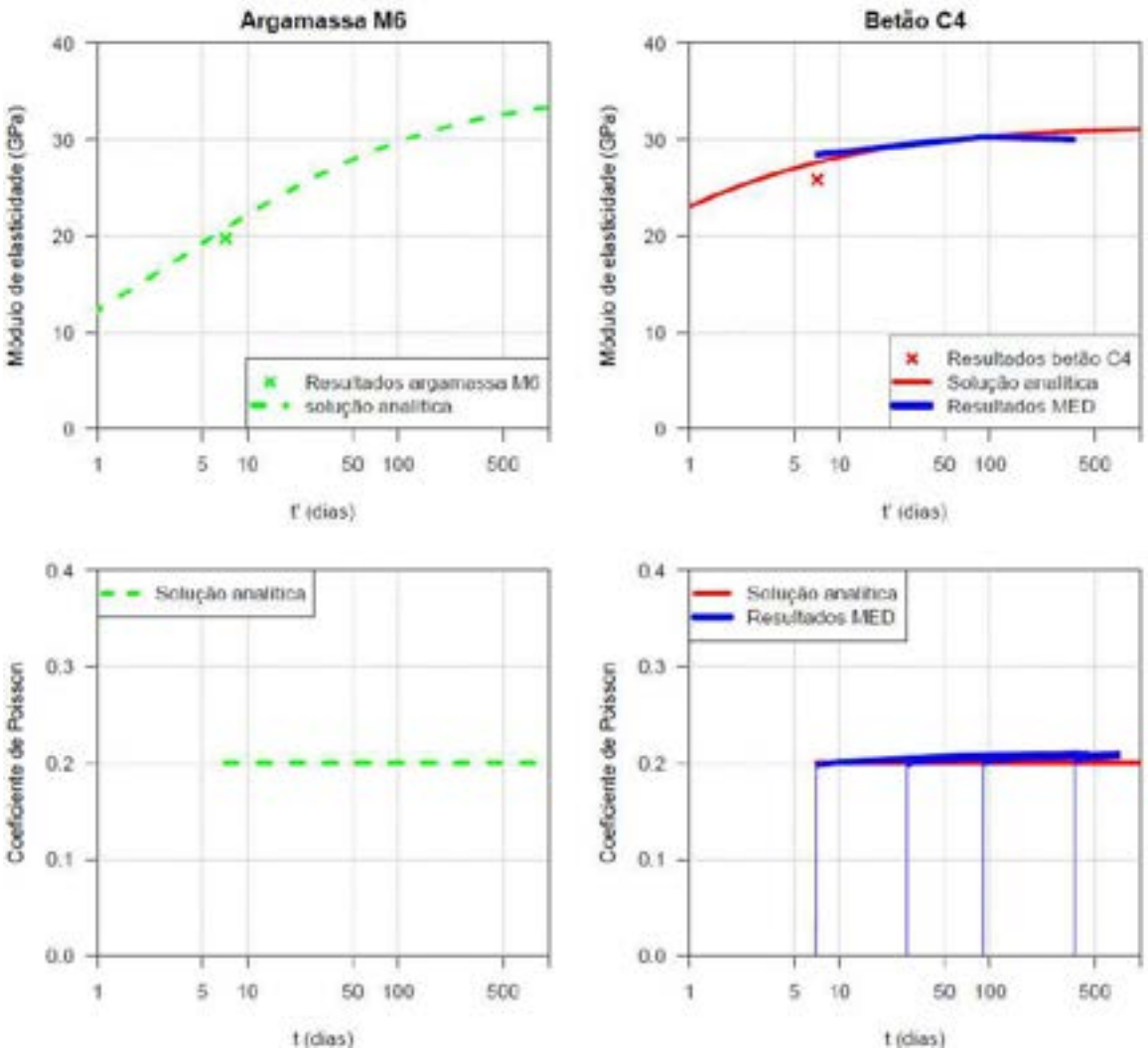


Figura 2. Resultados de módulo de elasticidade e coeficiente de *Poisson* do betão C4 utilizando o modelo de partículas e comparação com os valores das respectivas soluções analíticas e resultados experimentais.

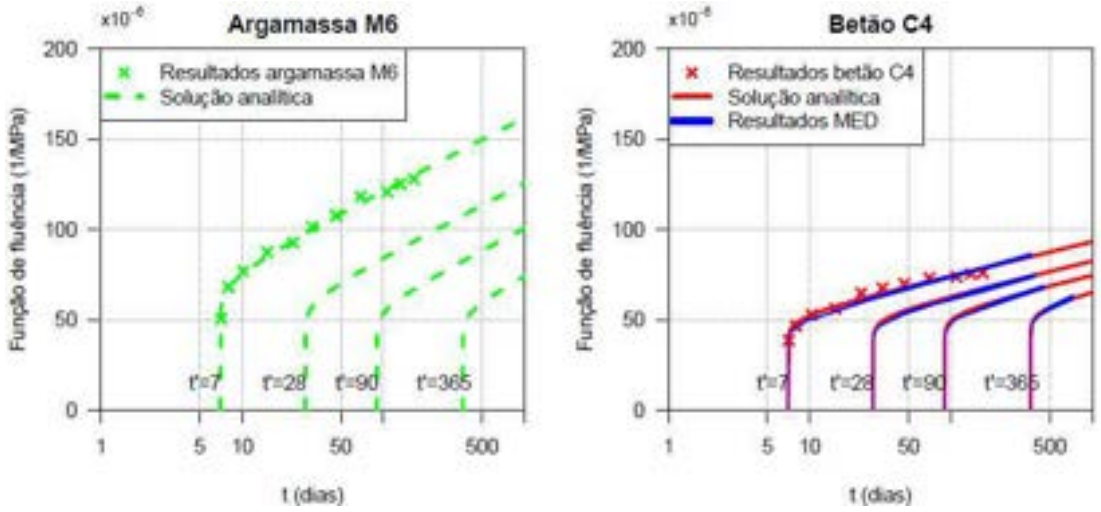


Figura 3. Resultados de função de fluência do betão C4 utilizando o modelo de partículas e comparação com os valores das respectivas soluções analíticas e resultados experimentais.

Quadro 5. Resultados do betão utilizando os modelos de partículas

t' *[dias]*	*t-t'* *[dias]*	$E_{eff}^{Analítico}$ *(t,t')* *[GPa]*	$\nu^{Analítico}$	E_{eff}^{DEM} *(t,t')* *[GPa]*	ν^{DEM} *(t,t')*
7	0,01	27,6	0,20	28,4	0,20
	4,3	18,5		18,7	0,20
	15,8	16,3		16,4	0,20
	47,3	14,5		14,3	0,20
	132,7	13,0		12,7	0,21
	365,0	11,8		11,5	0,21
28	0,01	29,4	0,20	29,5	0,20
	4,3	20,4		20,6	0,20
	15,8	18,5		19,0	0,20
	47,3	16,6		17,0	0,20
	132,7	14,9		15,1	0,20
	365,0	13,4		13,5	0,20
90	0,01	30,3	0,20	30,3	0,19
	4,3	21,3		21,4	0,19
	15,8	19,6		20,3	0,19
	47,3	18,0		18,5	0,19
	132,7	16,4		16,4	0,19
	365,0	14,7		14,9	0,19
365	0,01	30,9	0,20	30,1	0,19
	4,3	21,8		21,4	0,18
	15,8	20,2		20,6	0,18
	47,3	18,9		18,9	0,19
	132,7	17,6		17,8	0,19
	365,0	16,2		16,4	0,19

4. CONCLUSÕES

Nesta comunicação apresentam-se a formulação e a validação de um esquema numérico para a modelação dos comportamentos instantâneo e diferido do betão utilizando modelos de partículas, considerando resultados em várias idades de carregamento. O esquema numérico permite a separação do tempo de cálculo, constrangido pelas condições do método dos elementos discretos (MED), e o tempo real. Esta separação dos tempos permite reduções significativas de tempo de cálculo total, possibilitando a sua aplicação a análises a longo prazo.

A validação do modelo e do esquema numérico foi conseguida através da comparação dos resultados dos ensaios de argamassa e de betão de Ward *et al.*, obtidos em 1969, com os resultados dos modelos de partículas. A solução analítica foi obtida a partir de um ajuste dos resultados dos ensaios de fluência ao modelo B3. Os macro parâmetros obtidos foram diretamente utilizados na definição do comportamento viscoelástico com endurecimento no contacto entre partículas, tendo como base a teoria da solidificação.

Numa primeira fase calibraram-se os parâmetros de contacto viscoelástico da argamassa e da interface argamassa-agregado e os parâmetros elásticos do agregado. Na modelação do comportamento do betão considerando a mesoestrutura utilizaram-se os parâmetros de contacto dos componentes para a validação do modelo de partículas e para a previsão do comportamento diferido em várias idades de carregamento. A obtenção dos parâmetros de contacto da interface argamassa-agregado, através da comparação entre os resultados do MED e os resultados experimentais, permitiu determinar a magnitude das deformações diferidas deste material e perceber a sua influência no comportamento macroscópico do betão.

Este tipo de modelos poderá ser utilizado como uma ferramenta de previsão do comportamento diferido, bem como incorporado em modelos complexos de previsão da deterioração do betão a longo prazo onde as interações entre a argamassa e o agregado são relevantes.

REFERÊNCIAS

[1] Jennings H, Bullard J (2011) From electrons to infrastructure: Engineering concrete from the bottom

up. Cem Concr Res 44. doi: 10.1016/j.cemconres.2011.03.025
[2] Alnaggar M.; Cusatis G.; Luzio G. Di (2013). Lattice Discrete Particle Modeling (LDPM) of Alkali Silica Reaction (ASR) deterioration of concrete structures. Cem Concr Compos 41:45–59 . doi: 10.1016/j.cemconcomp.2013.04.015
[3] Giorla A. B.; Scrivener K. L.; Dunant C. F. (2015). Influence of visco-elasticity on the stress development induced by alkali–silica reaction. Cem Concr Res 70:1–8. doi: 10.1016/j.cemconres.2014.09.006
[4] Pan Y.; Prado A.; Porras R. (2017). Lattice modeling of early-age behavior of structural concrete. Materials (Basel) 10:231. doi: 10.3390/ma10030231
[5] Monteiro Azevedo N. (2003). A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plain and reinforced concrete. Heriot-Watt University
[6] Cundall P. A. (1971). A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. International Society for Rock Mechanics (ed) Proceedings of the international symposium on rock fracture. Nancy, pp. 129–136
[7] Cundall P. A.; Strack O. D. L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. Géotechnique 29:47–65. doi: 10.1680/geot.1979.29.1.47
[8] Zubelewicz A.; Mróz Z. (1983). Numerical simulation of rock burst processes treated as problems of dynamic instability. Rock Mech Rock Eng 16:253–274. doi: 10.1007/BF01042360
[9] Plesha M. E. (1983). On the modeling of rocks with microstructure. 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics. American Rock Mechanics Association, Station, Texas
[10] Cusatis G. (2001). Tridimensional random particle model for concrete. Politecnico di Milano, Milano
[11] Ward M.; Neville A.; Singh S. (1969). Creep of air-entrained concrete. Mag Concr Res 21:205–210. doi: 10.1680/macr.1969.21.69.205
[12] Belytschko T.; Hughes T. J. R. (1983). Computational methods for transient analysis. Mechanics and Mathematical Methods. Belytschko T.; Hughes T. J. R. (eds). North Holland, p. 536
[13] Underwood P. (1983). Dynamic Relaxation. Computational Methods for Transient Analysis. Elsevier Science Publishers B.V., Oxford, United Kingdom, pp. 245–265
[14] Petrinic N. (1996). Aspects of discrete element modelling involving facet-to-facet contact detection and interaction. University of Wales. Swansea
[15] Chuhan Z.; Pekau O. A.; Feng J.; Guanglun W. (1997). Application of distinct element method in dynamic analysis of high rock slopes and blocky structures. Soil Dyn Earthq Eng 16:385–394. doi: 10.1016/S0267-7261(97)00012-2
[16] Bažant Z. P.; Cusatis G.; Cedolin L. (2004). Temperature effect on concrete creep modeled by microprestress-solidification theory. J Eng Mech 130:691. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(691)
[17] Bažant Z. P.; Xi Y. (1995). Continuous retardation spectrum for solidification theory of concrete creep. J Eng Mech 121:281–288
[18] Serra C.; Monteiro Azevedo N.; Batista A. L.; Schclar N. (2018). Discrete element method for modeling the long-term aging viscoelastic behavior of concrete considering its mesostructure. J Eng Mech 144: doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001434
[19] Bažant Z. P.; Prasannan S. (1988). Solidification theory for aging creep. Cem Concr Res 18:923–932
[20] Bažant Z. P.; Prasannan S. (1989). Solidification theory for concrete creep. I: Formulation. J Eng Mech 115:1691–1703. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:8(1691)
[21] Bažant Z. P.; Baweja S. (1995). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures - model B3. Mater Struct 28:357–365
[22] Bažant Z. P.; Baweja S. (2000). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures - model B3. Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage - Structural Design Effects. Al-Manaseer A (ed). American Concrete Institute, Michigan, Michigan, pp 1–83
[23] RILEM TC 107 (1995). Guidelines for characterizing concrete creep and shrinkage in structural design codes or recommendations. Mater Struct 28:52–55
[24] Bažant Z. P.; Prasannan S. (1989). Solidification theory for concrete creep. II: Verification and application. J Eng Mech 115:1704–1725. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:8(1704)
[25] Bažant Z. P.; Li G. (2008). Comprehensive database on concrete creep and shrinkage. Evanston
[26] Serra C.; Monteiro Azevedo N.; Batista A. L. (2016). Representação do comportamento viscoelástico com endurecimento com modelos detalhados de partículas: calibração dos parâmetros das leis constitutivas. Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2016. Coimbra

Análise de vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural com modelos combinados de campos de tensões (1D/2D)





Miguel Ferreira[1] João Almeida[2] Miguel Lourenço[3]

RESUMO

Em edifícios localizados em regiões sísmicas, a conceção adotada para os sistemas resistentes às ações horizontais é crucial para obter adequados níveis de resistência e ductilidade da estrutura. Em muitos casos, as paredes de betão armado ligadas com vigas de acoplamento asseguram esse sistema portante. A eficiência deste conjunto, e em particular dessas vigas, é determinante para o desempenho global quando a estrutura é submetida a ações cíclicas.
Nos códigos mais recentes, as prescrições para estas vigas de acoplamento são bem definidas no modelo a adotar para o dimensionamento e disposição das armaduras, constituídas por elementos diagonais de betão armado devidamente confinados. Com esta disposição sabe-se que se assegura a desejada ductilidade e resistência. No entanto, existem edifícios que, embora relativamente recentes, foram projetados no período anterior aos atuais códigos, e por isso executados com uma disposição de armaduras convencional, constituída por armaduras longitudinais e estribos. Para a avaliação do desempenho sísmico destas construções e da necessidade do seu eventual reforço, é importante ter modelos robustos que permitam essa análise.
Nas zonas de descontinuidade, os modelos de campos de tensões são adequados e úteis, sendo usados nesta comunicação para avaliar resultados de campanhas experimentais. O método proposto, que combina campos de tensão com elementos finitos 2D, permite obter os campos de deformações e deslocamentos associados aos campos de tensões, com base nas leis de comportamento não linear dos materiais.
Na presente comunicação, com base no modelo proposto, analisam-se os resultados experimentais em vigas de acoplamento com diversos rácios comprimento vs altura, assim como com várias quantidades e disposições de armaduras convencionais.

Palavras-chave: Vigas de acoplamento; Modelos de campos de tensões; Análise não linear; Método STM3f; Escorregamento de armaduras

[1]Lena, Engenharia e Construcões, SA, Grupo NOV, Leiria, Portugal; e-mail: miguelpedrosaferreira@gmail.com
[2]Universidade de Lisboa, IST, Lisboa, Portugal; e-mail: jalmeida@civil.ist.utl.pt
[3]JSJ Consulting, Lisboa, Portugal; email: mlourenco@jsj.pt

1. INTRODUÇÃO

As vigas de acoplamento fazem a ligação entre paredes resistentes contíguas num edifício de modo a que estas tenham uma resposta conjunta, por conseguinte, são elementos que estão sujeitas a esforços elevados e com uma geometria que prefigura uma descontinuidade geométrica na parede global. O desempenho sísmico destes elementos depende muito da sua capacidade de manter as suas caraterísticas de resistência, ductilidade e rigidez. Para tal contribui em larga medida a forma de disposição das armaduras. Não obstante os regulamentos atuais imporem uma disposição de armaduras em diagonal cintada, no passado foram construídos edifícios com uma disposição convencional de armaduras, varões longitudinais e estribos. Assim, importa conhecer o seu desempenho para poder reforçá-los, em caso de necessidade, e entender os mecanismos que conduzem ao seu fraco desempenho para evitar erros semelhantes.

A análise numérica de elementos de betão armado, nomeadamente em regiões de forte descontinuidade, pode ser feita com vários métodos, sendo que o método de elementos finitos é uma ferramenta muito poderosa, mas a variação de esforços que ocorre nestas zonas conduz a soluções que não são simples de julgar. Por exemplo, como o equilíbrio do sistema apenas é garantido de forma global, não é simples verificar os resultados através do equilíbrio, i.e. os esforços resultantes numa secção, calculados por integração das tensões, não estão necessariamente em equilíbrio com as forças aplicadas. Por outro lado, os métodos baseados em campos de tensões, permitem uma boa compreensão dos sistemas, mesmo os mais complexos, mas apresentam a desvantagem de não ser simples a consideração da deformação e por conseguinte do tratamento dos casos internamente hiperstáticos ou de múltiplos caminhos de força.

Nesta comunicação apresenta-se uma metodologia que, partindo dos modelos de campos de tensões, permite associar campos de deformação e campos de deslocamento para obter resultados mais fiáveis da análise destes modelos. A sua aplicação é feita a 2 casos de ensaios de vigas de acoplamento.

2. ANÁLISE DE BETÃO ESTRUTURAL

2.1 Modelos de campos de tensão

As regiões de betão estrutural que têm zonas de descontinuidade fortes, quer geométricas quer de forças, podem ser verificadas pelo cálculo das tensões com base numa análise plástica limite cuja aplicação equilibra os esforços com as forças aplicadas, assegurando que as tensões são inferiores às capacidades resistentes dos vários elementos e garantindo-se que existe ductilidade suficiente. Para a verificação das tensões é necessária a definição completa das larguras das escoras, além da sua posição e orientação.

Segundo a metodologia apresentada por Muttoni [1], em que não existe cruzamento de campos de compressões (ver Figura 1 (b)), a verificação da segurança é muito simples, dado que o valor da compressão em cada ponto pode ser comparado com a resistência do betão. No entanto, podem existir casos onde é necessário considerar a confluência de 4 ou mais campos e cuja inerente hiperstaticidade não seja simples de resolver, como é o caso de combinação de diferentes padrões de transmissão de forças no interior do modelo. A este facto, pode-se ainda adicionar que numa análise não linear com a variação, ao longo do processo, da distribuição de rigidez, o padrão de forças altera-se e, por conseguinte, é necessário recalcular as posições e as larguras dos campos através da resolução de um sistema não linear das equações de equilíbrio.

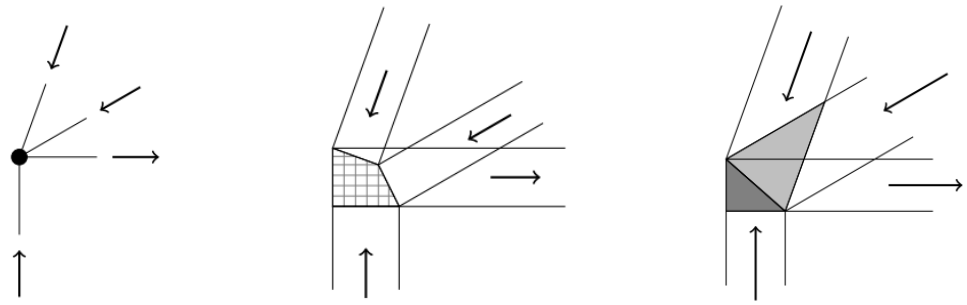


Figura 1. Exemplo de nó CCCT com 4 campos. (a) Equilíbrio global; (b) Definição sem sobreposição; (c) Definição com sobreposição

Outra metodologia para avaliação destes casos é permitir que haja sobreposição dos campos e criar as regiões de nós, ver Figura 1 (c). Nestes casos, o equilíbrio pode ser feito com base nas resultantes (Figura 1 (a)), e nas zonas onde existem o cruzamento fazer a composição das tensões pelo tensor das tensões, i.e. fazendo a decomposição das tensões principais nas direções ortogonais e nas tensões de corte, somar a contribuição dos diferentes campos e recalcular as tensões principais que se podem comparar com a resistência dos materiais. Este processo de cálculo é mais simples de sistematizar, no entanto, a sua aplicação para a análise não linear baseada em elementos finitos 1D pode conduzir a erros. Ao contrário da avaliação pelo princípio da energia complementar mínima que se baseia em campos de forças, a aplicação do princípio da energia de deformação mínima assume uma distribuição de deslocamentos e, por derivação, obtém-se deformações e depois tensões. Por conseguinte, é necessário conhecer primeiro as deformações e só depois se obtêm as tensões, tornando-se assim conveniente adoptar outro tipo de discretização mais refinada do que elementos barra, apenas com esforço axial, para a avaliação das estruturas.

2.2 Modelos de elementos finitos

Dado que o cálculo com o método dos elementos finitos, nomeadamente de elementos planos, é trivial em vários s*oftwares* o seu uso para avaliação destes casos é frequente e simples. O refinamento da malha permite ajustar-se bem às geometrias pretendidas e conduzir à estabilização dos resultados.

No entanto, a interpretação de resultados, por exemplo ao nível de tensões distribuídas no domínio de análise não é simples. Por exemplo, se se integrarem as tensões ao longo de uma secção, em geral, os esforços resultantes não estão em equilíbrio com as cargas aplicadas porque as equações que definem este método numérico são estabelecidas com base num integral pesado da diferença entre as forças aplicadas e as tensões existentes ser nulo. Desta forma, o modelo está em equilíbrio globalmente mas este não é verificável em toda e qualquer secção. Além disso a distribuição espacial é complexa e torna difícil a interpretação global dos caminhos de transmissão dos esforços, que é uma ferramenta necessária para que o engenheiro tenha a confiança na análise efetuada.

O uso de elementos triangulares, de deformação constante CST, usados em conjunto com elementos lineares 1D para simulação das armaduras permitem obter resultados muito satisfatórios [2].

2.3 Modelação STM3f

Face às vantagens e desvantagens dos métodos apresentados, mostra-se o uso combinado das 2 metodologias de modo a obter as principais vantagens de ambos métodos. Este método tem na sua base os modelos de campos de tensões definidos pelos seus eixos, sendo as equações de equilíbrio estabelecidas, de forma simples e direta, pela soma das componentes ortogonais em cada nó. Para ultrapassar a dificuldade de avaliação das deformações nas zonas nodais, usa-se uma malha de elementos finitos com a subdivisão do domínio em pequenos elementos. As forças resultantes de cada campo são aplicadas ao domínio contínuo para cálculo das deformações. Os deslocamentos são obtidos pelas relações de compatibilidade entre as deformações calculadas.

O método baseia-se no princípio Hu-Washizu em que os 3 campos, deslocamentos, deformações e tensões usam variáveis independentes entre si e através da imposição que as diferenças entre ambas são nulas calculadas por integrais.

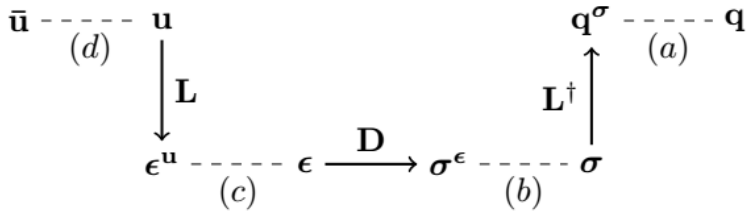


Figura 2. Diagrama de Tonti aplicado ao método apresentado

Com base no diagrama apresentado na Figura 2 podem definir-se os seguintes campos:

- Campo de deslocamentos, definido no modelo de campos de tensões, baseado em 2 deslocamentos ortogonais em cada nó, $\boldsymbol{u}_n$

$$\boldsymbol{u}(x,y) = \boldsymbol{N_u}(x,y)\boldsymbol{u}_n \tag{1}$$

- Campo de deformações, definido num modelo de elementos finitos com elementos CST para o betão e elementos 1D, apenas com esforço axial, para as armaduras. As variáveis nodais são 2 deslocamentos ortogonais de cada nó do modelo de elementos finitos, $\boldsymbol{e}_n$.

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x,y) = \boldsymbol{N_e}(x,y)\boldsymbol{e}_n \tag{2}$$

- Campo de tensões, definido no modelo de campos de tensões, cujas variáveis são os esforços axiais de cada campo, $\boldsymbol{s}_n$.

$$\boldsymbol{\sigma}(x,y) = \boldsymbol{N_s}(x,y)\boldsymbol{s}_n \tag{3}$$

De acordo com o diagrama da Figura 2, as equações que estabelecem o sistema são as relações assinaladas por tracejados, a saber: Relações de equilíbrio Eq. (4); relações constitutivas Eq. (5); e relações de compatibilidade Eq. (6).

$$(a)\quad \int \delta\boldsymbol{u}^{\mathsf{T}}\left(\boldsymbol{L}^{\dagger}\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{q}\right) t\, dA = 0 \rightarrow \int \boldsymbol{B}^{\mathsf{T}}\boldsymbol{N_s}\ t\, dA\ \boldsymbol{s}_n + C\, r_n = \boldsymbol{f}_{ext} \tag{4}$$

$$(b)\quad \int \delta\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathsf{T}}(\boldsymbol{D\varepsilon} - \boldsymbol{\sigma})\, t\, dA = 0 \rightarrow \int \boldsymbol{N_e}^{\mathsf{T}}\boldsymbol{D}\,\boldsymbol{N_e}\, t\, dA\ \boldsymbol{e}_n - \int \boldsymbol{N_e}^{\mathsf{T}}\boldsymbol{N_s}\, t\, dA\ \boldsymbol{s}_n = \boldsymbol{0} \tag{5}$$

$$(c)\quad \int \delta\boldsymbol{\sigma}^{\mathsf{T}}(\boldsymbol{Lu} - \boldsymbol{\varepsilon})\, t\, dA = 0 \rightarrow \int \boldsymbol{N_s}^{\mathsf{T}}\boldsymbol{N_u}\, t\, dA\ \boldsymbol{u}_n - \int \boldsymbol{N_s}^{\mathsf{T}}\boldsymbol{N_e}\, t\, dA\ \boldsymbol{e}_n = \boldsymbol{0} \tag{6}$$

$$(d)\quad \delta\left(\boldsymbol{L}^{\dagger}\boldsymbol{\sigma}\right)^{\mathsf{T}}(\boldsymbol{u} - \bar{\boldsymbol{u}})\ = 0 \rightarrow \boldsymbol{C}^{\dagger}\,\boldsymbol{u}_n = \bar{\boldsymbol{u}} \tag{7}$$

A matriz global do sistema (8) agrega todas as equações indicadas e resolve o sistema como um todo. Para entender melhor este sistema, pode-se analisar o caso de modelos de campos de tensões isostáticos que pode ser decomposto em 3 subsistemas, que correspondem ao cálculo dos esforços e reações de apoio por equilíbrio, Eq. (9). Com os esforços axiais dos campos de tensões pode-se calcular as deformações, Eq. (10), e com estas estimam-se os deslocamentos globais, Eq. (11).

$$\begin{bmatrix} . & . & \boldsymbol{K_{ux}} & \boldsymbol{K_{ur}} \\ . & \boldsymbol{K_{ee}} & -\boldsymbol{K_{ex}} & . \\ \boldsymbol{K_{ux}}^{\mathsf{T}} & -\boldsymbol{K_{ex}}^{\mathsf{T}} & . & . \\ \boldsymbol{K_{ur}}^{\mathsf{T}} & . & . & . \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \boldsymbol{u}_n \\ \boldsymbol{e}_n \\ \boldsymbol{s}_n \\ \boldsymbol{r}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{f}_{ext} \\ \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} \\ \Delta \end{bmatrix} \tag{8}$$

$$[\boldsymbol{K_{ux}} \quad \boldsymbol{K_{ur}}] \cdot \begin{bmatrix} \boldsymbol{s}_n \\ \boldsymbol{r}_n \end{bmatrix} = \boldsymbol{f}_{ext} \tag{9}$$

$$\boldsymbol{K_{ee}} \cdot \boldsymbol{e}_n = \boldsymbol{K}_{ex}\, \boldsymbol{s}_n \tag{10}$$

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{K_{ux}}^{\mathsf{T}} \\ \boldsymbol{K_{ur}}^{\mathsf{T}} \end{bmatrix} \cdot \boldsymbol{u}_n = \begin{bmatrix} \boldsymbol{K_{ex}}^{\mathsf{T}}\, \boldsymbol{e}_n \\ \Delta \end{bmatrix} \tag{11}$$

No caso mais geral, a matriz do sistema é calculada em conjunto, no entanto, matematicamente pode-se condensar o sistema e obter a rigidez do modelo de campos de tensões num sistema equivalente a uma treliça, Eq. (12). Apesar do sinal negativo na equação (13) verifica-se que o determinante da matriz que é invertida é negativa e por conseguinte a rigidez é positiva.

$$\boldsymbol{K_{uu}} \cdot \boldsymbol{u}_n = \boldsymbol{f}_{ext} \tag{12}$$

$$\boldsymbol{K_{uu}} = -[\cdot \quad \boldsymbol{K_{ux}}] \begin{bmatrix} \boldsymbol{K_{ee}} & -\boldsymbol{K_{ex}} \\ -\boldsymbol{K_{ex}}^{\mathsf{T}} & . \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} . \\ \boldsymbol{K_{ux}}^{\mathsf{T}} \end{bmatrix} \tag{13}$$

Como é espectável, o modelo de campo de tensões ao simular uma região de betão armado apresenta uma rigidez para essa região, apesar de não serem associados, de forma direta, os materiais ao campo de tensões. As leis constitutivas são descritas no campo de deformações.

A aplicação desta metodologia pode ser feita com o campo de deformações definido apenas no domínio representado pelas larguras dos campos de tensões. No entanto, a sua aplicação é mais interessante estendendo esse domínio para toda a região de betão armado em estudo, para que a distribuição de deformações não esteja limitada pela definição do modelo e, dessa forma, apresentar-se como uma medida de erro para o próprio de modelo de campos de tensões [8]. Por exemplo, no caso simples de 2 forças concentradas aplicadas numa *placa*, ver Figura 3, salienta-se que, embora as forças sejam aplicadas de forma concentrada no modelo, este, com a definição das larguras, distribui as tensões para o cálculo das deformações.

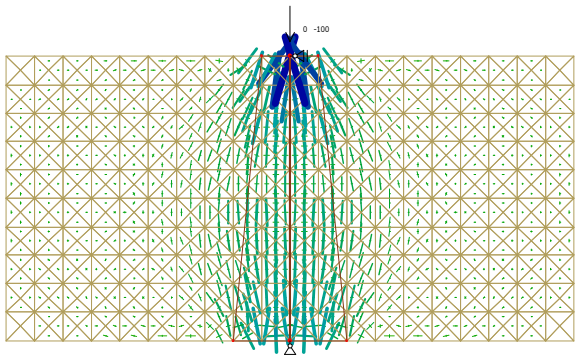


Figura 3. Análise, por STM3f, de 2 forças concentradas com larguras de aplicação diferentes.

Salienta-se que, nos casos apresentados nesta comunicação, o número de iterações e o tempo de cálculo com a modelação STM3f, em comparação com o MEF usual com a mesma discretização, foi cerca de metade, dado que as "forças são distribuídas no modelo pelo campo de tensões" e não ficam tão concentradas.

3. SIMULAÇÃO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE VIGAS DE ACOPLAMENTO

3.1 Ensaios experimentais

Zhao [3] ensaiou vigas de acoplamento armadas de forma convencional, i.e., com varões longitudinais e estribos. Os rácios comprimento/altura estão compreendidos entre MCB1 (L/h = 1,17) e MCB4 (L/h=2). O esquema do ensaio e a geometria tipo estão representadas nas Figuras 1 e 2. As principais caraterísticas geométricas e de resistência estão apresentadas no Quadro 1

Quadro 1. Modelos testados. Rácio L/h; Armaduras; Tensão de compressão do betão [3]

Modelo	*Altura da viga* [mm]	*Relação L/h*	*Armadura longitudinal*			*Resistência* f_c [MPa]
			Principal	*Adicional*	ρ_s [%]	
MCB1	600	1,17	3 T12	2 x 2R8	0,485	45,5
MCB2	500	1,40	2T12 + 1T8	2 x 2R8	0,486	45,7
MCB3	400	1,75	2 T12	2R8	0,496	35,0
MCB4	350	2,00	1T12 + 2T8	2R8	0,563	37,4

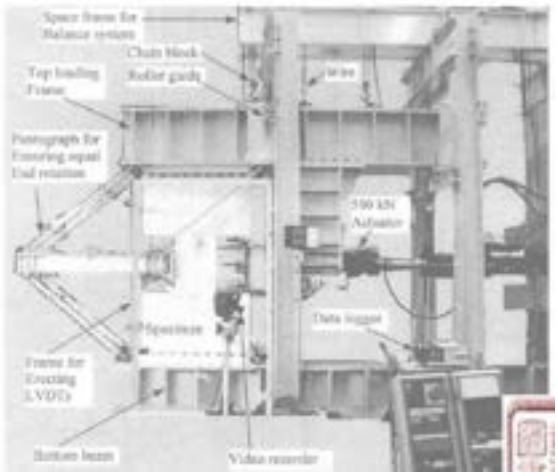


Figura 4. Imagem de um ensaio tipo feito por Z. Zhao (Adaptado de [3])

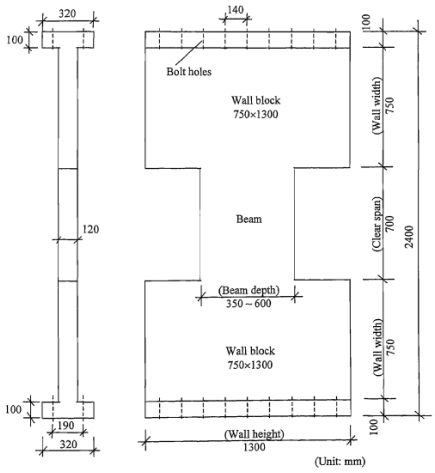


Figura 5. Desenho com os protótipos ensaiados (Adaptado de Z. Zhao [3])

A armadura transversal é composta por estribos R8 com um espaçamento de 75mm. A taxa de armadura é de ρ_{sv} = 1,069%. As características principais das armaduras são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2. Caraterísticas das armaduras usados nos modelos.

Tipo de Armadura	*Área do varão* A_s [mm^2]	*Tensão de cedência* f_{sy} [MPa]	*Tensão última* f_{su} *[MPa]*
T12	111,6	525	637
T8	54,0	517	717
R8	48,1	346	480

3.2 Relações constitutivas

O material betão foi simulado com uma relação simples de parábola até ao valor máximo (14), sendo que este é influenciado pela presença de extensões transversais e pelo coeficiente que traduz a não linearidade da relação constitutiva pós-pico, (15), ver MC2010 [4].

$$\sigma_{c2} = \begin{cases} 0 & 0 \le \varepsilon_{c2} \\ max\left(f_c\left(2\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_2} - \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_2}\right)^2\right)\right) & \varepsilon_2 < \varepsilon_{c2} < 0 \\ f_p & \end{cases} \quad (14)$$

$$f_p = min\left(1, \frac{1}{0{,}8 - 0{,}34\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_c}}\right) \cdot min\left(1, \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3}\right) \quad (15)$$

As armaduras foram modeladas com uma lei bilinear simples.

3.3 Ensaio MCB1

Os modelos de campos de tensões idealizados têm em consideração as várias formas de usar a tração que a armadura existente pode mobilizar.

No modelo 1, a força horizontal aplicada ao nível da viga é transferida pelos estribos existentes. A tração e a compressão nas extremidades do maciço estão o mais afastadas possível para aumentar o braço. As restantes trações são as necessárias para efetuar o desvio devido ao recorte maciço/viga.

No modelo 2, considerou-se um modelo global na forma de 2 diagonais em X, um braço para compressão, que se consegue desenvolver sem desvios, e uma diagonal tracionada que é materializada por um conjunto de trações nas 2 direções complementada com compressão perpendicular.

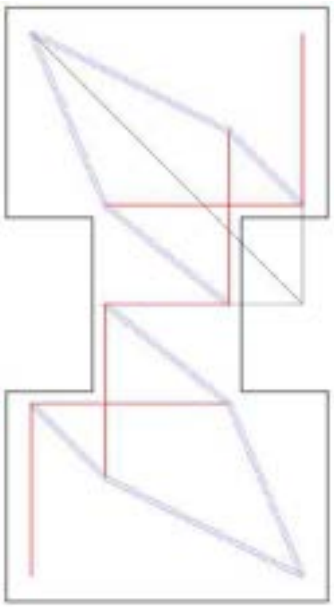


Figura 6. MCB1 - Modelo 1

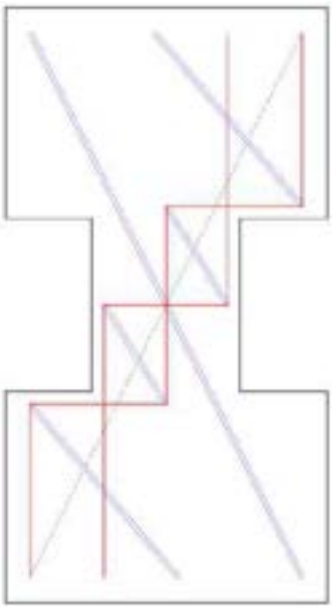


Figura 7. MCB1 - Modelo 2

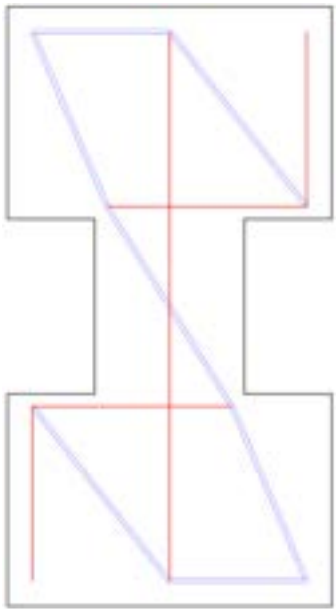


Figura 8. MCB1 - Modelo 3

O modelo 3, permite a consideração da diagonal de compressão na viga, sem provocar tração nos estribos, cuja componente vertical é equilibrada com as armaduras adicionais no meio da viga.

Na Figura 9 apresentam-se as curvas da relação força-deslocamento obtidas no ensaio experimental, na modelação, por elementos finitos 2D que modelam betão armado, feita pelo autor dos ensaios [5], e pela modelação STM3f com base nos modelos 1 e 2 apresentados na Figura 6 e Figura 7.

A análise das curvas mostra uma discrepância grande entre os resultados numéricos e o ensaio experimental. Os primeiros apresentam valores de pico mais elevados e com uma rigidez quase constante. Após o pico a resistência baixa para valores inferiores aos registados.

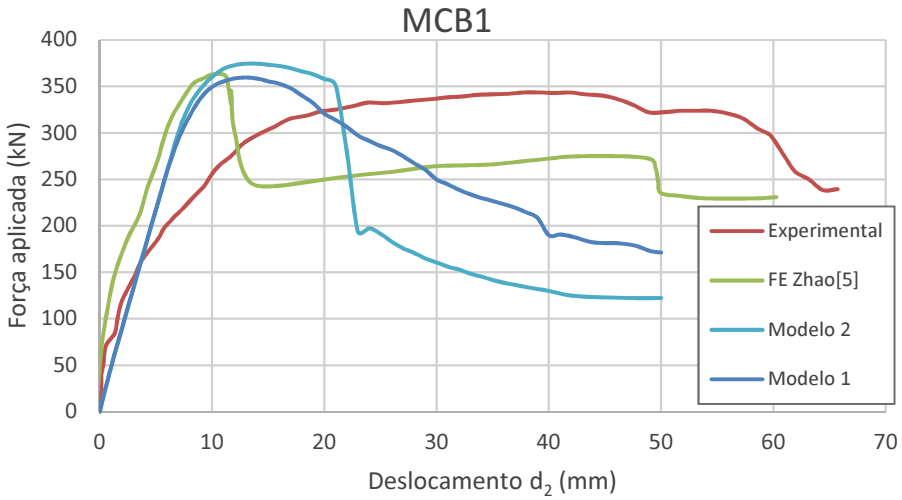


Figura 9. Análise do ensaio MCB1. Comparação entre resultados experimental, numérico FE e STM3f

Na descrição dos ensaios, existe a referência ao escorregamento dos varões, nomeadamente dos varões longitudinais da viga. Acresce ainda que existe uma grande concentração de armadura, o tirante era

constituído por 3 T12 numa viga com uma largura de 120mm, que se traduz num espaçamento livre entre varões de 9mm, que é inferior ao diâmetro do varão.

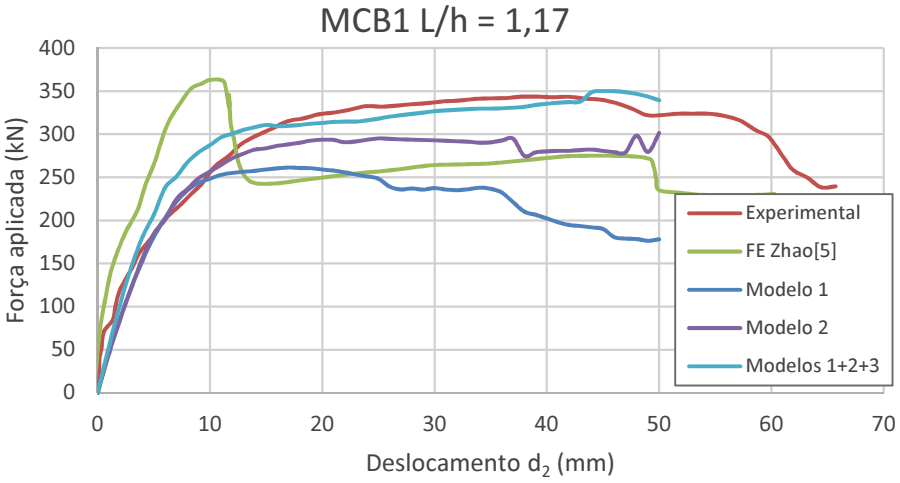


Figura 10. Análise do modelo MCB1 com a consideração de escorregamento nas armaduras

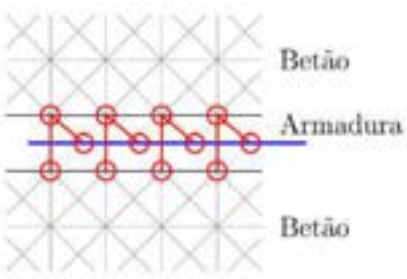


Figura 11. Esquema de aplicação do modelo de escorregamento

Na Figura 10 apresentam-se os resultados com a inclusão dum modelo de aderência entre os varões e o betão, composto por 3 nós, 2 nós que ligam aos elementos CST, que representam o betão, e o terceiro que liga ao elemento 1D que representa a armadura, ver Figura 11. Desta forma, consegue-se avaliar a compressão transversal existente e com esse valor majorar a tensão de aderência, conforme modelo proposto no Model Code 2010 [6]. A ligação entre as 2 partes de betão é rígida e permite conhecer a força que atua perpendicularmente. O troço que liga a armadura tem um comportamento não linear para permitir a simulação do escorregamento. Na modelação efetuada, o fator de obtenção da tensão de aderência foi reduzido para 30%, do seu valor usual, para aproximar melhor os resultados numéricos aos experimentais.

A análise efetuada com escorregamento nos varões T12 verticais e horizontais, nas extremidades dos maciços junto à viga, revela a importância que este fenómeno tem nos resultados. Constata-se ainda que ao usar um modelo que correspondeu à sobreposição dos vários modelos STM individuais obteve-se a melhor resposta por comparação do ensaio experimental.

3.4 Ensaio MCB3

O ensaio MCB3, cuja viga tem um rácio L/h = 1,75, foi analisado com base no modelo apresentado na Figura 13. Este caso não permite o desenvolvimento da diagonal de compressão sem desvios, pelo que se considerou um modelo simples com o qual a avaliação da capacidade resistente deu bons resultados [7].

A análise numérica, apresentada na Figura 12, mostra que a simulação do escorregamento, feita com os valores usuais (sem redução) é importante, nomeadamente na avaliação da ductilidade da estrutura.

Neste caso, a distância entre os varões T12 é de 30mm e, por conseguinte, não foi necessário introduzir uma redução no modelo.

A zona inicial da curva pode ser mais aproximada à curva experimental com a consideração do betão à tração que envolve as armaduras.

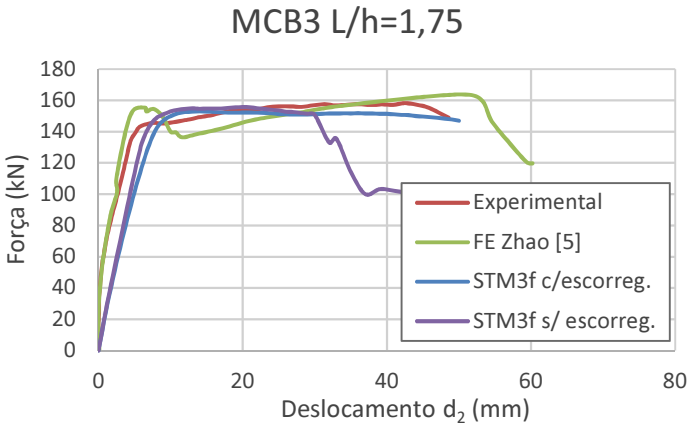


Figura 12. Análise do modelo MCB3. Curvas experimental, FE por Zhao [5]; STMf com escorregamento das armaduras principais

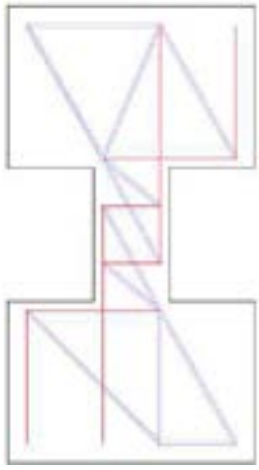


Figura 13. Modelo STM para caso MCB3

4. CONCLUSÕES

Nesta comunicação apresenta-se a avaliação de vigas de acoplamento ensaiadas experimentalmente com rácios comprimento/altura de 1,17 e 1,75, com armadura convencional, sem armaduras diagonais cintadas. A avaliação numérica foi feita com um método STM3f que combina as vantagens dos modelos de campos de tensões com uma avaliação das deformações e deslocamentos inerentes, através da aplicação do método de 3campos.

Os resultados numéricos apresentados mostram que a importância da escolha do modelo de campos de tensões e das relações constitutivas que permitem modelar os fenómenos relevantes. Nestes casos, foi particularmente notória a contribuição do escorregamento dos varões na resposta global. A extensão da formulação proposta ao caso da consideração de cargas cíclicas encontra-se presentemente em desenvolvimento.

REFERÊNCIAS

[1] Muttoni, A., Schwartz, J., & Thürlimann, B. (1996). Design of concrete structures with stress fields. Springer Science & Business Media.
[2] Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2007). On development of suitable stress fields for structural concrete. ACI, Structural Journal, 104, 495-502.
[3] Zhao Z.; (2001) Nonlinear behaviour of reinforced concrete coupling beams. PhD Dissertation. University of Hong-Kong.
[4] Model Code 2010-First complete draft-Volume 2: Model Code. Vol. 56. fib Fédération internationale du béton, 2010.
[5] Zhao, Z., Kwan, A. K. H., & He, X. G. (2004). Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams. Engineering Structures, 26(1), 13-25.
[6] Model Code 2010-First complete draft-Volume 2: Model Code. Vol. 56. fib Fédération internationale du béton, 2010.

[7] Ferreira, M., Almeida J., Lourenço M.; (2017) Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural; Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas; Vol. 5 Série III.
[8] Ferreira, M. P., Almeida, J. F., & Lourenço, M. S. (2018). Modelling Structural Concrete with Strut-and-Tie Model Combined with 2D Finite Elements-A Model Factor for the Assessment of Strut-and-Tie Models. In High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet (pp. 1191-1199). Springer, Cham.

METODOLOGIA PROBABILÍSTICA PARA AVALIAÇÃO DE EDIFICAÇÕES COM ESTRUTURA EXISTENTE EM BETÃO ARMADO





J. C. PANTOJA[1] **H. VARUM[2]** **A. A. HENRIQUES[3]**

RESUMO

A avaliação de uma estrutura existente é uma atividade complexa e diferente em vários aspetos da conceção dos projetos estruturais novos. Para que isso seja feito adequadamente devemos considerar um panorama, mais realístico possível, das condições existentes dos materiais envolvidos, cargas atuantes, condições de agressividades ambientais, entre outros, de modo a descrever o funcionamento correto e prever adequadamente o nível de segurança existente da estrutura. O presente artigo apresenta uma metodologia probabilística que acopla uma análise de fiabilidade a um processo de inspeção e avaliação das condições estruturais de edificações existentes em betão armado e suas patologias. Antes da avaliação estrutural, propriamente dita, é necessário que uma série de etapas sejam cumpridas. Inicialmente deve ser realizada uma inspeção visual e registo das principais patologias existentes nos componentes estruturais e a obtenção de suas condições atuais de serviço. Em seguida, é necessário efetuar uma classificação do nível de severidade atuante, fazer a verificação da necessidade de execução de testes laboratoriais e adotar um modelo de integridade para o processo de degradação do material betão armado. Finalmente, é proposto um acoplamento entre os níveis de segurança da estrutura existente, via índices de fiabilidade, e o modelo de integridade adotado. A metodologia descrita possibilita a identificação dos mecanismos de degradação ativos e a determinação do nível de segurança da estrutura, resultando num prognóstico estimado do funcionamento atual e futuro do sistema em análise. Um exemplo de uma estrutura de betão armado em grelha é mostrado na íntegra e os resultados explicitados de modo a exemplificar as potencialidades da formulação.

Palavras-chave: Fiabilidade; Estruturas Existentes; Betão armado; Inspeção

1. INTRODUÇÃO

O facto de que todas as estruturas irão deteriorar com o tempo é inegável, apesar da taxa de variação dessa ocorrência ser muito variável em função de múltiplos fatores. Atualmente, um número

[1]Universidade de Brasília, FAU, Departamento de Tecnologia, Brasília, Brasil. joaocpantoja@gmail.com
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT - Dep. Engenharia Civil, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt
[3]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT - Dep. Engenharia Civil, Porto, Portugal. aarh@fe.up.pt

significativo de estruturas tem seu nível de desempenho afetado por um processo prematuro de deterioração necessitando de algum tipo de reparação, especialmente em ambientes agressivos. A deterioração pode modificar tanto o desempenho e aparência da estrutura, como também pode afetar o seu funcionamento em serviço, mesmo sobre condições usuais [1].

O processo de avaliação de estruturas existentes é bastante diferente dos utilizados para projetar estruturas novas. No desenvolvimento do projeto de estruturas novas o fluxo de forças atuante segue a escolha do sistema estrutural e dos materiais utilizados de forma apropriada. Nas estruturas existentes o processo de avaliação é bem mais incerto uma vez que todos os parâmetros a serem considerados dependem da escolha do projetista e muitas vezes não seguem os códigos normativos atuais. Sendo assim, esse tipo de processo requer um envolvimento mais amplo do avaliador estrutural. Levantamentos geométricos e do histórico da edificação, registo de intervenções anteriores, auxílio de testes de campo e laboratoriais, além de previsão de cenários são alguns aspetos comuns nesse tipo de avaliação [2]. Existe atualmente uma série de metodologias e procedimentos de auxílio ao diagnóstico e definição do tipo de reabilitação para estruturas existentes. No entanto, devido à necessidade de consideração de inúmeros parâmetros, correlacionados ou não, há uma grande dificuldade no julgamento técnico da eficiência das mesmas.

O presente artigo apresenta uma metodologia para avaliação de estruturas existentes em betão armado que considera aspetos de durabilidade e segurança acoplados. Dessa forma, é possível avaliar o nível de deterioração da estrutura existente e o seu efeito no nível de segurança estrutural local e global. Inicialmente será utilizada a metodologia Gde-UnB proposta por Castro [3] com alguns de seus parâmetros parametrizados. Isso possibilita seu acoplamento aos índices de fiabilidade propostos em [1] como também a um programa de análise de elementos finitos [4]. Após o acoplamento, pode ser efetuada uma análise elástica linear considerando a influência do processo de deterioração na estrutura. Com isso, é possível perceber o efeito da redistribuição de esforços tanto localmente (elementos) como globalmente (estrutura). É possível também obter uma avaliação simplificada da diminuição do nível de segurança estrutural com base na teoria das probabilidades [5]. A consideração de uma série de cenários relacionados com o avanço do processo de deterioração pode ser feito de modo a avaliar a sensibilidade do modelo estrutural deteriorado atravás do estudo dos campos de deslocamento e esforços internos associados aos correspondentes carregamentos atuantes. Um exemplo completo de uma estrutura em grelha de betão armado é descrito e detalhado de forma a mostrar a eficiência e as limitações da metodologia. A metodologia proposta mostra-se particularmente eficiente num cenário de gestão da tomada de decisão, muitas vezes presente nos processos de avaliação estrutural.

2. AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS EXISTENTES

A avaliação dos edifícios existentes requer métodos que considerem as características químicas e a degradação física das estruturas no âmbito das verificações estruturais. Há necessidade de determinação da localização dos elementos mais críticos na estrutura afetada pela deterioração, além dos efeitos desse processo sobre o nível de segurança e comprometimento da estabilidade estrutural da edificação. O processo de deterioração envolve fenómenos do tipo carbonatação ou penetração de cloretos com o nível de corrosão existente, além de outros fenómenos químicos e físicos.

A complexidade dos fenómenos de degradação e a sua interação com a resposta estrutural do sistema dificulta muito a formulação de métodos onde os processos químicos/físicos e problemas mecânicos são diretamente correlacionados. Apesar de vários modelos refinados terem sido propostos nos últimos anos [7], a realidade é que os mesmos estão longe de serem aplicados a casos práticos. Assim, são necessárias formulações simplificadas onde as duas abordagens - o estudo dos fenómenos de degradação e avaliação da resistência estrutural - interajam. Outros exemplos de aplicação desse tipo de abordagem podem ser encontrados em [6].

A seguir são descritas as principais modificações a serem feitas na metodologia Gde-UnB [3] escolhida para avaliação do grau de deterioração/dano e posterior grau de integridade dos elementos estruturais na avaliação das estruturas existentes de betão armado. Uma grande vantagem dessa abordagem é sua

simplicidade e possibilidade de acoplamento a softwares estruturais existentes após algumas modificações. A decomposição da estrutura em elementos e famílias é ideal para esse fim [3].

3. METODOLOGIA GDE PARAMETRIZADA

Para fazer a adequação das variáveis existentes na metodologia Gde-UnB é necessário efetuar um processo de parametrização. Isso possibilita a adoção de diferentes escalas e também o seu acoplamento em outros tipos de avaliações, principalmente na análise estrutural. A seguir são descritas as principais modificações a serem feitas para avaliação do grau de deterioração/dano e posterior grau de integridade dos elementos estruturais, segundo a abordagem proposta.

3.1 Fatores de ponderação, intensidade e relevância estrutural parametrizados

A Figura 1 mostra como os valores do fator de ponderação, intensidade e relevância estrutural, presentes na metodologia original, são parametrizados. É importante perceber que as escalas de valores propostas pelo trabalho original são mantidas uma vez que representam a contribuição dos autores sobre os fenómenos atuantes no processo de deterioração da estrutura.

3.2 Parâmetros parametrizados

Estruturas de Concreto Armado	
ESCALA - Fator de ponderação	
Tipo de degradação	***Fp***
Contaminação por cloretos	1
Corrosão de armaduras	1
Fissuras estruturais	1
Sinais de esmagamento	1
Esfoliação	0,8
Carbonatação	0,7
Desagregação	0,7
Desvio de geometria	0,6
Infiltração	0,6
Eflorescência	0,5
Manchas	0,5
Segregação	0,5

Estruturas de Concreto Armado	
ESCALA - Fator de relevância estrutural	
Tipo de família	F_R
Família 1	0,05
Família 2	0,125
Família 3	0,34
...	...
Família N	0,222

$$\sum F_{R_i} = 1$$

Estruturas de Concreto Armado	
ESCALA - Fator de intensidade	
Gravidade	F_I
Sem lesões	0
Lesões leves	0.25
Lesões toleráveis	0.50
Lesões graves	0.75
Lesões intoleráveis	1.0

Figura 1. Parametrização dos fatores da metodologia Gde-Unb [3].

É também necessária uma parametrização no modelo de Tuutti [6], conforme se apresenta na Figura 2, de forma a possibilitar o acoplamento da metodologia tanto aos valores dos índices de fiabilidade propostos para estruturas existentes [1] como para a transformação dos fatores de dano em fatores de integração via equação (1).

$$Integr = [1 - D(F_i, F_p)] \tag{1}$$

Essa transformação é necessária para poder ser utilizada como ponderadora da resistência junto à matriz de rigidez de cada um dos elementos da grelha.

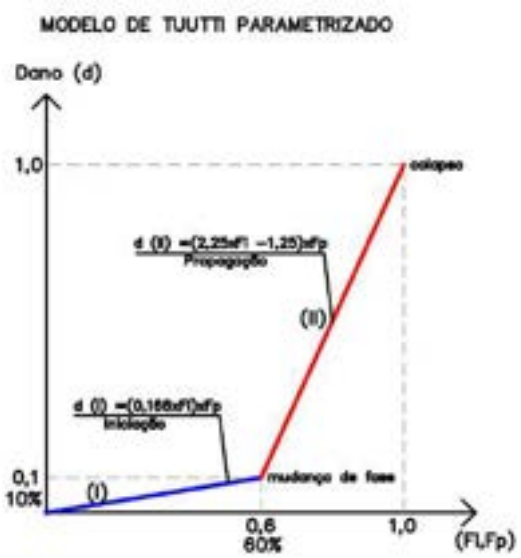


Figura 2. Modelo de Tuutti parametrizado.

Para consideração dos fatores de integridade de cada elemento de uma mesma família, considera-se uma média direta de todos os danos presentes no elemento, diferentemente da versão original. Sendo assim, apenas valores de $d(F_i, F_p)$ maiores que 0.2 serão contabilizados. Isso visa evitar o mascaramento de valores superiores na presença de outros menores. Para uma família de elementos deve-se também determinar uma média dos valores. Na consideração dos valores de integridade da estrutura completa deverão ser definidos pesos para cada família. No presente trabalho, para a família correspondente às barras de apoio (elementos 1, 4, 11 e 14) foi adotado um valor de 0.5, ficando as outras duas famílias (barras nos eixos Y e Z) com 0.25 cada. Uma boa opção a ser utilizada conjuntamente com a parametrização é a substituição do modelo bilinear por uma curva cúbica, conforme Tuutti [8].

4. AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE SEGURANÇA VIA FIABILIDADE

O acoplamento do nível de segurança da estrutura é feito de forma simplificada adotando-se a hipótese de que a variação do índice de fiabilidade dos elementos, famílias e estrutura segue a mesma lei de comportamento que o fator de integridade. Isso possibilita representar o índice de fiabilidade de cada elemento através da equação (2).

$$\beta \approx Integridade\left(F_i, F_p\right).\varphi \tag{2}$$

Duas coisas devem ser esclarecidas. Os valores mínimo e máximo da variável φ que representa o nível de fiabilidade do elemento seguem os valores previstos para estruturas existentes em [1] e descritos no quadro 1.

$$P(F/I) = \frac{P(F \cap I)}{P(I)} \tag{3}$$

No presente trabalho serão 0 e 4, respecrtivamente. O agrupamento do índice de fiabilidade de cada família para obtenção do índice de fiabilidade estrutural segue a regra de probabilidade condicionada, conforme indicado em [5], através da equação (3).

Quadro 1 - Índice de fiabilidade de referência (*fib Bulletim 62* - volume 5)

Classe de consequência	**Período Mínimo de referência para estruturas existentes**	β **Nova**		β **Reparada**		β **Existente**	
		WN	**WD**	**WN**	**WD**	**WN**	**WD**
CCO	1 ano	3.3	2.3	2.8	1.8	1.8	0.8
CC1 - Baixa	15 anos	3.3	2.3	2.8	1.8	1.8	1.1
CC2 - Média	15 anos	3.8	2.8	3.3	2.5	2.5	2.5
CC3 - Alta	15 anos	4.3	3.3	3.8	3.3	2.5	3.3

Classes de 0 a 1 (CCO e CC1) - apliadas apenas em situações onde não houver dano humano envolvido

WN - Forças devido ao vento não são dominantes

WD - Forças devido ao vento são dominantes

5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A estrutura em grelha de betão armado, mostrada na figura 3, foi utilizada para a aplicação da metodologia de avaliação proposta. Os carregamentos atuantes serão de natureza estática e aplicados de forma simétrica e diretamente nos nós. Os referenciais locais, dos elementos, e global, da estrutura, estão também explicitados abaixo. Simplificadamente serão adotados valores iguais e constantes de inércia à flexão, inércia à torção, modulo de elasticidade longitudinal e transversal, para todas as barras. Esses parâmetros serão modificados apenas em função do processo de deterioração. A análise estrutural é efetuada através do método dos elementos finitos e o processo de evolução da deterioração será feito através da consideração de vários cenários de modo a possibilitar uma comparação entre o nível de segurança e durabilidade dos mesmos.

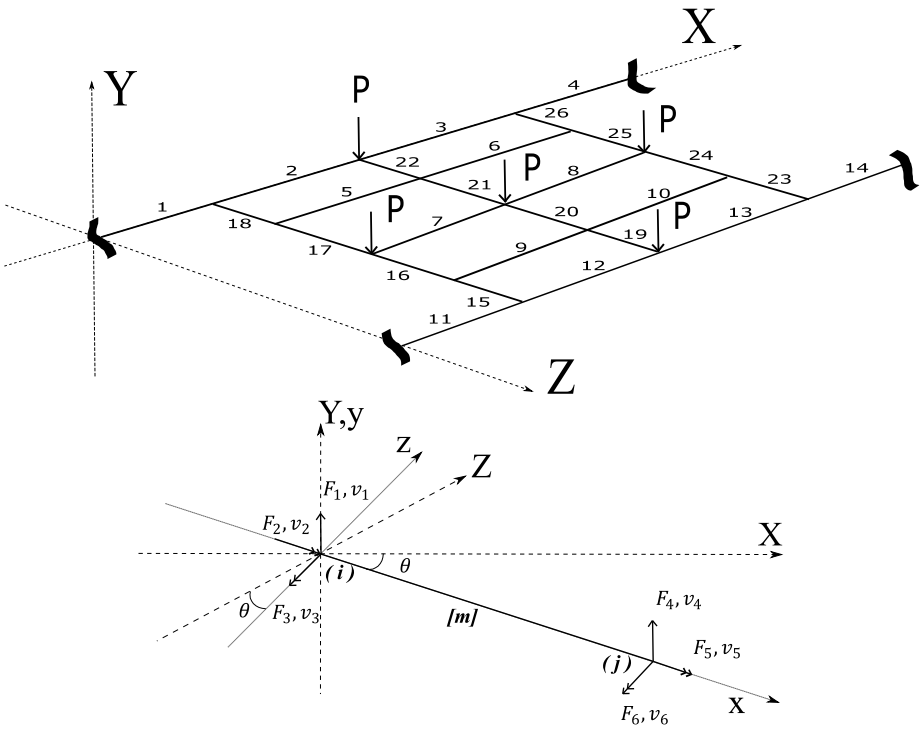


Figura 3. Estrutura em grelha de betão armado e referenciais local e global.

As equações [7] a [11] descrevem as matrizes e vetores envolvidos na montagem da matriz de rigidez global da estrutura, resolução do sistema de equações e obtenção dos esforços internos e deslocamentos finais.

$$[ke]_i = Integr * \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[K] = \sum_{i=1}^{m} [R]_i^T . [ke]_i . [R]_i \quad (8)$$

$$[K] . \{u_G\} = \{f\} \quad (9)$$

$$\{S_L\}_i = \{S_{L0}\}_i + [ke]_i . \{u_L\}_i \quad (10)$$

$$\{u_L\}_i = [R]_i . \{u_G\}_i \quad (11)$$

5.1 Cenários de propagação do processo de deterioração

Alguns cenários representativos dos possíveis processos de deterioração foram considerados segundo dois parâmetros básicos: o aumento no número de elementos deteriorados e a diminuição dos respetivos fatores de integridade dos elementos com o tempo. Esse procedimento procura representar possíveis cenários do processo de degradação detetados após cada inspeção. Dentro de um mesmo cenário teríamos os vários dados coletados pelas inspeções em cada intervalo de tempo (t_i).

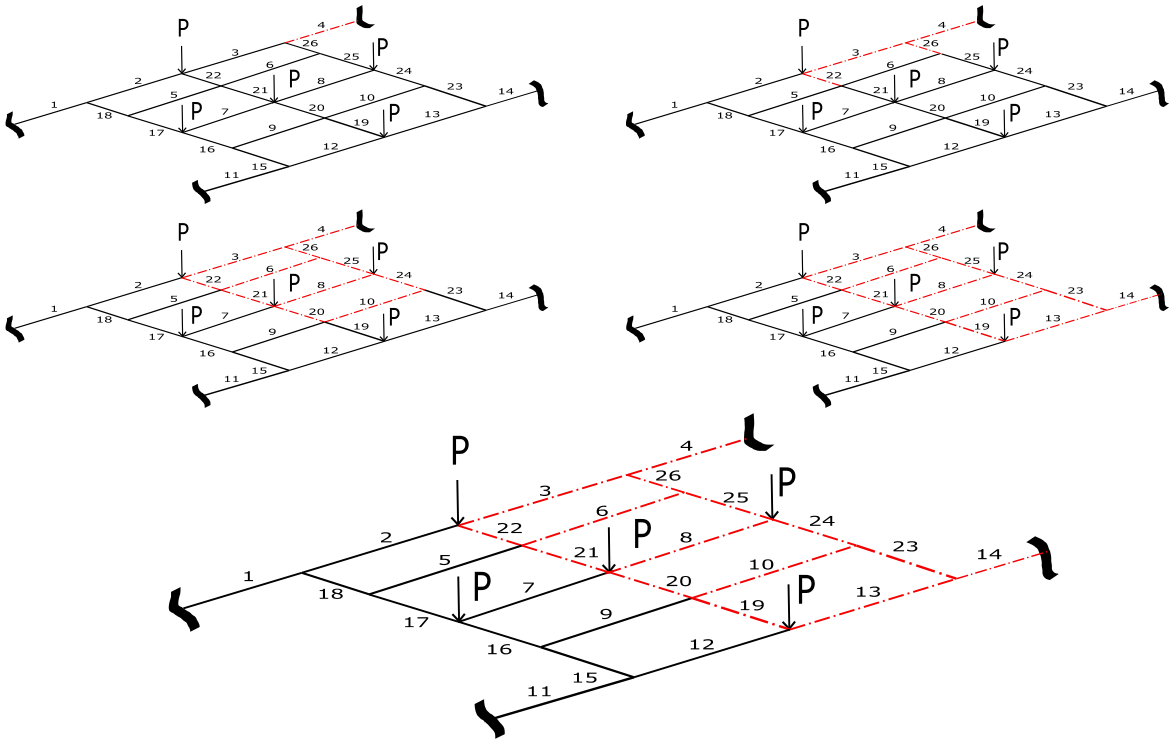


Figura 4. Espalhamento no cenário 1 (deterioração no lado menor).

A propagação do processo de deterioração segundo o menor lado, exemplificado na figura 4 e descrito no quadro 2, apresenta os valores considerados na simulação do resultado das inspeções em tempos diferentes. Uma vez que o modelo proposto por Tuutti [9] é utilizado na avaliação do dano de cada elemento, e com isso muito pouca variação de desempenho é encontrada na fase de iniciação do processo de corrosão, o valor de 0.3 foi utilizado como inicial para análise do processo de corrosão em cada um dos elementos da estrutura de grelha em análise. O processo avança sobre os elementos da estrutura de grelha do menor lado, levando ao rompimento da barra 4 em t_4.

Quadro 2 - Evolução do processo de deterioração da estrutura em grelha segundo o Cenário 1

		Cenário 1				
Integridade	***Valores***	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5
		Barras	***Barras***	***Barras***	***Barras***	***Barras***
F_Integr	0,3	4	22,26	8,10,20,24	13,14,23,19	
F_Integr	0,6		3,4	6,21,22,25,26	8,10,20,24	13,14,23,19
F_Integr	0,7			3,4	6,21,22,25,26	8,10,20,24
F_Integr	0,85				3,4	3,6,21,22,25,26
F_Integr	1					4

No cenário 2 o processo de avanço da deterioração seguiu o maior lado da estrutura de grelha. Uma descrição do processo de propagação da deterioração similar à do cenário 1 é mostrado na figura 3. Esse cenário representa o avanço do processo de deterioração segundo o maior lado da grelha, iniciando pela barra de apoio (elemento 14) e espalhando por todo maior lado da grelha com o tempo.

O quadro 3 mostra os valores considerados simulando o processo de inspeção em cada tempo t_i. Uma redistribuição de esforços acontece à medida que o processo de deterioração avança pelo lado maior da estrutura levando no tempo final desse cenário ao rompimento da barra 14 de apoio. A ideia principal dos rompimentos das barras 4 e 14, nos respetivos cenários 1 e 2, é demonstrar como nesse tipo de análise é possível simular a mudança interna do caminho de cargas ao longo das barras da estrutura, decorrente do avanço no processo de deterioração.

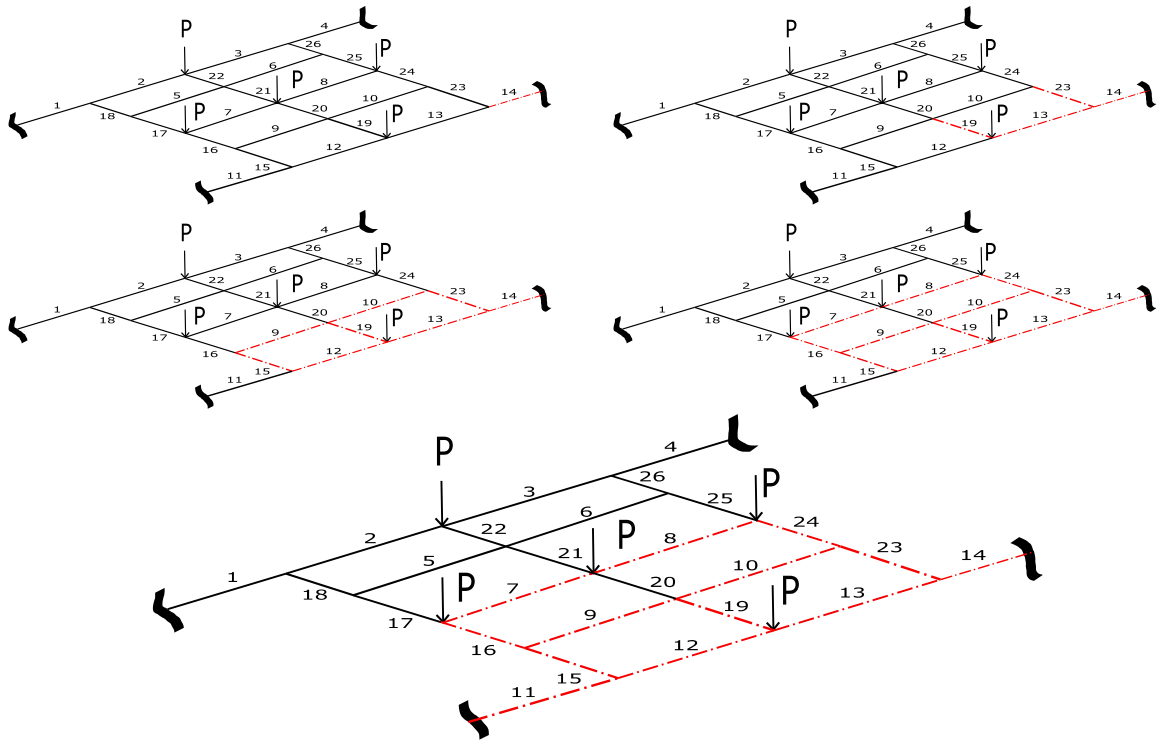


Figura 3. Espalhamento no cenário 2 (deterioração no lado maior).

Quadro 3 - Evolução do processo de deterioração da estrutura em grelha segundo o Cenário 2

		Cenário 2				
Integridade	***Valores***	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5
		Barras	***Barras***	***Barras***	***Barras***	***Barras***
F_Integr	0,3	14	19,23	7,8,9,10,16,24		
F_Integr	0,6		13,14	15,19,20,23	7,8,9,10,11,16,24	
F_Integr	0,7			12,13,14	15,19,20,23	7,8,9,10,11,16,24
F_Integr	0,85				12,13,14	12, 13,15, 19, 20, 23
F_Integr	1					14

O cenário 3 corresponde a um processo de deterioração que avança de dentro para fora da estrutura de grelha analisada. Esse cenário visa simular possíveis problemas do tipo perda da capacidade de vedação pelo sistema de impermeabilização existente. Em problemas práticos dessa natureza, o processo de deterioração ocorre em pontos específicos e tem seu espalhamento com o tempo nas barras mais próximas do seu contorno conforme descreve a figura 4. No quadro 4 estão descritos os valores adotados em cada inspeção com o tempo.

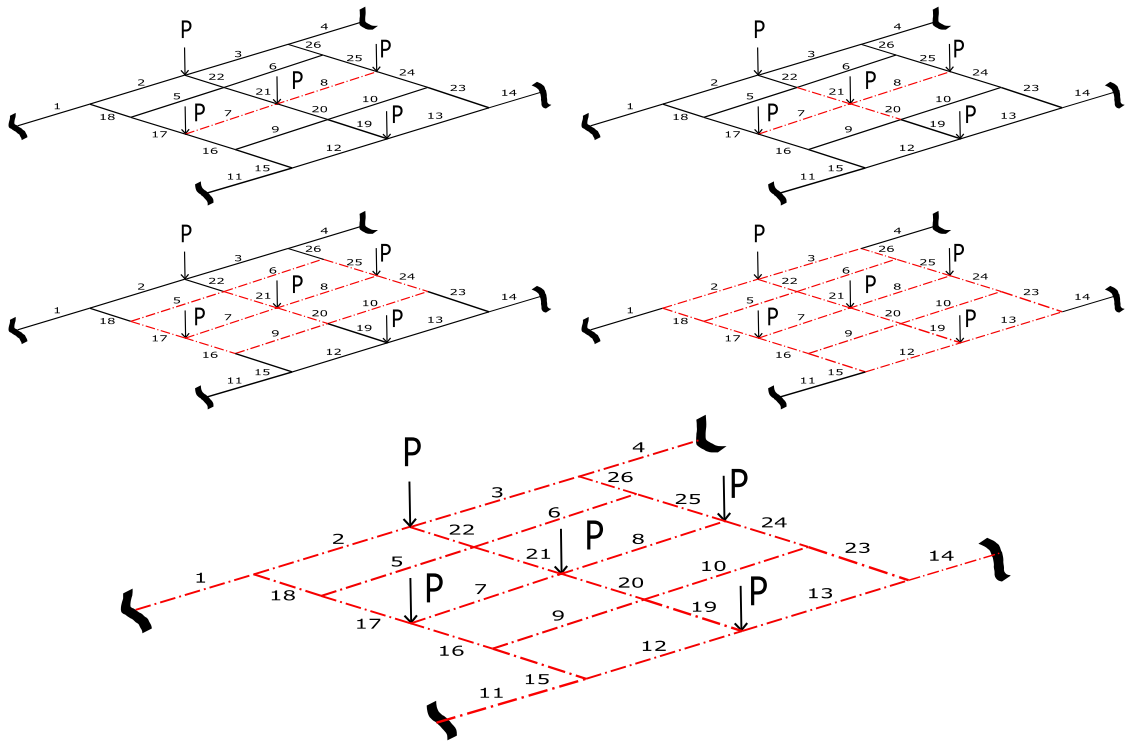


Figura 4. Espalhamento no cenário 3 (deterioração de dentro para fora).

Vale a pena observar que apenas no cenário 3 há o espalhamento do processo de deterioração por toda a estrutura da grelha de betão armado. No item 5.2, a seguir, é feita a análise de alguns elementos e do campo de deformações da estrutura de grelha completa, de modo a serem verificados quais os cenários que conduzem a piores níveis de criticidade em relação à segurança e à durabilidade, bem como o fenómeno da redistribuição de esforços nas barras segundo o avanço no processo de deterioração. A conceção dos cenários foi concebida com esse propósito específico.

Quadro 4 - Evolução do processo de deterioração da estrutura em grelha segundo o Cenário 3

		Cenário 3				
Integridade	***Valores***	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5
		Barras	***Barras***	***Barras***	***Barras***	***Barras***
F_Integr	0,3	7,8	20,21	5,6,9,10,17,24	2,3,12,13,15,18 19,22,23,26	1,4,11,14
F_Integr	0,6		7,8	16,20,21,25	5,6,9,10,17,24	2,3,12,13,15,18 19,22,23,26
F_Integr	0,7			7,8	16,20,21,25	5,6,9,10,17,24
F_Integr	0,85				7,8	7,16,20,21,25
F_Integr	1					8

5.2 Avaliação dos parâmetros estruturais

O processo de deterioração, que evolui de acordo com os cenários de simulação sobre a estrutura da grelha, exerce uma forte influência sobre o comportamento físico da mesma. Na figura 5 é mostrada a variação sofrida nos esforços internos do elemento de barra 8 à medida que o processo de deterioração avança. Os resultados se encontram compatíveis com o espalhamento da deterioração acrescido ao do modelo de dano adotado. Isso verifica-se, uma vez que só a partir de 60% de desenvolvimento do processo de corrosão o desempenho da estrutura é afetado (figura 2). Para os momentos fletores, o cenário 3 é o que produz maiores variações, enquanto que para os momentos torsores os cenários 1 e 2 são os mais importantes. A assimetria geométrica no processo de deterioração é a responsável pelos últimos resultados.

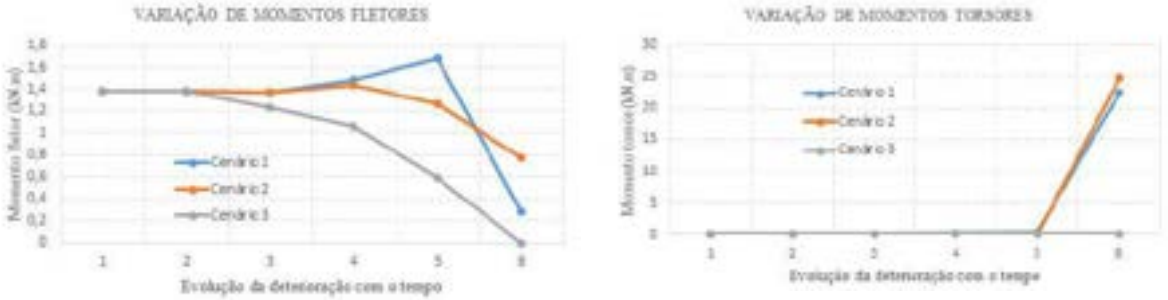


Figura 5. Variação dos momentos do elemento 8.

A figura 6 apresenta os resultados em termos de índice de fiabilidade e deslocamentos relativos à estrutura de grelha completa. É possível perceber a maior sensibilidade da estrutura ao desenvolvimento do processo de deterioração representado pelos cenários 1 e 2 tanto em relação a diminuição do seu nível de segurança como também ao aumento do deslocamento no centro do vão da grelha.

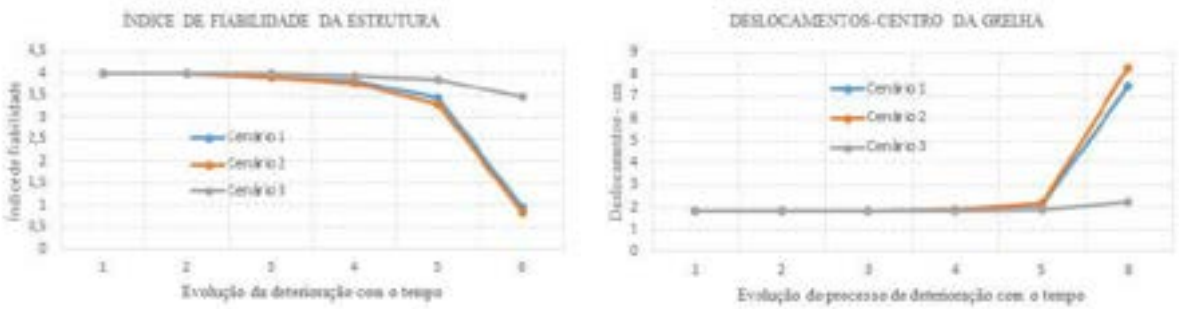


Figura 6. Variação do índice de fiabilidade da estrutura e seu campo de deslocamentos.

O facto do processo deterioração avançar de forma assimétrica sobre a estrutura da grelha e provocar a perda de um dos seus apoios, leva à ocorrência de resultados piores no que respeita ao nível de segurança e deslocamentos, conforme mostrado anteriormente.

6. CONCLUSÕES

A metodologia proposta foi capaz de reproduzir resultados que apresentam compatibilidade entre a evolução do processo de deterioração e sua respetiva contrapartida do funcionamento físico. A variação dos esforços do elemento 8 mostra como a evolução da deterioração provoca mudanças diferenciadas nos esforços internos de flexão e torção. Conforme esperado, os processos de deterioração representados pelos cenários 1 e 2, assimétricos na distribuição geometria, levam a um maior desequilíbrio na redistribuição de esforços da estrutura da grelha contribuindo para uma maior variação nos parâmetros de nível de segurança e deslocamentos. O exemplo apresentado mostra como, tanto localmente como globalmente, a metodologia proposta pode auxiliar de forma eficiente o avaliador estrutural numa tomada de decisão em relação ao nível de segurança e durabilidade de estruturas de betão armado.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.

REFERÊNCIAS

[1] *fib* Bulletin 62: *Structural Concrete – Volume 5* (2010). Manual -Texbook on behaviour, design and performance. 2nd ed. Fédération Internationale du Béton (*fib*), Lausanne, Switzerland.

[2] CEB (1998) “Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures” Bulletin n. 243, 183 pp., 1998.

[3] Castro, E. K. (1994). Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 185 p, dezembro.

[4] Ferreira, A. J. M (2010). Problemas de Elementos Finitos em Matlab. Fundação Caloustre Gulbenkian, 345 p.

[5] Faber, M. H. (2000). Reliability based assessment of existing structures. *Prog. Struct. Eng. Mater.* 2(2), 247-253.

[6] Folié, R.; Zenunovué, D. (2010). Durability of Concrete Structures – Part 2: Modelling and Structural Assessment. Facta Universitatis. Series: Archtecture and Civil Engineering, vol. 8, N. 1, pp. 45-66.

[7] Biodini, F.; Frangopol, D. M.(2016). Life-Cycle Performance of Deteriorating Structural System under Uncertainty: Review. Journal of Structural Engineering. 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001544, 142(9):F4016001,1-16.

[8] Marques, M. W. M.; Pantoja, J. C.; Oliveira, A. L. A. (2016). Metodologia para Avaliação do Nível de Criticidade de Estruturas Híbridas com Modelo de Dano Cúbico. XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation, Porto, Portugal.

[9] Tuutti, K. (1982). Corrosion steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockolm, 198, 469 p.

Sessão 5D

Comportamento de ancoragens de pré-esforço por aderência para o reforço de estruturas de betão às ações sísmicas


Tiago Vilhena[1]


Válter Lúcio[2]


Carla Marchão[3]


Helisa Muhaj[4]

RESUMO

Existem vários sistemas de pré-esforço, variando estes no modo como a força de pré-esforço é transmitida para o betão. Uma técnica recentemente desenvolvida na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa [1], consiste na ancoragem dos cordões por aderência, viabilizando o uso do pré-esforço no reforço de alguns tipos de estruturas. Nesta técnica a ancoragem é realizada por aderência, utilizando resinas epoxídicas em furos efetuados nas peças de betão armado.

O reforço por pré-esforço possui a vantagem de ser ativo, não só para as cargas aplicadas à estrutura após o seu reforço, mas também para os efeitos das ações previamente instaladas na estrutura, tais como os esforços, deformações e fendilhação causados pelas ações permanentes. No caso das ancoragens por aderência, o pré-esforço é transmitido ao betão de forma gradual ao longo do comprimento de transferência, não exigindo o reforço da zona de ancoragem que é necessário no caso das ancoragens mecânicas.

Neste trabalho, aprofunda-se o conhecimento sobre o comportamento de ancoragens por aderência de cordões com 15,7 mm de diâmetro nominal, pré-esforçados com uma força de 100kN, ancorados em furos de 18 mm de diâmetro feitos em blocos de betão armado. Para realizar a ancoragem foi utilizada a resina HIT-RE V3 da Hilti.

Foram realizados ensaios de *push-in* e de *pull-out*, com diferentes comprimentos de aderência, com carregamentos monotónicos e carregamentos cíclicos, tendo estes últimos o objetivo de avaliar a viabilidade da utilização desta técnica no reforço de estruturas sujeitas a ações sísmicas. Pretende-se que o sistema de aderência proposto seja utilizado no reforço de diversos elementos de betão armado, nomeadamente no reforço de lajes fungiformes e de vigas, para ações sísmicas e para ações gravíticas.

Palavras-chave: Reforço de estruturas de betão armado; Reforço com pré-esforço; Ancoragens de pré-esforço; Ancoragens por aderência

[1]Universidade NOVA de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Caparica, Portugal t.albuquerque@campus.fct.unl.pt
[2]CERIS, ICIST, Universidade NOVA de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Caparica, Portugal vjgl@fct.unl.pt
[3]Universidade NOVA de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Caparica, Portugal c.marchao@fct.unl.pt
[4]Universidade NOVA de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Caparica, Portugal h.muhaj@campus.fct.unl.pt

1. INTRODUÇÃO

O betão armado é utilizado há mais de 100 anos na construção de edifícios e outras estruturas e tem demonstrado ser um sistema seguro, durável e económico de construir. Porém, alguns edifícios antigos encontram-se danificados, outros, por erros de projeto ou de execução, não suportam as cargas verticais que deveriam suportar, e outros foram projetados baseados em regras obsoletas que não consideram a ação dos sismos com o devido rigor necessitando, portanto, de ser reforçados. Deste modo, é importante desenvolver técnicas de reforço para estas estruturas, transformando assim um edifício em risco de colapso quando solicitado por um sismo, numa estrutura segura. Foram já desenvolvidas diversas técnicas de reforço de estruturas de betão armado, muitas delas bastante eficazes.

O reforço de estruturas por pré-esforço apresenta vantagens em relação a outros sistemas pelo facto de ser um sistema ativo. Isto significa que pode contrariar deformações causadas por ações instaladas na estrutura antes da execução do reforço [2]. Nos sistemas de pré-esforço por pré-tensão, o aço é tensionado antes da betonagem e só depois é que o pré-esforço é transferido para o betão, por aderência entre o aço de pré-esforço e o betão ao longo do comprimento de transferência. A aderência e o comprimento de transferência têm sido muito estudados, principalmente nos últimos 50 anos [3], [4], [5], [6]. Neste trabalho, aprofunda-se o conhecimento sobre a aderência de cordões de aço ao betão com resinas epoxídicas, incluindo para ações cíclicas, com o objetivo de utilizar o pré-esforço com ancoragens por aderência [7] no reforço de estruturas.

Neste trabalho, estuda-se a aderência de cordões de 15,7 mm de diâmetro nominal pré-esforçados com uma força de 100 kN através da injeção de resinas epoxídicas em furos de 18 mm de diâmetro realizados em blocos de betão armado. Foram efetuados ensaios de transferência de pré-esforço (*push-in)*, seguidos de ensaios de arrancamento (*pull-out)* com dois comprimentos de selagem diferentes de modo a avaliar a sua resistência. Para além dos ensaios de arrancamento monotónicos, foram também realizados ensaios cíclicos para melhor compreender o comportamento das ancoragens por aderência quando sujeitas a ações sísmicas

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

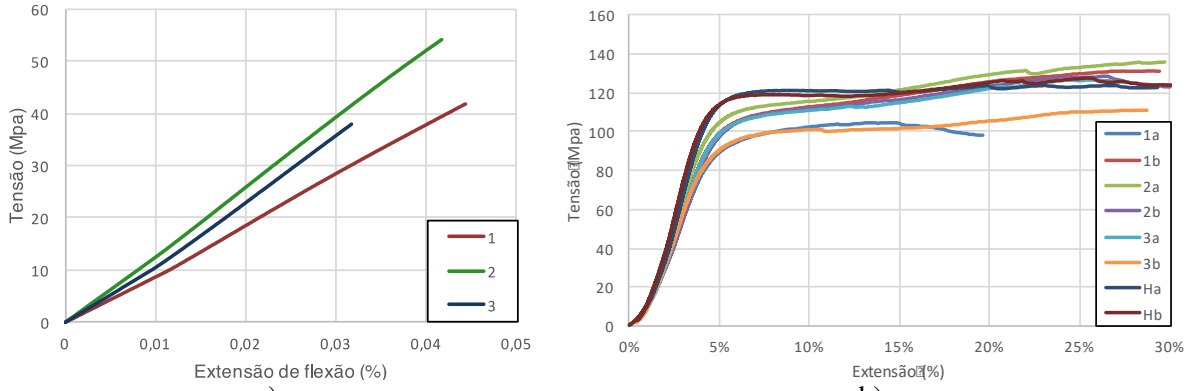
2.1 Materiais

O betão usado é da classe C30/37 com cimento Portland tipo I e relação água cimento A/C=0,4. O bloco utilizado tinha dimensões 400x600x1900mm^3.

Os cordões utilizados são compostos por 7 fios e têm um diâmetro nominal de 15,7 mm, possuem a denominação Y1860 S7 0.6”S e têm uma força de rotura de 287kN. Foram cortados em comprimentos de 2500 mm para os ensaios de transferência de pré-esforço e de arrancamento.

A resina escolhida como agente de aderência para a realização dos ensaios foi a HIT-RE 500 V3 da Hilti. Para a caracterização da mesma foram feitos 3 provetes de dimensões 40x40x160mm^3, os quais foram ensaiados à flexão e à compressão com os seguintes resultados:

As resinas à base de epóxi consistem em dois compostos químicos, a resina e o endurecedor. Quando se misturam, formam uma reação que provoca a ligação dos vários polímeros da resina, resultando num material com uma rigidez considerável [8]. As resinas epoxídicas devem ser utilizadas em ambientes com temperaturas entre -20º e 60º acima das quais, se verifica a alteração da qualidade dos polímeros deixando de ser substâncias com boa rigidez e elasticidade [2].



a) b)

Figura 2.1 - Gráficos Tensão-Extensão para os a) ensaios à flexão e b) ensaios à compressão

2.2 Sistema de ensaio

Foram executados 10 furos no bloco de betão com coroas diamantadas com diâmetro exterior de 18 milímetros, espaçados de 200 mm entre si. Todos os furos foram feitos com água corrente de modo a evitar o sobreaquecimento da coroa o que também ajuda à posterior limpeza do furo, aspeto de grande relevância para a obtenção de uma boa resistência nos ensaios [3], [4].

Após executados todos os furos, o ensaio foi montado como representado no esquema da Figura 2.2. Foram utilizados dois blocos de betão como base, onde se apoiaram duas vigas de aço. Estas vigas serviram para aplicar a força do macaco mecânico inferior e apoiar os dois defletómetros inferiores. Sobre as vigas apoiaram-se dois perfis RHS, um em cada extremidade, que sustentam o bloco de betão e o afastam das vigas UPN, de modo a deixar espaço suficiente para colocar os discos que serviram de batente para os defletómetros. Por cima do bloco, colocaram-se mais dois perfis RHS onde, por sua vez, se apoiou uma última viga de aço. Estes elementos metálicos colocados em cima do bloco de betão foram alterando de posição consoante o furo onde se fez o ensaio.

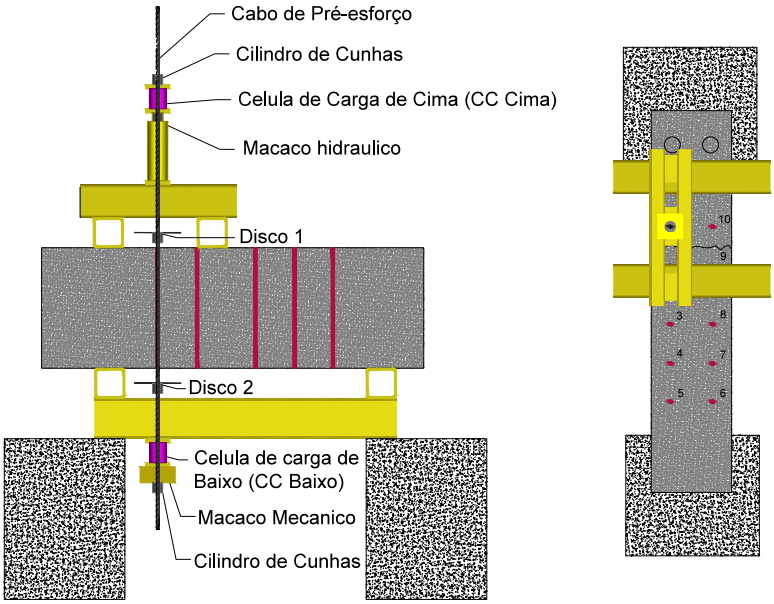


Figura 2.2 - Esquema do ensaio

Na zona inferior, como mostra o esquema, sob as vigas de aço, foi colocada uma célula de carga TML CLC200KNA com 200 kN de capacidade máxima, um macaco mecânico com três parafusos M20 e de um cilindro de cunhas para prender o cordão. Na zona superior, sobre as vigas de aço foi colocado um macaco hidráulico ENERPAC RRH307 com 300 kN de capacidade máxima, seguido de uma célula de

carga TML CLC300KNA com 300 kN de capacidade máxima, seguida de um cilindro de cunhas para prender o cordão. Todos estes elementos foram também devidamente separados por chapas metálicas. Para a aplicação e controlo da pressão do óleo do macaco hidráulico utilizou-se a unidade de controlo de pressão hidráulica Walter+bai ag. O resultado desta montagem está representado na Figura 2.3. Como é possível reparar na Figura 2.3 b), o disco preso ao cordão, serve de batente aos defletómetros que foram apoiados no bloco de betão com o auxílio de uma chapa metálica.



a) b)

Figura 2.3 - Vista geral do ensaio

2.3 Aplicação do pré-esforço

No presente trabalho, foram realizados ensaios de transferência de pré-esforço e de arrancamento com comprimentos de selagem de 400 mm e 500 mm. Para limitar a aderência do cordão a estes comprimentos utilizou-se fita-cola para impedir a aderência da resina ao cordão nos limites destas distâncias.

Fez-se passar o cordão pelo furo e pelos discos. e foram presos os cilindros com as cunhas nas extremidades. Aplicou-se depois a força de pré-esforço de 100kN com o macaco mecânico na extremidade inferior do cordão.

Após a aplicação do pré-esforço, verificou-se existirem perdas de tensão, que poderão advir da relaxação do cordão e do reajuste do sistema a algumas folgas existentes no sistema. Estas perdas estabilizam após algumas horas, tendo a resina sido apenas injetada 24 horas após a aplicação do pré-esforço. É importante referir que nesta fase, o êmbolo do macaco hidráulico superior se encontra totalmente recolhido, apenas funcionando como um elemento passivo para a reação da força aplicada no outro macaco

Para a injeção do furo colocou-se o tubo representado na Figura 2.4 a), num negativo executado previamente com um berbequim. O furo é tapado e selam-se todas as possíveis passagens da resina para o exterior com uma camada de betume de pedra, como ilustra a Figura 2.4 b). Esta etapa requer alguma atenção pois, deficiências na selagem podem resultar no desperdício de resina e consequentemente na

criação de bolhas de ar, o que se reverte numa menor área de aderência. Após a cura do betume e do gesso, utilizou-se a pistola de ar comprimido para fazer a limpeza do furo. Seguidamente injeta-se a resina ligando a pistola ao tubo previamente colocado até esta sair na extremidade superior do furo. Após a injeção aguarda-se pela cura completa da resina até à transferência do pré-esforço e posterior aplicação da força de arrancamento.

Após a transferência do pré-esforço é efetuada por desaperto do macaco mecânico, é realizado o ensaio de arrancamento por aplicação da força (monotónica ou cíclica) com o macaco hidráulico.



a) b)

Figura 2.4 - a) Furo antes da aplicação do betume b) tampão de betume de pedra

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Introdução

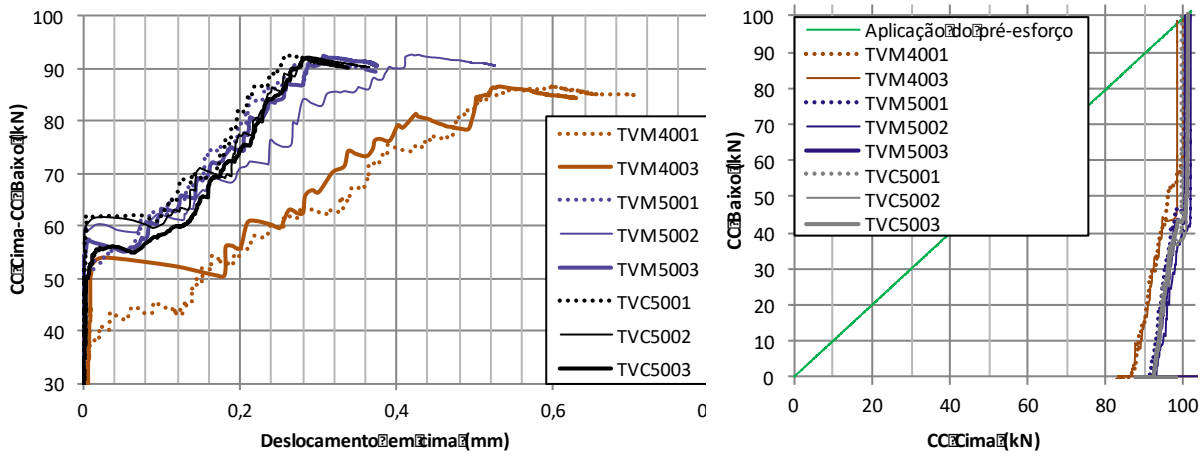
Serão utilizadas as siglas TVM ou TVC para os ensaios monotónicos e para os ensaios cíclicos, respetivamente, imediatamente depois desta designação será indicado o comprimento de amarração com o valor 400 ou 500, e seguidamente o número do ensaio. Sendo por exemplo o terceiro ensaio monotónico com 500 mm de comprimento de aderência denominado de TVM5003. Serão utilizadas as abreviaturas CC Cima e CC Baixo para referir a célula de carga de cima e a célula de carga de baixo respetivamente. Todos os ensaios decorreram com temperatura ambiente entre os 18º e os 20º.

3.2 Ensaios de transferência de pré-esforço (*Push-in*)

Nesta secção, são apresentados os resultados com os ensaios monotónicos e cíclicos uma vez que para a fase de transferência do pré-esforço, não existe distinção entre eles. A aderência de um cordão de aço ao betão possui três componentes: adesão, que constitui a primeira componente a ser mobilizada, o atrito e ação mecânica [9]. A perda de adesão dá-se aquando do primeiro deslizamento do cordão. No gráfico a) da Figura 3.1 pode observar-se o instante da perda de adesão que corresponde ao início do deslocamento do cordão de pré-esforço em relação ao betão sendo que para um comprimento de amarração de 400 mm ronda os 45 kN em média e para um comprimento de 500 mm, ronda os 57 kN. Esta perda de adesão é progressiva ao longo do comprimento de aderência. Foi possível verificar este fenómeno comparando o deslocamento do cordão em cima e em baixo no mesmo instante. No gráfico a) da Figura 3.1 é também possível observar que o valor final de CC Cima-CC Baixo é diferente dos 100kN de força de pré-esforço aplicada inicialmente. Isto acontece, pois, devido à perda de aderência o valor final medido pela CC Cima é menor do que 100 kN, sendo que para um comprimento de aderência de 400 mm o valor do pré-esforço desce aproximadamente para 85 kN, correspondendo a 15 % de perdas, e para um comprimento de aderência de 500 mm desce aproximadamente para 90kN, correspondendo a 10 % de perdas. Estes valores estão descritos com maior rigor na Tabela 1A tensão de aderência para a transferência de pré-esforço é de 4.3 MPa e 3.7 MPa, respetivamente para os comprimentos de aderência de 400 mm e de 500 mm.

Na Figura 3.1 a) não se apresentam os valores referentes ao ensaio TVM4002 devido ao facto de ter ocorrido um problema com o macaco hidráulico. Após a transferência do pré-esforço, a tensão aplicada e medida pela CC Cima não fica estagnada, diminuindo lentamente acompanhada de um deslocamento do cabo como é possível verificar pelo patamar superior das representações gráficas da mesma figura. O decréscimo representado nesta figura, corresponde em todos os casos, por opção, à queda de valores decorrida no espaço de cinco minutos.

No gráfico b) da Figura 3.1 conseguem retirar-se as mesmas conclusões que do gráfico a) por uma diferente perspetiva.



a) b)

Figura 3.1 - Gráficos da transferência de pré-esforço

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de transferência de pré-esforço

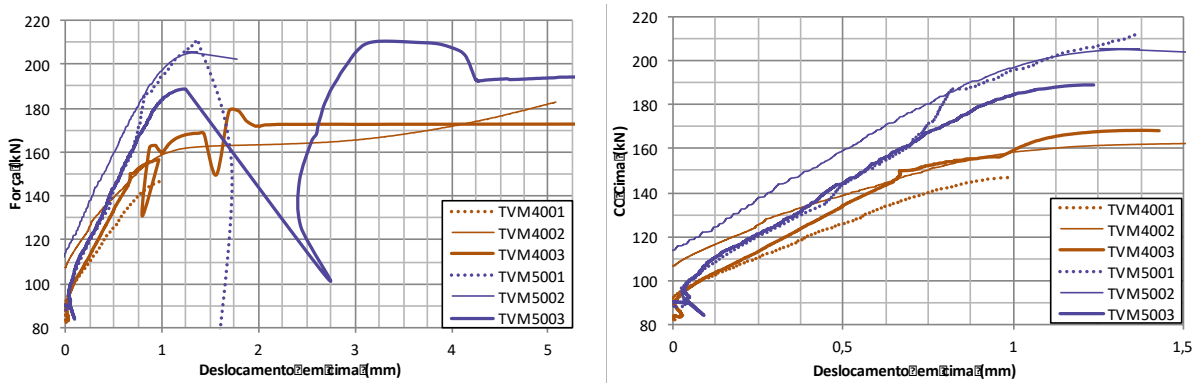
Ensaio	dCima [mm]		Força [kN]		Perda de pré-esf. [%]		Tensão [MPa]
TVM4001	0,70	0,75	84,8	85,3	15,2	14,7	4.3
TVM4002	0,92		86,7		13,3		
TVM4003	0,63		84,4		15,5		
TVM5001	0,38	0,42	89,2	90,1	10,8	9,9	3.7
TVM5002	0,52		90,5		9,5		
TVM5003	0,37		90,5		9,5		
TVC5001	0,36	0,37	90,6	90,3	9,4	9,7	3.7
TVC5002	0,37		90,3		9,7		
TVC5003	0,37		90,1		9,9		

3.3 Ensaios de arrancamento (*Pull-out*)

No início do ensaio de arrancamento o macaco mecânico inferior encontra-se inativo. A força de arrancamento foi aplicada com uma velocidade de 0,1 kN/s. O desenvolvimento da força de arrancamento é apresentado nos gráficos força-deslocamento em cima, na Figura 3.2. Na figura 3.2 b), o gráfico é limitado ao deslizamento de 1.5mm em cima. No caso do ensaio TVM4003, de modo a simplificar a visualização do gráfico, foi retirado o primeiro salto de valores do gráfico b) pois não implicou deslocamento na zona superior da aderência, apenas na zona inferior.

Os ensaios TVM4002, o TVM4003 e o TVM5003 tiveram uma rotura plástica, sendo que no TVM4003 e no TVM5003 o patamar de plasticidade não foi representado na totalidade no gráfico a).

Os valores da força de rotura podem ser considerados como força máxima da ancoragem.



a) b) escala aumentada

Figura 3.2 - Gráficos força-deslocamento para os ensaios de arrancamento

Na Tabela 2 apresentam-se os valores da força de rotura F_u e o deslizamento em cima para esta força d_u. Verifica-se que a força de rotura média é de 158 kN e de 202.0 kN, respetivamente para os comprimentos de aderência de 400mm e de 500 mm, correspondendo a tensões de aderência de 8.0 MPa e 8.2 MPa, respetivamente. Pode-se também concluir que a ação cíclica não reduz a força de rotura (204.2 kN) em relação à ação monotónica (202.0 kN).

Tabela 2 - Valores dos ensaios de arrancamento

Ensaio	d_u [mm]		F_u [kN]		Tensão [MPa]
TVM4001	1,00	1,08	147,0	158,0	8.0
TVM4002	1,05		159,3		
TVM4003	1,18		167,7		
TVM5001	1,32	1,28	211,6	202,0	8.2
TVM5002	1,27		205,4		
TVM5003	1,24		188,8		
TVC5001	1,28	1,27	217,1	204,2	8.3
TVC5002	0,53		198,6		
TVC5003	1,26		197,0		

3.4 Ensaios cíclicos

Assim como nos ensaios monotónicos, a velocidade da solicitação nos ensaios cíclicos foi de 0,1 kN/s e como referido anteriormente, o comprimento de amarração foi de 500 mm. Foram realizados três ciclos com a variação da força aplicada no macaco hidráulico superior entre 115 kN e o mínimo da força residual de pré-esforço. Seguidamente repetiu-se o processo para uma força 15 kN superior e assim sucessivamente até as perdas de pré-esforço serem superiores a 50 %. A história de carga imposta está representada na Figura 3.3. Após este patamar ser ultrapassado foi feito um ensaio de arrancamento tal como nos ensaios monotónicos.

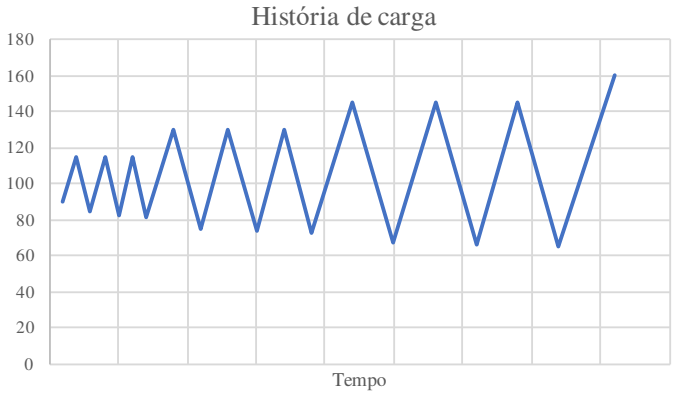


Figura 3.3 - História de carga imposta no carregamento cíclico do ensaio de arrancamento

Os gráficos força-deslocamento dos ensaios cíclicos estão representados nas seguintes figuras:

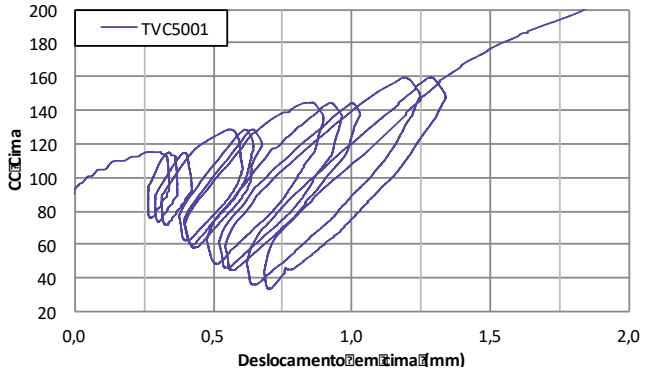


Figura 3.4 – Gráfico CC Cima-deslocamento em cima para o ensaio TVC5001

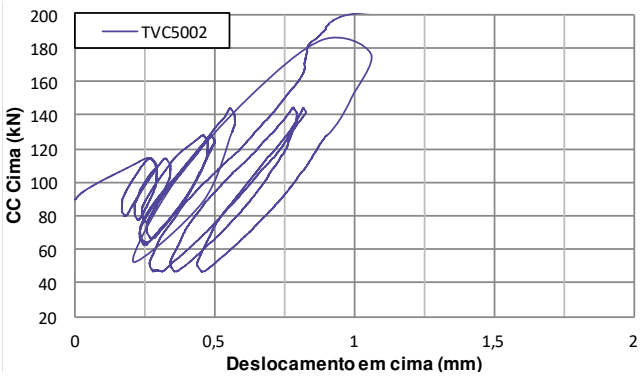


Figura 3.5 – Gráfico CC Cima-deslocamento em cima para o ensaio TVC5002

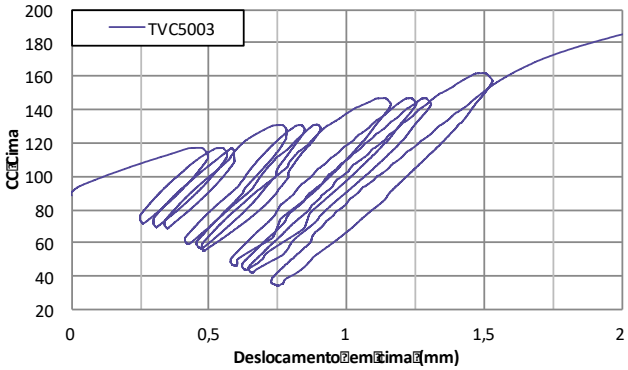


Figura 3.6 – Gráfico CC Cima-deslocamento em cima para o ensaio TVC5003

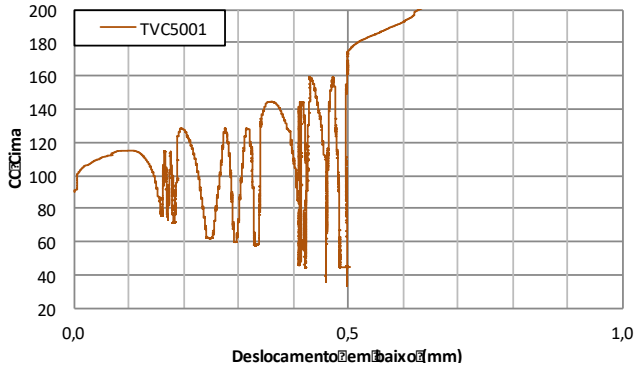


Figura 3.7 – Gráfico CC Cima-deslocamento em baixo para o ensaio TVC5001

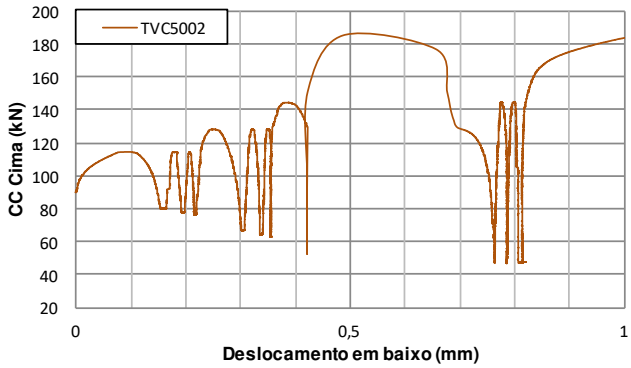


Figura 3.8 – Gráfico CC Cima-deslocamento em baixo para o ensaio TVC5002

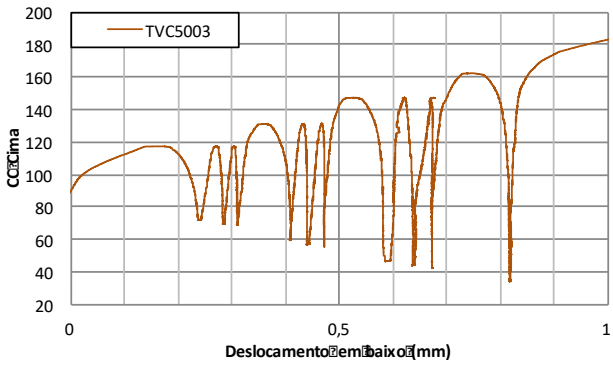


Figura 3.9 – Gráfico CC Cima-deslocamento em baixo para o ensaio TVC5003

O salto existente nos gráficos do ensaio TVC5002, foi devido a uma falha da bomba hidráulica que aplicou repentinamente uma força elevada e voltou a baixar imediatamente a seguir, resultando num deslizamento brusco do cordão.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho, estudou-se o comportamento da ancoragem por aderência de pré-esforço, pré-esforçados com uma força de 100kN, ancorados em furos de 18mm de diâmetro executados num bloco de betão armado. A ancoragem foi realizada com a resina HIT-RE V3 da Hilti. O sistema proposto tem como objetivo o reforço de elementos de betão armado para ações sísmicas e para ações gravíticas.

Foram realizados ensaios de *push-in* e de *pull-out*, com dois comprimentos de aderência (400 mm e 500 mm), com carregamentos monotónicos e carregamentos cíclicos (apenas nos comprimentos de aderência de 500 mm), tendo estes últimos ensaios o comportamento destas ancoragens no reforço de estruturas sujeitas a ações sísmicas.

Nos ensaios de *push-in* pretende-se simular a transferência de pré-esforço para o elemento de betão armado. Nestes ensaios foi aplicada uma força inicial de 100 kN nos cordões, tendo-se verificado perdas de aproximadamente 15 % e 10 % para os comprimentos de aderência de 400 mm e de 500 mm, respetivamente. A tensão de aderência máxima verificada na transferência de pré-esforço é de 4.3 MPa e 3.7 MPa, respetivamente para os comprimentos de aderência de 400 mm e de 500 mm.

Nos ensaios de arrancamento verifica-se que a força de rotura média é de 158.0 kN e de 202.0 kN, respetivamente para os comprimentos de aderência de 400 mm e de 500 mm, correspondendo a tensões máxima de aderência de 8.0 MPa e 8.2 MPa, respetivamente.

Os ensaios de arrancamento cíclico permitem concluir que a ação cíclica não reduz a força de rotura (204.2 kN em média) em relação à ação monotónica (202.0 kN em média).

REFERÊNCIAS

[1] Universidade NOVA de Lisboa; Lúcio, V. J. “Sistema de Pós-tensão com Ancoragens por Aderência para Estruturas de Betão” Patente Nacional INPI, 2009

[2] Faria, D. M. “Reforço de Lajes de Betão Armado Usando Pós-Tensão com Ancoragens por Aderência” Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2011

[3] Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R. C. “Behavior and design of single adhesive anchors under tensile load in uncracked concrete” Relatório Técnico, 1998

[4] Cook, R. A.“Behavior of chemically bonded anchors”, vol. 119, ASCE, 1993

[5] Doerr, G.T.; Klingner R. E. “Adhesive anchors behaviour and spacing requirements” Relatório Técnico, 1989.

[6] Faria, D.M.; Lúcio, V. J.; Ramos, A. “Pull-out and push-in tests of bonded steel strands” Magazine of Concrete Research, Vol. 63, nº9, 2011

[7] FCT UNL e Lúcio, V., "Sistema de pós-tensão com ancoragens por aderência para estruturas de betão", PT 103785 A, Janeiro 2009

[8] Wang, R. W.; Zeng, S. R.; Zheng, Y. P. “Introduction to Polymer Matrix Composites” Relatório Científico

[9] Laldji, S. “Bond Characteristics of Prestressing Strand in Grout” University os Leicester, Dissertação de Mestrado, 1987

Seismic strengthening of RC beams using post-tensioning with anchorages by bonding


Helisa Muhaj[1]


Carla Marchão[2]


Válter Lúcio[3]


Ana Rita Gião[4]

ABSTRACT

Moment resisting frames are one of the most common structural systems in reinforced concrete buildings. Although a considerable research has been carried out in relation to their seismic behaviour and design codes have been continuously improved, there is a lack of research on the improvement of the seismic behaviour of beam plastic hinges. Various deficiencies in plastic hinge regions have surfaced during recent major earthquakes.

This study is focused on the behaviour of existing reinforced concrete beams, more specifically in the formation of plastic hinges and on a strengthening solution that consist on the installation of internal bonded post-tensioning strands. The objective of this strengthening method is to enhance the dissipation of energy and load capacity and to reduce the residual deformations. This method is also aesthetic as the strengthened beam geometry remains exactly as it was before intervention.

Two specimens have been tested in the Laboratory of Heavy Structures of the Civil Engineering Department, Faculty of Science and Technology at Universidade NOVA de Lisboa, respectively designated CB1 (reference specimen) and CB2 (strengthened specimen). The loading history was a combination of cyclic loading and the gravity load. In specimen CB2, two internal parallel post-tensioning strands were installed in the one third of the span length close to the end support, and a prestressing force was applied simultaneously on both strands. Epoxy resin was injected in the extremities of the prestressing strands to assure anchorage, whereas the portion of the strand between anchorage zones was left unbonded to assure uniform stress.

The strengthened beam exhibited an enhanced seismic behaviour, with increased load capacity and decreased residual deformations. The energy dissipation for drift 3.5 % was increased significantly when compared to the reference specimen.

[1]PhD student, Civil Engineering Department, Faculty of Sciences and Technology, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal h.muhaj@campus.fct.unl.pt
[2]Civil Engineering Department, Faculty of Sciences and Technology, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal c.marchao@fct.unl.pt
[3]CERIS, Civil Engineering Department, Faculty of Sciences and Technology, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal vjgl@fct.unl.pt
[4]CERIS, Civil Engineering Department, Lisbon Superior Engineering Institute, Polytechnic Institute of Lisbon, Lisbon, Portugal anagiao@dec.isel.pt

Key words: reinforced concrete beam, cyclic loading, gravity load, plastic hinge, prestressing strands, bonding, epoxy resin

1. INTRODUCTION

In Eurocode 1998-1 [1], critical regions detail depends on the level of ductility required in the design. Further recent studies in New Zealand indicate that the rotation and longitudinal reinforcement strain observed in plastic hinges regions in the ultimate limit state do not only depend on ductility factor [2]. Accordingly, the New Zealand Code [3] includes additional factors that influence the behaviour of plastic regions under seismic actions. It classifies beam plastic hinges into two main groups, unidirectional and reversing. The formation of reversing plastic hinges, among other factors, depends on the gravity load level, more specifically, on the ratio between the shear induced by the gravity loads and the shear induced by the seismic action. If this ratio is low, reversing plastic hinges form. When the gravity load has considerable values, this ratio is higher and unidirectional hinges are formed. In the behaviour of unidirectional hinges, the relationship between inelastic rotation and inter-story drift is not direct due to the elongation of the beam [4] and accumulation of deflections [5]. On the other hand, the behaviour of reversing hinges has been thoroughly studied, and its rotation depends on the inter-story drift. Preventing the formation of unidirectional hinges is a desirable solution. This was firstly proposed by Fenwick et al. [5], [6] and now it is part of the New Zealand Code NZC 1170.5 [3]. Consequently, in the present research work, gravity load effect is taken into consideration in the cyclic loading tests, aiming to predict correctly the failure mechanisms developed in structures during an earthquake.

Few researchers have taken into account the effects of gravity loads on beams besides the quasi-static cyclic loading (Walker et al. [7], Dhakal et al. [2], Proença et al. [8] and Gião et al. [9], [10], [11]). Walker et al. [7] used 75% of the theoretical flexural strength as gravity loading in a RC beam and observed both reversing and unidirectional plastic hinges. Dhakal et al. [2] proceed to the evaluation of material strain in plastic hinge regions based on their calculated curvatures and the level of ductility that they are designed to sustain. Proença et al. [8] applied a combined cyclic and gravity load procedure in steel beam to column connections. The failure modes of conventional monotonic and the proposed loading procedure were compared. Two gravity load percentages were studied, corresponding to 25% and 75% of the designed moment. Gião et al. [10], [11] followed similar loading history in reinforced concrete beam to column specimens, but the gravity load was chosen as the half of the yielding moment. This test procedure involved a combination of forced controlled test for the imposition of the gravity load and displacement-controlled test for the cyclic displacement. Three specimens were tested according to this protocol by Gião et al. [9], one control specimen and two strengthened ones, and all of them failed in the compression zone.

Post-installed anchorages have been the focus of many researchers and their behaviour has been exploited in various conditions, loading histories, etc. Nevertheless, in almost all cases, these anchors usually involve threaded rods or other similar anchors. Faria et al. [12] investigated bonding behaviour of prestressing strands for various embedment lengths. Furthermore, this solution was applied as a strengthening technique [13] for improving the punching shear behaviour of flat slabs.

Mimoto et al. [14] also investigated strengthening of beams by internal post-tensioning tendons. Gião et al. [11] studied strengthening of RC beams by external post-tensioning subjected to cyclic and gravity load [9]. The strengthened specimen had an enhanced behaviour, dissipated more energy and reduced accumulated deformation was observed.

The experimental cyclic loading tests of two beam to column specimens subjected to gravity and cyclic loading history are described in this paper. Specimen CB1 [15] represents the reference specimen and specimen CB2 represents the strengthened specimen. The objective of this study is the seismic strengthening of RC beams by prestressing bonded steel strands, similarly to Faria et al. [13]

but applied on RC beams. In the present study, a prestressing force of 200 kN was applied in the beam through two prestressing steel strands (100 kN in each strand) followed by injection of the epoxy resin to ensure strand anchorages in its extremities. Specimen CB2 behaviour was compared with the reference specimen CB1 in terms of maximum load, accumulated deformations and dissipated energy.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1 Specimens

Two specimens were studied in this campaign, named respectively CB1 [15] and CB2 (C stands for Cyclic and B for Beam). Both specimens had the same geometry, reinforcement details and cross section, as given in Figure 1.

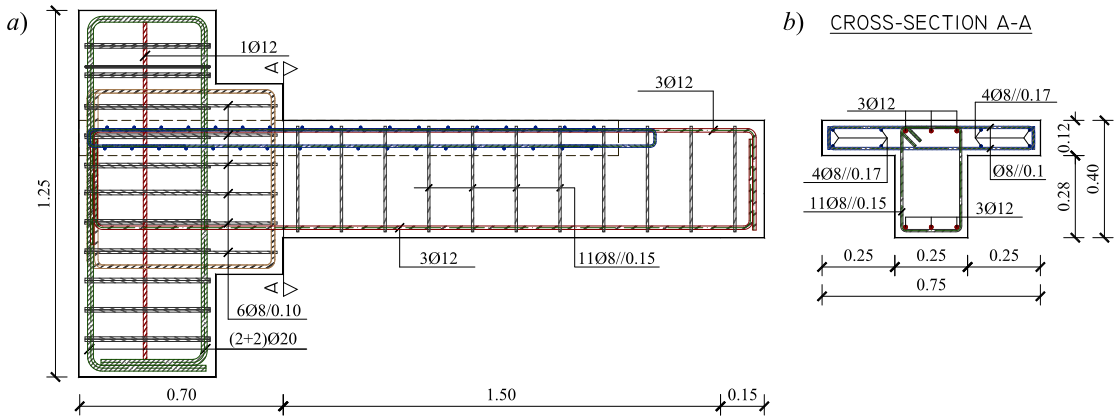


Figure 1 Specimens CB1 and CB2 geometry: a) Elevation and b) cross section

The specimen geometry represents one third of the clear span and the given cross section corresponds to the beams end support. The aim of this research is to enhance the seismic behaviour of the beam; thus, the column was built as a rigid block and beam-to-column joint behaviour has been neglected. Specimen CB1 represents the reference specimen and specimen CB2 represents the strengthened specimen, Figure 2.

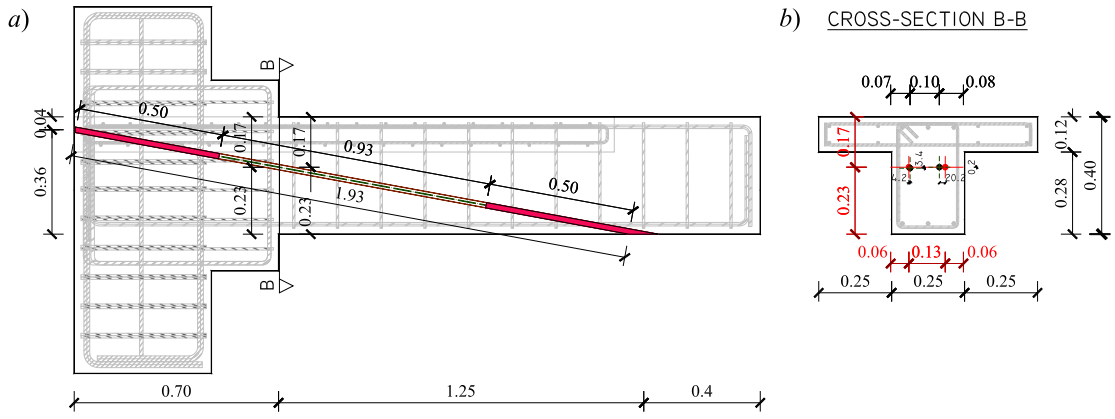


Figure 2 Strengthened specimen CB2: a) strands layout – profile and b) strands in the cross section

Material characteristics are summarized in Table 1. Concrete mechanical characteristics were experimentally evaluated. Compressive strength was estimated as the average of three (CB1) to four (CB2) cylinder compression tests. Tensile strength was evaluated from tensile splitting test of three

(CB1) to six (CB2) cylinders, the given value represents the 90 % of the tensile splitting test experimental value, as recommended in Eurocode 1992-1-1 [16] . Elasticity modulus was obtained experimentally from four (CB2) to five (CB1) cylinders. Steel properties were determined experimentally, excluding modulus of Elasticity which was accepted 200 GPa, as the mean values obtained in the tensile test of five samples for each bar diameter. The values given in Table 1 correspond to the longitudinal bars of diameter ϕ 12 for both specimens.

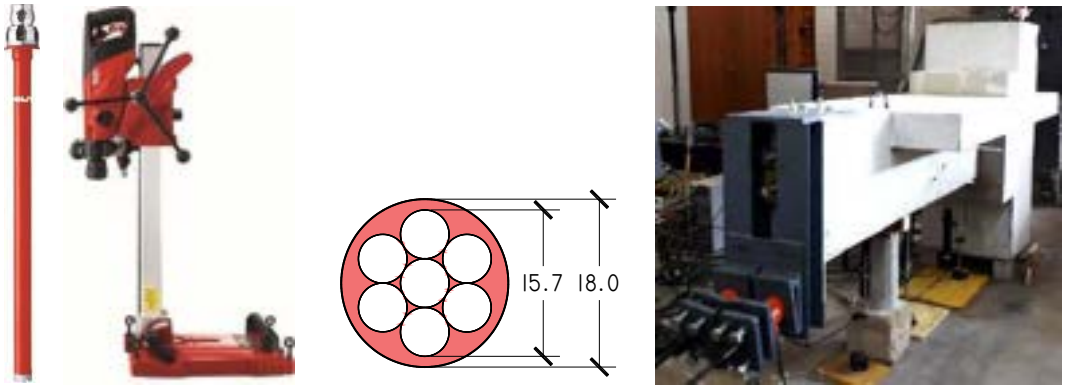
Specimen CB2 drilling geometry and strands profile, shown in Figure 2, were driven by many factors, such as: clear span length of the beam, beam cross section, reinforcement details, prestressing steel strand characteristics, steel strand bonded and unbonded lengths, bond stress-slip law of bonded anchorage, etc. Anchorages were placed in one third of span and on beam-to-column joint region, due to owing less probability for development of cracks in these regions. Bonded anchorages placed in cracked concrete have a lower bearing capacity and are unsafe [17] for seismic design when compared with anchorages in uncracked concrete. The strands geometry was defined by combining specimen geometry limitations with prestressing steel strand characteristics (load bearing capacity and its respective strain).

Table 1 Specimens CB1 and CB2 – Mechanical properties of the materials

Specimen	Concrete characteristics			Steel characteristics				
	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E (GPa)	f_y (MPa)	ε_y (%)	ε_{ult} (%)	f_{ult} (MPa)	E (GPa)
CB1	25.20	2.26	28.32	541.50	0.27	11.73	630.40	200.00
CB2	37.94	2.80	33.15	515.64	0.26	12.27	618.87	200.00

Push-in and pull-out after push-in tests of bonded prestressing strands have been carried out previously to define the anchorage length associated with the respective load capacity. The prestressing force applied in steel strands was 100 kN, as they were designed to remain within elastic behaviour up to their load bearing capacity for the designed drift beam rotation of 3.5%. The anchorage length used in specimen CB2 was of 500 mm, as presented in Figure 2.

HILTI diamond drilling system was used for the execution of hollow deep drilling holes. This system consisted of a drilling machine (Figure 3-b) that allows drilling with specific angles (DD 150-U), various diamond drilling bits (Figure 3-a) of 18 mm diameter with different lengths (320, 1000, 1750 and 2500 mm).



a) b) c) d)

Figure 3 Specimen CB2: a) HILTI diamond drilling core bit, b) HILTI drilling machine, c) cross section of the strand and drilled hole d) application of the prestressing force

Two prestressing steel strands of 15.7 mm nominal diameter (Figure 3-c) and cross section area of 150 mm^2 were placed in the previously 18 mm drilled holes of specimen CB2, as shown in. These

strands were chosen due to their ability to undergo high stress rates and reduced cross section dimension that allow installation in relatively small sections. The prestressing steel has a modulus of elasticity of 195 GPa, and ultimate and proof force at 0.1% were, respectively, 286 kN and 246 kN. Before placement, and in order to improve adhesion, strands were cleaned with wire-brush and solvent for removing dust or impurities during transportation and storage time.

The unbonded length was wrapped by a plastic adhesive tape. Temporary mechanical anchorages were used for applying a prestressing force of 100 kN in each of the prestressing strands. Then, the epoxy resin HIT-RE 500 V3 was injected in strand extremities, while, between anchorages, the strand was unbonded to assure uniform stresses along its length. Epoxy resin and injection equipment's were supplied by HILTI, including adhesive dispenser, mixing nozzle, injection tubes, cleaning brush, etc.

The necessary curing time of resin is around 24 hours, but the temporary anchorage system shown in Figure 3-d was removed after 48 hours. The prestressing force was transmitted from prestressing steel strands to concrete through bonding along the anchorages' lengths. Finally, the excessive strands length, which remained out of the beam cross section, was cut as shown in Figure 4, and the cross-section geometry of the strengthened specimen remained unchanged.

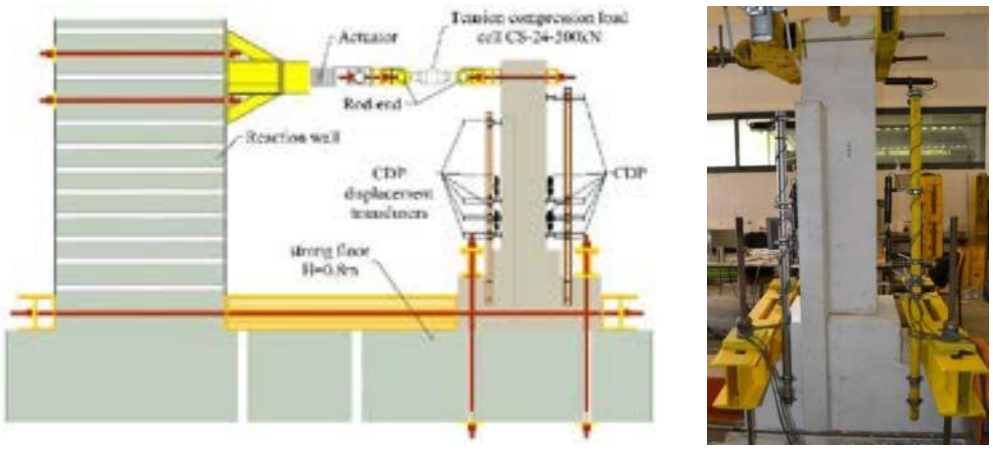


Figure 4 Specimen CB2: strands cut at the edge of the specimen

This strengthening method presents almost all the advantages that the conventional method of strengthening by prestressing has, but it does not have the disadvantage of visible anchorages. Furthermore, this strengthening method does not increase the permanent loads, which is one of the main disadvantages of some other strengthening methods. This method is aesthetic, because it does not impose interventions in the existing interior architectural design. The intervention may be local (applied only in the deficient beams) or in the entire building.

2.2 Test setup

The experimental campaign was carried out in the Laboratory of Heavy Structures of the Faculty of Science and Technology – Universidade NOVA de Lisboa. The laboratory has two reaction walls and a strong floor. Specimens were fixed vertically in the strong floor and horizontally to the reaction wall (both by post tensioning bars), as shown in Figure 5-a. Horizontal load was applied by an actuator with ±500 kN load capacity and 500 mm (±250 mm) displacement capacity.



a) b)

Figure 5 a) Test setup for both specimens; b) Instrumentation of specimen CB1

Specimens instrumentation is shown in Figure 5-a, 16 strain gauges were installed in specimen CB1 to monitor the reinforcement strain, and 26 in specimen CB2. In both specimens, 11 CDP TML strain guage transducers were installed. Figure 5-b shows a general view of specimen CB1 after instruments installation. Specimen CB2 had similar instrumentation.

2.3 Loading history

The load test procedure (Gião et al. [9]) is shown in Figure 6. The first step corresponds to the imposition of a pre-established gravity load, followed by the subsequent steps (where FC means force-controlled, DC means displacement-controlled):

(i) (DC) Imposition of a pre-established displacement (+Δ);
(ii) (FC) Unloading until the value of the gravity load is re-established;
(iii) (DC) Imposition of a pre-established displacement-controlled unloading (-Δ);
(iv) (FC) Loading until the value of the gravity load is re-established.

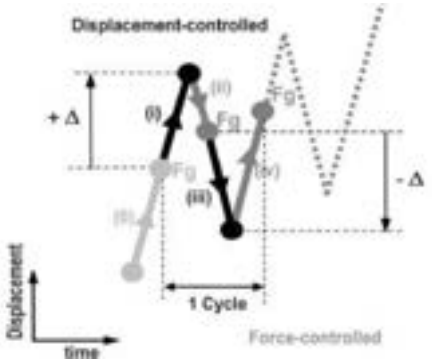
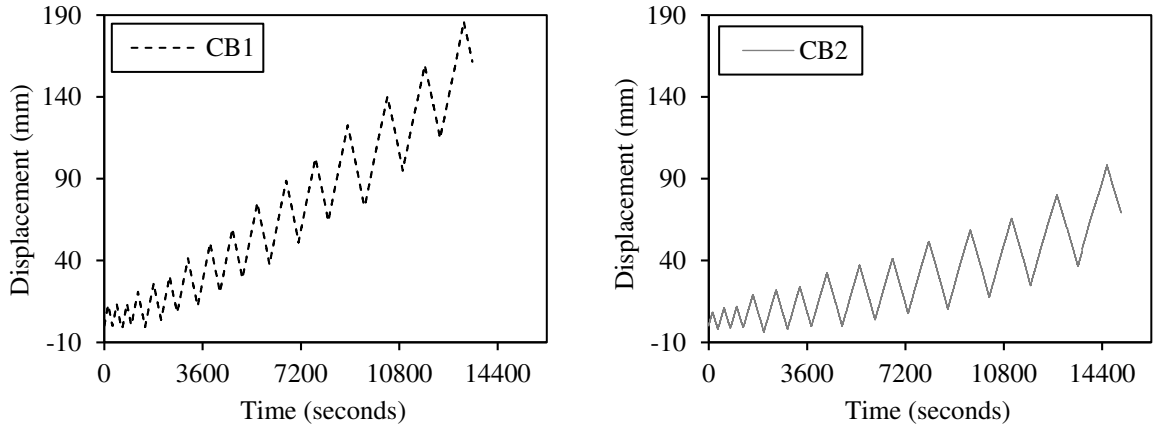


Figure 6 Typical load cycle of experimental loading history [9]

The loading history used for both specimens consisted in the imposition of the described procedure. Each amplitude displacements are repeated for three cycles, starting from the reference amplitude: $\Delta = \pm 1.0 \cdot d_0$, $\pm 2.0 \cdot d_0$, $\pm 3.0 \cdot d_0$, $\pm 4.0 \cdot d_0$, $\pm 5.0 \cdot d_0$, $\pm 6.0 \cdot d_0$, ..., up to failure. Evaluation of the cycle's amplitude was based on first yield displacement, which was estimated experimentally before starting the cyclic test of the reference beam CB1. First yield displacement was estimated by monitoring the strain in the longitudinal reinforcement while imposing horizontal displacement to the specimen [9].



a) b)

Figure 7 Loading history of the cyclic test including gravity load effects: a) Specimen CB1; b) Specimen CB2

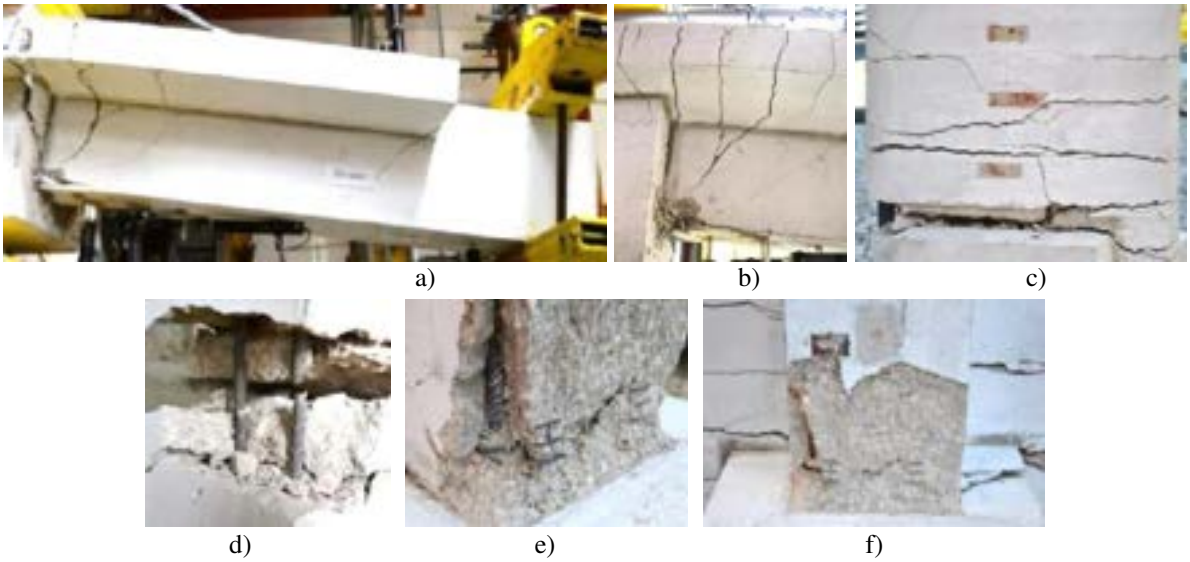
Specimen CB1 displacement at yielding was $d_y = 14$ mm for negative bending moments. The reference displacement amplitude was selected half of the first yield of negative moments ($d_{0\,CB1} = 7$ mm). The same amplitude was maintained for the strengthened specimen CB2.

The loading histories of specimens CB1 and CB2 are given in Figure 7-a and Figure 7-b, respectively. The imposed gravity load corresponds to 50 % of the yielding flexural moment calculated analytically (strain hardening was not taken into account). The imposed gravity load was 40 kN for both specimens, as shown in Figure 9.

3. EXPERIMENTAL RESULTS

3.1 Specimen CB1

Specimen CB1 (reference specimen) failed in tension in the 16th cycle by rupture of four slab longitudinal steel reinforcing bars, Figure 8-d, situated only on one side of the flange due to non-symmetrical behaviour. The load-displacement diagram is presented in Figure 8-a and its failure mode has been described in detail in Muhaj et al. [15]. After failure, high residual deformations were observed due to significant crack openings in the tensile region, Figure 8-b, -c. Light damage was observed in the compressed region, situated mainly in the cover region outside of the confined concrete and no buckling of reinforcement in compression was observed, shown in Figure 8-b, -e, -f.



a) b) c)

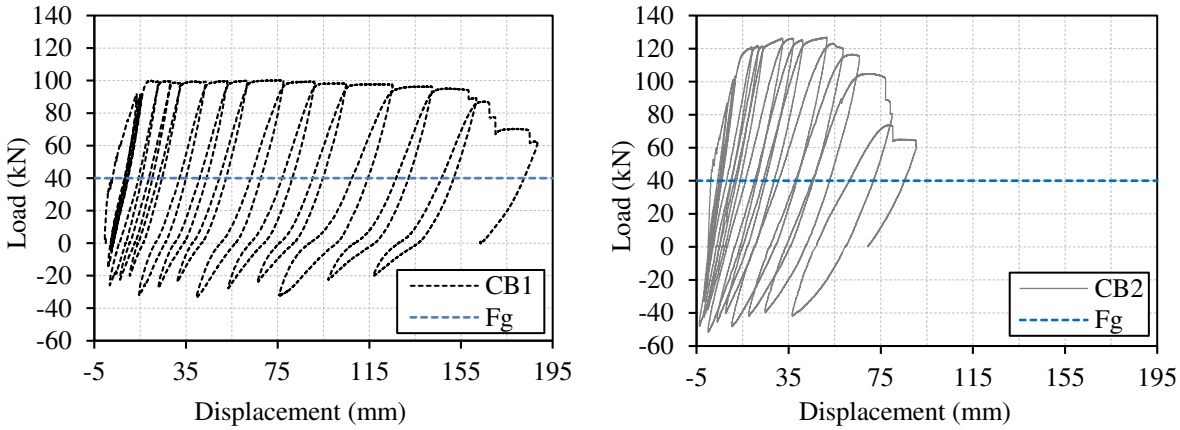
d) e) f)

Figure 8 Reference specimen CB1 after failure

3.2 Specimen CB2

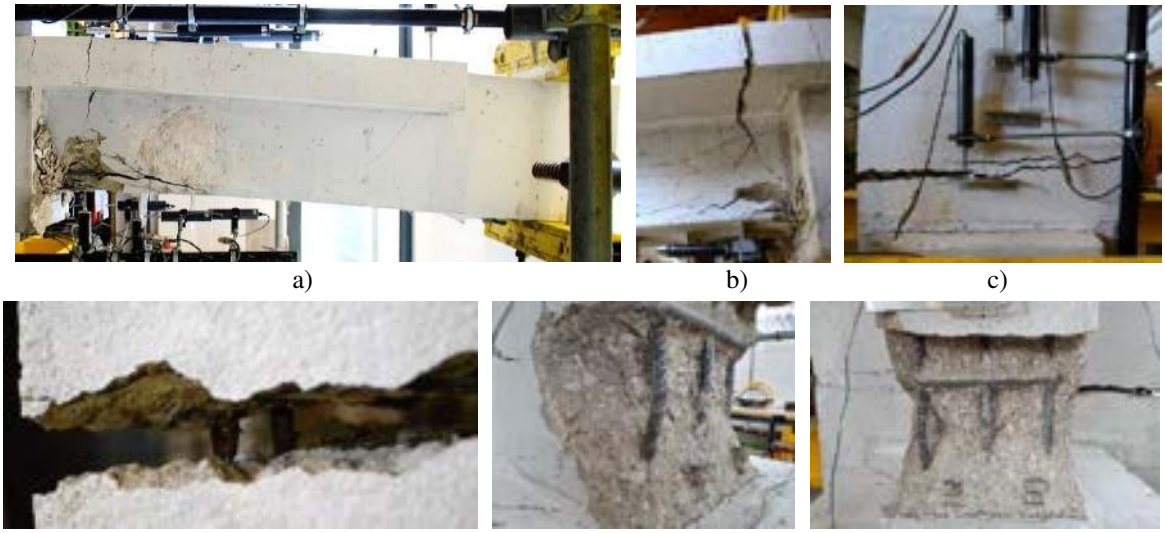
In specimen CB2 a different failure mode from specimen CB1 was observed, due to the induced pressing force applied for strengthening. Specimen CB2 failed in compression by buckling of compressed reinforcement and crushing of concrete, as shown in Figure 10-b, -e, -f. After attaining the maximum load for the intended 3.5 % beam rotation, specimen strength and stiffness degradation was noticed.

Bonded anchorages slip became significant when load bearing capacity was reached. In this case, slip of steel strands led to a prestressing force lost and all the effectiveness of the strengthening solution. This phenomenon was observed in the 13th cycle when the steel strands had significant slip. The compressed region deteriorated, and the load decreased beyond 85 % of its maximum value. Then, rupture of tensile slab reinforcing bars was observed, Figure 10-d.



a) b).

Figure 9 Load – Displacement diagrams: a) reference specimen CB1, and b) strengthened specimen CB2



a) b) c)

d) e) f)

Figure 10 Strengthened specimen CB2 after failure

3.3 Energy dissipation

Energy dissipation per cycle and per half cycle up to failure for both specimens have been plotted in diagrams of Figure 11. The diagrams plotted in Figure 11-a include all the cycles of the experimental campaign, till the test was stopped; whereas in Figure 11-b there are shown only the cycles prior to failure. Specimen CB2 dissipated more energy per each cycle than specimen CB1, Figure 11-a. For the same intended beam rotation of 3.5 %, Figure 11-b, the strengthened specimen CB2 accumulated 225 % more energy than the reference specimen CB1. Furthermore, CB2 was also subjected to more cycles than the reference specimen up to the beam rotation of 3.5 % (12 cycles and 10 cycles). The results are summarized below in Table 2.

Table 2 Comparison between reference specimen CB1 and strengthened specimen CB2

Specimen Identif.	F_{max} (kN)	Up to d/L 3.5%			Up to failure					Number of cycles up to failure
		d/L (%)	Diss. Energy (kNm)	Energy ratio	d/L (%)	Displ. (mm)	d/L ratio	Diss. Energy (kNm)	Energy ratio	
CB1	100.28	3.50	4.23	1.00	8.45	126.71	1.00	11.86	1.00	15
CB2	126.88	3.52	9.50	**2.25**	3.00	44.97	**0.35**	10.06	**0.85**	12

The application of the proposed strengthening method in a full frame would be very interesting for investigation, but due to laboratory restrictions and funding, it is out of the scope of this project. Nevertheless, this is the subject of an ongoing numerical investigation and similar results are predicted to be observed. Further experimental and numerical investigation is required before reaching a firm conclusion.

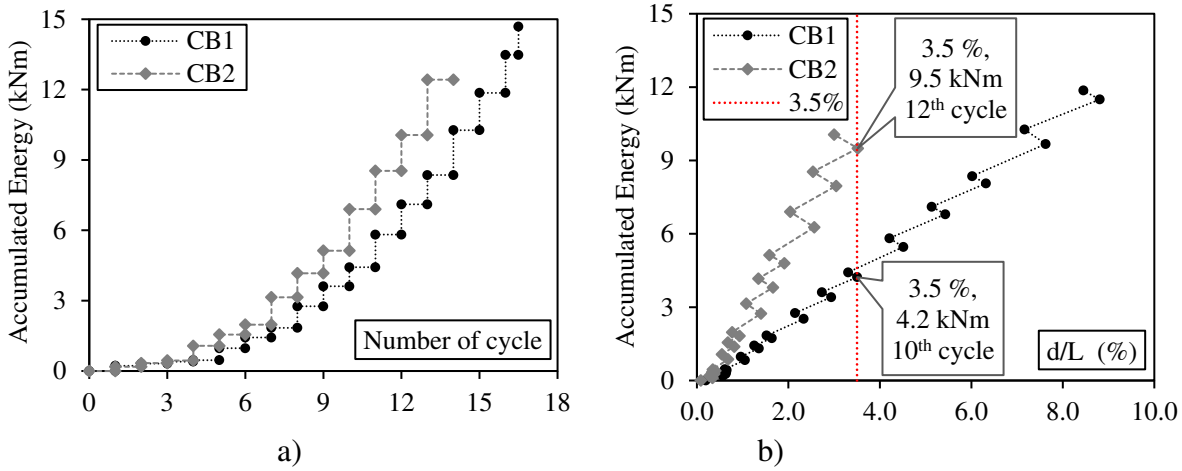


Figure 11 Specimens CB1 and CB2: Accumulated energy - a) number of cycles, b) "drift d/L"

4. CONCLUSIONS

The proposed strengthening technique improved significantly the seismic behaviour of RC beam, by enhancing load capacity and decreasing the residual deformations. Up to "drift d/L" 3.5 %, the dissipated energy of specimen CB2 was 225 % of specimen CB1.

The strengthening technique may be adopted for different beam cross-sections, span lengths, and reinforcing details. The strengthened specimen behaviour might be improved by increasing the anchorage length (increases load capacity), strand placement, prestressing force or prestressing strand characteristic to follow the design requirements.

Application of the proposed strengthening method (internally installed prestressing strands) does not increase permanent loads on the existing structures as it does not require increase of the existing beam cross-section. Furthermore, this strengthening technique is does not impose interventions in the existing interior architectural design and it is aesthetic.

The intervention may be local, applied only in the deficient beams, or in the entire building. Detailed site survey should be carried out for defining the hole geometry, in order not to interfere with the reinforcement of the beam during drilling. This application is fast, and easy if compared to other existing strengthening methods.

AKNOWLEGMENTS

The authors are very grateful for the support of Secil Prebetão Company for casting the specimens, VSL Portugal for supplying prestressing strands and anchorages, and HILTI Portugal for supplying epoxy resin HIT-RE 500 V3 and the necessary equipment for its application.

REFERENCES

[1] CEN, *1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings,* 2004.

[2] R. P. Dhakal and R. C. Fenwick, *Detailing of plastic hinges in seismic design of concrete structures,* ACI Structural Journal, 2008.

[3] *NZC 1170.5 Structural design actions - Part 5: Earthquake actions - New Zealand,* 2004.

[4] B. Peng, R. Dhakal and R. C. Fenwick, *Causes of elongation in reinforced concrete beams subjected to cyclic loading,* University of Canterbury, New Zealand.

[5] R. Fenwick, R. Dely and B. Davidson, "Ductility demand for unidirectional reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames," Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, March 1999.

[6] R. C. Fenwick and A. Fong, *The behaviour of reinforced concrete beams under cyclic loading,* 3 ed., vol. 12, Bulletin of the New Zealand national society for Earthquake Engineering, 1979.

[7] A. F. Walker and R. P. Dhakal, *Assessment of material strain limits for defining plastic regions in concrete structures,* NZSEE Conference, 2008.

[8] J. Proença, L. Calado, C. Castiglioni and G. Trisão, "Cyclic testing of steel storage racks. Beam-to-upright subassemblages. An innovative cyclic testing procedure," in *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, September 2006.

[9] R. Gião, V. Lúcio and C. Chastre, "Assessing the behaviour of RC beams subject to significant gravity loads under cyclic loads," *Engineering Structures,* vol. 59, pp. 512-521, 2014.

[10] A. R. Gião, V. Lúcio and C. Chastre, "Seismic strengthening of RC beam-Column connections," in *15 WCEE*, Lisboa, 2012.

[11] R. Gião, V. Lúcio and C. Chastre, *Characterisation of unidirectional fibre reinforced grout as a strengthening material for RC structures,* vol. 137, Elsevier, Ed., Construction and Building Materials, 2017, pp. 272-287.

[12] D. M. V. Faria, V. Lúcio and A. P. Ramos, *Pull-out and push-in tests of bonded steel strands,* Institution of Civil Engineering, 2011.

[13] D. M. V. Faria, V. J. Lúcio and A. P. Ramos, *Strengthening of flat slabs with post-tensioning using anchorages by bonding,* vol. 33, Engineering Structures, 2011, pp. 2025-2043.

[14] T. Mimoto, T. Sakaki, T. Mihara and I. Yoshitake, *Strengthening system using post-tension tendon with an internal anchorage of concrete members,* vol. 124, Engineering Structures, 2016, pp. 29-35.

[15] H. Muhaj, C. Marchão, V. Lúcio and R. Gião, "Cyclic loading test procedure, including gravity load, on RC beams for different failure modes," in *ICCE International Conference of Civil Engineering* , Tirana, 2017.

[16] CEN, *1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,* 2004.

[17] R. Eligehausen, *Behaviour, Design and Testing of Anchors in Cracked Concrete,* Special Publication ed., ACI Journal, 1992, pp. 123-176.

SEISMIC ASSESSMENT OF FRAMED STRUCTURES REINFORCED WITH SUPERELASTIC SHAPE MEMORY ALLOY

MOHAMED MAGDI ABDELAZIZ, MOHAMED SAYED GOMAA
Faculty of Engineering, Fayoum University

Abstract: Superelastic shape memory alloy is a smart material that has the ability to experience large deformations and retrieve its original shape upon unloading along with possessing a high resistance to corrosion. Providing it as reinforcement at the critical regions like plastic hinge in Reinforced Concrete structures can relieve problems with permanent deformations. Therefore, the current research work aims to study the seismic performance of concrete framed structures reinforced with SMAs in the whole structure as well as in the plastic hinge areas of the beam-column areas along with conventional steel reinforcement in other parts of the structure. In order to achieve this goal, a numerical study of a 2-D six-story RC framed building has been conducted. Five different configurations for the use of the SMA reinforcement have been considered. Static pushover analysis, as well as, dynamic time history analysis, using three different ground motion records to represent wide range of frequency content, has been used to perform the seismic analysis of the considered model configurations. Some selected numerical simulation results in terms of base shear forces, lateral deflections, and inter-story drift ratios are obtained for all the considered configurations and presented in a comparative way.

Keywords: Shape memory alloy, Static pushover analysis, Dynamic time history analysis, Base shear, Story Drift, Seismic damage.

1. Introduction:

Superelastic shape memory alloy (SMA) is a smart material that has the ability to experience large deformations and retrieve its original shape upon unloading along with possessing a high resistance to corrosion [1]. SMAs have applications in many fields such as robotics and automotive, aerospace and biomedical industries. In structural engineering, SMAs can be used as damping devices [2], isolators [3], and concrete prestressing [4]. Two distinct properties make SMA a strong contender against the conventional steel reinforcing rebars. These properties are the shape memory effect (SME, ability to recover plastic strain upon heating) and superelasticity (SE, ability to recover plastic strain upon load removal [5]. However, SMAs are costly and impractical to use as a reinforcing material through the whole structure. Therefore, providing it at the critical regions like plastic hinge can relieve problems with permanent deformations [6].

Several compositions of SMAs have been developed with various mechanical properties that result in different application ranges such as Ni-Ti, Cu-Zn, Cu-Zn-Al, Cu-Al-Ni, Fe-Mn, Mn-Cu, Fe-Pd, and Ti-Ni-Cu, etc. The mechanical properties of the SMAs are outlined in table 1. Among various composites, Ni-Ti has been found to be the most appropriate SMA for structural applications due to ability to recover from large strains, super-elasticity and good resistance to corrosion [7].

Although analytical and experimental studies on the use of SMAs in several components of RC building structures have been conducted, little research has been carried out on the use of SMA as reinforcement in whole concrete framed structures. Therefore, the current research work aims to study the seismic performance of concrete framed structures reinforced with SMAs in the whole structure as well as in the plastic hinge areas of the beam-column areas along with conventional steel reinforcement in other parts of the structure.

Table 1 Mechanical properties of the different types of SMAs [5]

SMA type	Alloy	ε_l (%)	E (GPa)	f_y (MPa)	f_{p1} (MPa)	f_{T1} (MPa)	f_{T2} (MPa)	f_y/E	Reference
SMA-1	$NiTi_{45}$	6	62.5	401	510	370	130	0.0065	Alam et al. (2008)
SMA-2	$NiTi_{45}$	8	68	435	535	335	170	0.0063	Ghassemieh et al. (2012)
SMA-3	FeNCATB	13.5	46.9	750	120	300	200	0.0159	Tanaka et al. (2010)
SMA-4	CuAlMn	9	28	210	275	200	150	0.0075	Shrestha et al. (2013)
SMA-4	FeMnAlNi	6.13	98.4	320	442.5	210.8	122	0.0033	Omori et al. (2011)

where: f_y = austenite to martensite starting stress; f_{P1} = austenite to martensite finishing stress; f_{T1} = martensite to austenite starting stress; f_{T2} = martensite to austenite finishing stress, ε_l = superelastic plateau strain length; and E = modulus of elasticity.

2. Modeling of SMA

Due to the use of the SMAs in structural engineering applications, various researches have proposed uniaxial phenomenological models for SMA [8][9][10]. The used model which follows the constitutive relationship proposed by [11] assumes a constant stiffness for both the fully austenitic and fully martensitic behavior, and is also rate-independent. 1D-Superelastic model of SMA incorporated in FE Packages. The parameters which must be defined in order to fully describe the material model (figure 1) are austenite to martensite starting stress (f_y), austenite to martensite finishing stress (f_{P1}), martensite to austenite starting stress (f_{T1}), martensite to austenite finishing stress (f_{T2}), superelastic plateau strain length or maximum residual strain (ε_l), and modulus of elasticity (E_a).

The verification of the SeismoStruct software was carried out for a SMA RC beam column joint under reversed cyclic loading by [12]. The analysis results were obtained and compared to the corresponding experimental results in terms of moment-rotation, load-displacement and energy dissipation capacities to assess the accuracy and the reliability of the model. The numerical results indicated that the program was able to simulate the performance of SMA-RC elements with reasonable accuracy [12].

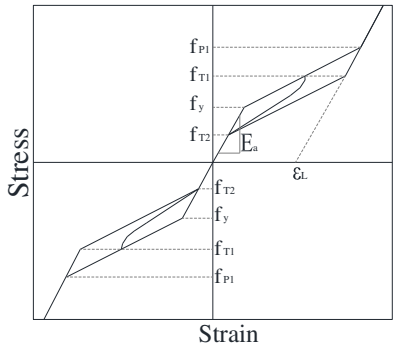


Figure 1 Used superelastic model of SMA incorporated

3. Parametric Study

In order to study the seismic performance of concrete framed structures reinforced with SMAs, a six-story RC framed building has been selected in this study. It has over all dimensions of 15.0m x 20.0m in plan with constant story height of 3.0m. The building consists of moment resisting frames spaced at 5.0m apart where no shear walls are utilized. All beams have the same dimensions (0.25m width x 0.60m depth) in all floors. The columns have the same geometrical characteristics in all floors. The typical layout for the building is shown in figure 2. The design of these frames has been carried out according to the Egyptian regulations. Only the gravity loads have been considered in the design of these frames, and therefore the frames have not been expected to meet the seismic design requirements.

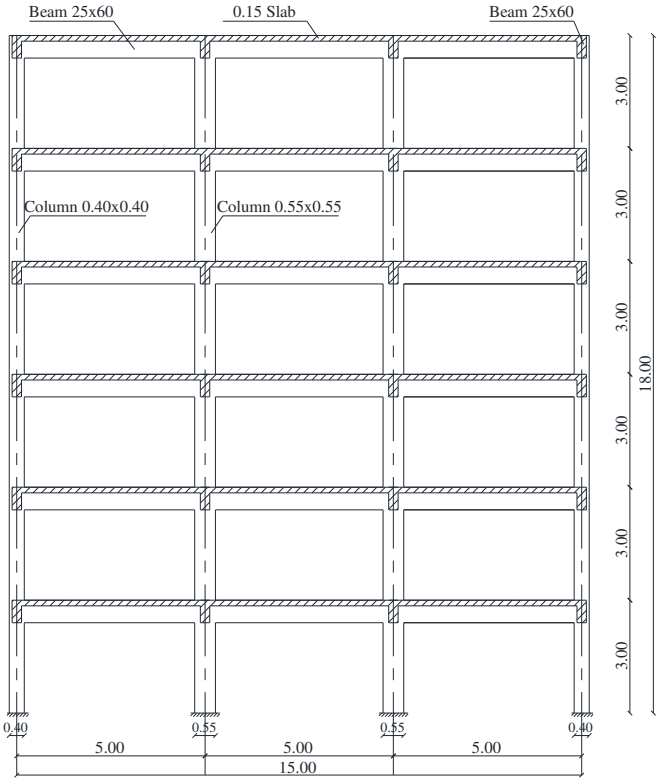


Figure 2 Layout regular RC frame buildings

A typical frame has been selected to perform the parametric study. Each frame has three bays of 5.0m span. For each selected frame, five different configurations for the use of the SMA reinforcement have been considered as follows:

1- **Steel RC Frame** in which the conventional steel reinforcement is used in the whole structure.
2- **SMA RC Frame** in which the SMA reinforcement is used in the whole structure.
3- **Model 1** in which the SMA reinforcement is used in the plastic hinge areas of the beam and the column along with regular steel reinforcement in other parts of the structure.
4- **Model 2** in which the SMA reinforcement is used in the plastic hinge region of the beam and regular steel reinforcement in the remaining portion of the frame.
5- **Model 3** in which the SMA reinforcement is used in the plastic hinge region of the column and regular steel reinforcement in the remaining portion of the frame.

The area of SMA rebar in the beams and the columns has been chosen to be the same as the area of the steel reinforcement. Mechanical couplers are assumed to connect SMA with regular steel rebar in Model 1, Model 2 and Model 3 as recommended by Youssef et al, 2008. The length of the plastic hinge of the beam is calculated to be as 0.50m from the face of the column. For the column, it is calculated to be 1.00m centered with the centerline of the beam. The reinforcement details for the beam and the column for the studied cases are shown in figure3 and figure 4.

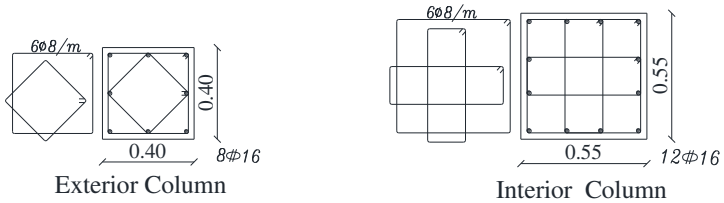


Figure 3 Column reinforcement details for all models

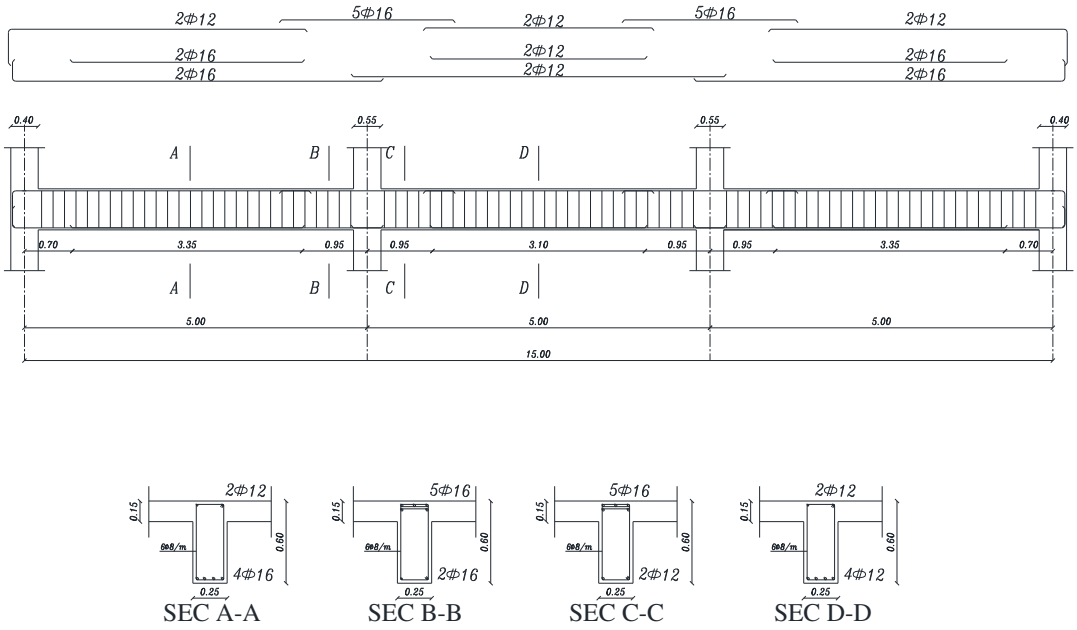


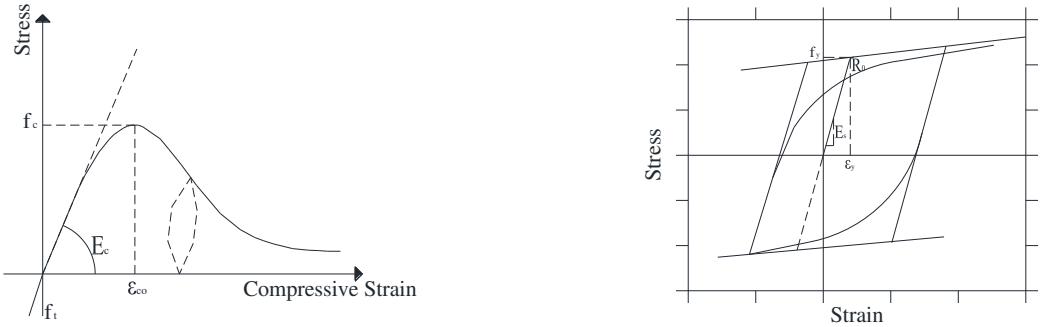
Figure 4 Beam reinforcement details for all models

3.1 Material Properties

The materials have been chosen to have properties as close as possible to those used in the construction in Egypt. The concrete used corresponds to a normal weight with cubic compressive strength of 25MPa. The used regular reinforcing steel is high grade steel of class 36/52 according to the Egyptian standards with nominal values of yield strength, ultimate strength and ultimate strain equal to 360MPa, 520MPa and 12%, respectively. Nonlinear concrete material model which was proposed by [13] has been employed for defining the concrete material while the Menegotto-Pinto steel material model which was proposed by [14] is employed for defining the regular reinforcing steel material as shown in figure 5. The characteristic parameters for the concrete model and the reinforcing steel model are listed in tables 2.

Table 2 The characteristic parameters for Concrete and steel models

Concrete Model			Reinforcing Steel Model		
Modulus of elasticity (Ec)	Mean compressive strength (f_C)	Mean tensile strength (f_t)	Modulus of elasticity (E_S)	Yield strength (f_y)	Strain hardening parameter (μ)
21.4GP$_a$	20.8MP$_a$	2 MP$_a$	200GP$_a$	360MP$_a$	0.00677



(a) (b)

Figure 5 Stress – strain relationships for (a) concrete, (b) Reinforced steel

As mentioned before in sec.1, Ni-Ti has been found to be the most convenient SMA for structural applications due to its large strain recoverability and good resistance to corrosion [12]. In this study, Ni-Ti shape memory alloy has been selected for use in the model. The characteristic parameters for the SMA material model are listed in table 3 [12].

Table 3 The characteristic parameters for Ni-Ti SMA

ε_s (%)	E (GPa)	f_y (MPa)	f_{p1} (MPa)	f_{T1} (MPa)	f_{T2} (MPa)	f_y/E
6	62.5	401	510	370	130	0.0065

4. Numerical Results and Discussion

In order to obtain a comprehensive understanding about the seismic performance of the SMA RC structures, two distinct types of analysis have been employed; the nonlinear static pushover analysis and the dynamic time history analysis. For each model, the case of the Steel RC Frame has been considered as the reference case.

4.1 Pushover analysis results

The resulting capacity curves of the Steel RC Frame, SMA RC Frame, Model 1, Model 2 and Model 3 are presented in figure 6 where the x-axis represents the roof drift ratio (the ratio of the roof displacement to the total height Δ/H) while the y-axis represents the ratio of the base shear to the total weight P/W.

The Figure indicates that, Model 1, Model 2, Model 3, and SMA RC Frame exhibits high ductility compared to the Steel RC Frame. Therefore, using SMAs as reinforcement enhances the ductility of the structures. In addition, the lateral capacity of the Model 1, Model 2, Model 3, and SMA RC Frame is higher than the lateral capacity of the Steel RC Frame by about 7.2%, 3.4%, 0.5%, and 3.7%; respectively. However, the structures whose beams are reinforced with SMAs, exhibits lower values of the initial stiffness for the cases Model 1, Model 2 and SMA RC frame as compared to RC frame and Model 3. This can be due to the low modulus of elasticity of SMA.

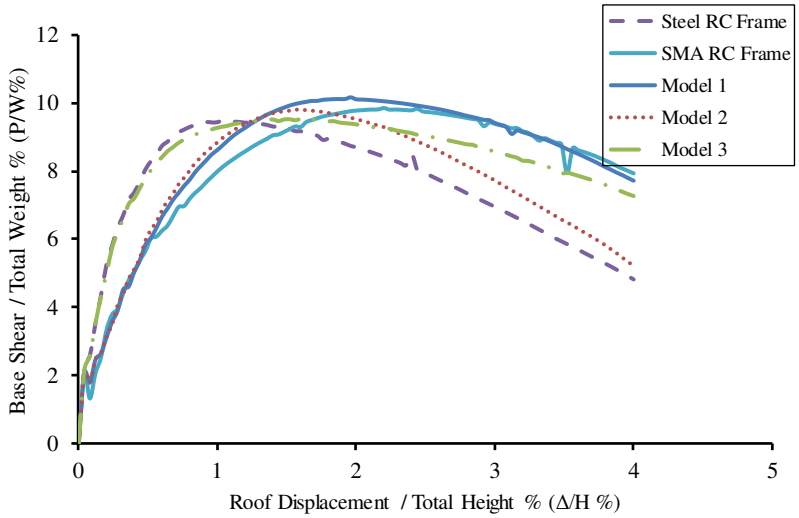


Figure 6 Capacity curve for each structure

4.2 Dynamic time history analysis

Dynamic time history analysis predicts the real nonlinear behavior of the structures subjected to earthquake loading. Three real ground motion records (table 4) have been selected in order to represent a wide range of frequency content. The records have been scaled to 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, and 0.5g.

The results are presented through the displacement response at the roof floor, the base shear and the maximum inter-story drift ratios.

Table 4 Characteristics of the selected natural Ground Motions

EQ Event/ Location	Date	Recording station	PGA (m/s^2)	PGV (cm/s)	a/v_{max} (g/ms^{-1})	Frequency Content
The Landers (USA)	June 28, 1992	SCE STATION 24	0.78g	31.598	2.468g	High
The Kocaeli (Turkey)	Aug. 17, 1999	Sakaria recording station	0.628g	77.418	0.811g	Medium
The Loma Prieta (USA)	Oct. 18, 1989	Emeryville recording station	0.25g	43.296	0.577g	Low

4.2.1 Roof drift response

From the results, it can be seen that ground motions with low and medium frequency contents are more effective compared to the high frequency ground motions. This can be due to the fact that low frequency earthquakes will cause resonance for structures with low natural frequencies (i.e. high natural periods) which are typically moderate height or tall buildings. In most cases, the roof displacement of the Steel RC Frame is the lowest as compared to the other structures. This can be due to the low modulus of elasticity of SMA as mentioned before. The top roof drift percentage increases with the increase of PGA reaching values of 2.76%, 2.22% for Model 1 and Model 2 under LFC ground motion with PGA of 0.5g; 1.61%, 2.15% for Model 3 and for SMA RC Frame under LFC ground motion with PGA 0.4g and 1.07 % for Steel RC Frame under PGA of 0.3g, respectively.

4.2.2 Base shear

As noted before, reinforcing the beams by SMAs material decrease the stiffness of the structures. This can be seen by comparing the base shear ratio of Model 1, Model 2, SMA RC Frame with the base shear ratio of Model 3 and Steel RC Frame. The percentage of the decrease depends on the ground motion frequency content and its amplitude. For most cases, the maximum base shear ratios of the Model 3 are near to the values of base shear ratios of the Steel RC Frame. The base shear to total weight percentage increases with the increase of PGA reaching values of 13.36%, 13.67%, 12.51% and 12.87 for Model 1 and Model 3, SMA RC Frame and Steel RC Frame under LFC ground motion with PGA of 0.5g and 11.26% for Model 2 under MFC ground motion with PGA 0.3g.

4.2.3Inter-story drift ratio

Plots for the maximum inter-story drift ratios are presented in figure 7, figure 8, and figure 9. It is noted that the drift ratios profiles from the dynamic analysis represent the maximum inter-story drift ratios for each PGA, not actual profiles at a given instant of time. In addition, these values are before the crushing of core concrete takes place. In most cases under lower seismic loads, the five frames provide comparable maximum inter-story drift. However, the advantage of using SMA becomes more evident when the structures are subjected to higher seismic loads. Model 1, Model 3 and SMA RC Frame have shown better performance for most of the earthquakes. These frames have been able to deform for a longer period without collapse. Therefore, the inter-story drift ratios of these structures are higher than the Steel RC Frame under higher seismic loads. However, reinforcing the critical regions in beams only by SMAs as in the case of Model 2 have not enhanced the performance of the structure as expected. The Model 2 have reached the near collapse state just after the Steel RC Frame.

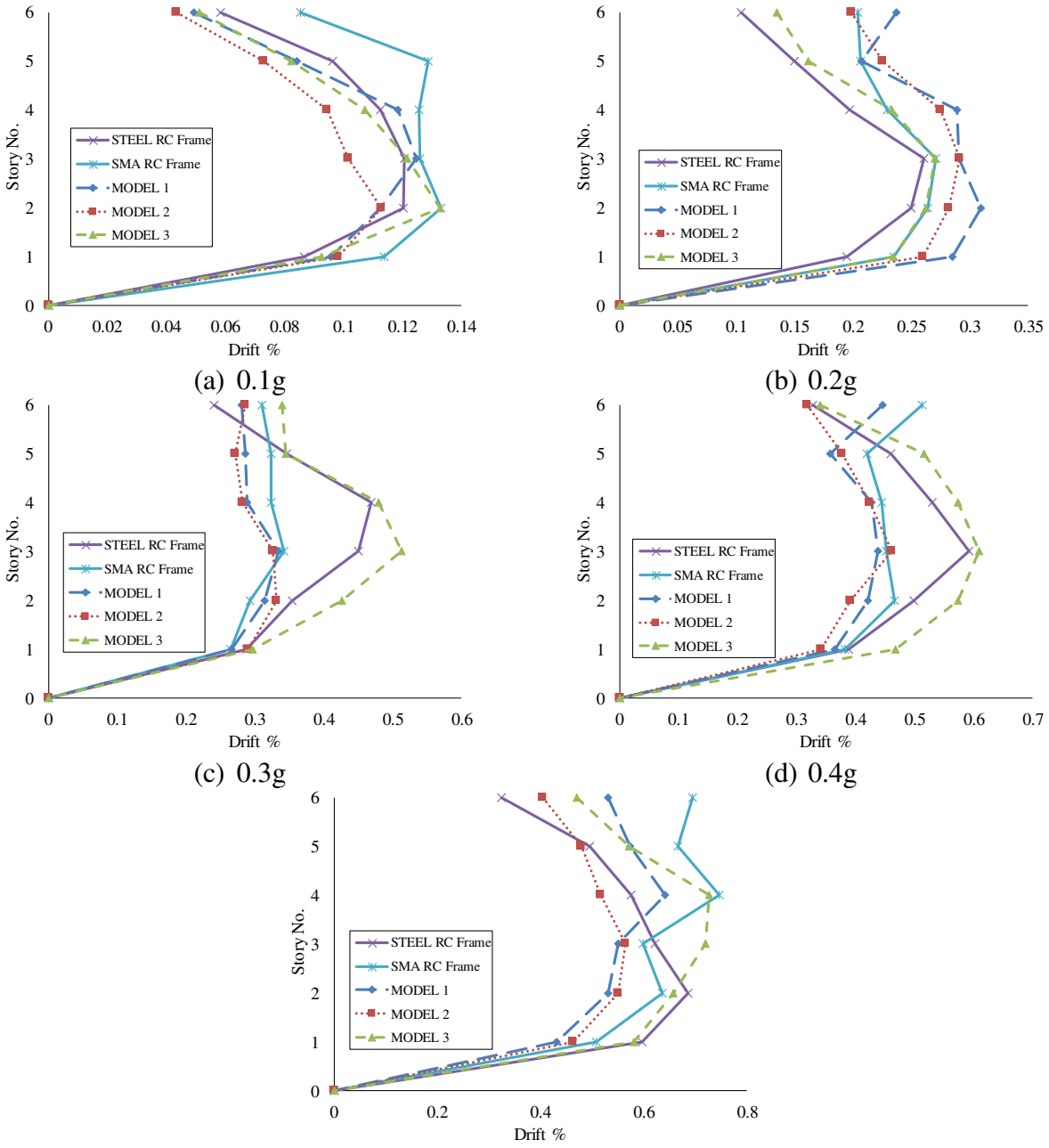
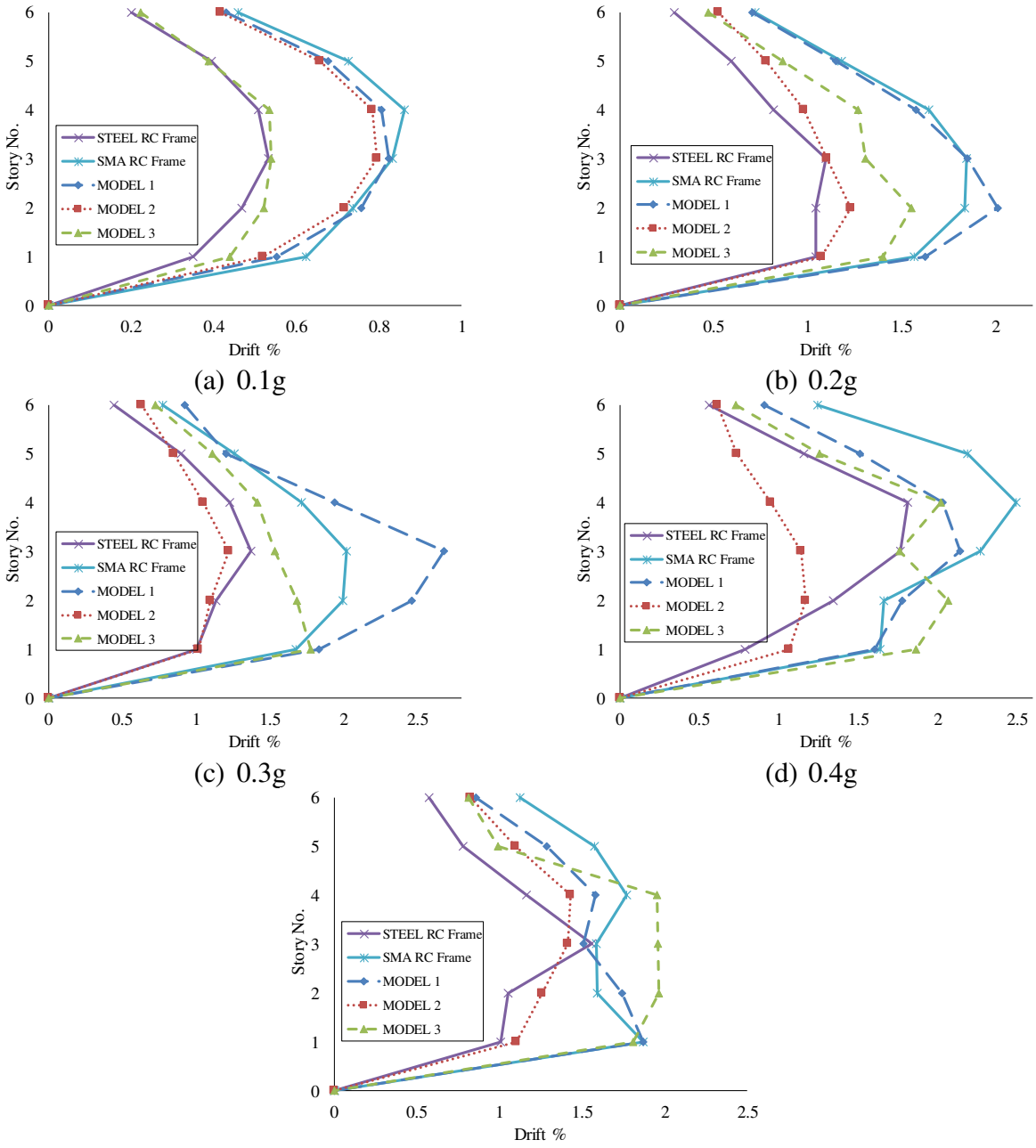


Figure 7 Maximum inter-story drift ratio for HFC ground motion



(a) 0.1g (b) 0.2g

(c) 0.3g (d) 0.4g

(e) 0.5g

Figure 8 Maximum inter-story drift ratio for MFC ground motion

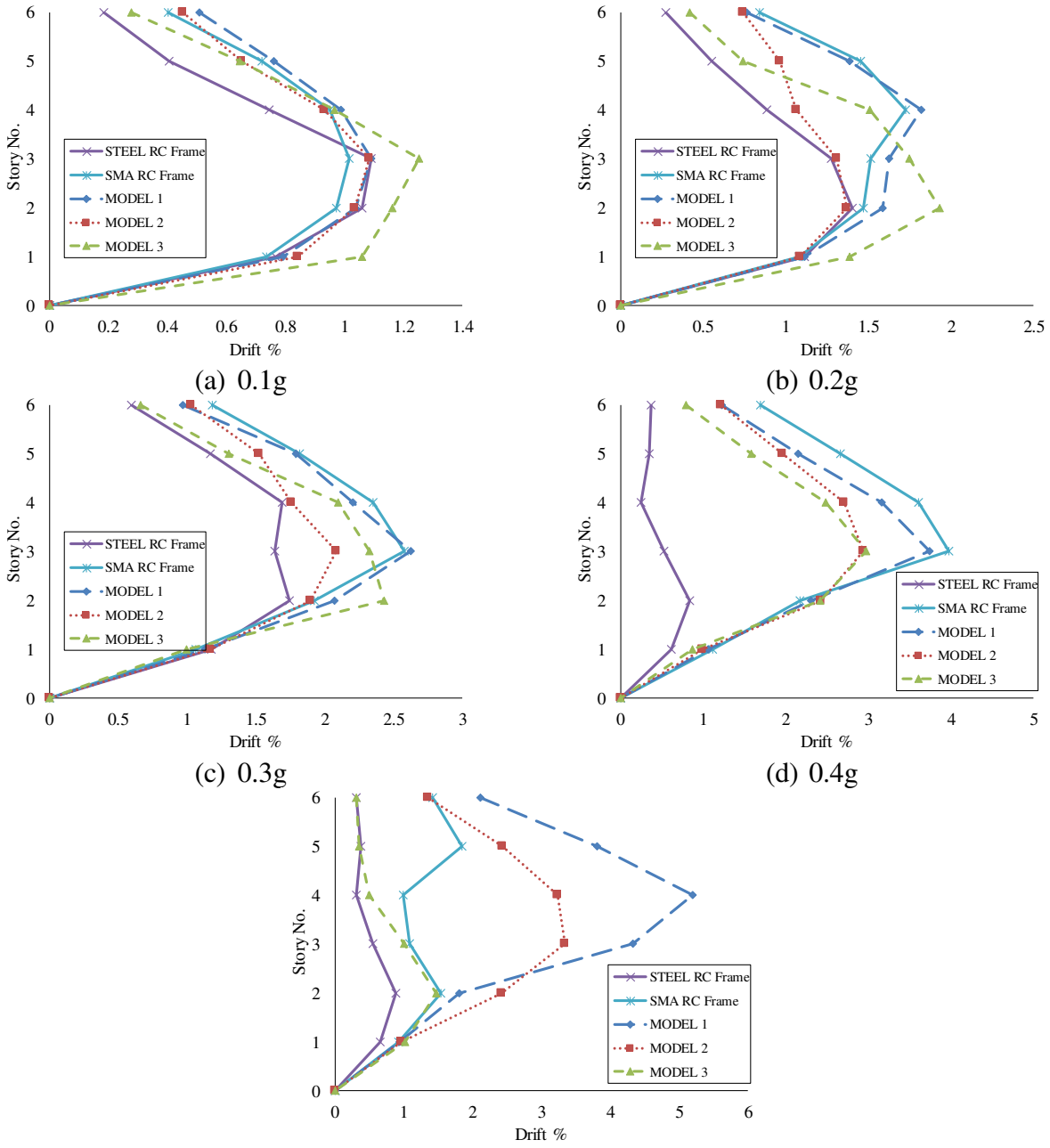


Figure 9 Maximum inter-story drift ratio for LFC ground motion

5. Conclusion

This current work aims to study the performance of framed structures reinforced with SMAs in the whole structure as well as in the plastic hinge areas of the beam-column areas along with conventional steel reinforcement in other parts of the structure. In order to attain this goal, a numerical study of a 2-D six-story framed structures under pushover and time history analyses. For each selected frame, five different configurations for the use of the SMA reinforcement have been considered. Followings are the salient conclusions obtained from all the cases studied:

- Replacing the conventional steel reinforcing bars by the SMAs material enhance the performance of the structure in terms of ductility and lateral capacity.
- Using SMAs as reinforcement had led to increase the maximum roof drift ratio and the maximum inter-story drift ratio. In addition, the stiffness of the structures has been reduced. This has been

expected because of the lower stiffness and the low modulus of elasticity of SMA except the case of Model 3.

- Model 1, Model 3 and SMA RC Frame have shown better performance than Model 2 and Steel RC frame for most of the earthquakes. These frames have been able to deform for a longer period without reaching near collapse state.
- Due to the high cost of the SMAs material, providing it as reinforcement in the plastic hinge region of the column and regular steel reinforcement in the remaining portion of the frame as in the Model 3 case is the best choice. The reduction in the initial stiffness can be avoided. In addition, it has the ability to deform for longer period without collapse.

6. References

[1] M. S. Alam, M. Nehdi, and M. A. Youssef, "Seismic performance of concrete frame structures reinforced with superelastic shape memory alloys," Smart Struct. Syst., vol. 5, no. 5, pp. 565–585, Sep. 2009.

[2] M. Dolce, D. Cardone, and F. C. Ponzo, "Shaking-table tests on reinforced concrete frames with different isolation systems," Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 36, no. 5, pp. 573–596, Apr. 2007.

[3] J. Ocel et al., "Steel Beam-Column Connections Using Shape Memory Alloys," J. Struct. Eng., vol. 130, no. 5, pp. 732–740, May 2004.

[4] A. K. Maji and I. Negret, "Smart Prestressing with Shape-Memory Alloy," J. Eng. Mech., vol. 124, no. 10, pp. 1121–1128, Oct. 1998.

[5] A. H. M. M. Billah and M. S. Alam, "Performance-Based Seismic Design of Shape Memory Alloy–Reinforced Concrete Bridge Piers. I: Development of Performance-Based Damage States," J. Struct. Eng., vol. 142, no. 12, p. 04016140, Dec. 2016.

[6] M. R. Kabir, S. Rizvi, and M. S. Alam, "Seismic performance of beam-column joint reinforced with different shape memory alloy alternatives," in 6th International Conference on Engineering Mechanics and Materials, 2017, no. May.

[7] M. A. Youssef, M. S. Alam, and M. Nehdi, "Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Beam-Column Joints Reinforced with Superelastic Shape Memory Alloys," J. Earthq. Eng., vol. 12, no. 7, pp. 1205–1222, Oct. 2008.

[8] C. Liang. and C. A. Rogers, "One-Dimensional Constitutive Relations for Shape Memory Materials," J. Intell. Mater. Syst. Struct., vol. 1, no. 2, pp. 207–234, Apr. 1990.

[9] L. C. Brinson, "One-Dimensional Constitutive Behavior of Shape Memory Alloys: Thermomechanical Derivation with Non-Constant Material Functions and Redefined Martensite Internal Variable," J. Intell. Mater. Syst. Struct., vol. 4, no. 2, pp. 229–242, Apr. 1993.

[10] F. Auricchio, J. Lubliner, and R. Leroy, "Auricchio, J Lubliner 1997.pdf," Int. J. Solids Struct., vol. 34, no. 27, pp. 3601–3618, 1997.

[11] F. Auricchio and E. Sacco, "A Superelastic Shape-Memory Alloy Beam Model," J. Intell. Mater. Syst. Struct., vol. 8, no. 6, pp. 489–501, 1997.

[12] M. S. Alam, M. A. Youssef, and M. Nehdi, "Analytical prediction of the seismic behaviour of superelastic shape memory alloy reinforced concrete elements," Eng. Struct., vol. 30, no. 12, pp. 3399–3411, Dec. 2008.

[13] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," J. Struct. Eng., vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988.

[14] M. Menegotto and P. E. Pinto, "Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending," Proc. IABSE Symp. Resist. Ultim. Deform. Struct. Acted by Well Defin. Loads, pp. 15–22, 1973.

Comportamento à compressão de pilares circulares de betão confinados por sistemas compósitos de FRP híbridos

Filipe Ribeiro [1] **José Sena-Cruz**[2] **Fernando G. Branco**[3] **Eduardo Júlio**[4]

RESUMO

No presente trabalho apresenta-se um estudo analítico-experimental sobre o comportamento à compressão de provetes circulares em betão encamisados com um inovador sistema compósito de FRP híbrido. No referido sistema procurou-se explorar as vantagens da utilização combinada de uma única matriz epoxídica reforçada com várias mantas constituídas por fibras de reforço de diferentes materiais, nomeadamente carbono de alto módulo de elasticidade, carbono de alta resistência e vidro. No total, foram estudadas 10 combinações de confinamento híbridas em ensaios de compressão uniaxial de cilindros de betão até à rotura.

Contrariamente ao que acontece com os sistemas compósitos de FRP tradicionais (monofibra), é possível observar comportamentos pseudo-dúcteis, resultantes da fragmentação e delaminação dispersa do material de maior módulo de elasticidade, em alguns sistemas compósitos de FRP híbridos. Por outro lado, constata-se que a extensão de rotura das fibras mais rígidas é maior nos sistemas compósitos de FRP híbridos (comparativamente aos valores obtidos com sistemas tradicionais), sendo este fenómeno designado por efeito híbrido. Desta forma, é possível afirmar que as combinações híbridas contribuem para melhorar a eficácia das fibras de maior módulo de elasticidade. Este aspeto é relevante nas aplicações de encamisamento, nas quais se tem vindo a registar diminuição de resistência e extensão última relativamente aos valores registados nos ensaios de tração uniaxial de caracterização do material.

Neste trabalho, foram ainda desenvolvidos modelos analíticos que demonstraram ser adequados para simular a resposta mecânica dos pilares reforçados com sistemas compósitos de FRP híbridos, no que diz respeito à resistência à compressão, curvas tensão-extensão e dilatação. Os modelos referidos foram inicialmente desenvolvidos para prever a resposta à compressão de pilares de betão confinados por sistemas compósitos de FRP não híbridos e foram adaptados, no contexto do presente trabalho, para o caso dos sistemas compósitos de FRP híbridos. Isto foi possível graças a um entendimento adequado do comportamento dos últimos em tração, o que passa pela compreensão dos fatores que contribuem para os diferentes modos de rotura (pseudo-dúctil ou frágil).

Palavras-chave: pilares de betão, confinamento, FRP híbrido, ensaios de compressão, modelação analítica

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal. filipe.t.ribeiro@tecnico.ulisboa.pt
[2]ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal jsena@civil.uminho.pt
[3]ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal fjbranco@dec.uc.pt
[4]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

O reforço por confinamento exterior (muitas vezes também designado por encamisamento) de pilares de betão armado com recurso a sistemas compósitos de polímeros reforçados com fibras (FRP - *fiber reinforced polymers*) permite melhorar tanto a sua resistência como a extensão última. Quando submetido a tensões normais de compressão, o betão expande ortogonalmente (ou lateralmente) por efeito de Poisson. A relação entre a extensão axial e lateral, inicialmente linear, varia à medida que o dano aumenta em virtude do aparecimento e desenvolvimento da fissuração no betão.

A aplicação de sistemas de confinamento restringe a expansão lateral do betão fissurado, levando a que seja possível alcançar maiores valores de resistência e extensão última. Quando se recorre a sistemas compósitos de FRP tradicionais, a tensão de confinamento, promovida pelo comportamento linear-elástico até à rotura do FRP, aumenta linearmente até ao colapso do elemento. Desta forma, a tensão de confinamento gerada pelo FRP depende da extensão lateral do betão [1]. Uma vez que o material confinante não apresenta qualquer ductilidade, a rotura do conjunto (betão confinado) é abrupta, dominada pela rotura do FRP. A falta de ductilidade destes materiais leva a que fatores de segurança significativamente penalizadores devam ser aplicados durante a conceção deste tipo de aplicações.

Neste contexto, os sistemas compósitos de FRP híbridos apresentam-se como uma alternativa interessante, uma vez que permitem obter uma resposta pseudo-dúctil em tração, i.e., uma curva tensão-extensão inicialmente linear, seguindo-se um patamar de "cedência". Este aspeto contribui para o aumento da segurança deste tipo de aplicações, na medida em que os valores de resistência podem ser atingidos sem que isso signifique o colapso imediato do sistema. No entanto, deve-se notar que a resposta à tração referida é designada de pseudo-dúctil porque o patamar de "cedência" é passível de ser atingido em ensaios monotónicos, não sendo repetível em ensaios cíclicos.

Da constituição dos sistemas compósitos de FRP híbridos fazem parte uma única matriz polimérica e, pelo menos, dois tipos de fibras de reforço. Importa salientar que, embora seja possível obter comportamentos pseudo-dúcteis em tração com estes sistemas, nenhum dos materiais constituintes apresenta capacidade de deformação plástica. Por regra, as fibras utilizadas nos sistemas compósitos de FRP híbridos devem apresentar diferenças significativas nas suas extensões de rotura, de forma a tirar o maior partido da hibridização. Por essa razão, costuma-se diferenciá-las como fibras de elevada extensão última – "high strain" (HS) ou como fibras de baixa extensão última – "low strain" (LS). A hibridização pode ser feita a diferentes níveis, nomeadamente camada a camada, intracamada ou intrafibra. No presente trabalho é estudada a primeira abordagem.

Para além da vantagem atrás referida, tem sido evidenciado em diversos trabalhos uma segunda vantagem relacionada com um aumento aparente da extensão de rotura das fibras LS em tração. Este aumento pode atingir, em certos casos, os 50%, e.g. [2, 3]. Este fenómeno tem sido descrito como "efeito híbrido" e tem sido justificado pela restrição promovida pelas fibras HS ao desenvolvimento de fraturas consecutivas de fibras LS, por efeito de redistribuição de tensões, a partir do momento em que a primeira fratura ocorre.

Com o advento dos FRP's, muitos estudos têm sido desenvolvidos no campo do confinamento de betão com sistemas compósitos [4]. Hoje em dia, existe um grande número de modelos analíticos para prever o comportamento à compressão do betão confinado. Neste contexto, os *analysis-oriented models* (AOM) destacam-se porque, ao contrário de outro tipo de modelos, são capazes de prever toda a curva tensão-extensão, assim como a relação entre a extensão axial e a extensão lateral.

O objetivo deste trabalho é avaliar o desempenho de 10 combinações de sistemas de FRP híbridos no confinamento de betão simples submetido a ensaios de compressão uniaxial. Os sistemas referidos foram fabricados por laminação manual, através da aplicação de diversas camadas de mantas secas e resina epoxídica, a qual desempenhou funções adesivas e de impregnação das fibras. Demonstrou-se que o efeito híbrido permite melhorar a eficácia das fibras LS e que é possível explorar a pseudo-ductilidade no confinamento de betão. Para além disso, desenvolveu-se um AOM para betão confinado

por sistemas de FRP híbridos. Isto passou pela modificação do método de cálculo da tensão de confinamento, existente na literatura e usado no presente trabalho, nomeadamente o modelo de Lim e Ozbakkaloglu [1, 5].

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

2.1.1 Betão

O betão utilizado foi fornecido por uma central de betão pronto respeitando os seguintes requisitos (de acordo com o eurocódigo 2 [6]): (i) classe de resistência C25/30, (ii) classe de exposição XC2, (ii) dimensão máxima do agregado de 12.5 mm, e (iv) classe de abaixamento S4. No ensaio de abaixamento foi registado um valor de 160 mm, o que indica que o betão fornecido estava conformidade com a classe requisitada, para a qual se define um abaixamento entre 160 e 210 mm [7]. Vinte e oito dias após a betonagem, o betão foi caraterizado à compressão. Para tal, recorreu-se a 6 cilindros com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Registou-se um módulo de elasticidade [8] de 30.8 GPa (CV = 2.84%) e uma resistência à compressão [9] de 33.4 (CV=4.33%).

Durante a campanha experimental dedicada ao estudo do betão confiando, a idade do betão variou entre 294 e 315 dias. Até à data do ensaio, o betão foi sujeito às condições de cura existente do laboratório. No final da campanha experimental, 3 cilindros de betão simples foram ensaiados com o intuito de avaliar o módulo de elasticidade e resistência. Os valores obtidos foram 30.3 GPa (CV = 6.57%) e 33.5 MPa (CV = 1.33%), respetivamente, para as duas propriedades referidas.

2.1.2 Fibras e resina

Recorreu-se a três tipos de manta, com uma gramagem de aproximadamente 400 g/m^2: (i) carbono de elevado módulo de elasticidade (comercialmente designada de S&P C-Sheet 640), (ii) carbono de alta resistência (S&P C-Sheet 240) e (iii) vidro do tipo E (S&P G-sheet E 90/10), aqui referidos com as siglas “CHM”, “C” e “G”, respetivamente. Na Tabela 1 apresenta-se a comparação entre a massa volúmica, gramagem e espessura das diferentes mantas usadas.

Na produção dos sistemas compósitos de FRP foi utilizada uma resina epoxídica (S&P Resin Epoxy 55). De acordo com o fornecedor, a resina apresenta as seguintes propriedades à tração: (i) resistência de 35.8 MPa, (ii) extensão de rotura de 2.3% e (iii) módulo de elasticidade de 2.6 GPa.

Com recurso a uma ou três camadas de manta de cada material de reforço, foram produzidos laminados unidirecionais não híbridos. Estes laminados, cujos detalhes podem ser encontrados em [2], foram sujeitos a ensaios de tração uniaxial de conformidade com a norma [10]. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 1.

2.2 Preparação dos provetes e configuração de ensaio

Neste trabalho, foram preparados 30 cilindros de betão confinados por sistema de FRP híbridos. Cada provete tinha 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. As combinações híbridas aplicadas no confinamento eram simétricas e tinham 3 ou 5 camadas de material de reforço. Desta forma, foram estudadas combinações com aproximadamente os seguintes volumes de fibras LS: 20%, 33%, 40%, 60% e 66%. Devido às diferenças na massa volúmica de cada material, o volume exato de fibras LS teve que ser corrigido, sendo apresentado nas secções seguintes deste artigo.

Cada camada de manta aplicada tinha 300 mm de altura e 620 mm de comprimento. Desta forma, foi possível obter uma zona de sobreposição de 150 mm. O sistema de confinamento foi produzido por laminagem manual de acordo com as recomendações da CNR-DT200 [11]. Todos os provetes foram mantidos à temperatura ambiente durante 230 dias.

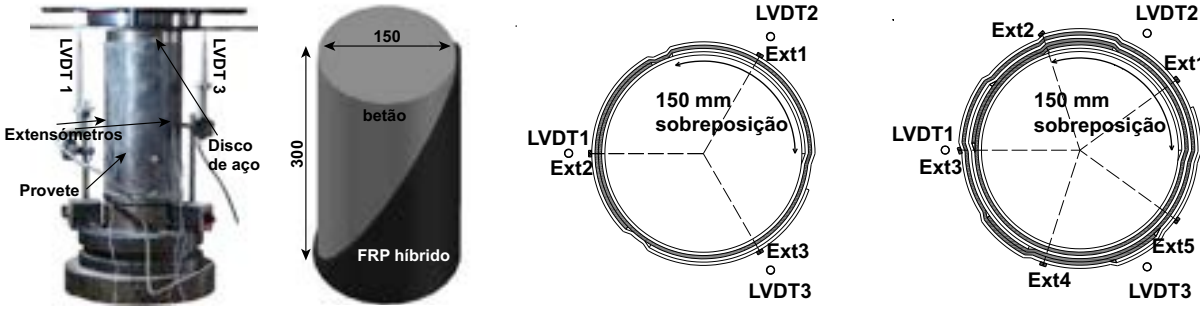
Na execução dos ensaios, recorreu-se a uma prensa com uma capacidade de carga máxima de 2000 kN. O ensaio foi executado com controlo de deslocamento, 1.20 mm/min, até ocorrer o colapso do provete. As deformações axiais foram registadas com recurso a 3 transdutores de deslocamento (LVDT) (com

campo de medida de ±20 mm e um erro ±10% F.S.). Os LVDTs foram posicionados (igualmente espaçados) em torno do provete cilíndrico, entre os pratos de carregamento e de suporte do equipamento de ensaio. A extensão lateral do sistema compósito de FRP foi registada com recurso a extensómetros unidirecionais (TML YEFLA-5-3L com um campo de medida de 5 mm). Foi utilizado um extensómetro por cada camada de material aplicada. A localização de cada um dos extensómetros encontra-se identificada na Figura 1.

Tabela 1 – Propriedades das mantas secas e sistemas compósitos de FRP não híbridos.

Séries (1)	Mantas			Sistemas compósitos de FRP [2]		
	Massa volúmica [g/m^3]	Gramagem [g/m^2]	Espessura, t_f [mm/camada]	Módulo de elasticidade [GPa] (CoV [%])	Resistência à tração [MPa] (CoV [%])	Extensão de rotura [%] (CoV [%])
1G	2.60	400	0.154	81.6 (7.39)	1671.2 (8.59)	2.31 (3.78)
3G	2.60	400	0.154	80.6 (10.10)	1254.8 (15.05)	2.00 (13.95)
1C	1.79	400	0.223	231.3 (12.50)	2565.9 (10.18)	1.09 (8.81)
3C	1.79	400	0.223	227.6 (5.80)	2363.2 (7.44)	1.02 (6.02)
1CHM	2.10	400	0.190	624.1 (11.13)	1749.4 (24.39)	0.27 (19.61)
3CHM	2.10	400	0.190	588.2 (3.97)	1073.9 (18.27)	0.18 (15.84)

(1) O número colocado na designação da série indica o número de camadas.



(a) (b) (c) (d)

Figura 1 – Ensaio de compressão uniaxial: (a) configuração de ensaio; (b) geometria do provete (dimensões em mm); (c) posicionamento dos LVDTs e extensómetros nos provetes confinados por sistemas constituídos por 3 camadas; (d) posicionamento dos LVDTs e extensómetros nos provetes confinados por sistemas constituídos por 5 camadas.

3. MODELO ANALÍTICO

Os *analysis-oriented models* (AOM) recorrem a modelos destinados a betão confinado ativamente (ou seja, por tensão de confinamento constante) para determinar cada ponto das curvas tensão-extensão axial e extensão axial-extensão lateral do betão confinado pelos sistemas compósitos de FRP. Desta forma, para obtenção das referidas curvas tensão-extensão adota-se o seguinte procedimento:

i. Admite-se uma extensão lateral (ε_l) como parâmetro de entrada para estimar a tensão de confinamento (f_l) promovida pelo sistema compósito de FRP;

ii. ε_l e f_l são utilizados para estimar a extensão axial (ε_c) do betão confinado por sistemas compósitos de FRP recorrendo a um modelo analítico que estabelece a relação entre a extensão axial e extensão lateral;
iii. Simultaneamente, f_l é utilizado para definir a curva tensão-extensão do betão confinado por tensão constante (a mesma determinada no ponto i);
iv. A curva definida no ponto anterior é utilizada na determinação da tensão de compressão do betão confinado pelo sistema compósito de FRP, tendo em conta a extensão axial definida no ponto ii.

Tendo por base a hipótese de compatibilidade de deformações entre o sistema compósito de FRP e o betão, a tensão de confinamento aplicada, no caso de se recorrer a sistemas de FRP não híbridos, pode ser calculada de acordo com a equação (1):

$$f_l = \frac{2E_f t_f \varepsilon_l}{D} \tag{1}$$

em que E_f é o modulo de elasticidade do sistema compósito de FRP, t_f é espessura total do sistema compósito de FRP, ε_l é a extensão lateral e D é o diâmetro do provete de betão.

Deve-se referir que, uma vez que os sistemas de confinamento foram produzidos por laminagem manual, o volume de resina não foi diretamente controlado durante a aplicação. Por essa razão, a espessura total do sistema de FRP foi assumida como igual à espessura total das mantas utilizadas neste trabalho. Este procedimento está de acordo com as atuais recomendações, e.g. CNR-DT200 [11].

Nas equações (2) e (3) apresenta-se o modelo que descreve o comportamento à compressão do betão confinado por tensão constante [5]:

$$f_c = \frac{f_{cc}^* \left(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc}^*\right) r}{r - 1 + \left(\varepsilon_c / \varepsilon_{cc}^*\right)^r}, \text{ if } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cc}^* \tag{2}$$

$$f_c = \frac{f_{cc}^* - f_{c,res}}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}^*}{\varepsilon_{c,i} - \varepsilon_{cc}^*}\right)^{-2}}, \text{ if } \varepsilon_c > \varepsilon_{cc}^* \tag{3}$$

em que f^*_{cc} e ε^*_{cc} são a tensão e extensão de pico, ε_c é a extensão axial, r é a fragilidade, $f_{c,res}$ é a tensão residual e $\varepsilon_{c,i}$ é a extensão axial correspondente ao ponto de inflexão do ramo de amolecimento da curva tensão-extensão [5]:

$$f_{cc}^* = f_{c0} + 5.2 f_{c0}^{0.91} \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^a \text{ em que } a = {f_{c0}}^{-0.06} \tag{4}$$

$$\varepsilon_{cc}^* = \varepsilon_{c0} + 0.045 \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{1.15} \tag{5}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - f_{cc}^*/\varepsilon_{cc}^*} \tag{6}$$

$$f_{c,res} = 1.6 f_{cc}^* \left(\frac{{f_l^*}^{0.24}}{{f_{c0}}^{0.32}}\right) \text{ e } f_{c,res} \le f_{cc}^* - 0.15 f_{c0} \tag{7}$$

$$\varepsilon_{c,i} = 2.8 \varepsilon_{cc}^* \left(\frac{f_{c,res}}{f_{cc}^*}\right) {f_{c0}}^{-0.12} + 10 \varepsilon_{cc}^* \left(1 - \frac{f_{c,res}}{f_{cc}^*}\right) {f_{c0}}^{-0.47} \tag{8}$$

Na equação (14), E_c é o módulo de elasticidade do betão simples [5]:

$$E_c = 4400 \sqrt{f_{c0}} \tag{9}$$

Tanto para as combinações híbridas como para as não híbridas, a relação entre a extensão axial e a extensão lateral do betão confinado pode ser determinada através da equação (10) [1]:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_l}{\nu_i\left[1+\left(\frac{\varepsilon_l}{\nu_i\varepsilon_{c0}}\right)^n\right]^{1/n}} + 0.04{\varepsilon_l}^{0.7}\left[1 + 21\left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.8}\right] \quad (10)$$

em que ν_i é o coeficiente de Poisson inicial ($\varepsilon_l/\varepsilon_c$):

$$\nu_i = 8 \times 10^{-6}{f_{c0}}^2 + 0.0002 f_{c0} + 0.138 \quad (11)$$

ε_{c0} é a extensão de pico do betão simples:

$$\varepsilon_{c0} = \left(-0.067{f_{c0}}^2 + 29.9 f'_{c0} + 1053\right) \times 10^{-6} \quad (12)$$

n é fator de forma:

$$n = 1 + 0.03 f_{c0} \quad (13)$$

Relativamente aos sistemas de confinamento de FRP híbrido, propõe-se que a tensão de confinamento seja determina de acordo a seguinte modificação à equação (1):

$$f_l = \frac{2\sigma_h t_f}{D} \quad (14)$$

em que σ_h é a tensão de tração do sistema compósito de FRP híbrido para uma determina extensão axial.

A curva tensão-extensão do sistema compósito de FRP teórica pode ser determinada com o modelo de Jalalvand *et al.* [12], como se descreve de seguida. Neste caso, assume-se que a extensão de tração é igual à extensão lateral do betão.

Para cada configuração híbrida, três níveis de tensão podem ser calculados: (i) a tensão em que a primeira fratura ocorre no material LS ($\sigma@LS$), (ii) a tensão em que a delaminação entre o material LS e HS ocorre ($\sigma@del$) e (iii) a tensão que conduz à rotura do material HS ($\sigma@HS$). Os referidos níveis de tensão podem ser calculados de acordo com a equações (15), (16) e (17):

$$\sigma@LF = S_L \frac{\alpha\beta+1}{\alpha(\beta+1)} \quad (15)$$

$$\sigma@del = \frac{1}{1+\beta}\sqrt{\left(\frac{1+\alpha\beta}{\alpha\beta}\right)\left(\frac{2G_{IIC}E_H}{t_H}\right)} \quad (16)$$

$$\sigma@HF = \frac{1}{(1+\beta)}\frac{S_H}{K_t\sqrt[m]{V}} \quad (17)$$

em que S_L é resistência de referência do material LS, α e β são os quocientes do módulo de elasticidade e da espessura entre as fibras LS e HS, respetivamente, G_{IIC} é a rigidez de fratura da interface entre a camada LS e HS, E_H é o modulo de elasticidade da fibras HS, t_H é metade da espessura da camada de fibras HS, m_H é o módulo da distribuição de Weibull relativo às fibras HS, S_H é a resistência das fibras HS, K_t é fator de concentração de tensões no material HS e V é o volume do provete.

O cálculo dos três níveis de tensão definidos anteriormente torna possível a identificação do modo de rotura do sistema compósito de FRP híbrido, que pode ocorrer de 4 formas distintas: (i) rotura prematura das fibras HS, (ii) delaminação não controlada, (iii) fragmentação do material LS, (iv) fragmentação e delaminação controlada do material LS. Depois da determinação dos modos de rotura é possível obter a relação tensão-extensão dos sistemas compósitos de FRP híbridos, conforme se detalha no trabalho de Jalalvand *et al.* [12].

Os sistemas compósitos de FRP híbridos que aqui foram aplicados no confinamento foram ensaiados à tração previamente, o que possibilitou a calibração dos modelos analíticos que simulam o seu

comportamento em tração. Os provetes apresentavam um comprimento de 150 mm e uma largura 15 mm. Assumiu-se $m_H = 29.3$ e $K_t = 0.97$. A G_{IIC} foi determinada de modo a que nas combinações onde ocorreu fragmentação e delaminação controlada fosse esse efetivamente o modo analiticamente previsto. Mais detalhes podem ser encontrados em [2].

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Na Tabela 2 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de tração para cada combinação híbrida, incluindo o módulo de elasticidade, a resistência e a extensão de rotura das fibras LS. Para além disso, são também apresentados os resultados de diversas propriedades registadas nos ensaios de compressão, nomeadamente a tensão de pico (f_{cc}), a extensão de pico (ε_{cc}), a extensão de rotura das fibras LS, a extensão lateral e a extensão lateral no pico e o fator de redução k_ε, que é quociente entre a extensão de rotura lateral das fibras LS e a extensão de rotura obtida em ensaio de tração.

Em três combinações ocorreram fraturas múltiplas, i.e., a rotura das fibras LS não promoveu o colapso do sistema compósito de FRP: 2G/1CHM/2G, 1G/1CHM/1G, e 1G/1CHM/1G/1CHM/1G. Todas as combinações referidas têm em comum o uso fibras CHM. Também é possível observar que existe uma tendência para o aumento de k_ε à medida que o volume de fibras LS diminui e efeito híbrido aumenta. Em alguns casos, o k_ε é superior a 1 o que indica que a hibridização permite eliminar por completo a redução de eficácia associada às fibras LS.

Tabela 2 – Propriedades dos sistemas compósitos de FRP híbridos e resultados dos cilindros confinados

Combinação	Séries [1]	Volume de fibras LS [%]	Propriedades dos sistemas compósitos de FRP híbridos em tração [2]			Propriedades do betão confinado por sistemas compósitos de FRP híbridos				k_ε relativo à rotura das fibras LS
			Módulo de elasticidade [GPa] (CV [%])	Resistência à tração [MPa] (CV [%])	Extensão de rotura das fibras LS [%] (CV [%])	f_{cc} [MPa] (CV [%])	ε_{cc} [%] (CV [%])	ε_l na rotura das fibras LS [%] (CV [%])	ε_l no pico [%] (CV [%])	
C/G	1C/1G/1C	74.3	201.7 (9.63)	2176.9 (8.55)	1.04 (1.92)	81.7 (1.48)	1.23 (6.00)	0.86 (22.99)	--	0.83
	1G/3C/1G	68.5	202.4 (2.64)	2216.0 (8.77)	1.09 (6.26)	119.4 (2.66)	2.13 (19.54)	1.19 (1.35)	--	1.09
	1G/1C/1G/1C/1G	49.1	148.9 (11.75)	1776.3 (10.55)	1.19 (3.68)	108.3 (7.53)	1.60 (8.27)	1.29 (12.66)	--	1.08
	1G/1C/1G	42.0	146.7 (5.92)	1856.0 (5.67)	1.27 (2.72)	77.5 (5.00)	1.23 (12.19)	1.27 (15.16)	--	1.00
	2G/1C/2G	26.6	110.8 (10.21)	1244.4 (1.74)	1.18 (8.27)	98.3 (2.43)	1.64 (23.68)	1.44 (15.90)	--	1.22
CHM/G	1CHM/1G/1CHM	71.2	454.5 (11.95)	1168.9 (19.49)	0.26 (11.66)	54.7 (9.00)	0.39 (29.22)	0.21 (46.47)	--	0.81
	1G/3CHM/1G	64.9	439.2 (7.35)	1053.5 (10.14)	0.24 (6.43)	74.5 (6.12)	0.72 (11.63)	0.24 (8.31)	--	1.04
	1G/1CHM/1G/1CHM/1G	45.1	318.7 (7.33)	1105.8 (9.18)	0.35 (5.02)	76.6 (1.98)	0.77 (24.58)	0.37 (32.84)	0.90 (4.71)	1.06
	1G/1CHM/1G	38.2	252.0 (8.55)	1054.7 (9.11)	0.30 (2.39)	63.7 (1.70)	0.85 (13.86)	0.38 (7.71)	1.27 (14.54)	1.27
	2G/1CHM/2G	23.6	214.3 (8.45)	1164.7 (14.47)	0.33 (14.65)	80.5 (3.93)	1.22 (20.72)	0.39 (5.96)	1.49 (9.11)	1.18

[1] O número colocado na designação da série indica o número de camadas.

As curvas tensão-extensão obtidas são apresentadas na Figura 2 e na Figura 3. Deve referir-se que alguns resultados considerados como *outliers* foram por esta razão ignorados.

Em geral, é possível constatar que as curvas tensão-extensão apresentam um comportamento aproximadamente bilinear. O primeiro ramo é semelhante para todos os casos, e depende das propriedades do betão simples, e o segundo ramo (de endurecimento) depende da tensão de confinamento e, consequentemente, do sistema compósito de FRP utilizado. A partir do ponto que corresponde à resistência à compressão do betão simples (f_{c0}, ε_{c0}), representado com uma linha tracejada, ocorre fissuração, o que leva a um aumento mais significativo da extensão lateral e, portanto, perda de rigidez. É ainda possível observar que, quanto maior é o módulo de elasticidade do sistema compósito de FRP híbrido, maior é a inclinação do segundo ramo da curva.

Em dois casos ocorreu fragmentação e delaminação controlada do sistema compósito de FRP híbrido (Figura 2 (a) e Figura 2 (b)). Nestas combinações é possível observar um patamar na curva tensão-extensão. Tendo por base os resultados expostos na Tabela 2, é possível verificar que a extensão das fibras LS na rotura atinge os valores 0.39% e 0.38% e a extensão lateral de pico é 1.49% e 1.27% para as combinações 2G/1CHM/G e 1G/1CHM/1G, respetivamente. Desta forma, o patamar entre o ponto de rotura das fibras LS e a extensão de colapso é de 1.10% e 0.89%, para as mesmas combinações.

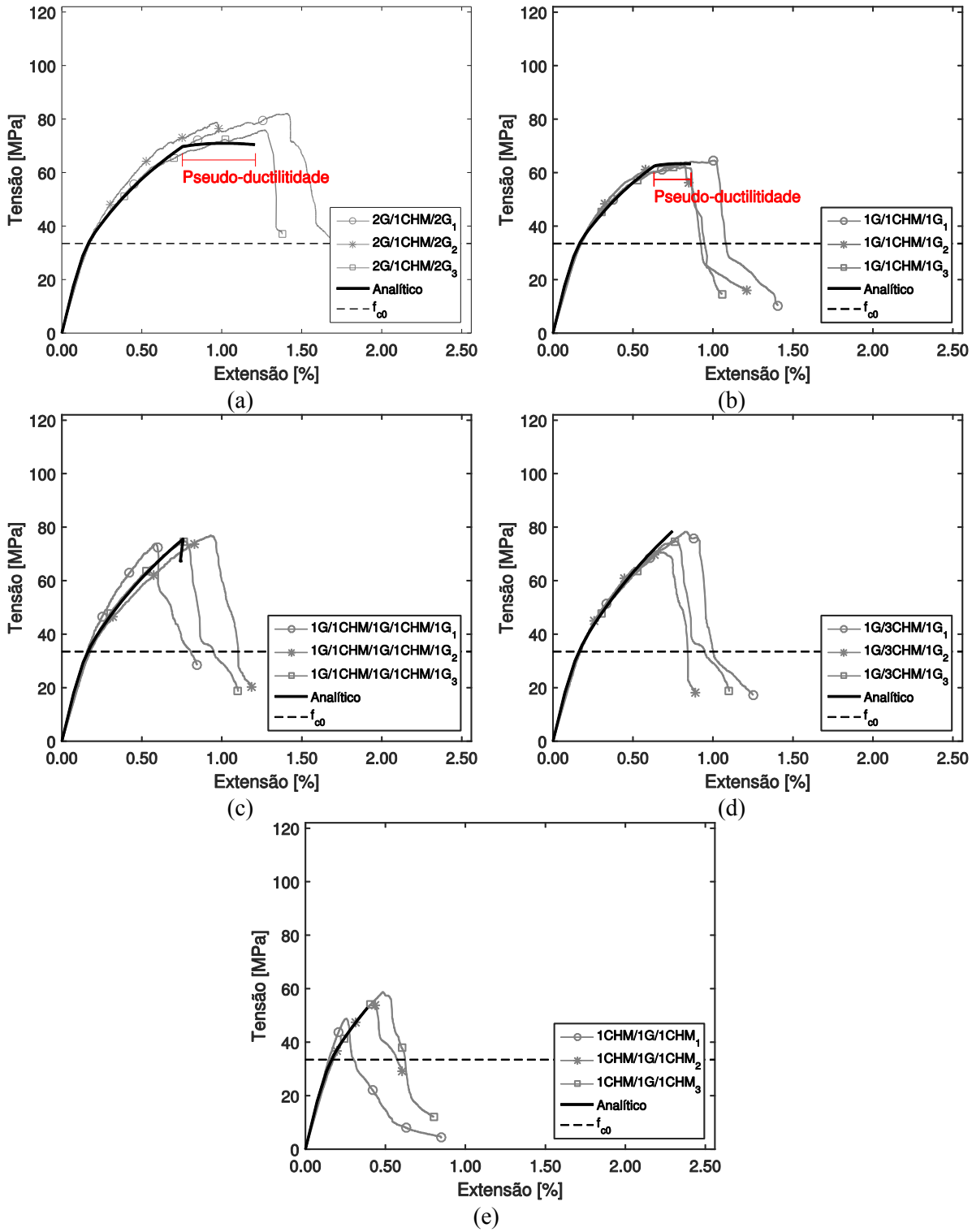


Figura 2 – Curvas tensão-extensão obtidas para as combinações com fibras CHM e G: experimental *versus* analíticas.

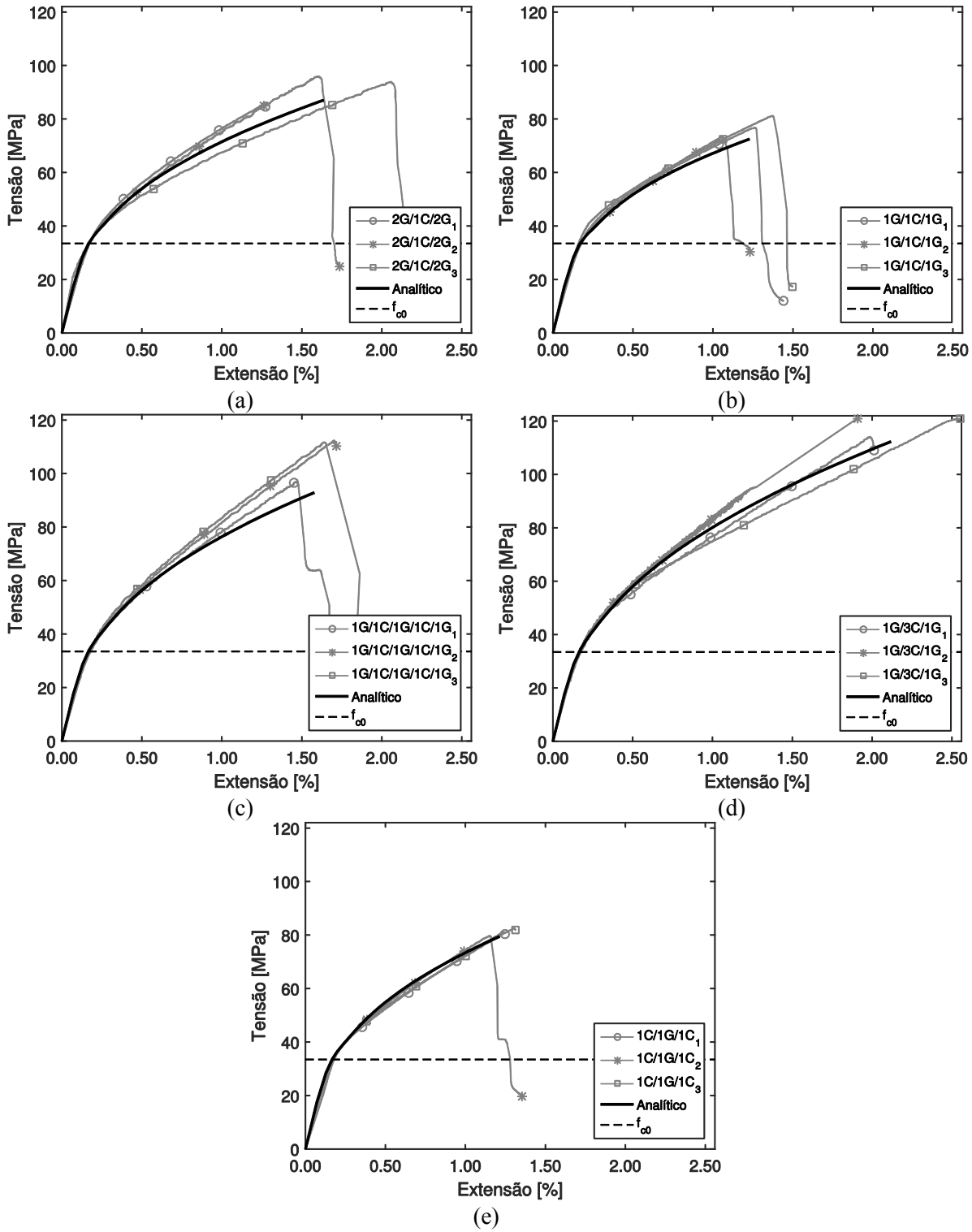


Figura 3 – Curvas tensão-extensão obtidas para as combinações com fibras C e G: experimental *versus* analíticas.

Nas Figuras 2 e 3 são ainda apresentadas as curvas analíticas obtidas. Comparando os resultados experimentais e analíticos é possível concluir que o modelo sugerido é capaz de prever de forma muito satisfatória a curva tensão-extensão do betão confinado por sistemas de FRP híbridos.

5. CONCLUSÕES

Neste artigo apresenta-se um estudo sobre comportamento à compressão uniaxial de betão confinado por diversos sistemas de FRP híbridos. Todos os sistemas de confinamento foram fabricados por laminagem manual com recurso a resina epoxídica e mantas de reforço de três materiais distintos: carbono de alto módulo, carbono de alta resistência e vidro do tipo E.

Demonstrou-se que é possível aumentar o coeficiente de eficácia relativo às fibras LS. Para além disso, foi possível obter comportamentos pseudo-dúcteis em duas combinações híbridas utilizadas no confinamento: 2G/1CHM/G e 1G/1CHM/1G. Analisando as curvas tensão – extensão à compressão do betão confinado para as combinações referidas, é possível observar claramente um patamar de cedência. Estes patamares representam uma variação de extensão de 1.10% e 0.89%, nos casos das combinações 2G/1CHM/G e 1G/1CHM/1G, respetivamente.

Por último, destaca-se que os modelos analíticos desenvolvidos permitiram simular de forma satisfatória os resultados experimentais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para Ciência e a Tecnologia – FCT o apoio concebido através da bolsa de doutoramento PD/BD/52660/2014, enquadrada no programa doutoral 'Eco Construção e Reabilitação' (EcoCoRe). Este trabalho foi também apoiado por fundos nacionais através novamente da FCT e cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do Programa Operacional Fatores de Competitividade e Internacionalização (POCI) e do Programa Regional de Lisboa no âmbito dos projetos FRPLongDur POCI-01-0145-FEDER-016900 (PTDC/ECM-EST/1282/2014). Agradece-se também à S&P Clever Reinforcement Ibérica Lda o fornecimento dos materiais utilizados na campanha experimental.

REFERÊNCIAS

[1] Lim JC, Ozbakkaloglu T. Lateral Strain-to-Axial Strain Relationship of Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. 2014;141(5).
[2] Ribeiro F, Sena-Cruz J, Branco FG, Júlio E. Hybrid effect and pseudo-ductile behaviour of unidirectional interlayer hybrid FRP composites for civil engineering applications. Construction and Building Materials. 2018;171:871-90.
[3] Swolfs Y, Gorbatikh L, Verpoest I. Fibre hybridisation in polymer composites: a review. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing. 2014;67:181-200.
[4] Ozbakkaloglu T, Lim JC, Vincent T. FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress–strain models. Engineering Structures 2013;49 1068–88.
[5] Lim JC, Ozbakkaloglu T. Unified Stress-Strain Model for FRP and Actively Confined Normal-Strength and High-Strength Concrete. Journal of Composites for Construction, ASCE, ISSN 1090-0268/04014072 (14). 2014.
[6] CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures. EN 1992-1-1:2004 E, Comité Européen de Normalisation, Bruxeles. 2004.
[7] IPQ. Concrete. Part 1: Specification, performance, production and conformity. NP EN 206-1, Portuguese Quality Institute, Lisbon, Portugal. 2005.
[8] LNEC. Concrete — Determination of the elasticity young modulus under compression. E397-1993, National Laboratory of Civil Engineering, Lisbon, Portugal. 1993.
[9] IPQ. Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens. EN 12390-3, Portuguese Quality Institute, Lisbon, Portugal. 2011.
[10] ASTM. D 3379 – 75 - Standard Test Method for Tensile Strength and Young's Modulus for High-Modulus Single-Filament Materials. 1989.
[11] CNR-DT200. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Advisory Committee on Techincal Recommendations for Construction, National Research Council, Rome, Italy. 2013.
[12] Jalalvand M, Czél G, Wisnom MR. Damage analysis of pseudo-ductile thin-ply UD hybrid composites – A new analytical method. Composites: Part A. 2015;69:83–93.

Estudos numéricos de lajes de betão armado reforçadas à flexão com laminados de CFRP pré-esforçados


Luís Correia[1]


José Sena-Cruz[2]


Paulo França[3]

RESUMO

A utilização de laminados de CFRP (*Carbon Fibre Reinforced Polymer*) pré-esforçados no reforço de estruturas de betão armado (BA) permite combinar os benefícios da técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement)* com as vantagens associadas ao pré-esforço externo. Com o objetivo de investigar e compreender o comportamento a curto e a longo-prazo de lajes de BA reforçadas com laminados de CFRP pré-esforçados segundo a técnica EBR, um extenso programa experimental foi desenvolvido no âmbito do projeto de investigação FRPreDur (PTDC/ECM-EST/2424/2012). Nesse programa experimental quatro lajes de betão armado foram ensaiadas monotonicamente até à rotura, com recurso a ensaios quasi-estáticos, nomeadamente: (i) uma laje de referência; (ii) uma laje reforçada com um laminado de CFRP segundo a técnica EBR; e (iii, iv) duas lajes reforçadas com um laminado de CFRP pré-esforçado. Nas lajes pré-esforçadas foram usados dois sistemas de ancoragens (um em cada laje): o sistema de ancoragem mecânica (MA – "Mechanical Anchorage") e o método do gradiente (GA – "Gradient Anchorage") da força.

Estas lajes foram posteriormente simuladas com o software de elemento finitos DIANA 10.2®. Aspetos como as relações força *versus* deslocamento a meio vão, força *versus* extensão no laminado de CFRP, na armadura e no betão, padrão de fissuração e abertura de fendas, foram considerados na aferição da qualidade das simulações efetuadas. Após a calibração do modelo numérico foi efetuado um estudo paramétrico para avaliar a influência dos seguintes parâmetros na eficácia destes sistemas de reforço: (i) nível de pré-esforço e (ii) área de laminado.

Os resultados da campanha experimental e das simulações numéricas são analisados e discutidos no âmbito do presente trabalho.

Palavras-chave: CFRP; Pré-esforço; Reforço; Simulações numéricas.

[1]ISISE, Dept. de Engenharia Civil, Univ. do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal; e-mail: lcorreia@civil.uminho.pt
[2]ISISE, Dept. de Engenharia Civil, Univ. do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal; e-mail: jsena@civil.uminho.pt
[3]CEris, ICIST e CCCEE, Universidade da Madeira, Colégio dos Jesuítas, Portugal; e-mail: pfranca@uma.pt

1. INTRODUÇÃO

Atualmente utilizam-se compósitos de CFRP (*Carbon Fibre Reinforced Polymer*) no reforço de estruturas de betão armado (BA) devido ao seu peso próprio reduzido, elevada resistência e rigidez e devido à sua elevada durabilidade. Normalmente laminados de CFRP são aplicados de acordo com a técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*), como forma de aumentar a resistência à flexão, através da colagem externa deste material de reforço sobre o elemento estrutural a reforçar. O uso do pré-esforço combina os benefícios da técnica EBR com as vantagens associadas com o pré-esforço externo, nomeadamente: (i) redução das deformações e da largura de fendas; (ii) atraso no aparecimento de fendas e no início da cedência das armaduras; (iii) uso mais eficiente do betão e do material FRP; (iv) redução do risco de descolagem prematura do FRP; (v) aumento da capacidade resistente da estrutura (flexão e corte); (vi) pode ser utilizado de forma a compensar perdas no pré-esforço interno; e (vii) apresenta maior durabilidade devido a utilização exclusiva de materiais que não sofrem corrosão [1], [2].

Geralmente em estruturas pré-esforçadas segundo a técnica EBR, os CFRP apresentam, principalmente junto às extremidades, tensões e gradientes de corte elevados na interface de ligação entre o laminado e o betão. Este problema é mitigado através da aplicação de sistemas de ancoragem adequados nas extremidades dos CFRP pré-esforçados. Dos vários sistemas propostos destacam-se os seguintes: (i) o sistema de ancoragem mecânico (MA – "*Mechanical Anchorage*"); e (ii) o sistema do gradiente da força (GA – "*Gradient Anchorage*").

A avaliação destes sistemas de ancoragem foi desenvolvida durante o projeto FRPreDur (FCOMP-01-0124-FEDER-028865), no qual foi avaliado o comportamento a curto e longo prazo de lajes pré-esforçadas. No presente trabalho apresentam-se os resultados da simulação numérica a quatro lajes: (i) uma laje de referência; (ii) uma laje reforçada com um laminado de CFRP segundo a técnica EBR; (iii) uma laje reforçada com um laminado de CFRP pré-esforçado com o sistema MA; e (iv) outra laje reforçada com um laminado de CFRP pré-esforçado com o sistema GA. As lajes foram simuladas com recurso ao software de elemento finitos DIANA 10.2®. Os resultados experimentais são comparados com os resultados numéricos. Após a calibração do modelo numérico foi efetuado um estudo paramétrico para avaliar a influência do nível de pré-esforço e geometria do laminado de CFRP na eficácia destes sistemas de reforço.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Provetes e configuração de ensaio

O programa experimental é composto por 4 lajes de betão armado com as características referidas no Quadro 1: (i) uma laje de referência; (ii) uma laje reforçada com um laminado de CFRP segundo a técnica EBR; e (iii, iv) duas lajes reforçadas com um laminado de CFRP pré-esforçado. Nas lajes pré-esforçadas foram usados dois sistemas de ancoragens (um em cada laje): o sistema de ancoragem mecânica (MA – "Mechanical Anchorage") e o método do gradiente (GA – "Gradient Anchorage") da força.

Quadro 1. Programa experimental.

Provete	*Sistema de ancoragem*	*Laminado de CFRP* ($b_f \times t_f$)	*Extensão inicial,* $\varepsilon_{f,p}$ [%]
REF	--	--	--
EBR	--	50 mm × 1.2 mm	0.00
MA	MA	50 mm × 1.2 mm	0.42
GA	GA	50 mm × 1.2 mm	0.40

A geometria das lajes e a configuração de ensaio encontram-se ilustradas na Figura 1. As lajes apresentam uma secção transversal com 600 mm de largura por 120 mm de espessura e um comprimento total igual a 2600 mm. A armadura longitudinal era composta por 5 varões de aço nervurado com 8 mm de diâmetro junto à face inferior (5Ø8) e 3 varões de aço nervurado com 6 mm de diâmetro junto à face superior (3Ø6). Foi usada uma armadura transversal constituída por varões em aço com 6 mm de diâmetro, espaçados de 300 mm entre si (Ø6@300) com dupla função: (i) armadura de distribuição da armadura principal e (ii) armadura construtiva. Em todas as lajes reforçadas (EBR, MA e GA) utilizou-se um laminado de CFRP (secção transversal igual a 50×1.2 [mm]) com 2200 mm de comprimento.

Todas as lajes foram ensaiadas monotonicamente até a rotura, sob controlo de deslocamento a meio vão, a uma velocidade de 1.2 mm/min num equipamento servo-controlado. Os ensaios monotónicos foram realizados segundo uma configuração de ensaio de quatro pontos de carga. A instrumentação, representada na Figura 1, inclui 5 LVDTs para medir a evolução da deformação ao longo do eixo longitudinal da laje, quatro extensómetros TML BFLA-5-3 para registar a extensão ao longo do laminado e uma célula de carga para medir a carga aplicada. Mais detalhes sobre estes ensaios poderão ser encontrados em [3].

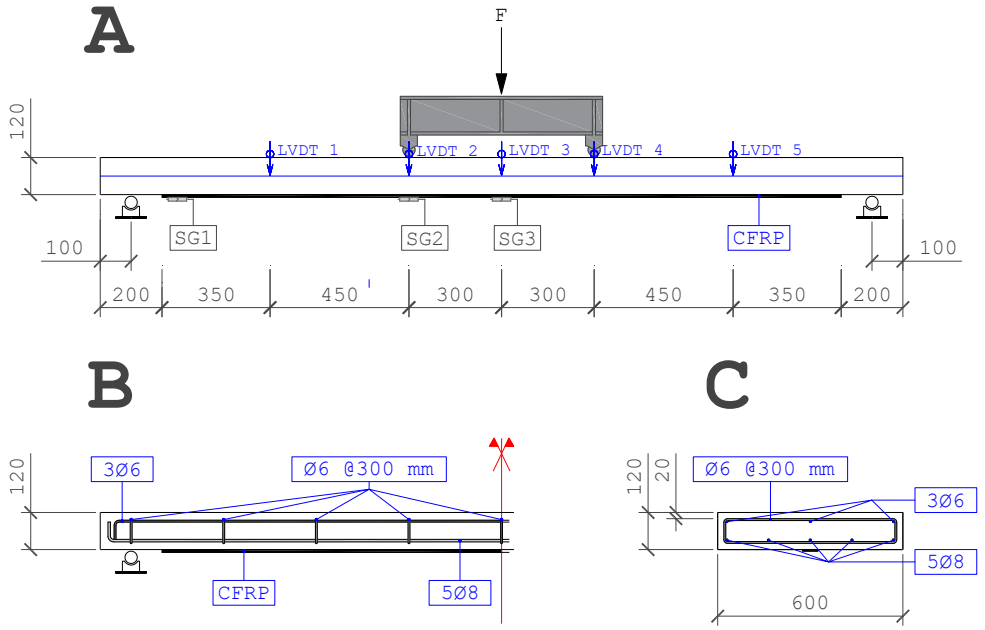


Figura 1. Geometria das lajes e configuração de ensaio: (A) configuração de ensaio; (B) secção transversal. Nota: unidades em [mm]

2.2 Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados à mesma data que os ensaios monotónicos através de ensaios de compressão em 4 provetes cilíndricos (150 mm de diâmetro e 300 mm de altura). A avaliação do módulo de elasticidade (E_c) e da resistência à compressão (f_c) do betão foi realizada em conformidade com as recomendações LNEC E397-1993:1993 [4] e NP EN 12390-3:2011 [5], respetivamente. Obteve-se um valor médio da resistência à compressão de 30.0 MPa (CoV=2.9%) e um valor médio do módulo de elasticidade de 42.2 GPa (CoV=0.7%).

As propriedades mecânicas do aço, nomeadamente o módulo de elasticidade (E_s), tensão de cedência (f_y) e tensão na rotura (f_t), foram avaliadas com recurso a ensaio de tração uniaxial segundo as recomendações da NP EN ISO 6892-1:2012 [6]. Os ensaios foram realizados a quatro amostras de 500 mm de comprimento de cada diâmetro de varão (Ø6 e Ø8). Os valores médios do módulo de elasticidade, das tensões de cedência e tensão de rotura obtidos foram iguais a 206.1 GPa (CoV=0.4%), 519.4 MPa (CoV=6.1%) e 670.2 MPa (CoV=5.1%) para os varões com 6 mm de diâmetro e 235.1 GPa

(CoV=4.6%), 595.9 MPa (CoV=4.1%) e 699.0 MPa (CoV=2.1%) para os varões com 8 mm de diâmetro, respetivamente.

Os laminados de CFRP utilizados neste trabalho experimental (Tipo: *S&P Laminate CFK 150/2000*) são compostos por fibras de carbono unidirecionais (volume superior a 68%) envolvidas numa matriz de vinilester. Seis amostras de 150 mm de comprimento foram ensaiadas à tração segundo a ISO 527-5:1997 [7] na avaliação das propriedades mecânicas deste compósito. Desta caracterização, obteve-se um módulo de elasticidade médio de 164.0 GPa (CoV=3.1%) e uma tensão de rotura média de 2375.9 MPa (CoV=2.5%).

O adesivo utilizado para efeitos de colagem dos laminados CFRP ao betão foi uma resina epóxi com a designação comercial 'S&P 220 Resin', produzida pelo mesmo fabricante dos laminados CFRP. Num outro programa experimental realizado pelos autores [8], verificou-se que este epóxi apresenta um módulo de elasticidade de 7.7 GPa (CoV=3.1%) e uma tensão de rotura de 20.7 GPa (CoV=9.9%) após cura de sete dias a 22 ºC.

2.3 Sistemas de ancoragem

Conforme foi referido anteriormente, nas lajes pré-esforçadas utilizaram-se dois sistemas de ancoragem distintos: (i) o sistema que recorre a ancoragens mecânicas (MA) e (ii) o sistema que recorre ao gradiente da força (GA). Ambas as técnicas apresentam alguns procedimentos e equipamentos comuns. O sistema MA utiliza chapas de ancoragem metálicas com 270 mm × 200 mm × 20 mm fixas por intermédio de 6 parafusos M16 nas extremidades do laminado. O sistema de ancoragem mecânica pode utilizar uma ou duas ancoragens ativas, dependendo do nível de pré-esforço e comprimento do laminado. Por sua vez, o sistema GA serve-se da característica que o adesivo epoxídico tem de curar rapidamente a altas temperaturas. Ambas as ancoragens do sistema GA são ativas e compostas exclusivamente pelo laminado pré-esforçado e pelo adesivo epoxídico. A duração da aplicação do pré-esforço demora cerca de 24h com o sistema MA e 3h com o sistema GA. Os equipamentos e procedimentos relativos à aplicação da ancoragem mecânica e ancoragem do gradiente da força encontram-se detalhadamente descritos na literatura, nomeadamente [1], [3], [9], [10].

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A modelação numérica foi realizada recorrendo ao programa comercial de cálculo automático DIANA TNO® (versão 10.2). As lajes foram simuladas como um problema em estado plano de tensão. A simetria da geometria das lajes, bem como presente na configuração de ensaio, foi utilizada na simulação de forma a reduzir o tempo de computação. Na Figura 2 é apresentada a geometria, a malha de elementos finitos, a configuração de carregamento e as condições de apoio adotadas nas simulações numéricas para cada uma das lajes. Duas malhas de elementos finitos foram desenvolvidas: uma para a laje REF (ver Figura 2A) e outra para as lajes EBR, MA e GA (ver Figura 2B). A malha de elementos finitos é composta por elementos quadrados de 10 mm de lado. Elementos de linha foram utilizados para simular as armaduras (longitudinais, transversais e CFRP) e elementos de interface foram utilizados para simular a ligação entre o laminado e o betão.

De modo a simular o betão recorreu-se a elementos quadriláteros isoparamétricos de 8 nós em estado plano de tensão (FE CQ16M, Diana®). O laminado de CFRP foi modelado através de elementos de cabo 2D de 3 nós (CL6TR, Diana®), e para simular a interface entre o laminado e o betão recorreu-se a elementos finitos de interface constituídos por 6 nós (CL12I, Diana®). A armadura longitudinal e transversal de aço foi simulada como "armadura embebida", (EMBEDDED REINFORCEMENT, Diana®), que não permite deslocamento relativo entre o betão e a armadura (hipótese de aderência perfeita). Em todas as simulações numéricas, a força foi aplicada de forma indireta através de um deslocamento prescrito no ponto de carga. Tal como nas lajes ensaiadas no laboratório, nas simulações numéricas as lajes foram em primeira fase sujeitas ao peso próprio e ao efeito do pré-esforço, antes da aplicação do carregamento externo.

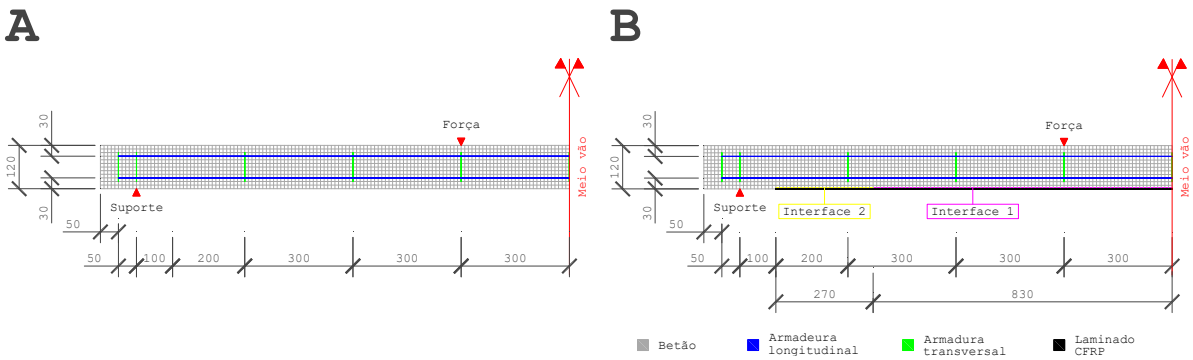


Figura 2. Malha de elementos finitos, geometria, configuração de carregamento e condições de apoio dos modelos numéricos de simulação dos ensaios das lajes: (A) REF; (B) EBR, MA e GA.

3.1 Modelos constitutivos

Diferentes modelos constitutivos foram usados na simulação dos materiais e interfaces entre estes. Na Figura 3 apresenta-se alguma informação sobre estes modelos. Para o modelo elasto-plástico da armadura de aço (longitudinal e transversal) utilizou-se uma lei bilinear. O laminado de CFRP foi modelado com um comportamento elástico linear até à rotura. Note que a tensão de rotura do laminado nas lajes pré-esforçadas foi reduzida de acordo com o pré-esforço aplicado. O modelo de fenda distribuída de orientação fixa ('*Total strain fixed crack model*', Diana®) foi utilizado de forma a descrever o comportamento do betão. Admitiu-se comportamento linear em compressão e comportamento não-linear em tração. O início da fissuração foi governado por um critério de Rankine, sendo o comportamento pós-fissurado simulado com o modelo de Hordijk *et al.* [11]. A lei de interface utilizada para descrever a ligação entre o laminado e o betão segue a proposta de Lu *et al.* [12]. Esta lei de interface foi utilizada ao longo de todo o comprimento do laminado (Interface 1 e 2 na Figura 2B) das lajes EBR e GA. Na laje MA, utilizou-se esta lei de interface ao longo do laminado entre as ancoragens (Interface 1 na Figura 2B). Durante os ensaios monotónicos, verificou-se que a força máxima da laje MA foi atingida quando houve rotura do laminado de CFRP, sem evidência de deslizamento com significado ao nível das ancoragens mecânicas. Tendo em vista esta observação, a interface na zona da ancoragem mecânica (270 mm) foi considerada como linear elástica, com elevada rigidez normal e tangencial (Interface 2 na Figura 2B).

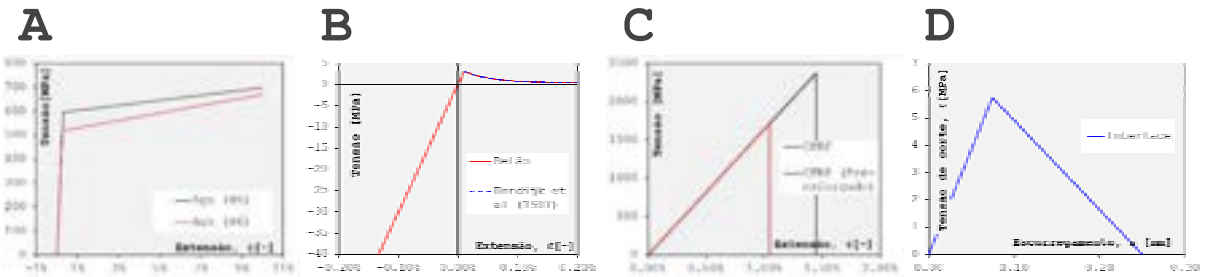


Figura 3. Modelos constitutivos para: (A) a armadura longitudinal e transversal; (B) o betão; (C) o laminado de CFRP; e (D) a interface entre o laminado e o betão.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 4 é apresentada a relação entre a força aplicada e o deslocamento a meio vão, obtido nos modelos numéricos (FEM) e nos ensaios laboratoriais (EXP), de modo a avaliar o rigor das simulações efetuadas. Todas as curvas obtidas por via numérica apresentam as três fases observadas na resposta experimental: (i) a fase elástica, caracterizada pela elevada rigidez, em que o betão se encontra não

fissurado; (ii) a fase fendilhada com a redução significativa da rigidez devido à fissuração do betão em tração; (iii) e a última fase, correspondente à plastificação das armaduras longitudinais.

Em geral observa-se uma boa concordância entre os resultados experimentais e os resultados obtidos através dos modelos numéricos, materializados pela adequada previsão da força e deformação a meio vão durante a fase elástica e fase fendilhada, plastificação da armadura longitudinal e carga máxima. No que respeita à laje REF, observa-se que após a cedência das armaduras, o modelo numérico sobrestimou a respetiva carga. Esta limitação está associada, fundamentalmente, ao facto de se ter admitido comportamento linear elástico na simulação do betão em compressão.

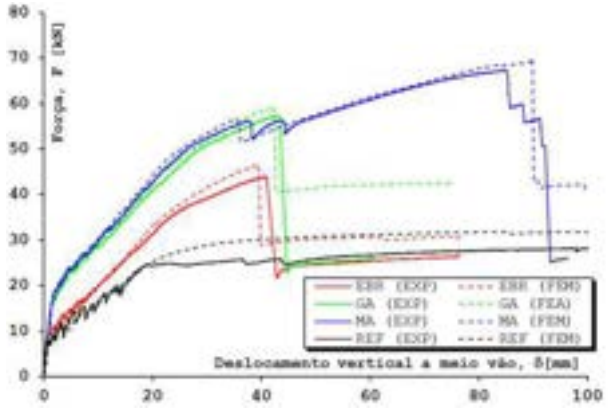


Figura 4. Força *versus* deslocamento a meio vão.

A carga máxima suportada (F) e o deslocamento a meio vão (δ) registados nos modelos numéricos da lajes EBR, MA e GA ocorreram para (F=39.90 kN; δ=28.97 mm), (F=70.00 kN; δ=89.84 mm), e (F=57.70 kN; δ=42.45 mm), respetivamente. Por sua vez, no ensaio experimental a rotura das lajes EBR, MA e GA ocorreu quando (F=43.98 kN; δ=30.69 mm), (F=67.46 kN; δ=84.74 mm), e (F=57.38 kN; δ=43.31 mm), respetivamente. Verifica-se, portanto, que a diferença entre a carga máxima obtida através da análise numérica e dos ensaios laboratoriais varia entre 9.3% e 0.6%. Nas lajes EBR e GA, a rotura (ver Figura 4) ocorreu na interface laminado/betão, tal como observado experimentalmente. De igual forma, na laje MA, a simulação numérica previu a rotura do CFRP, que tinha sido observada no ensaio laboratorial. Foi também observado numericamente o destacamento do laminado em relação ao betão na laje MA, quando a força aplicada era próxima dos 56 kN. A este destacamento está associada uma queda da força na curva F-δ que, no caso da simulação numérica, apenas é observada uma única (em virtude do tipo de simulação adotada). A Figura 5 apresenta a variação da extensão no CFRP da laje MA. Para os mesmos níveis de carga observa-se uma distribuição de extensões no laminado semelhante entre a laje ensaiada no laboratório e a respetiva simulação numérica. Através da Figura 5 verifica-se que o destacamento do laminado aconteceu primeiro no lado direito (para a força F_{d1}) e depois no lado esquerdo (F_{d2}). Depois do destacamento total do laminado, o laminado é suportado pelas ancoragens mecânicas e funciona como um cabo externo. No modelo numérico foi possível também simular tal fenómeno.

Para as lajes reforçadas, a variação da extensão no laminado de CFRP a meio vão com a força aplicada é apresentada na Figura 6. A partir desta figura é possível concluir que os modelos numéricos simulam com rigor suficiente as observações experimentais. Os resultados obtidos também permitiram concluir que se observam maiores valores da extensão no CFRP para o caso das lajes pré-esforçadas, o que representa um aproveitamento mais eficiente deste material.

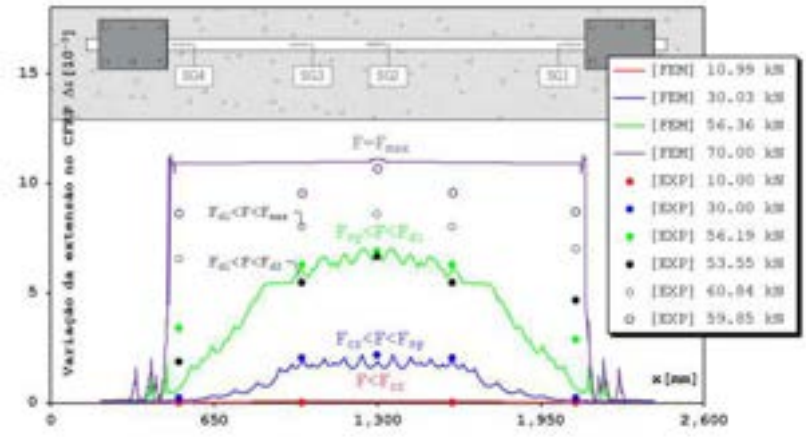


Figura 5. Evolução da extensão no CFRP ao longo do comprimento (x) da laje MA.

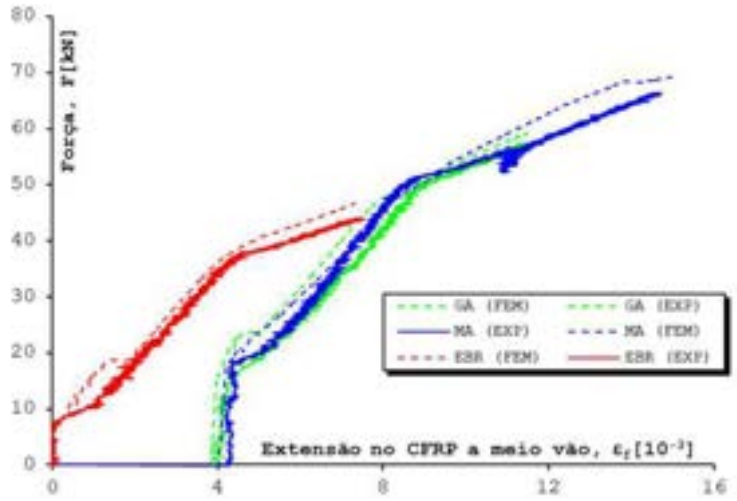


Figura 6. Força *versus* extensão no laminado a meio vão.

O padrão de fendilhação obtido através da análise numérica está representado na Figura 7. O padrão de fendilhação aqui apresentado foi obtido quando a deformação a meio vão nas quatro lajes era aproximadamente 54.3 mm (passo de carga 500).

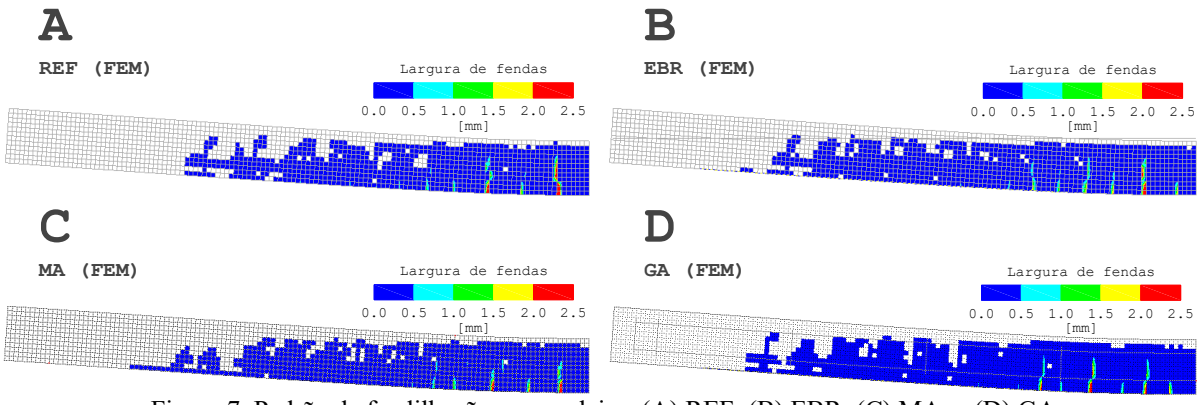


Figura 7. Padrão de fendilhação para as lajes: (A) REF; (B) EBR; (C) MA; e (D) GA.

Para este valor de deformação a meio vão, o laminado já se encontrava destacado no caso das lajes EBR, MA e GA e a armadura longitudinal da laje REF estava plastificada. A abertura de fendas é maior na laje REF, seguindo-se a laje EBR e depois as lajes pré-esforçadas MA e GA. Na análise numérica,

conforme apresentado na Figura 7, o valor de abertura de fendas máximo (fendas situadas junto ao meio vão das lajes) corresponde a 6.7 mm, 4.7 mm, 4.4 mm e 4.4 mm para as lajes REF, EBR, MA e GA, respetivamente. Tal como nas lajes ensaiadas em laboratório, a distância entre fendas é menor nas lajes pré-esforçadas. Verificou-se, através dos ensaios laboratoriais, um espaçamento médio entre fendas igual a 152.4 mm, 114.7 mm, 97.5 mm e 98.5 mm nas lajes REF, EBR, MA e GA, respetivamente. Na análise numérica, o espaçamento entre fendas obtido é aproximadamente igual a 80 mm, 72 mm, 68 mm e 67 mm para as lajes REF, EBR, MA e GA, respetivamente.

5. ESTUDOS PARAMÉTRICOS

A partir do capítulo anterior, foi possível concluir que os modelos numéricos desenvolvidos conseguiram simular com elevado rigor os resultados obtidos experimentalmente. Assim, tendo por base estas simulações realizaram-se estudos complementares de modo a avaliar a influência do nível de pré-esforço e geometria do laminado na resposta estrutural das lajes reforçadas. De referir que neste estudo foram mantidas todas as características geométricas, condições e apoio e características mecânicas dos materiais envolvidos, das simulações das lajes descritas no capítulo anterior. Nas secções que se seguem detalham-se os estudos paramétricos realizados.

5.1 Influência do nível de pré-esforço

A influência do nível de pré-esforço foi estudada no presente trabalho. As duas lajes pré-esforçadas (MA e GA) foram numericamente analisadas para três níveis de pré-esforço: (i) 0.2% de extensão no CFRP; (ii) 0.4% de extensão no CFRP; e (iii) 0.6% de extensão no CFRP. De referir que, de acordo com a bibliografia existente, 0.6% foi considerado como o valor limite de pré-extensão a aplicar a laminados de CFRP no contexto de reforço de estruturas existentes. A relação entre a força e a deformação vertical a meio vão é apresentada na Figura 8. Tal como expectável, quando o nível de pré-esforço aumenta existe um atraso no início da fendilhação do betão e uma diminuição da deformação vertical. O destacamento do laminado ocorre em níveis de deformação semelhantes tanto na laje MA como na GA, independentemente do nível de pré-esforço. Na laje GA, o destacamento do laminado corresponde à rotura do sistema de reforço, contudo na laje MA, as chapas metálicas do sistema MA previnem a rotura prematura do sistema de reforço e permitem que a laje continue a suportar incrementos crescentes de carga. Nesta análise paramétrica verifica-se que o aumento do pré-esforço produz um aumento na rigidez para os diferentes ramos que compõem a resposta. Contudo, devido à natureza do modo de rotura, a laje GA (destacamento do laminado) apresenta uma melhoria mais significativa do que a laje MA (rotura do CFRP). Nesta análise paramétrica dois parâmetros de ductilidade foram calculados: $\mu_F=F_{max}/F_y$ e $\mu_\delta=\delta_{max}/\delta_y$ (F_{max} =força máxima; F_y =força cedência das armaduras; δ_{max} = deslocamento a meio vão para F_{max}; e δ_y = deslocamento a meio vão para F_y). A laje GA com maior nível de pré-esforço (0.6%) apresenta um aumento da carga de rotura e ductilidade semelhante às restantes, enquanto a laje MA com maior nível de pré-esforço apresenta semelhante carga de rotura (capacidade máxima do CFRP), mas uma menor ductilidade.

Quadro 2. Programa experimental.

Provete	$\mu_F=F_{max}/F_y$				$\mu_\delta=\delta_{max}/\delta_y$			
	(EXP)	*(FEM) 0.2%*	*(FEM) 0.4%*	*(FEM) 0.6%*	*(EXP)*	*(FEM) 0.2%*	*(FEM) 0.4%*	*(FEM) 0.6%*
MA	1.33	1.59	1.42	1.29	3.15	4.27	3.73	2.82
GA	1.14	1.25	1.29	1.25	1.49	1.65	1.89	1.75

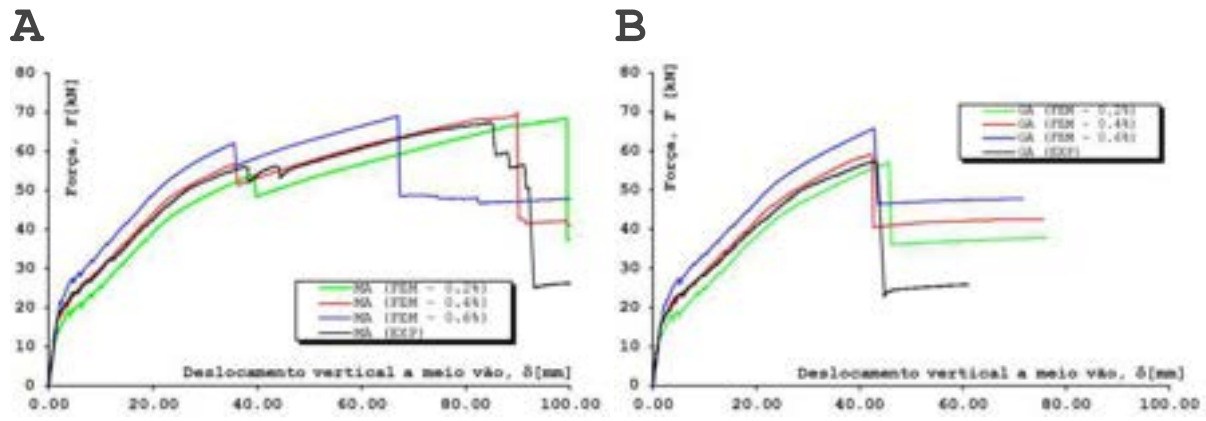


Figura 8. Força *versus* deslocamento a meio vão: (A) laje MA; e (B) GA.

5.2 Influência da geometria do laminado

O estudo paramétrico realizado também incluiu a análise da influência da geometria do laminado. Neste estudo utilizaram-se três geometrias que estão comercialmente disponíveis: (i) 50 mm × 1.2 mm; (ii) 80 mm × 1.2 mm; e (iii) 100 mm × 1.2 mm. Na Figura 9 é apresentado a relação entre a força e o deslocamento a meio vão para as lajes EBR, MA e GA. As lajes MA e GA foram pré-esforçadas com o mesmo nível de extensão no laminado de CFRP (0.4%). Verifica-se que as lajes com os laminados de maior área transversal apresentam maior carga de fendilhação, cedência das armaduras e rotura. Contudo o aumento em 60% da área de reforço (de 50 × 1.2 [mm] para 80 × 1.2 [mm]) correspondeu a um aumento da carga última de 20%, 24%, e 39% nas lajes EBR, MA e GA respetivamente. Por sua vez, o aumento em 100% da área de reforço (de 100 × 1.2 [mm] para 80 × 1.2 [mm]) correspondeu a um aumento da carga última de 47%, 27%, e 48% nas lajes EBR, MA e GA respetivamente. Ambas as lajes pré-esforçadas com o laminado de maior secção transversal (100 mm × 1.2 mm) apresentam uma rotura do sistema quando se esgota a capacidade à tração do laminado (1.4% de extensão). Os resultados da presenta análise indicam que o aumento da secção do reforço é mais vantajoso para lajes com o sistema GA do que com o sistema MA. Na laje MA assumiu-se que as ancoragens mecânicas têm a capacidade de suportar as extremidades do laminado até à rotura do mesmo.

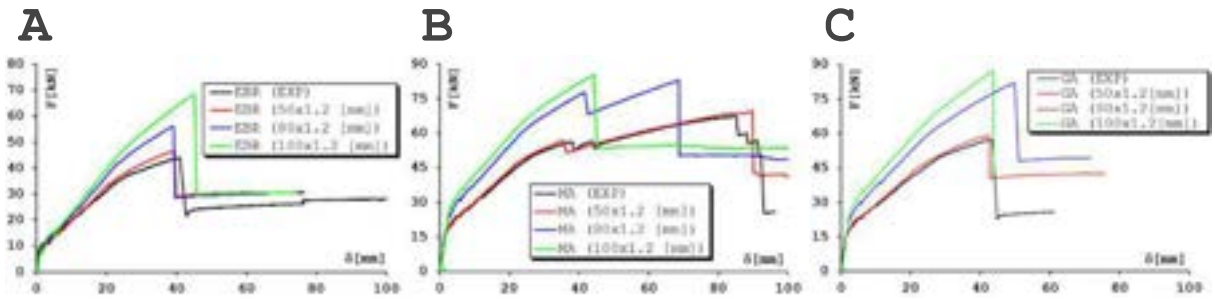


Figura 9. Força *versus* deslocamento a meio vão: (A) EBR; (B) MA; e (C) GA.

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho detalhou as simulações numéricas desenvolvidas em lajes de betão armado reforçadas com laminados de CFRP pré-esforçados usando dois sistemas distintos de ancoragem: o sistema que recorre a ancoragens mecânicas (MA – '*Mechanical Anchorage*') e o sistema do gradiente da força (GA – '*Gradient Anchorage*'). Deste trabalho foi possível obter as seguintes principais conclusões:

1. Observou-se uma muito boa concordância entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, sendo que foi possível simular todos os estados que se observam em lajes de betão armado reforçadas com laminados de CFRP pré-esforçados;

2. As lajes reforçadas EBR e GA apresentam rotura pelo destacamento do laminado;
3. As chapas de ancoragem do sistema MA preveniram a ocorrência de uma rotura prematura, conduzindo a deformações e capacidades de carga mais elevadas;
4. No estudo paramétrico verificou-se que com o aumento do nível de pré-esforço, é possível aumentar a rigidez, carga de fendilhação, cedência das armaduras e rotura. Não obstante, o aumento do nível de pré-esforço aparenta ser mais vantajoso para a laje GA do que na laje MA, devido ao modo de rotura;
5. No estudo paramétrico também se analisou a influência da geometria do laminado. Com o aumento da secção transversal do laminado, existe um melhor comportamento das lajes (maior rigidez, atraso no início da fendilhação do betão/cedência das armaduras, aumento da carga de rotura) EBR, MA e GA.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é apoiado pela FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competividade – COMPETE e fundos nacionais, através da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia sob o projeto FRPLongDur POCI-01-0145-FEDER-016900 (FCT PTDC/ECM-EST/1282/2014). Este trabalho é também cofinanciado através do Programa Operacional Fatores de Competitividade e internacionalização (POCI), pelo projeto POCI-01-0145-FEDER-00763. Os autores gostariam também de agradecer todas as empresas que estão envolvidas e têm contribuído para o desenvolvimento do projeto FRPreDur, nomeadamente: S&P Clever Reinforcement Ibérica Lda, S&P Clever Reinforcement Company (Switzerland), Tecnipor - Gomes & Taveira Lda., Vialam – Indústrias Metalúrgicas e Metalomecânicas, Lda., Hilti Portugal - Produtos e Serviços, Lda. O primeiro autor desejava também agradecer a bolsa SFRH/BD/98309/2013, atribuída pela FCT. Este artigo é dedicado ao Tiago Teixeira (1988 – 2015), ex-aluno de doutoramento no ISISE e na Universidade do Minho.

REFERÊNCIAS

[1] J. Michels, J. J. Sena-Cruz, C. Czaderski, and M. Motavalli, "Structural Strengthening with Prestressed CFRP Strips with Gradient Anchorage," *J. Compos. Constr.*, vol. 17, no. 5, pp. 651–661, 2013.

[2] R. El-Hacha, R. G. Wight, and M. F. Green, "Flexural behaviour of concrete beams strengthened with prestressed carbon fibre reinforced polymer sheets subjected to sustained loading and low temperature," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 31, no. 2, pp. 239–252, 2004.

[3] L. Correia, J. Sena-Cruz, J. Michels, P. M. França, E. Pereira, and G. Escusa, "Durability of RC slabs strengthened with prestressed CFRP laminate strips under different environmental and loading conditions," *Compos. Part B Eng.*, vol. 125, pp. 71–88, 2017.

[4] LNEC, "LNEC E397-1993:1993," 1993.

[5] IPQ - Instituto Portugues da Qualidade;, *NP EN 12390-3:2011*. Caparica, 2011.

[6] NP EN ISO 6892-1, "Metallic materials - Tensile testing -- Part 1: Method of test at room temperature," *IPQ - Inst. Port. da Qual.*, 2012.

[7] N. P. E. N. Iso, "ISO 527-5 Plastics - Determination of tensile properties Part 5," Switzerland, 1997.

[8] J. Sena-Cruz, J. Michels, C. Czaderski, and M. Motavalli, "Mechanical behavior of epoxy adhesives cured at high temperatures," *Tech. Rep. no. 880163, EMPA, Switz.*, p. 30, 2012.

[9] S&P, "Pre-stressed S&P Laminates CFK. Manual for applicators," Seewen, Switzerland, 2010.

[10] L. Correia, T. Teixeira, J. Michels, J. A. P. P. Almeida, and J. Sena-Cruz, "Flexural behaviour of RC slabs strengthened with prestressed CFRP strips using different anchorage systems," *Compos. Part B Eng.*, vol. 81, pp. 158–170, 2015.

[11] D. Hordijk, H. Reinhardt, and H. Cornelissen, "Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tests as influenced by specimen length," in *SEMRELIM Internaltional Conference on Fracture of Concrete and Rock*, 1987, pp. 138–149.

[12] X. Z. Lu, J. G. Teng, L. P. Ye, and J. J. Jiang, "Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete," *Eng. Struct.*, vol. 27, no. 6, pp. 920–937, May 2005.

Efeito da temperatura no comportamento de ancoragens mecânicas para confinamento transversal de FRP





José Sena-Cruz[1] **Luís Correia**[2] **Cristina Barris**[3]

RESUMO

Atualmente a utilização de laminados de CFRP (*Carbon Fibre Reinforced Polymer*) no reforço de estruturas de betão armado (BA) constitui uma solução viável, consolidada pelos vários estudos científicos e aplicações práticas. A técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*) é frequentemente utilizada como forma de aumentar a resistência à flexão de estruturas de BA. Contudo, o desenvolvimento de tensões de corte elevadas nas extremidades do laminado pode levar à rotura prematura do sistema CFRP/betão por destacamento. Esta situação é ainda mais frequente quando o laminado é pré-esforçado, sendo neste caso necessário o uso de ancoragens nas extremidades, que evitam esta rotura precoce.

O presente trabalho tem como principal objetivo procurar compreender a influência do efeito de temperaturas moderadamente elevadas (de serviço) no comportamento de sistemas de ancoragens mecânicas para confinamento transversal de laminados de CFRP.

O programa experimental foi composto por 14 prismas de betão (200 mm × 500 mm × 800 mm), aos quais é aplicado um laminado de CFRP de acordo com a técnica EBR. Posteriormente, cada ancoragem mecânica foi fixa ao prisma através de seis parafusos pré-esforçados, de forma a criar um nível confinamento transversal pré-determinado. Os provetes foram ensaiados segundo uma configuração de ensaio de arranque direto, uns em (i) regime estacionário (RE) e outros (ii) em regime transiente (RT). No regime estacionário, a temperatura foi mantida constante (20 ºC, 60 ºC e 80 ºC), enquanto que a força de arranque foi aumentando até à rotura do sistema. No regime transiente, a força de arranque foi mantida constante (100 kN e 120 kN), enquanto que a temperatura foi aumentando gradualmente. Além da temperatura e da configuração de ensaio, a largura do laminado (50 mm, 80 mm, 100 mm) e o nível de confinamento transversal foram também estudados.

Assim, os resultados dos ensaios de arranque direto são apresentados e discutidos.

Palavras-chave: CFRP; Pré-esforço; Ancoragem; Temperatura

[1]ISISE, Dept. de Engenharia Civil, Univ. do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal; e-mail: jsena@civil.uminho.pt
[2]ISISE, Dept. de Engenharia Civil, Univ. do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal; e-mail: lcorreia@civil.uminho.pt
[3]AMADE, Dept. of Mech. Engineering and Industrial Construction, Univ. of Girona, c/ Mª Aurèlia Capmany 61, 17071 Girona, Spain; e-mail: cristina.barris@udg.edu

1. INTRODUÇÃO

O reforço de estruturas de betão armado (BA) com materiais compósitos FRP (*Fibre Reinforced Polymers*) é, atualmente, uma solução tecnicamente viável, consolidada por vários estudos realizados nas últimas décadas, aplicações práticas e códigos de dimensionamento. Os compósitos FRP com fibras de Carbono (CFRP) são geralmente aplicados segundo a técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*) no reforço de estruturas de BA de forma a aumentar a sua resistência à flexão. Nestas aplicações habitualmente utilizam-se resinas epoxídicas, as quais permitem uma correta transferência de tensões entre o laminado de CFRP e o betão [1]–[3]. Não obstante, um dos maiores problemas associados à técnica EBR está relacionado com o desenvolvimento de elevadas tensões de corte na interface de ligação entre o betão e o CFRP, que promovem a rotura prematura do sistema de reforço [3]–[5]. A resistência da ligação é limitada pelo comprimento de amarração efetivo. Neste contexto, desenvolveram-se vários sistemas de ancoragem, dos quais se destacam as ancoragens mecânicas pelo facto de promoverem o aumento da capacidade de carga dos sistemas EBR com elevada eficiência. Adicionalmente, as ancoragens mecânicas permitem a imposição de tensões transversais de confinamento, que criam tensões de atrito e aumentam a eficiência da ancoragem [6]–[8].

Outra preocupação atual das estruturas de BA reforçadas com CFRP segundo a técnica EBR, centra-se no seu comportamento quando expostas a temperaturas elevadas. A rigidez e resistência destes sistemas é reduzida de forma acentuada na presença de temperaturas relativamente elevadas, normalmente, quando estas ultrapassam a temperatura de transição vítrea do adesivo epoxídico usado no reforço [9].

Este artigo tem como objetivo estudar o comportamento de um sistema de ancoragem mecânico comercial. O programa experimental inclui 14 provetes de arranque direto, em que a geometria do laminado, o nível de confinamento, a temperatura e a configuração de ensaio são investigados.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental é composto por 14 prismas de betão (200×500×800 [mm]), aos quais foi aplicado um laminado de CFRP de acordo com a técnica EBR. Adicionalmente, uma ancoragem mecânica foi utilizada para fixar na extremidade do laminado de CFRP através de seis parafusos M16 pré-esforçados, de forma a criar um nível confinamento transversal pré-determinado. Cada ancoragem mecânica, constituída numa liga metálica leve de elevada durabilidade, tem a geometria de 12×270×200 [mm]. As ancoragens mecânicas possuem seis furos com 18 mm de diâmetro. Os parafusos foram pré-esforçados com recurso a uma chave dinamométrica, tendo sido usados dois distintos momentos de aperto: 100 N·m e 150 N·m. Três diferentes laminados de CFRP foram utilizados, com as seguintes secções transversais: 50×1.2 [mm], 80×1.2 [mm] e 100×1.2 [mm].

A Figura 1 apresenta a geometria, configuração de ensaio e instrumentação de cada provete. Conforme é ilustrado, o laminado foi fixo ao betão num comprimento de 522 mm, dos quais 272 mm correspondem à chapa de ancoragem mecânica (zona MA). Nos restantes 250 mm, o laminado foi fixo ao betão segundo a técnica EBR (zona EBR).

Os provetes foram ensaiados segundo uma configuração de ensaio de arranque direto em (i) regime estacionário (RE) e (ii) em regime transiente (RT). No regime estacionário manteve-se a temperatura constante (20 ºC, 60 ºC e 80 ºC) enquanto que se aumentou a força de arranque até à rotura do sistema. No regime transiente manteve-se a força de arranque constante (100 kN e 120 kN) enquanto que se aumentou gradualmente a temperatura. Os provetes foram agrupados em cinco séries, de acordo com o tipo de ensaio (RE20, RE60 e RE80 para os provetes ensaiados em regime estacionário às temperaturas de 20 ºC, 60 ºC e 80 ºC, respetivamente; RT100 e RT120 para os provetes ensaiados em regime transiente com a força de 100 kN e 120 kN, respetivamente), conforme se apresenta no Quadro 1.

A cada provete foi atribuída uma designação **X_Y_Z**, onde **X** é a geometria do laminado (L50, L80 e L100 para os laminados com a secção transversal de 50×1.2 [mm], 80×1.2 [mm] e 100×1.2 [mm], respetivamente), **Y** correspondem ao momento de aperto aplicado aos parafusos M16 (T100 e T150 para os níveis de 100 N·m e 150 N·m, respetivamente) e **Z** é a série do provete (RE ou RT).

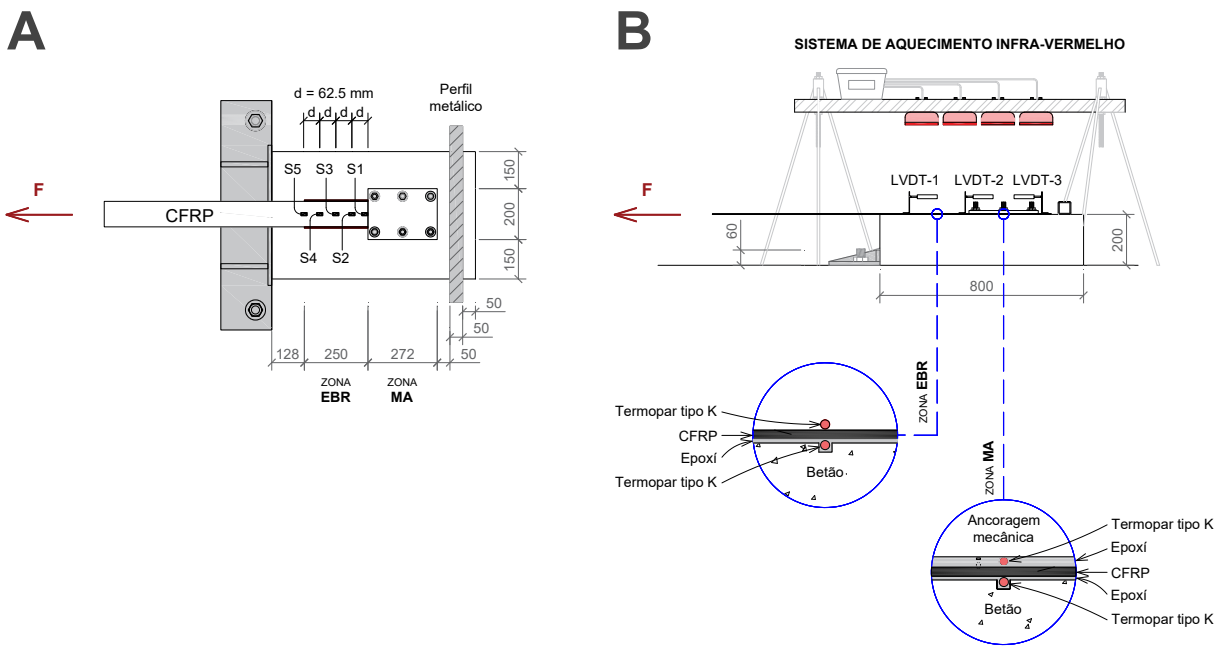


Figura 1. Geometria, instrumentação e configuração de ensaio: (A) vista superior e (B) vista lateral. Nota: unidades em [mm].

Quadro 1. Programa experimental

Série	*Provete*	*Largura do laminado* [mm]	*Torque* [N·m]	*Configuração de ensaio*
RE20	L50_T100_RE20	50	100	R. Estacionário
RE20	L50_T150_RE20	50	150	R. Estacionário
RE20	L80_T100_RE20	80	100	R. Estacionário
RE20	L80_T150_RE20	80	150	R. Estacionário
RE20	L100_T100_RE20	100	100	R. Estacionário
RE20	L100_T150_RE20	100	150	R. Estacionário
RE60	L100_T100_RE60	100	100	R. Estacionário
RE60	L100_T150_RE60	100	150	R. Estacionário
RE80	L100_T100_RE80	100	100	R. Estacionário
RE80	L100_T150_RE80	100	150	R. Estacionário
RT100	L100_T100_RT100	100	100	R. Transiente
RT100	L100_T150_RT100	100	150	R. Transiente
RT120	L100_T100_RT120	100	100	R. Transiente
RT120	L100_T150_RT120	100	150	R. Transiente

2.1 Caracterização dos materiais

Na presente secção são apresentadas as propriedades geométricas e mecânicas dos materiais utilizados no programa experimental, nomeadamente do betão e do laminado de CFRP. No contexto da avaliação das propriedades mecânicas do betão, foram realizados ensaios de compressão. A avaliação do módulo de elasticidade (E_{cm}) e da resistência à compressão (f_{cm}) foi realizada de acordo com as recomendações

LNEC E397-1993:1993 [10] e NP EN 12390-3:2011 [11], respetivamente. Os ensaios de caracterização do betão foram realizados à mesma data que os ensaios de arranque direto. Os resultados obtidos na caracterização mecânica do betão encontram-se presentes no Quadro 2. Em geral, observa-se que os valores dos coeficientes de variação são baixos, tanto para os valores de resistência à compressão como para o módulo de elasticidade, indiciando uniformidade das amostras e elevado controlo de qualidade na execução dos provetes.

Quadro 2. Propriedades mecânicas do betão. Nota: os valores entre parêntesis representam o coeficiente de variação (CoV).

Série	*Módulo de elasticidade* [GPa]	*Resistência à compressão* [MPa]
RE20	30.8 (2.8%)	33.4 (4.3%)
RE60, RE80, RT 100, RT120	32.8 (0.7%)	45.0 (1.2%)

Os laminados de CFRP utilizados (S&P Laminate CFK [12]) possuem um volume de fibras superior a 68%, sendo a matriz em vinilester [12]. De forma a caraterizar estes compósitos, foram realizados ensaios de tração uniaxial a seis amostras de cada tipo de laminado. A caracterização das amostras de CFRP foi realizada em conformidade com a ISO 527-5:2009 [13], tendo-se obtido os seguintes resultados: (i) o laminado com 50×1.2 [mm] apresentou um módulo de elasticidade (E_f) de 176.4 GPa (CoV=2.0%) e uma tensão de rotura (f_f) de 2222.4 MPa (CoV=4.7%); (ii) no caso do laminado com 80×1.2 [mm] obteve-se E_f=174.5 GPa (CoV=1.1%) e f_f=2867.9 MPa (CoV=1.6%); (iii) finalmente para o laminado com 100×1.2 [mm] obteve-se E_f=178.3 GPa (CoV=11.5%) e f_f=2867.9 MPa (CoV=16.7%).

As propriedades mecânicas do adesivo epoxídico usado para fixar os laminados (*S&P Resin 220* [14]) não foram determinadas no contexto deste trabalho. Segundo a sua ficha técnica, o epóxi possui uma resistência à compressão superior a 70 MPa e um módulo de elasticidade superior a 7.1 GPa [14]. As propriedades mecânicas em tração deste adesivo foram determinadas noutros estudos ([15], [16]), nos quais se verificou que a resistência à tração é igual a 22.0 MPa (CoV=4.5%), o módulo de elasticidade igual a 7.2 MPa (CoV=3.7%) e a temperatura de transição vítrea, Tg, igual a 47.2 ºC (segundo a ISO 6721 [17]).

2.2 Configuração de ensaio e instrumentação

Tal como referido anteriormente, o programa experimental incluiu 14 provetes com as características referidas no Quadro 1, ensaiados segundo duas configurações de ensaio de arranque direto: (i) regime estacionário e (ii) em regime transiente.

Em regime estacionário, os provetes são aquecidos até que, na zona MA (ancoragem mecânica), seja atingida a temperatura predefinida (60 ºC ou 80 ºC). Em seguida, os provetes são ensaiados em controlo de deslocamento, a uma velocidade de 0.3 mm/min. Depois do laminado na zona EBR se destacar do betão, a velocidade do ensaio é posteriormente aumentada para 2.0 mm/min. O ensaio termina quando ocorre rotura do provete (deslizamento ou rotura do laminado).

Em regime transiente, os provetes são inicialmente mantidos durante três horas a 30 ºC, de forma a promover uma uniformização dos ensaios, nomeadamente similar cura do epóxi. Posteriormente, no laminado é aplicada uma força predefinida (100 kN ou 120 kN). Depois, mantendo a força constante, a temperatura no provete é aumentada até ao valor máximo (80 ºC, na zona MA). Caso a temperatura máxima (80 ºC) seja atingida e não se verifique rotura no provete, a temperatura máxima e força são mantidas durante uma hora.

O sistema de aquecimento (ver Figura 1) é composto por quatro aquecedores de radiação infravermelha, que são controlados por um termostato. Por sua vez, o termostato utiliza um termopar localizado entre o betão e o CFRP, a meio da chapa de ancoragem (zona MA). O sistema de aquecimento foi dimensionado de forma a que a temperatura máxima (80 ºC) fosse atingida num intervalo de tempo

relativamente curto (dos 20 ºC aos 80 ºC em cerca de 170 min) e de forma a que a temperatura fosse uniforme em toda a zona EBR e em toda a zona MA. Contudo deve ser referido que, nos ensaios a elevadas temperaturas (séries: RE60, RE80, RT100 e RT120), a temperatura na zona EBR foi inferior à temperatura na zona MA. Quando a temperatura na zona MA era igual a 60 ºC e 80 ºC, na zona EBR a temperatura era igual a 53 ºC e 66 ºC, respetivamente.

A instrumentação adotada incluiu 3 LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*), conforme ilustrado na Figura 1, com o objetivo de registar o deslocamento relativo (deslizamento) entre o laminado de CFRP e o betão. Um LVDT foi colocado no início da zona EBR (LVDT-1), um segundo foi colocado no final da zona EBR (LVDT-2), e o terceiro foi colocado depois da chapa de ancoragem mecânica (LVDT-3). Cinco extensómetros (referência TML BFLA-5-3) foram colados na zona EBR, de forma equidistante (S1 a S5 na Figura 1) de modo a registar as extensões durante o ensaio. A temperatura foi registada com recurso a termopares tipo K, que foram colocados a meio da zona MA e a meio da zona EBR, conforme é ilustrado na Figura 1. Também foi utilizada uma célula de carga com capacidade máxima de 300 kN para medir a força aplicada.

2.3 Preparação dos provetes

A preparação dos provetes seguiu o seguinte protocolo:

1. Numa fase inicial procede-se ao tratamento da camada superficial de betão com recurso a jato de areia, com o objetivo de remover a leitada de cimento e expor os agregados. No final desta etapa recorre-se a ar comprimido para limpar a superfície tratada;
2. De seguida foram realizados seis furos nos prismas de betão com vista à instalação de varões M16 roscados necessários para a instalação das chapas de ancoragem mecânica. Usou-se novamente ar comprimido como forma de proceder à limpeza dos furos e, em seguida, utilizou-se o adesivo químico HIT HY 200-A® para fixar os varões ao betão;
3. Posteriormente o adesivo epóxi foi preparado de acordo com as recomendações do seu fabricante, enquanto o laminado foi limpo com acetona. O adesivo epóxi foi aplicado na superfície do laminado de CFRP, bem como na superfície de betão em contacto com o mesmo e na chapa de ancoragem;
4. Depois o laminado foi posicionado e ligeiramente pressionado contra a superfície de betão com recurso a espaçadores, com o objetivo de se ter uma espessura próxima dos 1-2 mm;
5. Finalmente, a chapa de ancoragem foi instalada e os varões M16 foram pré-esforçados com uma chave dinamométrica de modo a assegurar o momento de aperto pré-definido. Os provetes foram mantidos em ambiente de laboratório (20 ºC de temperatura e 55% de humidade relativa) durante 7 dias antes de serem ensaiados.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios em regime estacionário

A título ilustrativo, na Figura 2 é apresenta a evolução do deslocamento relativo entre o CFRP e betão durante o ensaio de arranque direto, nos provetes L100_T100_RE20 e L100_T100_RE60. As respostas obtidas durante os ensaios são representativas do comportamento observado nos restantes provetes ensaiados em regime estacionário (L100_T100_RE20 para série RE20; e L100_T100_RE60 para séries RE60 e RE80). Todos os ensaios em regime estacionário apresentam inicialmente com um ramo quase linear da relação entre a força, F, e o deslizamento medido no início da zona EBR, s_{LVDT-1}. Com o destacamento do laminado na zona EBR, o valor de s_{LVDT-1} aumenta enquanto que a força permanece sensivelmente constante. O destacamento completo do laminado na zona EBR é atingido quando o LVDT-2, localizado no final da zona EBR, ao qual está associado o respetivo deslizamento (s_{LVDT-2}), começa a registar valores. A partir deste instante, regista-se a evolução do deslizamento em toda a zona

EBR (LVDT-1 e LVDT-2) e a força é suportada exclusivamente pela ancoragem mecânica (zona MA). Nesta etapa dos ensaios, distintos comportamentos são observados para os ensaios a temperatura ambiente (RE20) e a temperatura elevada (RE60 e RE80): os provetes da série RE20 apresentam um aumento dos valores de s_{LVDT-1} e s_{LVDT-2} até à rotura do CFRP, quando este atinge a sua resistência última. Durante esta fase, o LVDT-3 regista valores praticamente nulos. Em contraste, nos ensaios a temperaturas elevadas (série RE60 e RE80), os deslizamentos registados com o LVDT-1 e LVDT-2 aumentam com a força até ocorrer o deslizamento do laminado ao longo de toda a ancoragem mecânica (zona MA). Imediatamente após o início deste deslizamento, o LVDT-3 começa a registar valores crescentes enquanto a força F diminui. Contudo, haverá que realçar que a força não decresce até zero, mas estabiliza a num valor de resistência residual que depende do nível de confinamento. Resultados semelhantes encontram-se reportados na literatura, e.g. [6], [18].

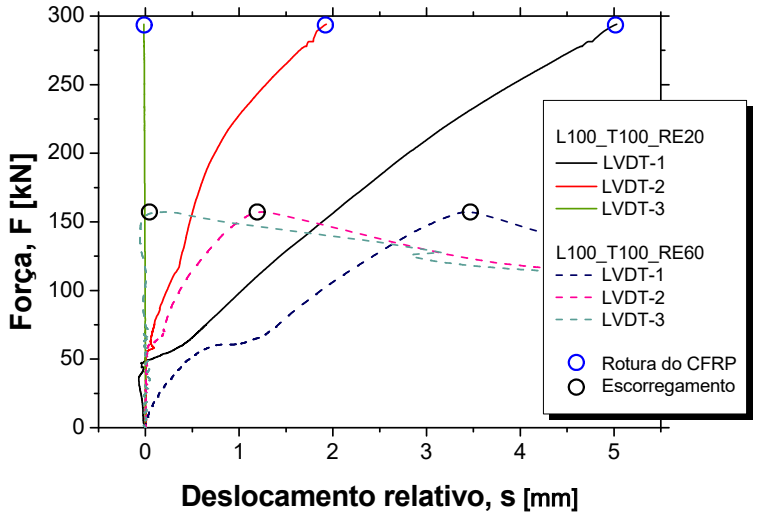


Figura 2. Evolução do deslocamento relativo entre o CFRP e o betão durante um ensaio de arranque direto em regime estacionário (L100_T100_RE20 e L100_T100_RE60)

A Figura 3 apresenta a força correspondente ao destacamento do laminado (a vermelho), a força máxima atingida (a preto) e extensão máxima (a verde) registada durante o ensaio. No âmbito do presente artigo a força de destacamento do laminado é a força máxima suportada pela zona EBR, antes da ancoragem mecânica ser solicitada. Deve ser referido que nos ensaios em regime estacionário à temperatura ambiente o destacamento do CFRP na zona EBR é um evento rápido, contudo facilmente identificado através do LVDT-2 e extensómetro S1 (ver Figura 1). Segundo a CNR [2] o comprimento de amarração efetivo para o presente caso (l_e) é aproximadamente 200 mm e a força de destacamento esperada no laminado 50×1.2 [mm], 80×1.2 [mm] e 100×1.2 [mm] é igual a 27 kN, 43 kN e 53 kN, respetivamente. Conforme pode ser observado na Figura 3, os resultados experimentais estão de acordo com os resultados estimados analiticamente.

Contrariamente ao observado na série RE20, nos ensaios a elevadas temperaturas, para a configuração de ensaio utilizada, desde praticamente o início do ensaio, a força de arranque é suportada por ambas as zonas (EBR e MA). Isto deve-se ao facto de, nestes casos, o comprimento utilizado ser inferior ao efetivo, que aumenta com o aumento da temperatura, visto que a rigidez do adesivo diminui. Por outro lado, constata-se que a temperatura também afeta o tipo de rotura da ligação (zona EBR): nos ensaios a temperatura ambiente verifica-se uma rotura adesiva na interface betão/epóxi (ver Figura 4C), enquanto que em ensaios realizados a temperaturas elevadas a rotura da ligação foi mista (adesiva na interface betão/epóxi + coesiva no adesivo epoxídico), conforme é apresentado na Figura 4D.

Tal como foi referido anteriormente, nos ensaios realizados a temperatura ambiente (série RE20) observou-se a rotura do laminado de CFRP (ver Figura 4A), pelo facto de se ter atingido a sua resistência à tração. Contudo, no provete L80_T150_RE20, obteve-se uma rotura precoce em virtude do laminado

de CFRP ter deslizado no dispositivo de fixação (amarra), através do qual era aplicada a força de arranque. Adicionalmente, um problema técnico no sistema de aquisição impediu a leitura do valor máximo da força quando ocorreu rotura no CFRP do provete L100_T150_RE20. Nos provetes ensaiados a temperaturas elevadas a força máxima foi observada quando o laminado deslizou da chapa de ancoragem mecânica (ver Figura 4B). Verificou-se uma redução na força máxima de 58.4% e 44.5% para os provetes das séries RE60 e RE80, respetivamente, por comparação com os resultados obtidos à temperatura ambiente. Esta redução está associada à mudança do tipo de rotura. Contrariamente à rotura frágil obtida nos ensaios da série RE20, nos provetes a temperaturas elevadas observa-se uma rotura "dúctil" em que a força decresce para um valor residual igual a 60.5-66.2% da força máxima. Este valor residual é uma consequência das forças de atrito que se desenvolvem no interior da ancoragem mecânica. Como era esperado, o valor da resistência residual é superior nos ensaios realizados com o nível de momento de aperto mais elevado, i.e. para o valor de 150 N·m (125.1 kN e 84.9 kN para os provetes L100_T150_RE60 e L100_T150_RE80, respetivamente) por comparação com o valor de 100 N·m (103.3 kN e 75.7 kN para os provetes L100_T100_RE60 e L100_T100_RE80, respetivamente). Constata-se também que o momento de aperto influencia no valor de força máxima (f_u) e extensão máxima (ε_u) nos provetes ensaiados a 60 ºC e 80 ºC: o aumento deste momento de aperto de 100 N·m para 150 N·m, produziu um aumento na f_u de 20.3% e 14.5% nos provetes ensaiados a 60 ºC e 80 ºC, respetivamente. Não obstante, nesta campanha experimental, a temperatura apresentou-se como o parâmetro que mais influenciou os ensaios de arranque direto. Os ensaios realizados a 60 ºC e 80 ºC tiveram uma redução na f_u de 41.5%-55.5% e uma diminuição na ε_u de 45.1%-64.5%.

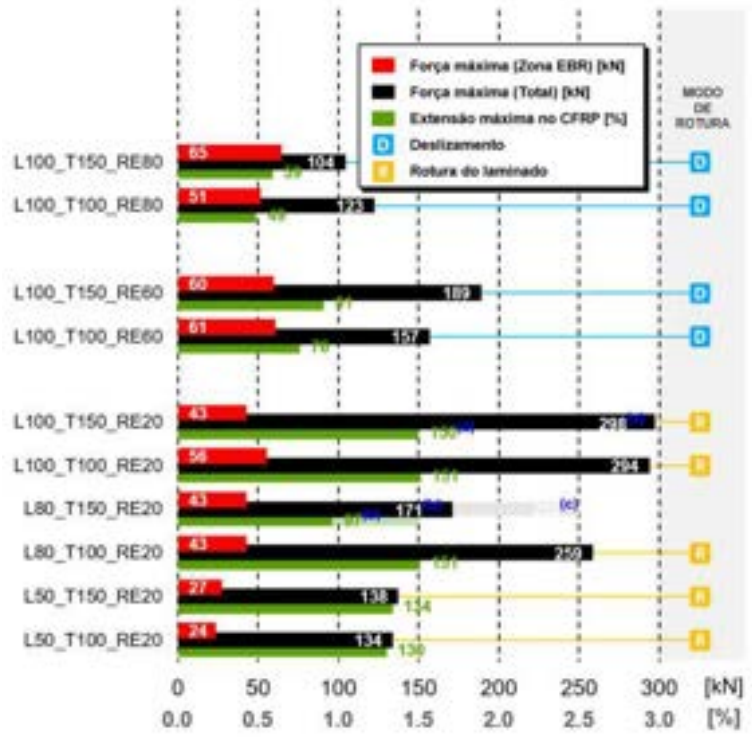


Figura 3. Resultados principais. Nota: [(a)] a força máxima não foi registada devido a um problema técnico no sistema de aquisição – estes valores correspondem aos resultados esperados; [(b)] este provete teve rotura precoce no dispositivo de fixação; [(c)] valor máximo esperado.

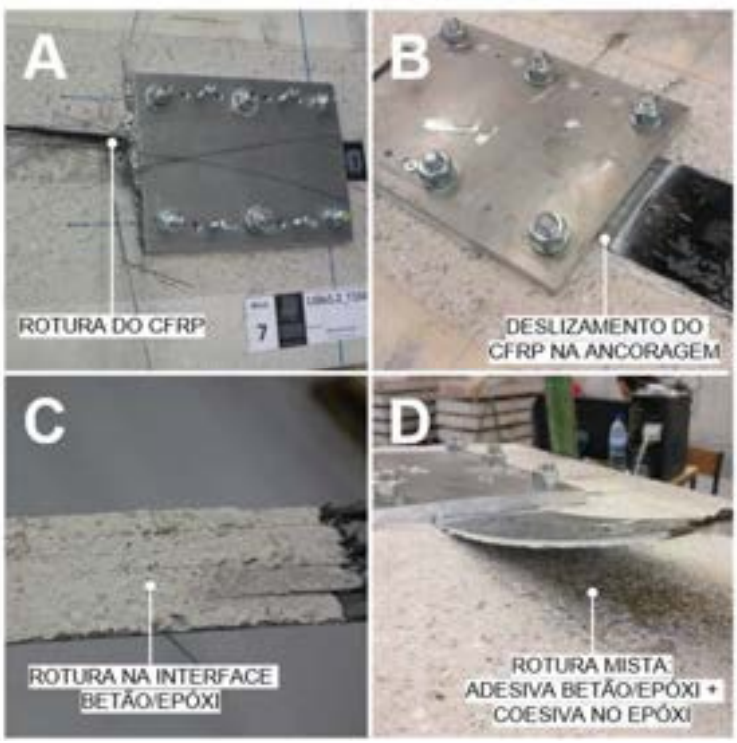


Figura 4. Modos de rotura: (A) rotura do CFRP no provete L50_T150_RE20; (B) deslizamento do CFRP na ancoragem no provete L100_T150_RE80; (C) detalhe da rotura (zona EBR) na interface betão/epóxi no provete L50_T100_RE20; e (D) detalhe da rotura (zona EBR) mista no provete L100_T150_RE80.

3.2 Ensaios em regime transiente

Nos testes em regime transiente utilizaram-se dois níveis de carga (100 kN e 120 kN) tendo-se observado qual a temperatura máxima suportada pelo sistema de ancoragem. A evolução do deslocamento relativo entre o betão e o CFRP (deslizamento) é apresentada na Figura 5. Na Figura 5 é também apresentado o instante em que a temperatura máxima predefinida é atingida (t_f) e o instante em que ocorre a rotura no provete (t_u). Em todos os ensaios realizados em regime transiente, observou-se uma rotura por deslizamento do laminado na ancoragem mecânica (ver Figura 4B).

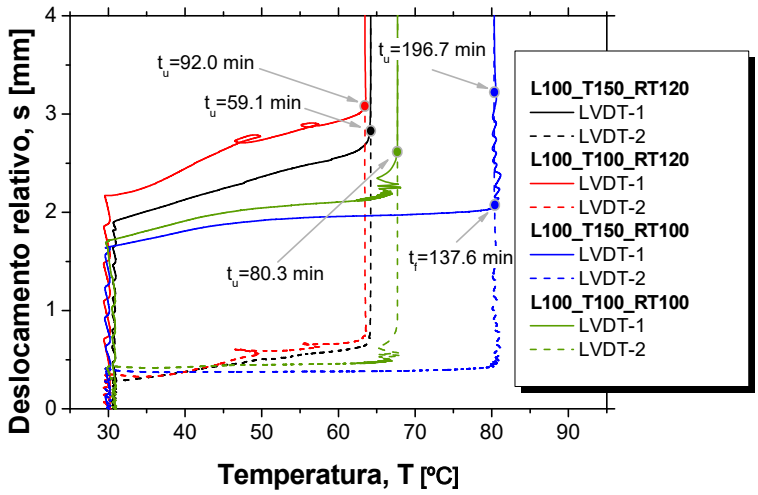


Figura 5. Evolução do deslocamento relativo entre o CFRP e o betão durante um ensaio de arranque direto em regime transiente.

Nos ensaios realizados com o menor valor de força aplicada (100 kN), o nível de confinamento, promovido pelo momento de aperto imposto aos parafusos M16, foi um fator decisivo na capacidade da ancoragem mecânica: o provete com o nível de confinamento menor (L100_T100_RT100) apresenta uma temperatura na rotura igual a 67.7 ºC, enquanto que o provete com o nível de confinamento maior (L100_T150_RT100) não só atingiu a temperatura máxima predefinida (80 ºC) como suportou estas condições durante uma hora.

Os restantes dois provetes, testados com o valor de força aplicado de 120 kN, apresentaram rotura por deslizamento na ancoragem breves instantes após a temperatura aplicada ter ultrapassado o T_g. Na rotura, o provete L100_T100_RT120 rompeu para uma temperatura igual a 63.4 ºC, enquanto que o provete L100_T150_RE120 rompeu para uma temperatura igual a 64.2 ºC. Assim, concluiu-se que para este nível de carga, o nível de confinamento tem uma menor influência sobre a resistência da ancoragem mecânica.

4. CONCLUSÕES

A campanha experimental apresentada no presente artigo teve como objetivo estudar o comportamento de um sistema de ancoragem mecânico comercial. Catorze ensaios de arranque direto, em regime estacionário e transiente, foram realizados em prismas de betão eternalmente reforçados com laminados de CFRP, segundo a técnica EBR. Através da campanha experimental realizada foi possível obter as seguintes conclusões:

1. Independentemente do nível do momento de aperto imposto aos parafusos da ancoragem, o sistema permitiu o aproveitamento total da capacidade do laminado de CFRP quando o ensaio se realiza temperatura ambiente.
2. Nos ensaios realizados em regime estacionário distintos modos de rotura foram observados: (i) a temperatura ambiente (série RE20) obteve-se rotura do sistema pelo CFRP, quando este esgotou a sua capacidade resistente; (ii) a temperaturas elevadas (séries RE60 e RE80) obteve-se deslizamento do CFRP na ancoragem mecânica. A mudança do tipo de rotura representou uma redução de 58.5% e 44.5% na força máxima suportadas pelos provetes ensaiados a 60 ºC (serie RE60) e a 80 ºC (série RE80), respetivamente.
3. Constatou-se uma boa correlação entre os valores experimentais e esperados da força de destacamento do laminado na zona EBR, nos provetes ensaiados a temperatura ambiente, por comparação com a bibliografia existente;
4. Nos ensaios realizados em regime transiente dois distintos comportamentos foram observados: (i) nos provetes da série RT100 (força menor), a rotura ocorreu por deslizamento na ancoragem, havendo uma influência considerável do nível de confinamento imposto na ancoragem; (ii) nos provetes da série RT120 (força maior), a rotura por deslizamento na ancoragem foi observada breves instantes após a temperatura T_g do epóxi ter sido excedida, independentemente do nível de confinamento.
5. O momento de aperto aos parafusos que compõem a ancoragem foi a ferramenta utilizada para controlar o nível de confinamento nesta e, tendo por base os resultados obtidos, esta ferramenta aparenta ser um fator relevante na resistência da ancoragem.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é apoiado pela FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competividade – COMPETE e fundos nacionais, através da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia sob o projeto FRPLongDur POCI-01-0145-FEDER-016900 (FCT PTDC/ECM-EST/1282/2014). Este trabalho é também cofinanciado através do Programa Operacional Fatores de Competitividade e internacionalização (POCI), pelo projeto POCI-01-0145-FEDER-00763. Os autores gostariam também de agradecer à empresa S&P Clever Reinforcement Ibérica Lda., que forneceu os materiais. O segundo autor deseja também agradecer a bolsa SFRH/BD/98309/2013, atribuída pela FCT. O terceiro autor

deseja agradecer ao governo espanhol (*Ministerio de Educación, Cultura y Deporte*) pela bolsa José Castillejo ref. CAS16/00288.

REFERÊNCIAS

[1] ACI 440.2R-08, *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures*. 2008.

[2] CNR, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures.," 2013.

[3] L. Correia, T. Teixeira, J. Michels, J. A. P. P. Almeida, and J. Sena-Cruz, "Flexural behaviour of RC slabs strengthened with prestressed CFRP strips using different anchorage systems," *Compos. Part B Eng.*, vol. 81, pp. 158–170, 2015.

[4] R. Kotynia, R. Walendziak, I. Stoecklin, and U. Meier, "RC Slabs Strengthened with Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips under Monotonic and Cyclic Loading.," *J. Compos. Constr.*, 2011.

[5] J. Sena-Cruz, L. Correia, G. Escusa, E. Pereira, J. Michels, and P. M. França, "Effect of distinct environmental actions on the durability of RC slabs strengthened with prestressed CFRP laminate strips," in *Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation - Proceedings of the 6th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, SEMC 2016*, 2016.

[6] H. C. Biscaia, C. Chastre, and M. A. G. Silva, "Bond-slip model for FRP-to-concrete bonded joints under external compression," *Compos. Part B Eng.*, vol. 80, pp. 246–259, Oct. 2015.

[7] International Federation for Structural Concrete (fib), "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures," Lausanne, Switzerland, 2001.

[8] C. S. Hansen, J. W. Schmidt, and H. Stang, "Transversely compressed bonded joints," *Compos. Part B Eng.*, vol. 43, no. 2, pp. 691–701, 2012.

[9] J. P. Firmo, J. R. Correia, D. Pitta, C. Tiago, and M. R. T. Arruda, "Experimental characterization of the bond between externally bonded reinforcement (EBR) CFRP strips and concrete at elevated temperatures," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 60, no. Supplement C, pp. 44–54, 2015.

[10] LNEC, "LNEC E397-1993:1993," 1993.

[11] IPQ - Instituto Portugues da Qualidade;, *NP EN 12390-3:2011*. Caparica, 2011.

[12] S&P, "CFRP laminates, technical datasheet," Seewen, Switzerland, 2014.

[13] Iso-527-5, "Plastics–determination of tensile properties – Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites," *London Br. Stand. Inst.*, 1997.

[14] S&P, "Resin 220 epoxy adhesive, technical datasheet," Seewen, Switzerland, 2013.

[15] P. P. Silva *et al.*, "Effects of different environmental conditions on the mechanical characteristics of a structural epoxy," *Compos. Part B Eng.*, vol. 88, pp. 55–63, Mar. 2016.

[16] P. M. da Silva, "Time-dependent behaviour and durability of RC slabs strengthened with NSM CFRP strips," University of Minho, 2017.

[17] ISO/TC 61/SC 5 Physical-chemical properties, "ISO 6721. Plastics – determination of dynamic mechanical properties – part 1: general principles; part 5: flexural vibration – non-resonance method," Genève, 2001.

[18] L. Correia, J. Sena-Cruz, J. Michels, P. M. França, E. Pereira, and G. Escusa, "Durability of RC slabs strengthened with prestressed CFRP laminate strips under different environmental and loading conditions," *Compos. Part B Eng.*, vol. 125, pp. 71–88, 2017.

Sessão 6B

Betão antigo e equipamento de ensaio: Museu de Engenharia Civil



Alcínia Z. Sampaio[1]

RESUMO

A preservação da memória histórica, relativa à evolução de métodos construtivos e dos materiais utilizados na construção ao longo dos anos, é revelador de um interesse cuidado por parte da escola, no sentido de alicerçar os conhecimentos que foram progredindo até à actualidade. O Museu de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, em Lisboa, criado há cerca de 20 anos, divulga, em espaço próprio, um vasto espólio relacionado com as diversas especialidades no domínio da Engenharia Civil. No contexto de materiais aplicados na Construção, são seleccionadas amostras de sistemas construtivos inovadores e marcantes de passos afirmativos de progresso e de maturidade, ilustrando a evolução do conhecimento comportamental dos materiais. Os exemplares considerados referem-se a amostras de: tijolo *Ivry-Paris*; betão romano *opus caementitium*; primeiro betão armado; painel de tabique. Estes elementos constituem a memória histórica relacionada com a execução de paredes e são um testemunho da origem da construção em betão armado, indispensável na construção contemporânea. Adicionalmente o Museu contem equipamentos utilizados nos ensaios de materiais empregues na construção. No âmbito do reconhecimento da identidade da escola e da disseminação de antigos ensinamentos e procedimentos o Museu cumpre a sua missão.

Palavras-chave: Espólio técnico; Betão antigo; Betão armado; Máquina Amsler; Fieira.

1. INTRODUÇÃO

O Museu de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico (IST), inaugurado a 20 de Dezembro de 1993, é um espaço privilegiado para a preservação da memória histórica relacionada com a evolução da ciência no âmbito do ensino ministrado na escola e da actividade profissional associada [1]. A constituição do importante acervo que compõe actualmente o Museu, teve origem numa recolha inicial de elementos, provenientes de gabinetes, salas de aula e laboratórios, conservados e mantidos pelos docentes e funcionários. Adicionalmente, outras peças de interesse histórico e relacionadas com as áreas de conhecimento desenvolvidas no Departamento, têm vindo a ser doadas por docentes, ex-alunos e entidades do sector, que revêm no espaço museológico da escola, o local adequado à conservação e à divulgação de peças em desuso, relacionadas com a actividade.

[11]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. zita.sampaio@tecnico.ulisboa.pt

No contexto da indústria da Construção, os procedimentos, metodologias e técnicas aplicadas, evoluíram ao longo do tempo, com repercussão no método de ensino, áreas ministradas e equipamentos específicos de apoio didáctico. No âmbito do ensino, na própria escola, o diversificado espólio é recorrentemente usado como uma memória relacionada com a origem dos actuais avanços científicos. Esta contribuição é importante como base de conhecimento do desenvolvimento e do progresso tecnológico assente em história. A evolução do ensino, em termos de matéria ministrada, de equipamento didáctico de apoio utilizado e de métodos pedagógicos de instrução, está registada na forma de inúmeros documentos e objectos de âmbito museológico.

Sobre cada peça foi aplicada uma identificação e caracterização. Cada elemento tem um número de ordem da inventariação associada, assim como o registo da sua origem, nomeadamente, o local da recolha da peça ou a identificação do doador, particular ou organismo, e ainda o estado de conservação à data da recepção da peça. A catalogação das peças segue uma organização temática relacionada com as diferentes áreas envolvidas. Assim o espólio foi agrupado pelos sectores: Transportes, Pontes, Topografia, Arquitectura, Materiais de Construção, Técnicas Construtivas, Desenho, Hidráulica e Mecânica de Solo. Para todas as peças em exposição foi elaborada uma etiqueta, contento a designação, um texto explicativo das suas características, a sua funcionalidade, o local de recolha, a época da sua utilização e o número de inventário. O texto é bilingue, pois a escola acolhe frequentemente a realização de diversos eventos internacionais, nomeadamente, conferências e reuniões técnicas, e o Museu tem-se revelado um local de bastante interesse para o visitante estrangeiro (Figura 1).



Figura 1. O Museu de Engenharia Civil do IST.

No âmbito da temática relacionada com argamassas e cimentos, inserida no Congresso de Betão Estrutural (BE 2018), é efectuada a divulgação de algumas das peças referentes a materiais e processos construtivos, nomeadamente, o tabique, o tijolo cerâmico ou o betão. Estes elementos ilustram épocas marcantes de avanços tecnológicos, traduzindo o nível de conhecimento atingido, sobre o comportamento de materiais e sistemas construtivos. A escola preserva alguns dos equipamentos utilizados na realização de ensaios didácticos, ministrados aos alunos, no contexto de disciplinas relacionadas com a resistência de materiais, nomeadamente, a pasta de cimento e o aço.

2. MATERIAS DE CONSTRUÇÃO

Refere Mateus [2] que a actual edificação, essencialmente, baseada no cimento Portland e no aço é relativamente recente, quando comparada com o uso da cal aérea, pedra, tijolo ou madeira. Anteriormente ao séc XIX, a construção em Portugal era baseada em sistemas em alvenarias de pedra ou tijolo e cal e, ainda, em construção em terra. As formas de utilizar estes materiais eram diversas, marcando épocas, desde o romano, muçulmano, medieval e expansão marítima ou a fase de industrialização do país. Na sua concepção e execução foram utilizados os princípios e regras existentes e os materiais e as técnicas conhecidas, definindo um património construído com um valor histórico-construtivo, testemunho dos saberes de cada época.

O estudo sobre o conhecimento relativo a propriedades físicas e mecânicas de materiais de forma a identificar comportamentos resistentes, de segurança e ambientais, que se traduzam na concepção de sistemas construtivos de aplicação na construção, é um processo permanente de inovação e descoberta. A origem do actual betão armado e pré-esforçado, indispensável na composição contemporânea de estruturas, é o betão antigo *opus caementitium*, composto por uma argamassa hidráulica e seixos não britados, seguido de uma primeira experiência de armar o betão, em que o varão de aço não era ainda nervurado. O material natural, como fibras vegetais ou argila, constitui a base da construção de paredes em tabique e de tijolos maciços.

O espólio do Museu, referente a materiais de construção, inclui amostras de um painel de tabique, de um tijolo do tipo *Ivry-Paris* e de fragmentos de betão antigo e armado. Estes elementos revelam diferentes formas de construir recorrendo a um número limitado de técnicas e de materiais. A actual reabilitação e a reparação da construção antiga, têm, na análise destas amostras, a aprendizagem de como é a constituição de paredes antigas, quais as características do material empregue e, ainda, qual o modo de ligação entre componentes. Assim, o ensino das culturas construtivas do passado apresenta-se como indispensável na formação dos agentes envolvido nas obras de conservação e reabilitação.

2.1 Painel de tabique

A fracção de painel de tabique foi doada ao Museu, em 1989, proveniente das ruínas do Convento de S. Francisco, em Bragança. A peça foi mantida em gabinetes de docentes, servindo de ilustração a sessões lectivas introdutórias sobre a origem e aplicação de materiais naturais na construção. O tabique representa um esquema tradicional de construção de paredes e é uma das técnicas antigas mais utilizadas em Portugal. O tabique é composto por uma estrutura simples de madeira e uma camada de argamassa de elementos naturais; a sua capacidade resistente é conferida pela estrutura de madeira e a argamassa actua como o material de enchimento e de revestimento. A taipa de fasquio (estrutural) ou tabique (não estrutural), é obtida pela pregagem de um fasquiado (ripas horizontais) sobre tábuas colocadas na vertical, preenchida e revestida em ambas as faces por material à base de terra argilosa, com eventual adição de cal e fibras vegetais [3]. Na amostra é possível identificar os elementos de madeira, a disposição da textura fibrosa e a argamassa envolvente (Figura 2).



Figura 2. Fracção de painel de tabique.

2.2 Tijolo *Ivry-Paris*

A peça cerâmica em exposição, com a inscrição *Ivry–Paris*, foi moldada na fábrica Lusitânia, fundada, em 1890, por Sylvan Bessière [4]. A designação do molde refere a instalação fabril de produção de grés, fundada em 1854 por Émile Müller, em Ivry-sur-Seine, junto a Paris. A fábrica Lusitânia, instalada inicialmente na zona de Picoas, elaborava material de construção, essencialmente, telha, tijolos, manilhas e talhas (Figura 3). Foi transferida, no início do séc. XX, para o local da actual sede da Caixa Geral de Depósitos (sendo visíveis as chaminés dos fornos), pois os terrenos eram ricos em barro. A fábrica forneceu a encomenda volumosa de tijolos para a construção da praça de touros do Campo Pequeno, iniciada em 1891, e contribuiu para a expansão urbana da capital na direcção das actuais avenidas novas.



Figura 3. Tijolo maciço de molde *Ivry–Paris* produzido na fábrica Ceramica Luzitania.

2.3 Betão romano

A amostra de betão *opus caementitium* foi recolhida da barragem romana de Cerro da Vila, em Vila Moura (Figura 4). O betão e as argamassas são utilizados como materiais de construção há milhares de anos, sendo então produzidos por uma mistura de argila ou argila margosa, areia, cascalho e água. Em Portugal, a indústria do cimento inicia-se em 1894 com a instalação da fábrica de cimento Tejo, em Alhandra, sob a direcção de António Theófilo Rato, dando origem, em 1912, à Companhia de Cimentos Tejo [5].

O betão antigo foi utilizado inicialmente pelos gregos, em estruturas parcialmente subterrâneas, como pontes e alicerces profundos e, posteriormente, no final do Império Romano, na concepção de espaços monumentais, pois proporcionava grandes vãos e uma variada modelação de forma. O betão romano é composto por cal hidráulica, compostos de silício, alumínio, óxido de ferro e cinzas vulcânicas [5]. O elemento, em exposição no Museu, apresenta um material aglutinante facilmente destacável e inertes com uma configuração arredondada.



Figura 4. Amostra de betão romano *opus caementitium*.

2.4 Betão armado

O exemplar do primeiro betão armado, fabricado em Portugal, provém da fábrica de moagem de farinha de trigo do Caramujo (Figura 5). A fábrica, instalada desde 1865 na Cova da Piedade, sofre, em 1897, um violento incêndio e o proprietário, confrontado com a fragilidade da anterior construção, requereu para a nova edificação o material inovador recentemente introduzido em Portugal. Em 1897/8 é efectuada a reconstrução das suas instalações, então denominada Fábrica de Farinhas Aliança, sendo concebido o primeiro edifício inteiramente construído com um sistema reticulado de betão armado [2], executado em Portugal, segundo o processo de origem francesa (patenteado por François Hennebique). À época, o edifício da fábrica do Caramujo constituiu um marco, no panorama nacional, de referência na inovação na construção.



Figura 5. Exemplar de primeiro betão armado utilizado em Portugal.

Na opinião de Appleton [6], o engenheiro François Hennebique (1842-1921), poderá não ter sido o inventor do betão armado, mas foi um relevante impulsionador da sua aplicação e investigação. Hennebique executou a 1ª laje de betão armado em 1880, na Bélgica, e concebeu o 1º edifício, integralmente em betão armado (incluindo as fachadas), em 1898, em Paris (preservado até à actualidade). De 1892 a 1899 já tinha realizado mais de 3000 obras em betão armado e, em 1898, cria a revista *Le Béton Armé*, onde divulga os recentes estudos tecnológicos e descreve as obras realizadas segundo o sistema, patenteado em 1892 (1ª versão) e 1893 (versão melhorada). O sucesso do sistema Hennebique está associado à rapidez na concepção e na preparação de execução das obras e à elevada qualidade do produto final, permitidas com a sua aplicação. O engenheiro realizou diverso tipo de obras, tendo adaptado o sistema patenteado, à construção de silos, depósitos, edifícios fabris, pontes e coberturas.

3. EQUIPAMENTOS DE ENSAIO

Os tópicos ensinados nas diversas áreas da Engenharia Civil foram evoluindo, contribuindo para capacitar os actuais alunos dos avanços tecnológicos alcançados. A forma de ministrar matérias inovadoras e de efectuar ensaios laboratoriais, admitiu, naturalmente, também alterações. O Museu, na sua função de preservar a história do ensino na escola, contém algum equipamento utilizado em ensaios de avaliação de propriedades de materiais, como as do aço ou do betão. Assim, a sala de exibição do Museu apresenta: uma máquina universal de ensaios *Amsler*; uma fieira para estiramento de fios de aço; um aparelho de *Vicat*; uma agulha de *Le Chatêlier*; um refractómetro de *Féry*.

3.1 Máquina universal *Amsler*

A máquina universal *Amsler* permite a realização de ensaios relacionados com as características de resistência e ductilidade do aço (Figura 6). O equipamento, proveniente do antigo Instituto Industrial e Comercial de Lisboa, foi transferido para o novo edifício do IST, concluído em 1930, e instalado no, então, Laboratório de Resistência de Materiais. A máquina, com uma capacidade máxima de 5000*Kgf* (49*kN*), foi utilizada, até 1990, na disciplina de Resistência de Materiais, tendo sido transferida para o Museu quando da sua constituição.

O ensaio de tração é realizado sobre um provete de aço, que é traccionado por forças de acção vertical e opostas, originando deslocamentos sucessivamente crescentes, até atingir a rotura do material. O equipamento permite criar o respectivo diagrama em escala logarítmica, registado a lápis sobre uma folha de papel disposta sobre um tambor rotativo. A determinação dos alongamentos é efectuada por meio de extensómetros. O gráfico estabelece a relação entre a tensão e a deformação, e, da sua análise, é possível determinar as principais características do aço, nomeadamente, tensão de cedência, tensão de rotura, extensão total sob carga máxima, energia elástica, energia plástica e coeficiente de estricção.

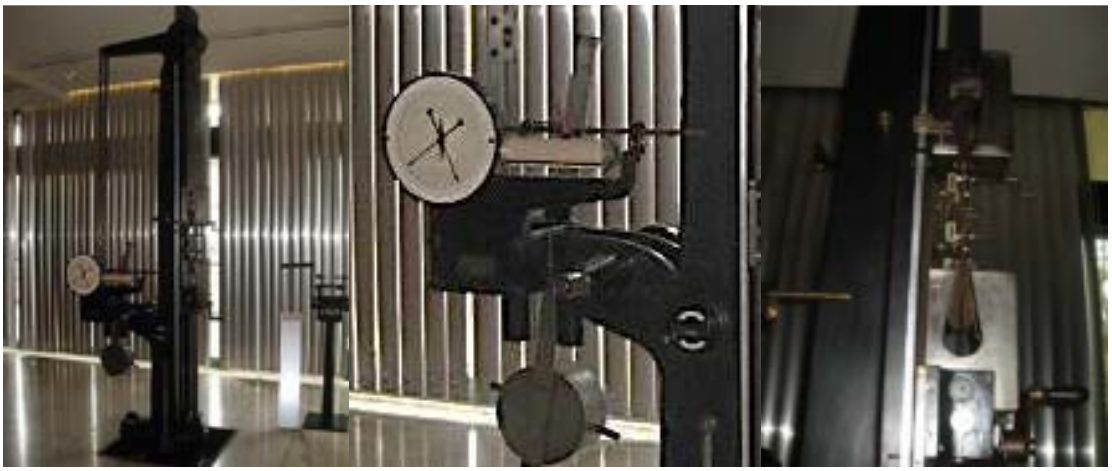


Figura 6. Máquina universal de ensaios *Amsler*.

3.2 Fieira

A fieira é um equipamento destinado a reduzir o diâmetro de fios de aço (Figura 7). O metal dúctil é estirado a frio sob a acção da aplicação de uma força de tracção na peça ao sair da fileira, provocando uma redução da secção e aumentando o comprimento. O estiramento é um processo mecânico aplicado ao aço com o objectivo de conferir aos elementos a secção pretendida e ao mesmo tempo conferir-lhes melhores propriedades mecânicas.

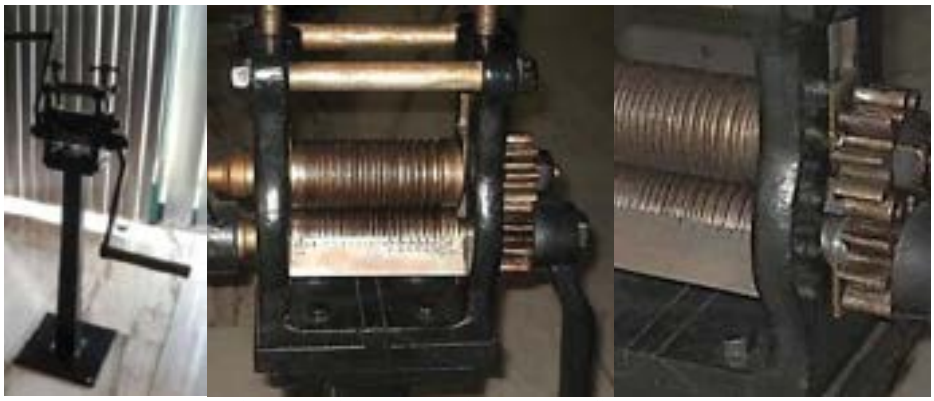


Figura 7. Fieira para estiramento de fios de aço.

3.3 Aparelho de *Vicat*

O aparelho de *Vicat* é utilizado para determinar a consistência e o tempo de presa de cimentos, em ensaios em que é medida a resistência à penetração de uma agulha, sobre a pasta de cimento vazada num recipiente metálico troncocónico (Figura 8). Louis Vicat contribuiu com este dispositivo, em 1818, para o conhecimento das propriedades do cimento [7]. O equipamento é constituído por um disco metálico de 10*mm* de diâmetro, e uma agulha ou sonda de *Tetmajer* com a sua extremidade em secção recta, a qual penetra verticalmente na pasta fresca por acção de seu peso. A distância a que a sonda fica da base da amostra, medida em milímetros, corresponde ao índice de consistência. O tempo de início da pega é medido quando a sonda deixa de penetrar até o fundo da amostra.



Figura 8. Aparelho de *Vicat*.

3.4 Agulha de *Le Chatêlier*

A agulha de *Le Chatêlier*, data de 1917, e é aplicada na determinação das expansibilidades a quente e a frio da pasta de cimento de consistência normal (Figura 9). O mecanismo de presa e de endurecimento do cimento *Portland* foi explicado pela primeira vez em 1887 por Henry Le Chatêlier para justificar a presa e o endurecimento do gesso de construção [7]. O aparelho é constituído por um cilindro com 30*mm* de diâmetro e de altura, em chapa de latão, de 0,5*mm* de espessura e por duas hastes, com 150*mm* de comprimento, soldadas lateralmente. Na preparação do molde a ensaiar, a agulha é colocada sobre uma placa de vidro lubrificada, é preenchida com a pasta de cimento, sendo pressionada com contrapeso. A agulha, é de seguida, submersa em água, sendo medido o afastamento das hastes no início e final do ensaio. A expansividade da pasta corresponde à diferença numérica, em milímetros, entre as leituras efectuadas.



Figura 9. Conjunto de agulhas de *Le Chatêlier* e de contrapesos.

3.5 Refractómetro de *Féry*

O refractómetro é um instrumento óptico utilizado para medir o índice de refracção de um material translúcido. O equipamento é um refractómetro universal de *Féry*, inventado por Charles Féry e fabricado por Philibert Pellin, Paris (como indica a inscrição associada). O líquido a medir está contido numa cuba de vidro delimitada por 2 lentes cilíndricas convexas. O feixe de luz é deslocado lateralmente. O aparelho baseia-se no princípio do ângulo crítico ou ângulo limite de reflexão total, em que a luz ao passar através do elemento admite uma refracção, alterando o ângulo de incidência. O dispositivo é utilizado para apoiar a determinação da identidade de um material ou para determinar a pureza de uma determinada substância.



Figura 10. Refractómetro.

4. CONCLUSÕES

Na história da Construção, o espólio recolhido e conservado em local próprio, no espaço de uma escola de engenharia, constitui uma componente importante para a compreensão do que é actualmente a tecnologia aplicada ao sector. As peças que incorporam o espólio do Museu de Engenharia Civil, além de confirmarem a efectiva evolução tecnológica actual e os avanços no conhecimento teórico alcançado, são também uma identidade de uma escola com memória.

As peças descritas estão relacionadas com os materiais utilizados tradicionalmente na construção, acompanhando a evolução da execução de estruturas, desde o tabique até ao primeiro betão armado. O ensino relativo à elaboração de ensaios, de forma a testar o comportamento dos materiais, como o cimento e o aço, correntemente utilizados na construção em betão armado, é baseado em equipamentos de manipulação mecânica, contrastando com os actuais dispositivos de operação e registo electrónicos. A obtenção de diâmetros específicos dos fios do aço através de fieiras, o ensaio de tracção do aço em máquinas universais *Amsler*, a verificação da consistência e expansibilidade da calda de cimento nos aparelhos de *Vicat* ou de *Le Chatêlier* e a análise da pureza do material, são processos que eram ensinados na escola e que constituem uma lembrança da evolução tecnológica ao nível do conhecimento comportamental do material e dos dispositivos utlizados nos ensaios requeridos. O espólio técnico pertencente ao Museu serve a comunidade, pois o espaço acolhe visitantes exteriores à escola, e preserva a memória histórica da actividade da Construção e do seu ensino.

REFERÊNCIAS

[1] Sampaio, A. Z. (2016). O Espólio do Museu de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, ed. Museu de Engenharia Civil, IST, Lisboa, http://museudec.tecnico.ulisboa.pt/

[2] Mateus, J. M. (2018). A evolução da construção: o estudo das culturas construtivas e a sustentabilidade da construção. Construção Magazine, nº 84, pp. 18 - 21.

[3] Pinto, J.; Cardoso, R.; Paiva, A.; Cunha, S.; Cruz, D.; Vieira, B.; Louzada, J.; Varum, H., (2011). Caracterização de paredes tradicionais de tabique. livro: Paredes divisórias: passado, presente e futuro, www.hms.civil.uminho.pt/events/paredes2011/25_36.pdf

[4] Lusitânia (2016), https://mercadoantigo.weebly.com/lusitacircnia.html

[5] Appleton, J. (2011). Património em betão, betão armado – nota histórica. Construção Magazine, nº 44, pp. 17- 23.

[6] Appleton, J. (2018). A evolução da construção: o sistema Hennebique para estruturas de betão armado. Construção Magazine, nº 84, pp. 38 - 44.

[7] Gomes, A.; Pinto, A. P. (2013). Cimento Portland e Adições, texto didáctico de "Materiais de Construção", IST, Lisboa, Portugal.

Betões de edifícios galardoados com o Prémio Valmor de Arquitectura. Caracterização e contributos para a sua salvaguarda

Luís Almeida[1] **António Santos Silva**[2] **Maria do Rosário Veiga**[3] **José Mirão**[4] **Manuel Vieira**[5]

RESUMO

O *Prémio Valmor de Arquitectura* é um dos mais prestigiados prémios atribuídos na cidade de Lisboa. Instituído por vontade testamentária do segundo Visconde de Valmor, e mais tarde fundido com o *Prémio Municipal de Arquitectura*, conta com mais de cem anos de existência e tem distinguido os mais marcantes exemplares da arquitetura da cidade.

Símbolo de prestígio, tem sido igualmente sinónimo de qualidade e inovação no que diz respeito às distinções que o têm caracterizado, tanto do ponto de vista arquitetónico, como do construtivo e de inovação de uso de materiais de construção. Numa lógica de valorização do património edificado e com o objetivo de contribuir para a sua salvaguarda, torna-se fundamental a avaliação do estado de conservação deste património, porquanto é fundamental identificar processos de degradação e as suas causas de molde a estabelecer estratégias de prevenção e mitigação de eventuais danos.

Neste artigo são apresentados resultados de caracterização física, mecânica, química e mineralógica de betões recolhidos em cinco casos de estudo, com destaque para os primeiros edifícios de estrutura em betão armado, tendo como objetivo a avaliação do estado de conservação desses betões e da evolução ocorrida ao longo do séc. XX na composição deste material de construção.

Palavras-chave: Betões século XX, caracterização, composição, estado de conservação, Prémio Valmor

1. INTRODUÇÃO

O crescente interesse na conservação de edifícios construídos ao longo do século XX tem potenciado estratégias de proteção e conservação, em particular no que diz respeito aos edifícios que revelam um interesse patrimonial relevante devido à sua reconhecida qualidade arquitetónica.

A valorização do património construído implica o conhecimento profundo das realidades e contextos construtivos. Assim, é importante conhecer aspetos relacionados com o projeto de construção e o uso dos materiais, enquadrando-os nas tendências construtivas à época de construção como garantia de suporte às ações de reparação e conservação.

[1]Bolseiro FCT de Doutoramento, Universidade de Évora, Departamento de Geociências, Évora, Portugal. lalmeida@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Lisboa. Portugal. ssilva@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. rveiga@lnec.pt
[4]Universidade de Évora, Laboratório HERCULES e Departamento de Geociências, Évora, Portugal. jmirao@uevora.pt
[5]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Lisboa. Portugal. mvieira@lnec.pt

Os edifícios galardoados com o *Prémio Valmor de Arquitectura* representam um marco na história da arquitetura lisboeta e portuguesa ao longo de mais de um século, pelo que o seu estudo merece grande interesse numa perspectiva de prevenção e mitigação de danos que possam comprometer a sua salvaguarda.

Tendo em conta a evolução dos processos construtivos durante o século XX e a massificação da utilização do cimento Portland, impõe-se o conhecimento do estado de conservação deste património considerando, por exemplo, os inúmeros edifícios premiados cuja estrutura é em betão armado.

Perante o desenvolvimento científico e tecnológico ocorrido a partir do final séc. XIX, a criação de regulamentação a nível nacional, de que é exemplo o primeiro regulamento português no domínio do betão armado de 1918 [1], permitiu uma harmonização quer do ponto de vista tecnológico quer do ponto de vista da matéria-prima utilizada.

Interessa, pois, caracterizar as propriedades deste material de acordo com uma metodologia que permita fornecer dados sólidos quanto à composição e natureza dos constituintes, sua resistência e estado de conservação. O presente trabalho enquadra-se numa tese de doutoramento intitulada "Caracterização e diagnóstico dos revestimentos de edifícios galardoados com o Prémio Valmor de Arquitectura. Estado de conservação e contributos para a sua salvaguarda", que se encontra em curso, pelo que neste artigo serão apresentados resultados referentes a cinco casos de estudo de estruturas de betão relativos ao período entre as décadas de 1930 e 1980.

2. O PRÉMIO VALMOR

Instituído por testamento do 2º Visconde de Valmor, Fausto de Queiroz Guedes, o prémio Valmor foi, ao longo do século XX, um instrumento de afirmação da arquitetura portuguesa. Inspirado no modelo parisiense, manifestava a atenção para a prática artística de profundo significado e impacto social [2].

Ao longo de mais de um século de existência, a sua atribuição continua a ser da responsabilidade da Câmara Municipal de Lisboa e que, através de um regulamento que tem sofrido sucessivas alterações, continua a privilegiar e a estimular a função social da arquitetura.

Realizando uma resenha histórica, pode dizer-se que os primeiros vinte anos de prémios consideraram casas unifamiliares e ostensivas, como símbolo de opulência burguesa da época. Desde o final da década de 1920 até a década de 1950 foram incutidas mudanças ao regulamento que levaram ao estímulo de uma arquitetura nacionalista no contexto do regime do Estado Novo. Entre as décadas de 1950 e 1980 há um gradual abandono das práticas arquitetónicas conotadas com a autoridade do regime. A premiação de edifícios não residenciais foi definitivamente aceite em 1958. Entretanto, em 1982, o *Prémio Valmor* e o *Prémio Municipal de Arquitectura* foram fundidos [3].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Caracterização dos materiais

A introdução do cimento Portland na construção (no final do século XIX) levou rapidamente a uma substituição dos materiais tradicionais permitindo o desenvolvimento de novas formas de construção que, por sua vez, responderam às necessidades de um mundo a caminho da modernização tecnológica.

Em relação ao tipo de ligante usado na formulação dos materiais de construção deve notar-se que este sofreu modificações, quer no fabrico quer na composição ao longo do último século, o que naturalmente se refletirá na composição dos betões utilizados nesse período. No entanto, pouco se sabe sobre a influência dessas características no comportamento e durabilidade dos betões nos casos de estudo aqui apresentados.

O conhecimento dos principais fatores de degradação das construções é a chave para a prevenção das anomalias e para assim garantir o seu bom estado de conservação. Importa ainda salvaguardar, nos casos em que seja necessário intervir, a compatibilidade entre materiais. É por isso fundamental a aplicação de metodologias apropriadas que permitam a caracterização das propriedades físicas, químicas e mecânicas com vista a apoiar no processo de conservação/reabilitação deste património.

3.2 Metodologia

A metodologia de trabalho utilizada compreendeu quatro fases distintas: (1) compilação de registos histórico-construtivos, (2) levantamento de anomalias como suporte à caracterização subsequente, (3) ensaios *in situ* e amostragem e (4) campanha experimental.

A compilação de elementos da história construtiva, como memórias descritivas e especificações técnicas, documentos contratuais, desenhos e processos para o licenciamento de obras que tenham ocorrido ao longo da vida dos edifícios facilitaram a análise ao contexto construtivo e auxiliaram na obtenção de informações tão úteis quanto as características construtivas e os materiais aplicados.

O levantamento de anomalias permitiu, numa primeira abordagem, avaliar o estado atual de conservação, que auxiliou na análise e caracterização dos materiais, considerando possíveis processos de degradação em curso ou que tenham ocorrido.

Quanto aos ensaios *in situ*, sempre que possível, foram realizados ensaios esclerométricos para obter uma estimativa da resistência à compressão do betão [4]. Paralelamente foram recolhidas amostras para ensaios laboratoriais, tendo em conta a minimização do impacto visual e do dano considerando que os edifícios se encontram em uso. Por esse motivo a campanha de amostragem compreendeu um número de amostras (carotes) relativamente reduzido e com diâmetro não superior a 75 mm.

A campanha experimental incluiu a caracterização dimensional e composicional dos agregados e ligantes recorrendo a técnicas como a análise mineralógica por difração de raios X (DRX), análise termogravimétrica e térmica diferencial (ATG/ATD) e análise química. A caracterização física e mecânica incluiu ensaios de absorção capilar [5], porosidade aberta [6], resistência à compressão e módulo de elasticidade em compressão.

4. CASOS DE ESTUDO

Apresenta-se no Quadro 1 a identificação dos casos de estudo, as suas principais características construtivas e os dados técnicos relevantes para o enquadramento dos edifícios estudados no contexto deste trabalho. É ainda apresentado o resultado dos levantamentos de anomalias realizados como parte dos trabalhos que antecederam a caracterização dos betões.

Os casos de estudo apresentados estão distribuídos entre as décadas de 1930 a 1980. O primeiro caso de estudo diz respeito ao primeiro edifício religioso premiado (Igreja do Rosário de Fátima - 1938), enquanto os restantes possuem funcionalidades distintas. Apesar de se tratar de edifícios de carácter não habitacional, a maioria mantém ainda a função para a qual foi projetada.

5. RESULTADOS

5.1 Observação e registo macroscópico

A observação macroscópica das carotes permitiu evidenciar a presença em todos os betões de agregados grossos calcários britados. De referir, a presença no betão da Igreja do Rosário de Fátima ainda de agregados grossos de natureza basáltica e partículas de cherte. Na Fig. 1 é possível verificar o

tipo e distribuição do agregado grosso, enquanto na Fig. 2 se apresenta a dimensão máxima do agregado grosso em função da cronologia da premiação.

Quadro 1. Casos de estudo e suas principais características

Caso de estudo	*Período de construção*	*Ano de premiação*	*Classe de betão prescrito*	*Dados técnicos*	*Principais anomalias detetadas*	*Imagem*
Igreja do Rosário de Fátima (Av. de Berna, 26)	1934-1938	1938	De acordo com RBA 1935 [1]	Estrutura autónoma de betão armado com panos de alvenaria	Infiltrações; eflorescências salinas	
Edifício do Diário de Notícias (Av. da Liberdade, 266)	1936-1940	1940	De acordo com RBA 1935 [1]	Estrutura autónoma de betão armado com panos de alvenaria e cantaria	Corrosão de armaduras; destacamentos; infiltrações	
Laboratórios do Instituto Pasteur (Av. Marechal Gomes da Costa, Lote 9)	1955-1957	1958	De acordo com RBA 1935 [1]	Estrutura autónoma de betão armado com panos de alvenaria	Corrosão de armaduras; destacamentos; infiltrações	
Edifício "Franjinhas" (Rua Braamcamp, 9)	1965-1969	1971	B300	Estrutura autónoma de betão armado. Painéis exteriores pré-moldados	Corrosão de armaduras; destacamentos	
Centro de Educação e Desenvolvimento Jacob Rodrigues Pereira: CED-JRP (Rua D. Francisco de Almeida, 1)	1984-1987	1987	B225	Conjunto de 4 edifícios com estrutura de betão armado com panos de alvenaria	Corrosão de armaduras; destacamentos; infiltrações	

[1] Por ausência de elementos do projeto construtivo, assumiu-se como referência o Regulamento de Betão Armado de 1935 (R.B.A. 1935), que prescrevia a utilização de betões com valores médios de resistência à compressão de 180 kg/cm^2 [7].

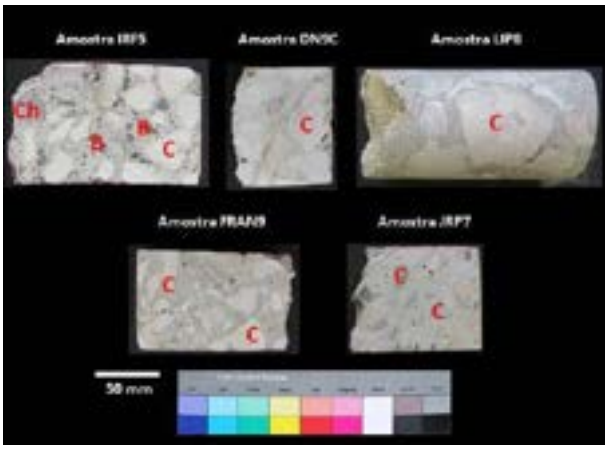


Figura 1. Imagens de carotes de betão de edifícios premiados com o Prémio Valmor de Arquitectura. Notação: C – Calcário; B – Basalto; Ch – Cherte; IRF - Igreja do Rosário de Fátima; DN – Edifício do Diário de Notícias; LIP – Laboratórios do Instituto Pasteur; FRAN – Edifício "Franjinhas"; JRP – Edifício do CED-JRP

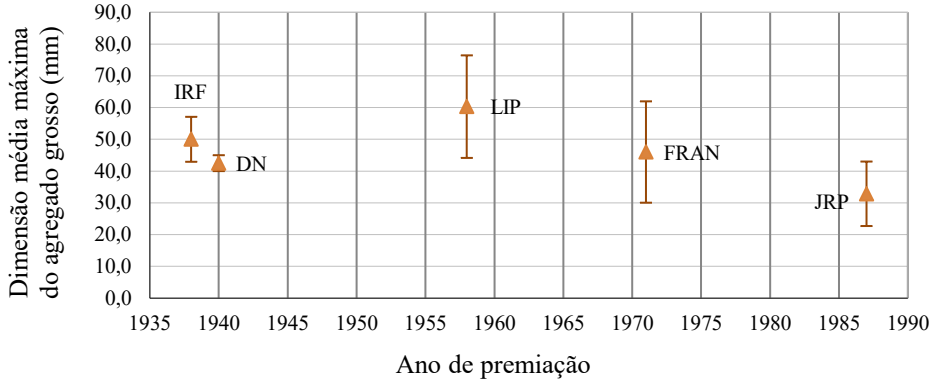


Figura 2. Evolução da dimensão média máxima do agregado grosso no betão em função do ano de premiação

5.2 Caracterização física e mecânica

No Quadro 2 e nas Fig. 3 e 4 apresentam-se os resultados de caracterização física das amostras de betões dos cinco casos de estudo e a variação dessas propriedades ao longo do período em que estes edifícios foram construídos.

Quadro 2. Valores médios de porosidade aberta, massa volúmica aparente e velocidade de propagação de ultrassons

Caso de Estudo	*Ano de premiação*	*Porosidade aberta* [%]	*Massa volúmica aparente* [kg/m^3]	*Velocidade de propagação dos ultrassons* [m/s]
Igreja do Rosário de Fátima	1938	13,8	2302	4103
Edifício do Diário de Notícias	1940	13,4	2286	4093
Laboratórios do Instituto Pasteur	1958	10,8	2380	4652
Edifício "Franjinhas"	1971	13,0	2306	4816
Edifício CED-JRP	1987	20,0	2110	3792

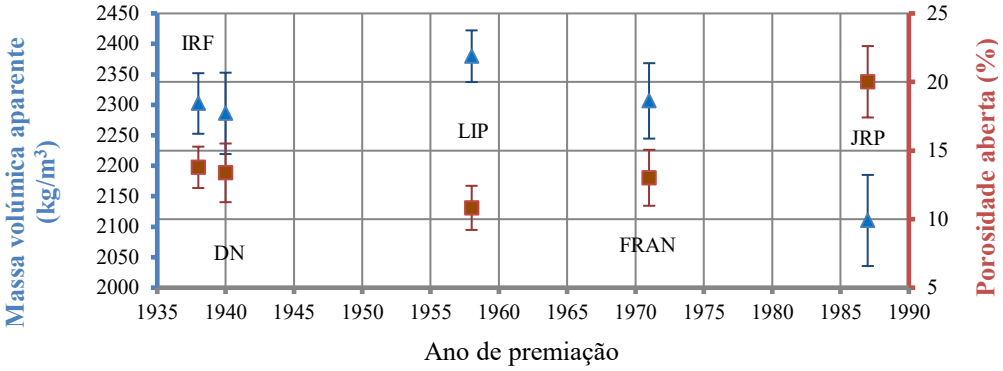


Figura 3. Valores médios de massa volúmica aparente e de porosidade aberta nas amostras de betão dos edifícios estudados

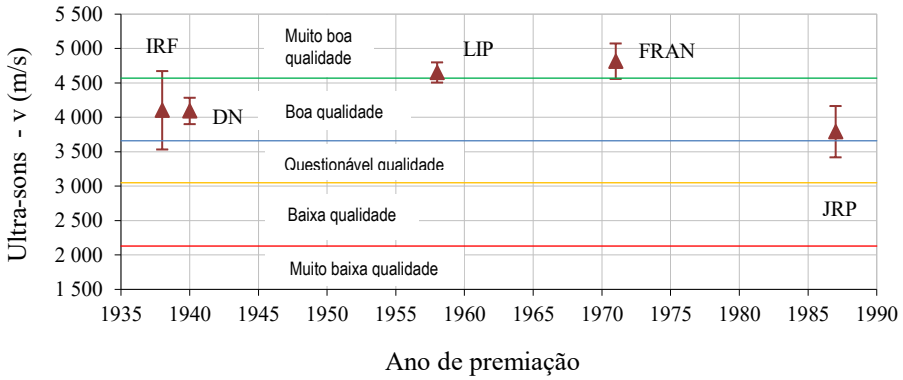


Figura 4. Valores médios de velocidade de propagação dos ultrassons nas amostras de betão dos edifícios estudados, com indicação da qualidade associada [8]

No que diz respeito à caracterização mecânica [9, 10] os resultados obtidos encontram-se expressos no Quadro 3 e materializados graficamente na Fig. 5.

Quadro 3. Valores médios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade

Caso de Estudo	*Ano de premiação*	*Tensão de rotura* [MPa]	*Módulo de elasticidade* [GPa]
Igreja do Rosário de Fátima	1938	28,3	18,5
Edifício do Diário de Notícias	1940	32,1	17,3
Laboratórios do Instituto Pasteur	1958	35,8	28,6
Edifício “Franjinhas”	1971	60,4	33,8
Edifício CED-JRP	1987	27,2	17,6

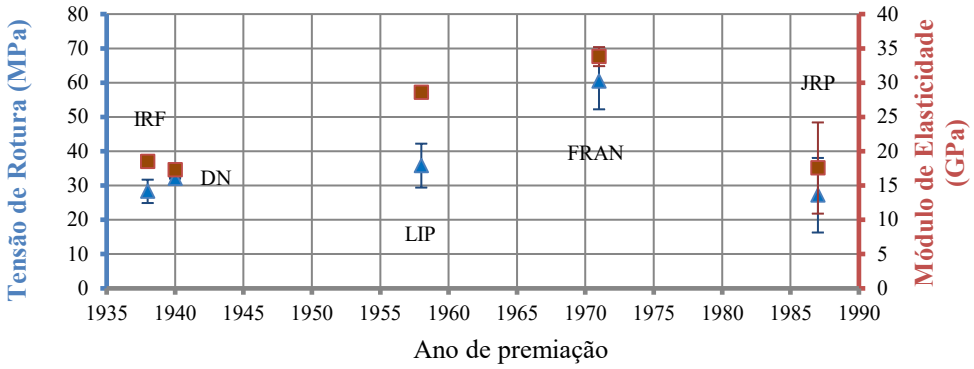


Figura 5. Valores médios de tensão de rotura e de módulo de elasticidade das amostras de betão recolhidas nos edifícios estudados

Os resultados médios obtidos no ensaio de absorção de água por capilaridade às 24 horas nas amostras estudadas apresentam-se na Fig. 6.

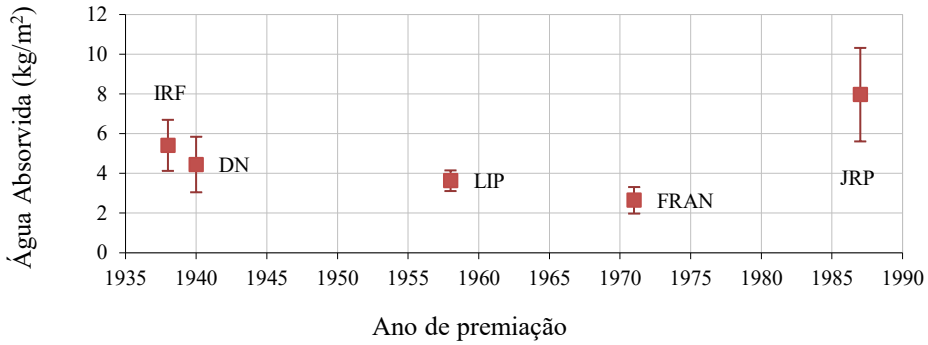


Figura 6. Valores médios de absorção capilar às 24 horas das amostras de betão recolhidas nos edifícios estudados

5.3 Caracterização mineralógica e determinação da profundidade de carbonatação

A análise por DRX evidenciou uma prevalência de minerais de natureza siliciosa (quartzo e feldspato) e carbonatada (calcite), correspondentes essencialmente aos minerais dos agregados. Em termos dos minerais da pasta, é de referir a presença de portlandite em todas as amostras analisadas e, em menor quantidade, gesso, calcite, etringite e silicatos anidros do clínquer, compostos estes usuais em pastas de cimento Portland.

A ATG/ATD permitiu quantificar os teores de portlandite ($Ca(OH)_2$) e de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) – Quadro 4. Nesse quadro é ainda apresentada a profundidade média de carbonatação registada nas carotes de betão, medida após a aplicação de uma solução alcoólica de fenolftaleína (1 % em volume), e os intervalos dos recobrimentos medidos.

Quadro 4. Valores médios dos teores de carbonato de cálcio e portlandite calculados por ATG/ATD, profundidades médias de carbonatação e intervalos de recobrimentos medidos

Caso de Estudo	*Ano de premiação*	*$CaCO_3$* [%]	*$Ca(OH)_2$* [%]	*Profundidade média de carbonatação* [mm]	*Intervalo de recobrimentos medidos* [mm]
Igreja do Rosário de Fátima	1938	41,9	1,4	26,9	48 - 70
Edifício do Diário de Notícias	1940	68,7	0,6	10,5	20 - 50
Laboratórios do Instituto Pasteur	1958	43,8	0,4	15,3	20 - 55
Edifício "Franjinhas"	1971	53,7	0,8	11,4	10 - 50
Edifício CED-JRP	1987	43,0	1,1	12,2	20 - 70

6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Constatou-se que o agregado grosso britado teve, com a exceção do caso de estudo premiado em 1958, uma redução significativa da sua dimensão máxima ao longo do período em análise. Embora ainda não se possuam dados relativos à granulometria dos agregados, a variação ocorrida deverá ser reflexo da optimização dos processos construtivos. Quanto ao agregado fino, a sua natureza é essencialmente siliciosa, o que é compatível com a natureza das areias comuns da região de Lisboa [11]. Apesar da utilização maioritária de agregados britados de origem calcária, verificou-se que na Igreja do Rosário de Fátima foram também usadas partículas de cherte e basalto, enquanto no edifício do CED-JRP o calcário tinha uma componente rica em fração argilosa, o que indicia betões com agregados de origens distintas. Ainda assim, tendo em conta o contexto geológico da região de Lisboa, pode igualmente considerar-se a compatibilidade dos agregados grossos com as litologias que ocorrem na região [12].

No que diz respeito às propriedades físicas e mecânicas dos betões analisados é de destacar, de uma forma geral, que os valores de porosidade aberta e de massa volúmica aparente não apresentam variações muito significativas nem uma tendência visível de variação para diferentes épocas de construção. A absorção de água por capilaridade demonstra que, ao longo período em análise, há um aumento de compacidade dos betões, aumento esse corroborado pelos resultados do ensaio de velocidade de propagação dos ultrassons, porém com visível diferença nas amostras de betão do edifício de 1987, estas apresentando valores mais elevados de absorção capilar e mais baixa compacidade. Denota-se, pois, que a valores mais baixos de porosidade correspondem valores mais elevados de velocidade de propagação da velocidade de ultrassons e também valores mais elevados de resistência mecânica. Assim, as características mecânicas evidenciam, com a exceção do edifício premiado em 1987, uma tendência de aumento nos valores de resistência à compressão e de módulo de elasticidade.

De modo a comparar os resultados da resistência à compressão obtidos a idades diferentes, fez-se uma estimativa da resistência que teriam os betões aos 28 dias aplicando o modelo do Eurocódigo 2 [13] através da resolução da Eq. (1):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (1)$$

Considerando $\beta_{cc}(t) = 1{,}44$, os valores obtidos permitem afirmar que a resistência à compressão aos 28 dias seria superior ao valor prescrito, evidenciando para estas épocas de construção uma tendência semelhante à da tensão de rotura atual (obtida em 2018), tal como se pode observar na Fig. 7.

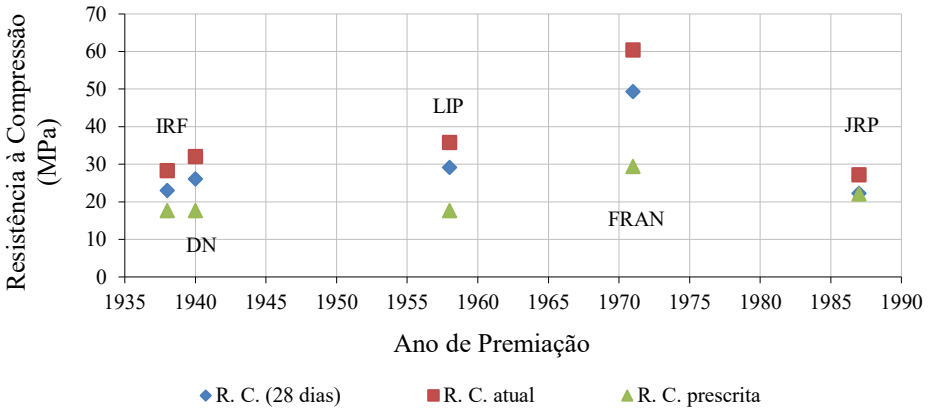


Figura 7. Projeção da resistência à compressão (R.C.) aos 28 dias considerando a aplicação da Eq. 1, atual e prescrita

Apesar de ainda não se conhecer a composição e o teor de cimento dos betões destes cinco casos de estudo analisados, constata-se que os teores mais elevados de portlandite se encontram nas amostras da Igreja do Rosário de Fátima e no edifício do CED-JRP, o que pode traduzir uma maior dosagem de ligante. De referir que os teores de hidróxido de cálcio aparentam ser baixos, o que poderá ser reflexo de uma menor taxa de hidratação do cimento uma vez que, à data, os cimentos eram mais grossos que os atuais.

A carbonatação dos betões, tendo em conta o intervalo de recobrimentos medidos, poderá ter favorecido localmente destacamentos nas superfícies de betão em resultado da corrosão das armaduras, tal como observado na maioria dos casos. As observações macroscópicas, apesar de úteis na identificação de constituintes de neoformação, não são conclusivas no que diz respeito a tais fenómenos (e.g. reações expansivas internas), havendo que recorrer-se a um estudo mais aprofundado a nível microscópico.

7. CONCLUSÕES

Os resultados de caracterização obtidos, não obstante a campanha experimental estar apenas parcialmente concluída, permitem tecer algumas considerações acerca dos betões dos cinco edifícios analisados. De um modo geral, os edifícios em estudo apresentam resultados que apontam para uma boa durabilidade dos materiais, facto relevante considerando que os edifícios se encontram em serviço, pese embora existam problemas decorrentes de falta de manutenção ou de deficiente execução que conduziram à corrosão das armaduras.

Quanto à composição dos betões e suas principais propriedades, os resultados apontam para uma variação expectável ao longo do tempo, de que é exemplo a das propriedades mecânicas e também do grau de compacidade. O edifício do CED-JRP foi a exceção, pelo que será necessário analisar os resultados da caracterização química e microestrutural desse betão de modo a melhorar a compreensão das suas propriedades e comportamentos físico e mecânico. Assim a sua caracterização torna-se fundamental, porquanto se levantam incertezas quanto ao seu estado de conservação.

À exceção do betão de recobrimento, que no geral se verificou estar carbonatado, o restante betão apresentou características físicas e mecânicas que traduzem betões em bom estado de conservação. No entanto, é de referir que no caso de estudo de 1987 os valores das características físicas e mecânicas

são as mais baixas dos cinco casos de estudo analisados. Este facto pode indiciar problemas relacionados com um controlo de qualidade insuficiente.

Os ensaios em curso permitirão identificar ainda as causas das anomalias observadas e aprofundar o conhecimento da composição dos betões de modo a estabelecer estratégias de mitigação dos factores de degradação, assim como fornecer dados suficientes para apoiar na decisão de ações de reparação (conservação/reabilitação) quando e caso venham a ser necessárias.

AGRADECIMENTOS

Os autores prestam o agradecimento à Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo apoio concedido através da bolsa de doutoramento com a referência SFRH/BD/112809/2015 e do Projeto DB-HERITAGE - Base de dados de materiais de construção com interesse histórico e patrimonial, referência PTDC/EPH-PAT/4684/2014. Agradecem ainda ao LNEC através do apoio concedido aos Projetos DUR-HERITAGE - Durabilidade e caraterização de materiais com interesse histórico e PRESERVe - Preservação de revestimentos do Património construído com valor cultural: identificação de riscos, contributo do saber tradicional e novos materiais para conservação e proteção.

REFERÊNCIAS

[1] Regulamento para o Emprego de Betão Armado (1918), DL nº 4036 de 3 de Abril de 1918, 1ª série, Nº 67, pp. 337-342.

[2] Câmara Municipal de Lisboa (2004). Lisboa – Prémio Valmor. Lisboa: CML, 174 p.

[3] Almeida, L.; Santos Silva, A.; Mirão, J.; Rosário Veiga, M. (2017). Characterization of renders from buildings awarded with Lisbon's Valmor Prize of Architecture (1902-2002). State of conservation and contributions for preservation. Proc. of 3rd Int. Conference on Protection of Historical Constructions. Lisbon, Portugal, 12 – 15 July, pp. 277-279.

[4] Cóias V. (2009). Inspecções e ensaios na reabilitação de edifícios, 2ª Edição, IST Press. Lisboa. 438 p.

[5] E393. 1993, Betões – Determinação da absorção de água por capilaridade. LNEC. Lisboa, 2 p.

[6] E394. 1993, Betões – Determinação da absorção de água por imersão. LNEC. Lisboa, 2 p.

[7] R. B. A. Regulamento do Betão Armado (1935), DL nº 25948 de 16 de Outubro de 1935, 1ª série, Nº 240, 30 p.

[8] Whitehurst, E. A. (1951). Soniscope tests concrete structures. Journal American Concrete Institute, N. 47, pp. 433-444.

[9] E397. 1993, Betões – Determinação do módulo de elasticidade em compressão. LNEC. Lisboa, 2 p.

[10] NP EN 12504-1. 2009, Ensaios do Betão nas estruturas – Parte 1: carotes. Extracção, exame e ensaio à compressão. 2ª edição. IPQ, 13 p.

[11] Gonilho Pereira, C.; Castro-Gomes, J. P.; Pereira de Oliveira, L. (2008). Qualidade de agregados naturais e sua influência na durabilidade do betão estrutural. Actas do Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008. Guimarães 5-7 de novembro, pp 327-328.

[12] Sousa Pinto, M. J. P. R. (2005). Levantamento Cartográfico de Locais de Pedreiras no Concelho de Lisboa. Lisboa: CML, p. 162.

[13] NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ, 225 p.

Caracterização Experimental de Betões Pré-misturados sem Adição de Água





Carolina Freitas[1] **Paulo Silva Lobo**[2,3] **Miguel Guimarães**[4]

RESUMO

O Laboratório Cimentos Madeira desenvolveu composições de betão pré-misturado, sem adição de água, para aplicação em alternativa ao betão pronto e ao betão preparado em obra. Esta gama de produtos foi denominada Betomix. Para aplicação em obra, após adição da quantidade de água de amassadura adequada, procede-se à mistura final. O material referido é especialmente indicado para obras de difícil acesso, e para execução ou reparação de pequenos elementos de betão, permitindo obter uma maior homogeneidade em comparação com a alternativa preparada em obra.

Foram estudadas quatro composições de Betomix, apresentando igual quantidade de cimento, de agregados, de adjuvantes e de adições, variando unicamente a quantidade de água em função de diferentes intervalos de tempo entre a pré-mistura e a mistura, nomeadamente 0.0, 1.5, 3.0 e 4.5 h. Como referência, analisou-se um betão pronto equivalente, da classe de resistência C30/37. Analisaram-se diversas propriedades mecânicas bem como de comportamento reológico do Betomix. Avaliou-se a resistência à tração e à compressão, além do módulo de elasticidade, em função do tempo entre a pré-mistura e a mistura.

Os resultados da campanha experimental realizada permitiram avaliar a influência do tempo entre a pré-mistura e a mistura em várias propriedades do Betomix. As equações preconizadas no Eurocódigo 2 para estimar a resistência à compressão ao longo do tempo e a resistência à tração, bem como o módulo de elasticidade, em função da resistência à compressão aos 28 dias, resultaram em valores significativamente distintos dos resultados obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: Composições de betão; Betomix; Pré-mistura; Características mecânicas

[1]Departamento de Engenharia Civil e Geologia, Universidade da Madeira, Funchal, Portugal. 2052009@student.uma.pt
[2]Departamento de Engenharia Civil e Geologia, Universidade da Madeira, Funchal, Portugal. plobo@uma.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. paulo.lobo@tecnico.ulisboa.pt
[4]Cimentos Madeira Lda., Funchal, Portugal. mguimaraes@cimentosmadeira.com

1. INTRODUÇÃO

O Laboratório Cimentos Madeira, desenvolveu um betão pré-misturado sem adição de água, denominado Betomix. Esse material consiste numa pré-mistura preparada em central de betão pronto, contendo todos os constituintes de um betão convencional, com exceção da água. Assim, a água presente nessa pré-mistura é apenas a contida nos agregados. Para aplicação, a pré-mistura é transportada para o local de colocação e executada a amassadura, com recurso a uma betoneira, adicionando a quantidade de água recomendada, no máximo, três horas após a pré-mistura. O Betomix é classificado de acordo com a NP EN 206-1 [1] e com a LNEC E 464 [2]. Trata-se de um produto adequado à execução de trabalhos de construção corrente, de pequeno volume, em obras de difícil acesso.

Existem no mercado produtos como o betão pré-doseado a seco, que, embora com diferenças relevantes, é produzido com os mesmos objetivos, garantindo os dois um maior controlo da composição relativamente à alternativa preparada em obra. Esse produto, embalado em sacos de papel, é constituído por uma mistura devidamente proporcionada, contendo agregados secos, ligante hidráulico e adjuvantes. Para aplicação, basta realizar uma amassadura com recurso a uma betoneira e adicionar a quantidade de água recomendada pelo fabricante. O betão pré-doseado a seco está disponível em diversas classes de resistência, e é especialmente indicado para pequenas betonagens, condições de difícil acesso e grandes distâncias à central. O betão pré-doseado a seco diferencia-se do betão pré-misturado sem adição de água nos seguintes aspetos: o primeiro betão pode ser armazenado com um determinado prazo de validade de 12 meses; os agregados presentes no betão pré-doseado a seco são completamente secos em estufa, aumentando o seu custo de produção.

O estudo aqui apresentado teve como principal objetivo analisar o comportamento mecânico do Betomix. Efetuou-se uma análise comparativa entre o Betomix Ultra R37, e o betão convencional com a mesma classe de resistência. Para cumprimento dos objetivos propostos, foram efetuados diversos ensaios experimentais com C30/37 e quatro produtos Betomix, variando estes últimos apenas na quantidade de água adicionada em função de diferentes intervalos considerados entre a pré-mistura e a mistura.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1 Composições

De acordo com os objetivos da investigação que se apresenta, preparam-se pré-misturas de Betomix Ultra R37, de igual composição, estabelecida pelo Laboratório Cimentos Madeira. Foram pesados e introduzidos na betoneira agregados húmidos, ligante hidráulico, cinzas volantes e adjuvante. Deixou-se a betoneira em atividade durante cerca de dez minutos, de forma a misturar todos os constituintes. Seguidamente, retirou-se a pré-mistura para recipientes apropriados, ao abrigo de luz solar direta, vento e chuva, e registou-se a hora de finalização desta operação. Este processo foi repetido, de forma a produzir quatro pré-misturas iguais.

Posteriormente, efetuaram-se quatro amassaduras, cujas composições são apresentadas no Quadro 1. Estas operações foram realizadas com diferentes intervalos de tempo após a execução da pré-mistura, nomeadamente 0.0, 1.5, 3.0 e 4.5 h. Colocou-se a pré-mistura na betoneira e, para efetuar a amassadura do Betomix (0.0h), a água foi introduzida na betoneira em atividade logo após a produção da pré-mistura, e deixou-se a betoneira em atividade até a mistura apresentar-se homogénea. Para efetuar a amassadura do Betomix (1.5h), a pré-mistura foi introduzida na betoneira uma hora e meia após a sua produção, tendo sido adicionada uma determinada quantidade de água na betoneira. As restantes amassaduras foram realizadas de acordo com o mesmo procedimento.

Relativamente à quantidade de água adicionada, para realização das amassaduras do Betomix (1.5, 3.0, e 4.5h), como seria de esperar, verificou-se uma diminuição dos valores do ensaio de abaixamento com o passar do tempo após a realização da pré-mistura. Assim, para manter uma trabalhabilidade semelhante à do Betomix (0.0h), introduziu-se uma maior quantidade de água. Deste modo, nestas três amassaduras,

a quantidade de água adicional foi inserida na betoneira com base na observação visual, com o objetivo de se obter um abaixamento no ensaio do cone de Abrams de cerca de 15 cm. No Quadro 2, apresentam-se as quantidades de água adicionadas em cada amassadura.

Quadro 1. Composição do betão Betomix (0.0h).

Componentes	*Quantidade* [kg/m^3]
Brita 4/10	780
Areia 0/4	685
Areia 0/2	399
Cimento, CEM II/A-L 42.5 R	400
Cinzas volantes	60
Adjuvante Pozzolith 390 N	4.6
Água	174

Quadro 2. Quantidade de água utilizada em cada amassadura do Betomix e a sua relação água/ligante.

Betão	*Água total adicionada* [l/m^3]	*Relação água/ligante*
Betomix (0.0h)	174	0.38
Betomix (1.5h)	192	0.42
Betomix (3.0h)	201	0.44
Betomix (4.5h)	205	0.45

Relativamente ao betão convencional C30/37, foram pesados todos os materiais constituintes (agregados, cimento, água, cinzas volantes, adições e adjuvante) e introduzidos sequencialmente na betoneira em atividade, adicionando por último o adjuvante. No Quadro 3, indica-se a composição desse betão.

Quadro 3. Composição do betão convencional C30/37.

Componentes	*Quantidade* [kg/m^3]
Brita 4/10	732
Areia 0/4	798
Areia 0/2	422
Cimento, CEM II/A-L 42.5 R	355
Cinzas volantes	55
Adjuvante Pozzolith 390 N	2.1
Adjuvante MasterEase	2.5
Água	173

O ensaio de abaixamento do cone de Abrams foi realizado de acordo com a NP EN 12350-2 (2009) [3]. No Quadro 4, apresentam-se os valores obtidos para cada uma das amassaduras.

Quadro 4. Resultados dos abaixamentos obtidos após conclusão das amassaduras.

Betão	*Abaixamento* [cm]
Betomix (0.0h)	16
Betomix (1.5h)	12
Betomix (3.0h)	15
Betomix (4.5h)	17
Betão C30/37	13

Dadas as naturais variações associadas ao ensaio realizado e ao material, consideram-se estes resultados adequados, considerando o valor pretendido para os abaixamentos, referido acima.

2.2 Preparação e cura dos provetes

Antes de se proceder à execução dos provetes, os moldes foram devidamente limpos, montados e verificadas as condições de utilização. Posteriormente, aplicou-se óleo descofrante e identificaram-se todos os moldes. Após a realização do ensaio de abaixamento, encheram-se os moldes cúbicos, com 150 mm de lado, e os moldes cilíndricos, com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro. O betão foi compactado com recurso a um vibrador de agulha.

Os provetes permaneceram nos moldes durante um período de 24 horas, ao ar livre, protegidos de choques, vibrações e desidratação, conforme indicado na norma NP EN 12390-2 (2009) [4]. Após esse período, todos os provetes foram desmoldados e devidamente identificados com um marcador à prova de água. Seguidamente, os provetes foram colocados em água, à temperatura de 20 ± 5 ºC, até ao momento imediatamente antes do ensaio.

No Quadro 5, apresenta-se o número provetes preparados.

Quadro 5. Número de provetes preparados.

Betão	*Provetes cúbicos*	*Provetes cilíndricos*
Betomix (0.0h)	9	3
Betomix (1.5h)	9	3
Betomix (3.0h)	9	3
Betomix (4.5h)	9	3
Betão C30/37	9	3
Total	45	15

Relativamente aos ensaios experimentais, a maior parte foi realizada no Laboratório Cimentos Madeira. No entanto, dois tipos de ensaio, nomeadamente para determinação do módulo de elasticidade e da resistência à tração por compressão diametral, foram realizados no Laboratório Regional de Engenharia Civil da Região Autónoma da Madeira.

2.3 Quantidade de água adicionada

Na Fig. 1, apresentam-se as quantidades de água adicionadas aos Betomix e os correspondentes valores dos ensaios de abaixamento.

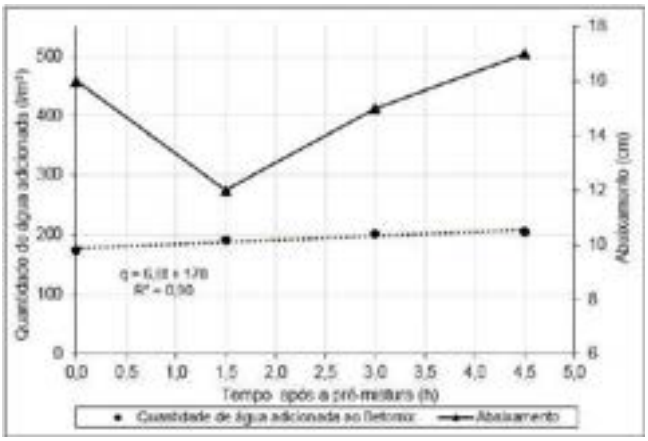


Figura 1. Quantidade de água adicionada na amassadura dos Betomix.

Verifica-se que o Betomix (1.5h) apresentou um valor de abaixamento de 12 cm, o que significa que deveria ter sido adicionada uma quantidade de água ligeiramente superior, para se obter um valor de abaixamento mais próximo do verificado nos restantes materiais. Relativamente aos Betomix (0.0 h), (3.0 h) e (4.5 h), apresentaram abaixamentos semelhantes. Por ter sido definido como objetivo o valor

de 15 cm para os abaixamentos, consideram-se estes resultados razoáveis, apesar da maior variação num dos casos, não comprometendo a análise pretendida.

Apresenta-se ainda, na Fig. 1, a equação obtida para estimar a quantidade de água a adicionar ao Betomix em função do tempo após a pré-mistura, onde q é a quantidade de água total a adicionar, em l/m^3, e t é o tempo após a produção da pré-mistura, em horas.

2.4 Ensaios de betão no estado endurecido

O ensaio de resistência à compressão foi executado de acordo com a norma NP EN 12390-3 (2011) [5]. Para cada um dos diferentes tipos de betão, ensaiaram-se três provetes cúbicos aos 7, 28 e 56 dias de idade. Verificou-se o tipo de rotura do provete, de forma a confirmar que a mesma foi satisfatória.

Ensaiaram-se três provetes cilíndricos de cada tipo de betão aos 28 dias, para determinação do módulo de elasticidade, de acordo com a LNEC E 397 (1993) [6]. Apesar de esta especificação prescrever a rotura do provete, optou-se por não o fazer, tendo os mesmos provetes sido utilizados para a execução dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral. Estes ensaios foram conduzidos de acordo com a NP EN 12390-6 (2011) [7].

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Resistência à compressão

Os resultados de resistência à compressão, f_c, obtidos para cada um dos provetes dos quatro tipos de Betomix, são apresentados na Fig. 2. Nesta, apresentam-se também as curvas de tendência, bem como os correspondentes coeficientes de determinação, R^2.

De acordo com estes resultados, verifica-se que, como seria de esperar, a resistência à compressão nos diversos provetes ensaiados aos 7, 28 e 56 dias diminuiu com o aumento do tempo entre a produção da pré-mistura e o início do fabrico da amassadura. Esta diminuição deve-se primeiramente ao aumento da quantidade de água da mistura, consequência da diminuição da trabalhabilidade provocada pelos produtos de hidratação do cimento, devida à água contida nos agregados.

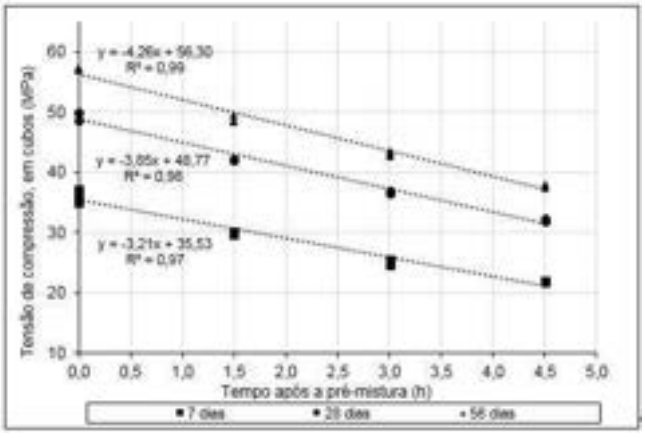


Figura 2. Resistência à compressão dos Betomix.

Verificou-se que a partir de, aproximadamente, três horas após produção da pré-mistura, o Betomix já não verificou as características de resistência à compressão. O Betomix (4.5h) apresenta aos 28 dias de idade uma resistência média à compressão de 32 MPa, sendo esta inferior à resistência prescrita. Também o Betomix (3.0h) não verificou um dos critérios de conformidade da NP EN 206-1 [1], uma vez que o valor de resistência média à compressão obtido é um pouco inferior ao exigido.

Na Fig. 3, apresentam-se os resultados obtidos experimentalmente para os betões Betomix aos 7 e aos 56 dias, e os valores médios de resistência à compressão, f_{cm}, determinados segundo a NP EN 1992-1-1 (2010) [8] (Eurocódigo 2), considerando os valores da resistência à compressão aos 28 dias de idade obtidos nos ensaios realizados.

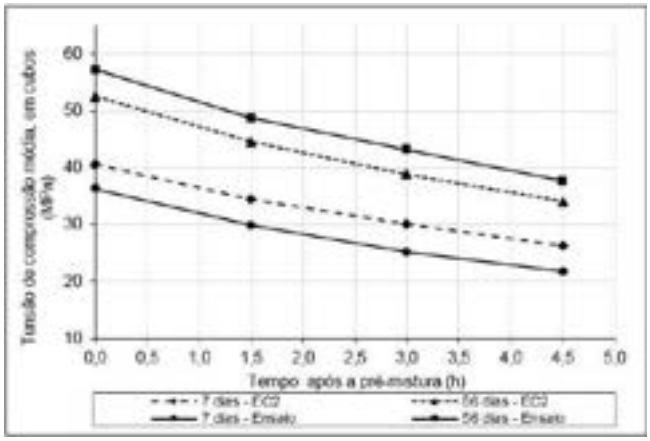


Figura 3. Resistência à compressão dos Betomix aos 7 e aos 56 dias, obtida experimentalmente e segundo o Eurocódigo 2.

A análise destes resultados permite verificar uma diferença significativa, para todos os betões Betomix, entre os valores experimentais e os obtidos de acordo com o Eurocódigo 2. Conclui-se, por isso, que as equações apresentadas nesse Eurocódigo para estimar a tensão de rotura à compressão de betões normais numa determinada idade, com base na resistência média à compressão aos 28 dias de idade, não se adequam ao Betomix. Os valores obtidos, seguindo essa metodologia, encontram-se cerca de 5 MPa acima dos resultados obtidos experimentalmente.

Deve-se referir que, ao comparar a resistência à compressão do Betomix com o do C30/37, verifica-se que o Betomix (0.0h) apresenta valores médios mais elevados, como se podia esperar, já que era pretendido que o Betomix (3.0h) ainda apresentasse resistência próxima à do betão C30/37. Relativamente aos Betomix (3.0h) e (4.5h), observa-se, de acordo com os valores apresentados no Quadro 6, que o betão C30/37 apresenta uma resistência média à compressão superior, diferença que se deve primeiramente à maior quantidade de água adicionada nestes betões. A relação água/ligante do C30/37 foi de 0.42.

Quadro 6. Resistência à compressão do betão C30/37.

Betão	*Idade*	*Tensão média* [MPa]
Betão C30/37	7	24.93
	28	36.60
	56	42.51

3.2 Módulo de elasticidade

Na Fig. 4, apresentam-se os resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos diferentes provetes do Betomix, determinados de acordo com a LNEC E 397 (1993) [6], assim como as quantidades totais de água adicionadas nas diversas amassaduras. Observa-se uma tendência para a diminuição do módulo de elasticidade com o aumento do tempo após a pré-mistura e com o aumento da quantidade de água adicionada ao Betomix, como era expectável, apesar de no Betomix (4.5h) ter sido verificado um ligeiro aumento relativamente ao Betomix (3.0h).

Relativamente ao betão convencional C30/37, que apresentou módulo de elasticidade de 29.5 GPa aos 28 dias, verifica-se que este é muito próximo do Betomix (0.0h), com 29.3 GPa. No entanto, seria

esperado que o Betomix (0.0h) tivesse obtido um maior valor do módulo de elasticidade, dado que tem uma relação água/ligante inferior à do betão C30/37 levando a um aumento do seu módulo de elasticidade. Os outros Betomix, como era expectável, apresentaram módulos de elasticidade inferiores aos do betão convencional C30/37.

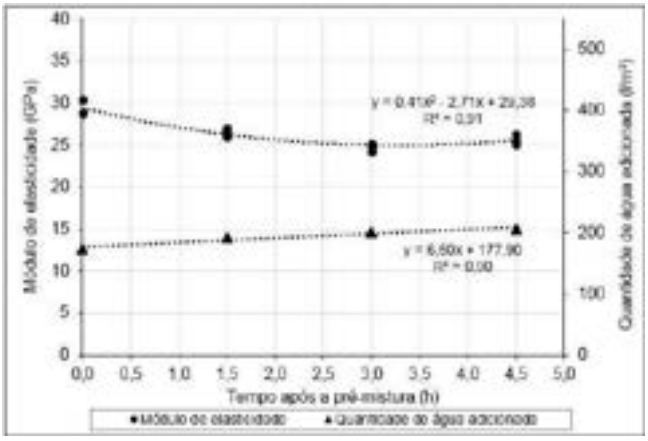


Figura 4. Valores do módulo de elasticidade dos Betomix aos 28 dias.

Na Fig. 5, apresentam-se os valores médios do módulo de elasticidade dos Betomix aos 28 dias de idade, obtidos nos ensaios experimentais, assim como os valores estimados segundo o Eurocódigo 2, para betões com agregados de quartzito (referência) e para betões com agregados de basalto.

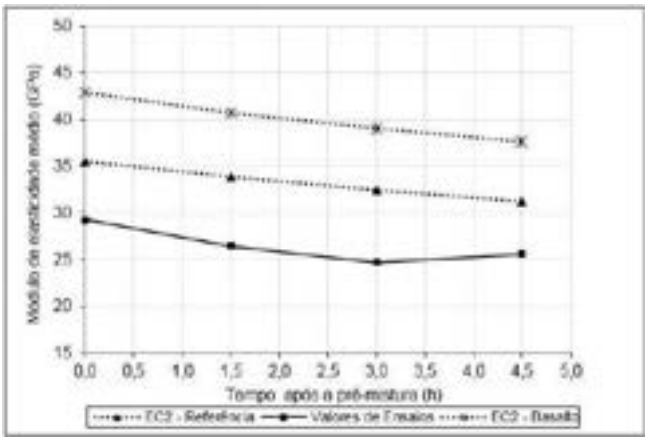


Figura 5. Módulo de elasticidade dos Betomix aos 28 dias, obtidos experimentalmente e segundo o Eurocódigo 2.

Observa-se uma diferença significativa para todos os Betomix relativamente aos valores de módulo de calculados segundo o Eurocódigo 2. Apesar desse documento referir que, em betões com agregados basálticos, o valor médio do módulo de elasticidade secante do betão deve ser aumentando em 20%, os resultados obtidos indicam que este valor deveria ser diminuído em cerca de 20%, em média, relativamente ao valor dos betões de referência (betões com agregados de quartzito). Esta conclusão está em linha com o verificado por Caetano et al. [9] para betões convencionais, utilizando materiais semelhantes aos do Betomix utilizados no estudo apresentado neste artigo. Esses autores indicaram valores experimentais 16% inferiores aos obtidos segundo o Eurocódigo. Dada a dimensão da campanha experimental realizada, não é possível concluir que a diferença obtida se deve a fatores que não a variabilidade do tipo de material e dos ensaios realizados. É, no entanto, possível concluir que, apesar do Eurocódigo 2 indicar que é possível determinar o módulo de elasticidade através da resistência média à compressão aos 28 dias de idade, tal não se adequa aos resultados experimentais obtidos.

3.3 Resistência à tração

O valor da tensão de rotura dos betões à tração por compressão diametral, f_{ct}, foi determinado de acordo com o preconizado na NP EN 12390-6 (2011) [7]. Os resultados obtidos para os Betomix encontram-se na Fig. 6, onde também se apresenta a curva de tendência e o correspondente coeficiente de determinação.

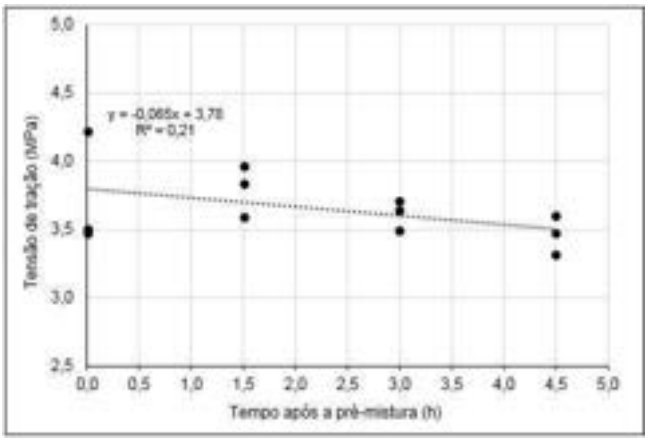


Figura 6. Resistência à tração por compressão diametral dos Betomix aos 28 dias.

Verifica-se que a relação entre os valores médios de resistência à tração obtidos para os Betomix, com diferentes tempos após a pré-mistura, é aproximadamente linear, embora com um coeficiente de correlação moderado, devido à dispersão de valores verificada e à reduzida alteração dos valores médios nos diversos Betomix. Observa-se ainda que os valores médios de resistência à tração decrescem à medida que se aumenta o tempo após a pré-mistura, de forma coerente com o verificado para a resistência à compressão, embora de forma menos evidente.

Refira-se ainda que, comparando a resistência à tração dos Betomix com a do C30/37, cujo valor médio foi de 4.1 MPa, verifica-se que os valores do primeiro grupo de betões são ligeiramente inferiores aos deste último.

Na Fig. 7, apresentam-se os valores de resistência à tração aos 28 dias, obtidos a partir dos ensaios realizados, em função da resistência à compressão à mesma idade. Apresentam-se ainda os mesmos valores estimados de acordo com o Eurocódigo 2.

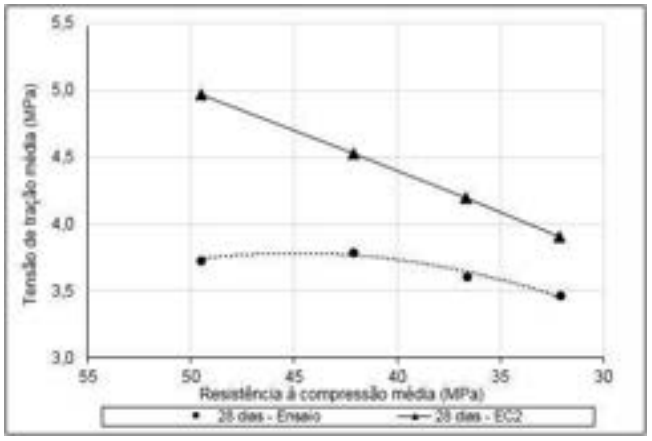


Figura 7. Resistência à tração por compressão diametral dos Betomix em função da sua resistência à compressão aos 28 dias, obtidos experimentalmente e segundo o Eurocódigo 2.

Observa-se que os valores de resistência à tração obtidos experimentalmente têm tendência a diminuir com a diminuição da resistência à compressão do betão. No entanto, esta relação não é linear. De referir ainda que o valor de resistência à tração do C30/37 - 4 MPa - é superior ao do Betomix (1.5h) que apresenta praticamente a mesma resistência à compressão do betão convencional. Esta diferença indica que a resistência à tração do Betomix relaciona-se com a resistência à compressão de forma diferente daquela que se verifica no betão convencional.

Quanto aos valores estimados de acordo com o Eurocódigo 2, observa-se uma diferença significativa relativamente aos valores experimentais dos Betomix. Os valores obtidos através dos ensaios são inferiores aos estimados, com diferenças que variam entre cerca de 0.5 MPa e cerca de 1.2 MPa. Além disso, verifica-se que a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão obtida experimentalmente é distinta da obtida com base no Eurocódigo 2.

4. CONCLUSÕES

No trabalho cujos resultados são apresentados neste artigo, foram avaliadas experimentalmente algumas características mecânicas de um novo produto desenvolvido pelo Laboratório Cimentos Madeira, o Betomix.

Verificou-se que o aumento do tempo após a pré-mistura teve influência nas características mecânicas avaliadas, nomeadamente na resistência à compressão, na resistência à tração e no módulo de elasticidade. Observou-se que os valores das resistências à compressão e à tração diminuem com o aumento do tempo após a pré-mistura, observando-se a mesma tendência para os valores do módulo de elasticidade. No entanto, a redução da resistência à tração não é tão evidente como para as restantes duas características. Como seria de esperar, essa diminuição deve-se primeiramente à necessidade de se aumentar a quantidade de água de amassadura para contrariar a diminuição da trabalhabilidade provocada pelos produtos de hidratação do cimento, que ocorrem desde inicio, resultado da presença de água nos agregados.

Da comparação entre o Betomix e o betão pronto C30/37, verificou-se que os valores da resistência à tração obtidos dos Betomix são ligeiramente inferiores aos do C30/37. No entanto, essa diferença é relativamente pequena. Os valores da resistência à compressão do Betomix (0.0h) são superiores aos do C30/37, como se poderia esperar, já que a resistência especificada deverá ser verificada ao fim de três horas. Os restantes Betomix apresentaram valores inferiores aos do betão C30/37. No entanto, o Betomix (1.5h) apresentou valores semelhantes nas diferentes datas de ensaio (7, 28 e 56 dias) aos do betão C30/37. O Betomix (0.0h) apresentou valores de módulo de elasticidade semelhantes aos do C30/37. Os restantes Betomix apresentaram valores inferiores aos do betão C30/37.

Verificou-se ainda que as expressões preconizadas no Eurocódigo 2 para estimar a resistência à compressão em diferentes idades em função da resistência obtida aos 28 dias, e a resistência à tração e o módulo de elasticidade a partir da resistência à compressão apresentam diferenças significativas quando comparadas com os resultados experimentais obtidos.

REFERÊNCIAS

[1] NP EN 206-1. 2007, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ. 84 p.

[2] E 464. 2005, Betões – Metodologia prescritiva para a vida útil de projecto de 50 anos face às acções ambientais. Lisboa: LNEC. 14 p.

[3] NP EN 12350-2. 2009, Ensaios do betão fresco – Parte 2: Ensaio de abaixamento. Lisboa: IPQ. 11 p.

[4] NP EN 12390-2. 2009, Ensaios do betão endurecido – Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica. Lisboa: IPQ 11 p.

[5] NP EN 12390-3. 2011, Ensaios do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes. Lisboa: IPQ. 22 p.

[6] E 397. 1993, Betões – Determinação do módulo de elasticidade em compressão. Lisboa: LNEC. 3 p.

[7] NP EN 12390-6. 2011, Ensaios do betão endurecido – Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes. Lisboa: IPQ. 15 p.

[8] NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: IPQ. pp. 33-37.

[9] Caetano, C. [et al.] (2012). Módulo de elasticidade em betões com agregados basálticos. Encontro Nacional Betão Estrutural, 24-26 de outubro de 2012. Porto: FEUP. 9 p.

Avaliação dos resultados de resistência à compressão de betão pronto produzido em centrais portuguesas

João Pacheco[1] **Jorge de Brito[2]** **Carlos Chastre[3]** **Luís Evangelista[4]**

RESUMO

Este artigo avalia se, para especificações de betão correntes, a resistência à compressão de betão pronto é significativamente dependente da central que o produziu, bem como se a variabilidade entre amassaduras de uma determinada composição é dependente da classe de resistência especificada. É apresentado um parâmetro probabilístico que converte a resistência à compressão característica especificada para a resistência à compressão expectável em provetes de betão cúbicos em condições padronizadas.

É feita uma análise estatística e probabilística dos resultados de ensaios de resistência à compressão aos 28 dias de betão pronto produzido em três centrais de betão portuguesas durante o ano de 2017. Após a avaliação da representatividade da base de dados analisada, é feito um estudo comparativo dos parâmetros estatísticos dos dados de produção das diferentes centrais e é avaliada a influência da classe de resistência à compressão do betão nestes parâmetros. Define-se e analisa-se um parâmetro probabilístico que converte a resistência à compressão especificada para a resistência potencial de betão, para cubos de 150 mm. Este parâmetro contribui para uma futura proposta de um modelo probabilístico, a ser utilizado em análises de fiabilidade, que converte a resistência à compressão especificada para a resistência à compressão de elementos de betão em obra.

Quer a análise estatística dos ensaios de resistência à compressão, quer o parâmetro de conversão são comparados com os resultados de investigações internacionais na área, aferindo-se se a qualidade da produção de betão pronto nacional é semelhante à de outras regiões.

Palavras-chave: betão pronto; análise probabilística; controlo de qualidade; fiabilidade

1. INTRODUÇÃO

Como o betão é um material com propriedades variáveis, as classes de resistência à compressão são definidas em função de resistências à compressão características em provetes normalizados, que se assume terem uma probabilidade de não-excedência de 5%. Esta filosofia implica que composições de betão da mesma classe de resistência sejam consideradas como tendo a mesma resistência à compressão característica. Tendo desvio padrão / coeficiente de variação (CoV) distintos, a resistências à compressão média destas composições será, também, distinta. Tal leva a que elementos estruturais feitos com estas composições tenham comportamento distinto em termos médios, mas probabilidades de falha

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Lisboa, Portugal. joaonpacheco@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Lisboa, Portugal.jb@civil.ist.utl.pt
[3]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Caparica, Portugal. chastre@fct.unl.pt
[4]Instituto Superior de Engeharia de Lisboa do Insituto Politécnico de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. evangelista@dec.isel.ipl.pt

para estados limite últimos semelhantes.
Assume-se assim que, desde que os critérios de conformidade da EN206-1 [1] sejam cumpridos, as diferenças entre as propriedades de diferentes composições de betão da mesma classe terão influência pouco significativa para efeitos de desempenho estrutural. Neste artigo, quantifica-se esta diferença para diferentes composições de três centrais de betão pronto distintas. Esta diferença é quantificada tendo como base os resultados de ensaios de provetes cúbicos de 150 mm do controlo de produção das centrais ao longo do ano de 2017, bem como pelo cálculo do coeficiente λ, definido como a razão entre a resistência à compressão aos 28 dias efectiva e a resistência à compressão especificada - Eq. (1):

$$\lambda = resistência\ ensaiada / resistência\ especificada\ (f_{ck}) \qquad (1)$$

Tendo todos os ensaios de resistência à compressão sido efectuados em cubos de 150 mm, a especificação das classes do betão seguirá a convenção dos regulamentos europeus vigentes (CX/Y, onde X respeita à resistência à compressão em cilindros de 150 mm por 300 mm e Y a resistência à compressão em cubos de 150 mm), sendo que todos os cálculos e menções à tensão característica dizem respeito à resistência característica em cubos (Y).

2. CARACTERIZAÇÃO DOS DADOS DAS CENTRAIS

2.1 Especificações

Das três centrais analisadas, a Central 1 foi a que teve menor produção. Foram produzidas apenas três composições de betão e os seus dados referem-se ao período entre Março e Dezembro de 2017. Os três betões produzidos têm as seguintes especificações:

- C20/25, S3, D20, X0(P), Cl0,40 (38 amassaduras);
- C25/30, S3, D20, X0(P), Cl0,40 (40 amassaduras);
- C30/37, S3, D20, X0(P), Cl0,40 (114 amassaduras).

A especificação das três composições diferiu apenas na classe de resistência.

A Central 2 produziu 395 amassaduras de 48 composições distintas de Janeiro a Dezembro de 2017 sendo que 64% das amassaduras desta central foram especificadas como sendo da classe C30/37, 16% da classe C25/30 e 11% da classe C20/25. A Central 3 produziu 1272 amassaduras de 66 composições entre Janeiro e Dezembro de 2017; tal como no caso das centrais 1 e 2, a maioria das amassaduras diz respeito às classes de resistência C20/25 a C30/37.

O número total de composições e amassaduras por classe de resistência é mostrado no Quadro 1. É também mostrado o número de composições com mais de 35 amassaduras, o mínimo correspondente a produção contínua de acordo com a EN206-1 [1].

Quadro 1. Número de composições e amassaduras por central e classe de resistência

	Nº de composições			*Nº de composições >35 amassaduras*			*Nº total de amassaduras*		
Classe	*C1*	*C2*	*C3*	*C1*	*C2*	*C3*	*C1*	*C2*	*C3*
C12/15	0	1	2	0	0	0	0	14	8
C16/20	0	2	1	0	0	0	0	15	2
C20/25	1	42	6	1	1	1	38	7	73
C25/30	1	11	20	1	1	3	40	64	354
C30/37	1	23	33	1	3	4	114	250	730
C35/45	0	0	4	0	0	0	0		5
C40/50	0	1	0	0	0	0	0	9	0
C50/60	0	1	0	0	0	0	0	1	0

Destes dados destaca-se a grande concentração de amassaduras entre as classes C20/25 e C30/37. A grande maioria das amassaduras diz respeito às classes de consistência S3 e S4. Praticamente todas as amassaduras foram especificadas com diâmetro máximo entre 16 e 22 mm. A análise irá prosseguir pela análise da variabilidade entre amassaduras da mesma composição, seguida da variabilidade por classe de resistência.

2.2 Avaliação da variabilidade das amassaduras de cada composição

A Fig. 1 compara a resistência à compressão aos 28 dias com o CoV das três centrais de betão. Só são mostradas as composições com mais de dez amassaduras.

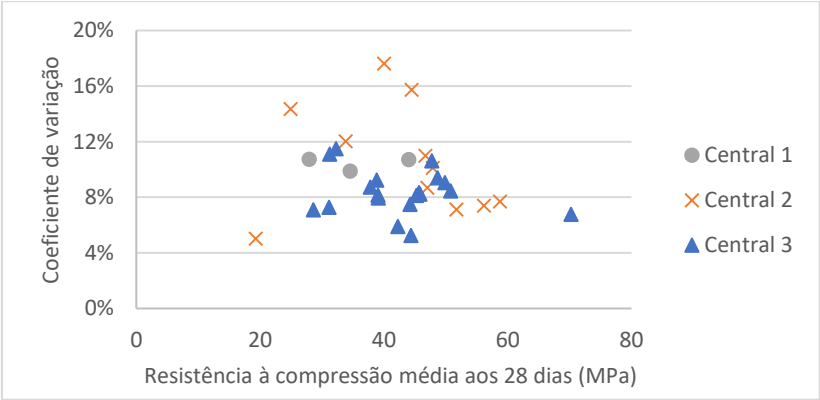


Figura 1. Resistência média à compressão vs. CoV de composições produzidas pelas três centrais

Desta figura é notório que a maioria dos CoV se situam entre 6 e 12 %, valores de acordo com os de outros estudos no tema [2-4]. A maioria dos valores de desvio padrão variou entre 2 e 5 MPa. Comparando os resultados entre centrais, a maior variabilidade da Central 2 em relação às demais é evidente. De acordo com a classificação do ACI214-R2011 [3], a qualidade do controlo de produção da Central 1 é "*Bom a Muito Bom*", a da Central 2 é *"Razoável a Mau"* e a Central 3 tem controlo de qualidade "*Bom a Razoável"*.

Optou-se por mostrar o CoV na Fig. 1, pois este revelou-se ser menos dependente da resistência à compressão do que o desvio padrão (Quadro 2). Esta conclusão não é consensual: alguns autores argumentam a favor do desvio padrão como independente da resistência à compressão [5, 6], outros a favor do CoV [4]. A norma ACI214-R2011 [3] poderá indicar a razão para resultados díspares entre autores: segundo este documento, o CoV é menos dependente da resistência à compressão do que o desvio padrão se a resistência à compressão for superior a 35 MPa. A maioria dos dados da Fig. 1 está acima deste valor.

Quadro 2. Coeficientes de correlação resistência à compressão vs. desvio padrão / CoV

Coeficiente de correlação	*Central 1*	*Central 2*	*Central 3**
Resistência à compressão vs. desvio padrão	98%	67%	44%
Resistência à compressão vs. CoV	7%	-23%	-18%

* Coeficiente de correlação calculado para três pontos

Avaliou-se também o ajuste probabilístico dos resultados dos ensaios às distribuições normal e lognormal. Ambas as distribuições se ajustam adequadamente aos resultados. A distribuição lognormal resultou num ajuste ligeiramente mais adequado na cauda inferior da generalidade das composições, o que se justifica pela assimetria das composições ter sido sempre positiva [7].

Foi ainda estuda a conformidade de todas as composições com mais de 35 amassaduras (Quadro 1) de acordo com os dois critérios para produção contínua da EN206-1 [1]:

- Critério 1: média dos *n* resultados superior a $f_{ck} + 1.48\,\sigma$, tendo sido adoptado *n*=15;
- Critério 2: nenhum resultado individual inferior a $f_{ck} - 4\,MPa$.

Esta análise foi feita para grupos de 15 resultados de ensaio sequenciais de cada composição analisada.

A Fig. 2 mostra as relações desvio padrão e $f_{cm} - f_{ck}$. Qualquer ponto acima da relação $f_{cm} - f_{ck}$=1.48σ corresponde a betão não-conforme. Nenhuma amassadura falhou o Critério 2.

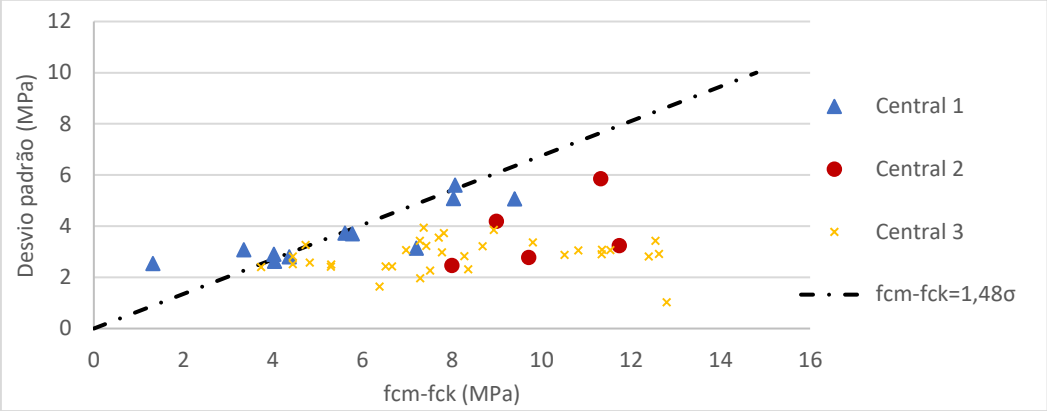


Figura 2. Critério 1 de conformidade para uma produção contínua de betão

Dos resultados mostrados na Fig. 2 constata-se que só para a Central 1 houve casos de não conformidade. Esta aparente contradição com a classificação da Central 2 pelo ACI214-R2011 [3] como tendo um controlo de qualidade de produção "*Muito bom a bom"* deve-se à classificação do ACI214-R11 [3] apenas ter em consideração o CoV das amassaduras. A Central 2 tem o menor CoV, mas também tem o menor valor de λ em relação às outras centrais, tema da secção 3 desta comunicação. A comparação com o caso da Central 2 é paradigmático: esta última é classificada como tendo "*Razoável a mau*" controlo de produção, mas foi a central cujas amassaduras passaram o Critério 1 de conformidade com folga superior. A explicação é simples: esta central tem λ assinalavelmente superior às demais. Caso esta central melhorasse o seu controlo de produção, poderia reduzir λ e tornar a sua produção mais económica.

2.3 Avaliação da variabilidade por classe de resistência

A análise por classe de resistência agrupou todos os resultados de ensaio referentes a betão com a mesma classe de resistência especificada. Foi feita uma comparação entre classes de resistência distintas para cada central, e as três centrais foram comparadas entre si. A Fig. 3 resume a comparação resistência à compressão *vs.* CoV. Esta figura terá forçosamente que ser analisada em conjunto com o Quadro 3, que mostra o desvio padrão e o número de amassaduras ensaiadas. A discussão dos resultados irá ignorar as classes de resistência C12/15, C16/20, C35/45 e C40/50 devido à reduzida amostragem.

Quadro 3. Estatísticas da análise das centrais por classe de resistência

		C12/15	*C16/20*	*C20/25*	*C25/30*	*C30/37*	*C35/45*	*C40/50*
Central 1	*Amassaduras*	-	-	38	40	114	-	-
	Média (MPa)	-	-	27,9	34,6	44,0	-	-
	Desvio padrão (MPa)			-	3,4	4,7		-
	CoV	-	-	10,7%	9,9%	10,7%	-	-
Central 2	*Amassaduras*	14	15	42	64	250	-	9
	Média (MPa)	19,0	24,8	24,0	42,9	49,5	-	60,0
	Desvio padrão (MPa)	1,0	3,0	5,6	8,1	6,2	-	4,8
	CoV	5,0%	12,1%	23,3%	18,8%	12,6%	-	8,0%
Central 3	*Amassaduras*	8	2	173	354	730	5	-
	Média (MPa)	17,2	15,9	31,2	39,4	45,9	58,1	-
	Desvio padrão (MPa)	1,7	0,1	3,3	4,6	5,1	4,5	-
	CoV	9,8%	0,4%	10,7%	11,6%	11,2%	8,0%	-

Tal como na análise por composição, as Centrais 1 e 3 têm variabilidade semelhante à de investigações de outras regiões [2, 8, 9]; a Central 2 tem CoVs superiores às demais centrais; os resultados dos ensaios resultam em coeficientes de correlação resistência à compressão *vs.* desvio padrão superiores aos coeficientes de correlação resistência à compressão *vs.* CoV.

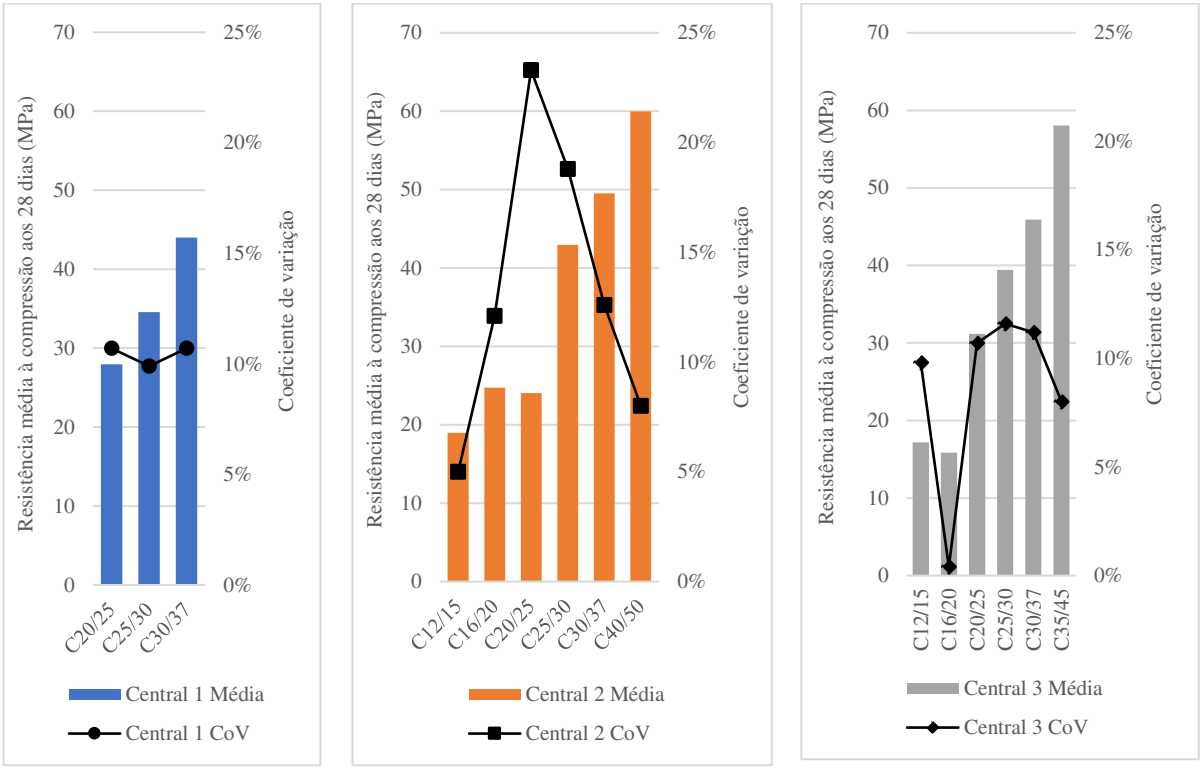


Figura 3. Resistência média à compressão aos 28 dias (cubos, MPa) *vs.* CoV

Distribuições normais e lognormais adequaram-se a todas as classes de resistência e centrais, conforme também concluído por outros investigadores [4, 10-15]. A distribuição lognormal voltou a resultar num ajuste mais próximo na região das caudas inferiores - a Fig. 4 mostra os ajustes obtidos de resistência produzidas na Central 2. Nesta figura, a variável normal padronizada refere-se ao número de desvios padrões a que cada registo de ensaio de uma classe de resistência está da resistência média da classe respectiva.

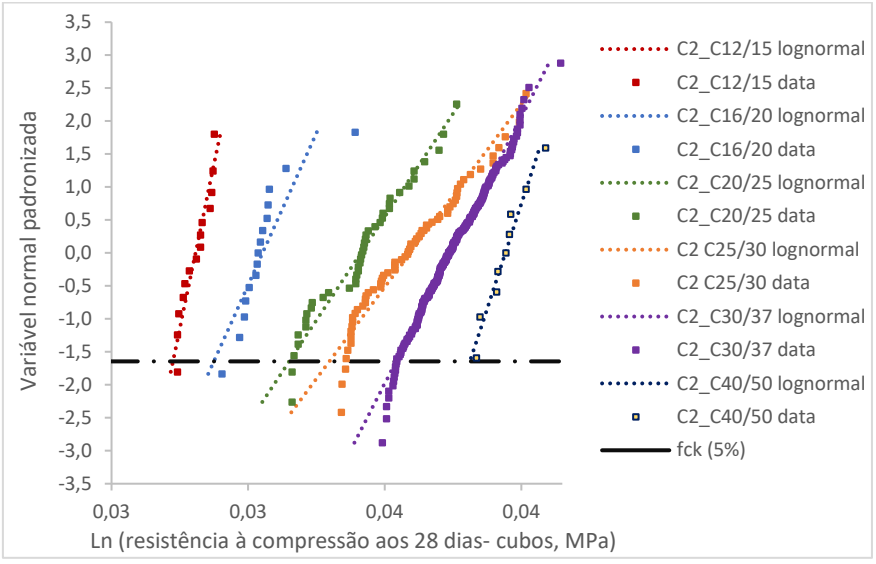


Figura 4. Ajuste dos dados a distribuições lognormais.

Assumindo uma distribuição lognormal, foram calculadas as probabilidades de os resultados de ensaio das amassaduras das classes de resistência C20/25, C25/30 e C30/37 de cada central serem inferiores às respectivas resistências à compressão características em cubos a partir das médias e desvios-padrão do Quadro 3. Foi também calculada a resistência à compressão correspondente ao percentil 5% ($f_{c5\%}$). A Fig. 5 mostra os resultados obtidos.

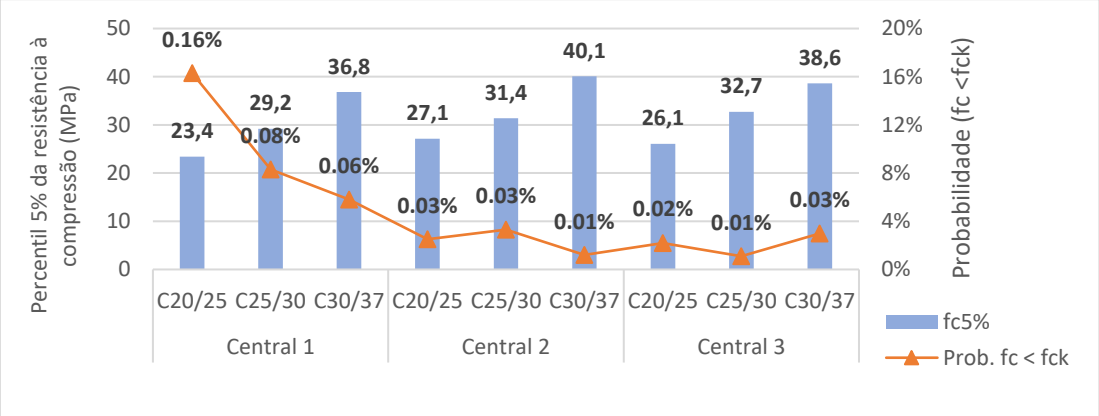


Figura 5. Percentis reais de resistência à compressão e probabilidades de não-excedência das resistências características vs. classes de resistência especificadas

Constata-se que:

- os valores de $f_{c5\%}$ das Centrais 2 e 3 são ligeiramente superiores a f_{ck};
- para as centrais 2 e 3, f_{ck} tem uma probabilidade de ocorrência inferior a 5%;
- o percentil ($f_{c5\%}$) da Central 1 é marginalmente inferior a f_{ck}, sem que daí resultem significados práticos para o dimensionamento de estruturas de betão;
- a probabilidade de serem atingidos valores inferior a f_{ck} é bastante superior ao valor teórico de 5% para as amassaduras de menor resistência da Central 1, o que poderá colocar em causa a fiabilidade de estruturas produzidas com este betão.

3. FACTOR λ

O valor médio e CoV de variação de λ por classe de resistência e central são mostrados na Fig. 6. Da definição de λ {Eq. (1)} resulta que o seu CoV é igual ao da avaliação estatística das centrais por classe de resistência à compressão. O desvio padrão e a média de λ são obtidos da razão entre os respectivos descritores estatísticos referentes à resistência à compressão mostrados no Quadro 3 e a resistência em cubos especificada das composições.

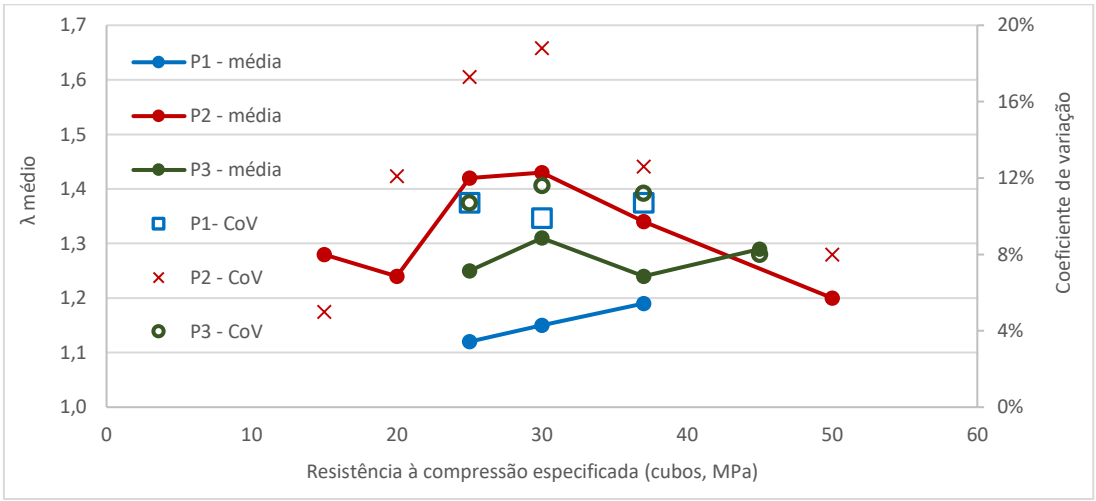


Figura 6. Média e CoV de λ em função da resistência à compressão especificada

Como se pode observar na Fig. 6, as diferentes centrais têm tendências contraditórias:

- para a Central 1, observa-se um CoV uniforme, mas o valor médio de λ aumenta com a classe de resistência do betão;
- a Central 2 tem valores médios de λ significativamente superiores aos das outras centrais; como fora antecipado, esta é a razão para não obstante esta central ter produzido o betão mais variável, não ter reportado qualquer caso de ensaio com resistência inferior à especificada;
- os valores da média de λ e de CoV da Central 2 são altamente variáveis e sem tendência definida com a resistência à compressão especificada;
- a produção da Central 3 resultou em λ com média razoavelmente uniforme e com CoV decrescente com o aumento da resistência à compressão especificada.

A análise de λ permite caracterizar as três centrais:

- a Central 2 tem um controlo de produção inferior ao corrente e desejável, assegurando a aceitação do seu betão através da formulação de misturas que em termos médios serão superiores ao corrente;
- a Central 3 produz betão com qualidade uniforme para diferentes gamas de resistência, e com média e CoV de λ semelhantes aos de centrais de outras regiões [2, 8, 9]; a tal não será alheio o considerável volume de produção desta central em relação às restantes, que terá como consequência natural levar ao aprimoramento da produção;
- a Central 1 é um caso curioso: o seu controlo da qualidade de produção é, de acordo com o ACI214-R2011 [3], ligeiramente superior ao da Central 3, no entanto, é a única central em que se verificaram casos de resistências inferiores a f_{ck} e casos de rejeição pelo Critério 1 de produção contínua da EN206-1 [1]; estas ocorrências indesejáveis devem-se ao reduzido valor médio de λ, e seriam corrigidas por ajustes relativamente simples na formulação dos betões.

Foi também colocada a hipótese de λ ser afectado pelas classes de exposição ambiental, devido às limitações impostas por esta na razão a/c máxima e teor de ligante. Contudo, como cada central produziu betão com classes de exposição predominantemente distintas e tipicamente associadas a classes de resistência à compressão também distintas (Fig. 7), não foi possível isolar a classe de exposição dos outros parâmetros que afectam λ. Remete-se esta análise para um estudo futuro com dados mais abrangentes.

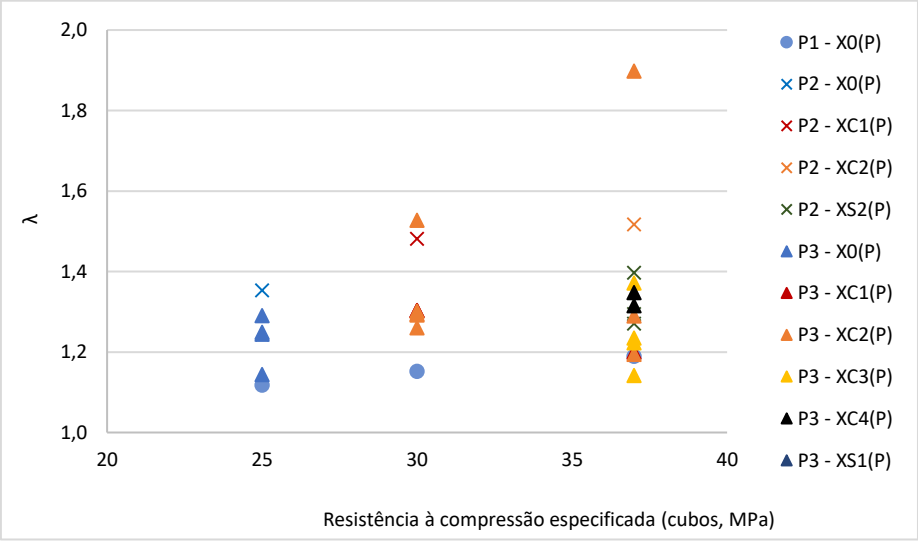


Figura 7. λ *vs.* classe de exposição ambiental

Da Eq. (1) constata-se que os ajustes de distribuições probabilísticas a λ são equivalentes aos observados para a resistência à compressão.

4. DEFINIÇÃO DE λ PROBABILÍSTICO

Como cada central foi caracterizada por descritores de λ marcadamente distintos a escolha de um λ adequado às três centrais não se pode basear unicamente na análise estatística. Foram tidos em conta aspectos relacionados com análises de fiabilidade:

- devido ao número e representatividade dos resultados de ensaio, só foram tidas em conta as classes de resistência C20/25, C25/30 e C30/37;
- em verificações de Estados Limite de Serviço, cujas probabilidades de falha são relativamente elevadas (índices de fiabilidade da ordem de 0 a 1,5), os valores de cálculo das variáveis resistentes situam-se próximo do valor médio das mesmas; tendo tal como base, é necessário que um modelo de λ tenha um valor esperado representativo do valor médio dos λ das diferentes composições;
- para os Estados Limite Últimos, as probabilididades de falha são elevadas (índices de fiabilidade comummente entre 3,8 e 4,3) e os valores de cálculo das variáveis resistentes são inferiores ao seu valor característico; optou-se pela modelação do CoV de modo a que a probabilidade de λ ser inferior a 1,0 ($f_c < f_{ck}$) seja de 8%, valor que estima conservativamente a generalidade das probabilidades mostradas na Fig. 5.

Tendo em consideração que a Central 2 produz λ com valores esperados anormalmente elevados, optou-se conservativamente por se definir o valor médio de λ considerando unicamente as Centrais 1 e 3. Optou-se pelo valor médio de 1,20. Partindo deste valor e impondo $P(\lambda<1.0) = 8\%$ para uma distribuição logarítmica, constata-se que o seu CoV é 14%.

O λ obtido é semelhante ao de outros autores para betão produzido em central:

- em 2015, Foster et al. [10] obtiveram, para a produção Australiana, ensaios em provetes cilíndricos, e para betão de resistência equivalente à analisada neste artigo têm valores médios entre 1.20 e 1.21 e coeficientes de variação entre 9 e 12,4%;
- em 1996, Bartlett e MacGregor [4] publicaram a análise de provetes cilíndricos de produção Canadiana, recomendando modelar λ com média de 1,25 e desvio padrão de 10,4%;
- em 2003, Nowak e Szersen [11] publicaram dados de provetes cilíndricos e produção Norte-Americana, tendo referido que o valor médio e o CoV de λ diminuem com o aumento da classe de resistência; para resistências à compressão em cilindros entre 20 e 41 MPa, o valor médio de λ variou entre 1.25 e 1.12 e o CoV entre 10,2% e 4,2%;
- em 2012, Wisniewski et al. [16] levantaram os dados de λ de diferentes regiões; para betão pronto, o valor médio e λ varia de 1,02 a 2,04 e o CoV entre 2 e 20%; excluindo-se resultados de dois autores que fogem às tendências correntes, o valor médio de λ varia entre 1,09 e 1,33 e o CoV entre 4 e 20%.

5. CONCLUSÕES

Foram avaliados os resultados de ensaios de resistência à compressão de três centrais de betão pronto portuguesas referentes ao ano de 2017 e foi calculado um parâmetro (λ) que avalia a diferença entre betão produzido e betão especificado. O betão produzido revelou-se dependente da central produtora:

- a central que fabricou menos composições (Central 1) caracterizou-se por ter uma variabilidade de acordo com o expectável, mas com valores médios de resistência à compressão próximos da resistência característica; tal implicou que para esta central se verificassem casos de não cumprimento dos critérios de conformidade da EN206-1 [1];
- a análise de outra central (Central 2) revelou o oposto: a sua produção em 2017 foi bastante variável, mas os valores médios de resistência do betão produzido nesta central foram marcadamente superiores às resistências características especificadas, não se tendo registado quaisquer casos de betão não conforme; nem o verificado para a Central 1, nem o verificado para a Central 2, são vantajosos de um ponto de vista económico;

- a outra central estudada teve controlo de qualidade de produção de acordo com as expectativas e margem adequada entre o valor médio de resistência à compressão e a resistência à compressão característica.

Verificou-se que, para todas as centrais, a resistência à compressão pode ser modelada quer por distribuições normais, quer por distribuições lognormais, sendo as últimas ligeiramente mais adequadas.

A resistência à compressão efectiva do percentil 5% da Central 1 foi inferior à respectiva resistência à compressão característica especificada, apesar de as diferenças entre estas resistências em termos absolutos serem de pequena monta.

O parâmetro λ foi modelado probabilisticamente, com o intuito de ser aplicado em análises de fiabilidade, quer para estados limite de serviço, quer para estados limite últimos. Foi proposta uma distribuição lognormal com média de 1.20 e coeficiente de variação de 14%. Estes valores estão de acordo com estudos de autores de outras regiões.

Propõe-se como desenvolvimentos futuros a análise sistemática de ensaios de resistência à compressão de diversas centrais, de modo a se poder isolar influências de alguns aspectos específicos da especificação e composição de betão, tais como a classe de exposição ambiental especificada e o tipo e teor de ligante.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Associação Portuguesa de Empresas de Betão Pronto (APEB), ao seu director executivo, o Engenheiro João Carlos Duarte, e às três centrais que forneceram os dados utilizados no desenvolvimento deste trabalho. Os agradecimentos extendem-se ao IST, Universidade de Lisboa, ao centro de investigação CERIS, e ao Programa Doutoral EcoCoRe - bolsa PD/BD/113643/2015 da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT).

REFERÊNCIAS

[1] NP EN-206-1, Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity. 2007, Comité Européen de Normalisation (CEN): Brussels, Belgium. 72 p.

[2] Chmielewski, T. and E. Konopka, Statistical evaluations of field concrete strength. Magazine of Concrete Research, 1999. 51(1): pp. 45-52.

[3] ACI214-R11, Guide to evaluation of strength test results of concrete. 2011: Farmington Hills, Michigan, the United States of America. 20 p.

[4] Bartlett, F.M. and J.G. MacGregor, Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures. Materials Journal, 1996. 93(2): pp. 158-168.

[5] Soroka, I., On compressive strength variation in concrete. Matériaux et constructions, 1971. 4(3): pp. 155-161.

[6] Rackwitz, R., Statistical control in concrete structures, in Specialized course - C4. 1973, Laboratório Nacional de Engenharia Civil: Lisbon, Portugal.

[7] Gulvanessian, H., J.A. Calgaro, and M. Holicky, Designers' guide to EN1990 Eurocode: Basis of structural design. Designers' Guide to the Eurocodes. 2002, London, United Kingdom: Thomas Telford. 197 p.

[8] CEB, Bulletin 202: Reliability of concrete structures. 1991: Lausanne, Switzerland. 163 p.

[9] NKB/SAKO, NKB1999:01E Basis of design of structures. Proposals for modification of partial safety factors in Eurocodes, I.-B. 1999, Nordic Committee on Building Regulations (NBK): Oslo, Norway. 90 p.

[10] Foster, S.J., M.G. Stewart, M. Loo, M. Ahammed, and V. Sirivivatnanon, Calibration of Australian Standard AS3600 Concrete Structures: part I statistical analysis of material properties and model error. Australian Journal of Structural Engineering, 2016. 17(4): pp. 242-253.

[11] Nowak, A.S. and M. Szerszen, Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1—Statistical Models for Resistance. ACI Structural Journal, 2003. 100(3): pp. 377-382.

[12] Vrouwenvelder, A. and A. Siemes, Probabilistic calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building codes. HERON, 1987. 32(4).

[13] Diniz, S.M.C. and D.M. Frangopol, Reliability bases for high-strength concrete columns. Journal of Structural Engineering, 1997. 123(10): pp. 1375-1381.

[14] Faber, M.H., Risk and safety in civil engineering. Lecture notes. 2007, Swiss Federal Institute of Technology: Zurich, Switzerland. 335 p.

[15] JCSS, Probabilistic Model Code, in Part 3: Material properties. 2001. 41 p.

[16] Wiśniewski, D.F., P.J.S. Cruz, A.A.R. Henriques, and R.A.D. Simões, Probabilistic models for mechanical properties of concrete, reinforcing steel and pre-stressing steel. Structure and Infrastructure Engineering, 2012. 8(2): pp. 111-123.

Adequação de ensaio de permeabilidade de concreto permeável em corpos de prova prismáticos


Arthur Aviz


Jayme Ribeiro[1]


Luciana Cordeiro[2]

RESUMO

O concreto permeável tem sido utilizado em larga escala nos grandes centros urbanos, principalmente por sua capacidade drenante, que minimiza as zonas de alagamento e proporciona melhorias para a mobilidade urbana. Sua estrutura porosa permite a percolação da água, e gradativamente a redireciona para o lençol freático, ou para estruturas de armazenamento e reaproveitamento. É importante que se atinja nesse tipo de material, permeabilidade e resistência adequadas para que sua aplicação seja viável. Neste sentido, é necessário que se verifique previamente se o concreto dosado atende aos parâmetros mínimos para essas propriedades, os quais tratando-se de um contexto nacional, seguem as diretrizes da ABNT NBR 16416 (2015). Um dos principais ensaios promovidos pela norma, é o ensaio de tração na flexão em corpos de prova no formato prismático, para obtenção de resistência mínima de tráfego de veículos leves. Já para o ensaio de permeabilidade, é sugerida a avaliação no pavimento já confeccionado, ou mesmo a verificação em laboratório de corpos de prova diferentes dos prismáticos, resultando em maior consumo de material e danos ao meio ambiente. Portanto, este trabalho tem como objetivo propor uma adequação do ensaio de permeabilidade, para os corpos de prova prismáticos (10x10x40cm). Foram utilizados 3 traços diferentes de concreto permeável, sendo aplicados os principais aditivos para melhoria de desempenho de mistura (superplastificante e modificador de viscosidade) a fim de se simular o ensaio de permeabilidade em diversas composições. As permeabilidades foram medidas em 3 pontos diferentes de cada corpo de prova, e os resultados foram comparados a ensaios realizados previamente em corpos de prova cilíndricos com permeâmetro de carga variável, método listado na ACI-522R (2010). Os resultados inferem que a adaptação do método citado pela norma brasileira para determinação de permeabilidade em prismas de concreto permeável é viável, mesmo nos diferentes traços ensaiados.

Palavras-chave: concreto permeável; permeabilidade; prismático.

1. INTRODUÇÃO

O concreto permeável tem sido utilizado em larga escala nos grandes centros urbanos, principalmente por sua capacidade drenante, que minimiza as zonas de alagamento e proporciona melhorias para a mobilidade urbana. As zonas de alagamentos nas cidades representam um grande risco para a população

[1]Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém. Brasil. jaymemrufpa@gmail.com
[2]Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém. Brasil. lupcordeiroo@gmail.com

habitante destes locais, não só se tratando de qualidade de vida, mas também a danos materiais sofridos [1]. Adicionalmente, o crescimento das zonas urbanas das cidades, desencadeia um aumento do número de veículos sob rodas, ocasionando assim a elevação da área necessária para pavimentos asfálticos impermeáveis, situação que esta que não leva em consideração as questões ambientais atreladas à impermeabilização das superfícieis.

Os pavimentos de concreto permeável vêm sendo desenvolvidos e utilizados na construção desde 1856, porém apenas no ano de 1970, iniciou-se a implementação do concreto permeável para pavimento no Estados Unidos da América [2]. Com isso, a utilização desta tecnologia favorece a segurança do usuário, além de apresentar benefícios ambientais como controle de escoamento de águas pluviais, redução das ilhas de calor e, ainda por cima, funcionamento como filtro para detritos presentes na água [3].

Em sua estrutura básica, o concreto permeável é composto por pasta de cimento e agregado graúdo com o uso de granulometrias uniformes e adequadas com faixas predeterminadas, excluindo-se ou reduzindo o uso de agregado graúdo. Diante disso, a estrutura porosa do pavimento permeável permite a percolação da água e, gradativamente, a redireciona para o lençol freático, ou para estruturas de armazenamento e reaproveitamento, com isso, é importante que se atinja, nesse tipo de material, a permeabilidade e rççesistência adequadas para que sua aplicação seja adequada.

No setor da construção civil é comum a utilização de diversos aditivos químicos, com intuito de melhorar as propriedades do concreto no estado fresco e endurecido. Logo, devido o concreto permeável possuir trabalhabilidade reduzida e por conta de necessitar de adensamento especial, alguns pesquisadores estudam a utilização de superplasticante e modificadores de viscosidade, buscando, dessa forma, melhorar as características do concreto permeável, expandindo sua aplicabilidade [5].

Deste modo, o concreto permeável no estado fresco, apresenta abatimento no ensaio de Slump [6] próximo a zero, e deve apresentar, conforme normatização brasileiro, coeficientes de permeabilidade mínimo de 10^-3 m/s. Desta maneira, sua granulometria deve ser aberta, para proporcionar índice de vazios suficientes a fim de permitir a percolação pelo material, que varia de 15% a 25%, como taxa de drenagem na faixa de 0,14 a 1,22 cm/s a depender do tamanho do agregado e da densidade da mistura.

A habilidade de infiltração rápida da água é indiscutivelmente a caracaterítica mais importante do concreto permeável, seguido pela capacidade de aguentar carrregamento. Existem alguns métodos para determinar o coeficiente de permeabilidade desse concreto, dentre eles estão o anel de infiltração simples, anel de infiltração duplo, baseados em métodos simples e rápidos que expoe o pavimento a um volume de água pré-definido, aliados a esses métodos, existem tambem métodos que utilizam permeâmetros de carga variável.

Diante do exposto, este trabalho tem como objetivo propor uma adequação do ensaio de permeabilidade da NRB 16416/2015 para os corpos de prova prismáticos (10x10x40 cm). Para isso, foram utilizados 3 diferentes traços de concreto permeável, sendo aplicados os principais aditivos para melhoria de desempenho da mistura, o superplasticante e modificador de viscosidade, a fim de testar o ensaio de permeabilidade em diversas composições. Adicionalmente, foram moldados corpos de prova cilindricos para realização do ensaio de permeabilidade por meio do permeâmetro de carga variável.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais utilizados

Os materiais utilizados neste trabalho foram adquiridos na região metropolitana de Belém/PA, exceto o aditivo modificador de viscosidade, devido ser um aditivo de difícil aquisição na região, sendo fornecido por uma empresa localizada fora do estado do Pará.

2.1.1 Cimento

Foi utilizado o Cimento Portland tipo CP II – E 32 (ABNT: NBR 16697:2018), que é um material considerado composto, possuindo em sua composição escória granulada de alto-forno, o que lhe confere baixo calor de hidratação. Este material possui massa específica de 3,01 g/cm³, finura de 2% e tempo de pega igual a 3 horas.

2.1.2 Agregado graúdo

Pçara concretos permeáveis, a ACI 522 – R (2010) sugere agregados com granulometria uniforme, ou seja, grãos, de mesmo tamanho, e com diâmetros entre 9,5 e 19 mm. O material utilizado como agregado graúdo foi seixo rolado de origem arenítica, com grãos de diâmetro compreendidos entre a peneira #12,5 mm e #9,5 mm. As características do seixo utilizado estão apresentadas no Quadro 1. Como utilizou-se somente uma faixa granulométrica, dispensou-se a apresentação da curva granulométrica.

Quadro 1. Ensaios realizados no agregado graúdo

Ensaio	Resultado	Normas
Massa específica (g/cm³)	2,63	NBR NM 53/09
Massa unitária (Kg/m³)	1415	NBR NM 45/09
Índice de vazios (%)	43,67	

2.1.3 Aditivo superplastificante

Foi utilizado um aditivo superplasticante de terceira geração, a base de polímeros policarboxilatos. Este aditivo apresenta textura líquida, cor marrom, sua massa específica é 1,09 g/cm³, e a dosagem recomendada é de 0,2 a 5% sobre o peso total de cimento. Os dados acima citados foram disponibilizados pelo fabricante do produto.

2.1.4 Aditivo modificador de viscosidade

O aditivo utilizado para a confecção das amostras de concreto permeável, é baseado em celulose, solúvel em água, e apresenta as propriedades químicas e mecânicas explanadas no Quadro 2, fornecidas pelo fabricante.

Quadro 1. Características do aditivo modificador de viscosidade

Constituição	Methyl hydroxyethyl cellulose
Aparência	pó (<180μm)
Esterificação	padrão
Nível de viscosidade	300mPa.s
Influencia na hidratação de cimento	baixa
Retenção de água	baixa
Estabilidade ao calor	padrão

2.1.5 Água

A água utilizada neste trabalho é proveniente do sistema de abastecimento de água da cidade de Belém, fornecido pela concessionaria local.

2.2 Dosagem

Muitos pesquisadores utilizam métodos diversos para realizarem dosagens de concreto permeável. No entanto, o traço da mistura ótima não é facilmente atingível, tendo em vista que, com muita fluidez, obtem-se um concreto que segrega e cria zonas de entupimento de poros, e se a mistura estiver seca demais, sua moldagem e resistência são prejudicadas.

A dosagem do concreto foi executada conforme o método Castro (2009). O método utiliza os parâmetros que se encontram na tabela de caracterização do agregado graúdo. Com a massa específica e unitária é possível determinar o volume de vazios iniciais, ou índice de vazios (IV%). Porém, o índice de vazios determinados previamente, assume que todos os vazios do concreto estarão conectados, o que não ocorre na prática. Por meio do método [10], é possível calcular a massa do cimento necessária para se atingir um índice de vazios que estão realmente conectados e relação água/cimento. O Eq.1 relaciona os parâmetros necessários para determinação do consumo de cimento das misturas.

$$\text{MC (Kg)}=\frac{(10Va-1000)FC+965{,}48-11{,}14Vcon}{\left(\frac{1}{\gamma c}+\left(\frac{a}{c}\right)+\frac{Dad}{1000\gamma ad}\right)FC} \qquad (1)$$

Onde

MC = consumo de cimento necessário para 1 m³ de concreto permeável
Va = porcentagem de vazios iniciais do agregado graúdo
FC = fator de compactação
Vcon = porcentagem de vazios conectados
Dad = porcentagem do aditivo superplastificante (se houver) sobre a massa de cimento
Yçc = densidade do cimento
Yad = densidade do aditivo plastificante utilizado
a/c = relação água/cimento

O procedimento de mistura realizado foi o mesmo para todas as amostras: colocou-se o agregado graúdo na betoneira, seguido de cimento, e então a água foi adicionada gradativamente, e posteriormente foram adicionados os aditivos, caso os traços fossem da família T2 E T3. Foram produzidas 3 famílias de concreto perméavel, sendo um de referência (T1), com aditivo modificador de viscosidade e superplasticante (T2) e com aditivo modificador de viscosidade (T3). Diante disso, foram moldados 7 corpos de provas prismaticos (10x10x40 cm) e 2 corpos de prova cilíndricos (10x20 cm).

Seguindo o método de dosagem descrito, fora possível obter as três misturas descritas como objetivos da pesquisa, apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3. Traços das misturas produzidas no estudo.

	Traço unitário (Kg)					
	Teor de argamassa	Cimento	Ag. Graúdo	a/c	MV	SP
T1	25%	1	3,31	0,32	-	-
T2	25%	1	3,31	0,32	0,05%	-
T3	25%	1	3,31	0,32	0,05%	0,60%

2.3 Ensaio de permeabilidade segundo a NBR 16416:2015

Para a realização do ensaio de permeabilidade da NBR 16416:2015, a região de ensaio deve ser limpa e os sedimentos e outros materiais não aderidos ao pavimento devem ser removidos do local. A presente norma indica utilização de um anel de infiltração de 300 mm de diâmetro, apresentado na Fig. 1, este, por sua vez, deve ser posicionado no local de ensaio e vedado na parte em contato com o pavimento com massa de calafetar, para não permitir vazamentos.



Figura 1. Ensaios de permeabilidade (NBR 16416:2015)

A determinação do coeficiente de permeabilidade é realizada após a pré-molhagem do local, despejando a massa de água (previamente pesada) no anel de infiltração com velocidade suficiente para manter o nível da água entre as marcações indicadas em norma. Por fim, deve-se marcar o intervalo de tempo em que a água atingi a superfície do pavimento permeável e quando não houver mais água livre na superfície do mesmo. O cálculo do coeficiente de permeabilidade é realizado pela Eq. (2).

$$k = \frac{C \cdot m}{(d^2 \cdot t)} \qquad (2)$$

Onde
k = coeficiente de permeabilidade (mm/h)
m = massa de água infiltrada (Kg)
d = diâmetro interno do cilindro de infiltração (mm)
t = tempo necessário para toda a água percolar (s)
C = fator de conversão de unidades do SI, com valor igual a 4583666000

2.4 Ensaio de permeabilidade segundo ACI 522R (2010)

Este ensaio é realizado para determinar a permeabilidade de concreto permeável modaldos em corpos de prova cilíndricos 10x20 cm. Com auxílio de um permeâmetro de carga variável e baseado em um modelo piloto proposto por [11]. Coloca-se o cp cilindrico dentro de acrílico transparente graduado, para poder acompanhar visualmente o fluxo de água. Posteriormente, tendo os corpos de prova encamisados adequadamente, inicia-se o ensaio adicionando-se água até saturar a amostra e eliminar todo o ar que tenha permanecido dentro do conjunto. Por fim, contrala-se o tempo necessário despendido pela lâmina d'água para percolar pelo sistema, entre os pontos de 290 mm (h1) e 70 mm (h2) do tubo de acrílico.

O procedimento descrito deve ser repetido tres vezes para cada amostra, sendo o tempo médio usado como valor "t" para o calculo do coeficiente de permeabilidade (k), determinado a partir da Lei de Darcy, conforme Eq. (3).

$$k = A1 \times \frac{1}{(A2 \times t)} \times \log\frac{h2}{h1} \qquad (3)$$

Onde

k = coeficiente de permeabilidade (cm/s)
A1 = área da seção do tubo 1 (mm)

A2 = área da seção do tubo 2 (mm)

t = tempo despendido pela lâmina d´água (s)

h2 = altura da lâmina d'água final do ensaio, valor de 7 mm

h1 = altura da lâmina d'água inicial do ensaio, valor de 290 mm



Figura 2. Ensaio de permeabilidade (ACI 522R:2010).

2.5 Adaptação do ensaio de permeabilidade para corpos de prova prismáticos

A adaptação proposta por esse trabalho leva em consideração as prescrição e os procedimentos de ensaio da NBR 16416:2015, utilizando todos os materiais sugeridos, exceto o anel de infiltração. O diâmetro do anel de infiltração utilizado foi de 100 mm para acompanhar a dimensão do corpo de prova prismático moldado, essa adaptação se tornou necessária devidoç não haver um método para determinar o coeficiente de permeabilidade em prismas, utilizados no ensaio de resistência à tração na flexão, sendo necessário a produção de placas para a determinação segundo a NBR 16416:2015 ou a moldagem de corpos de provas cilíndricos de 10 x 20 segundo a ACI 522 R (2010). Adaptação do método é ilustrada na Figura 3.



Figura 3. Ensaio de permeabilidade adaptado da NBR 16416:2015

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaio de permeabilidade

A partir da adaptação do ensaio de permeabilidade descrito pela NBR 16416/2015, obteve-se os resultados de coeficiente de permeabilidade, mostrados na Figura 4.

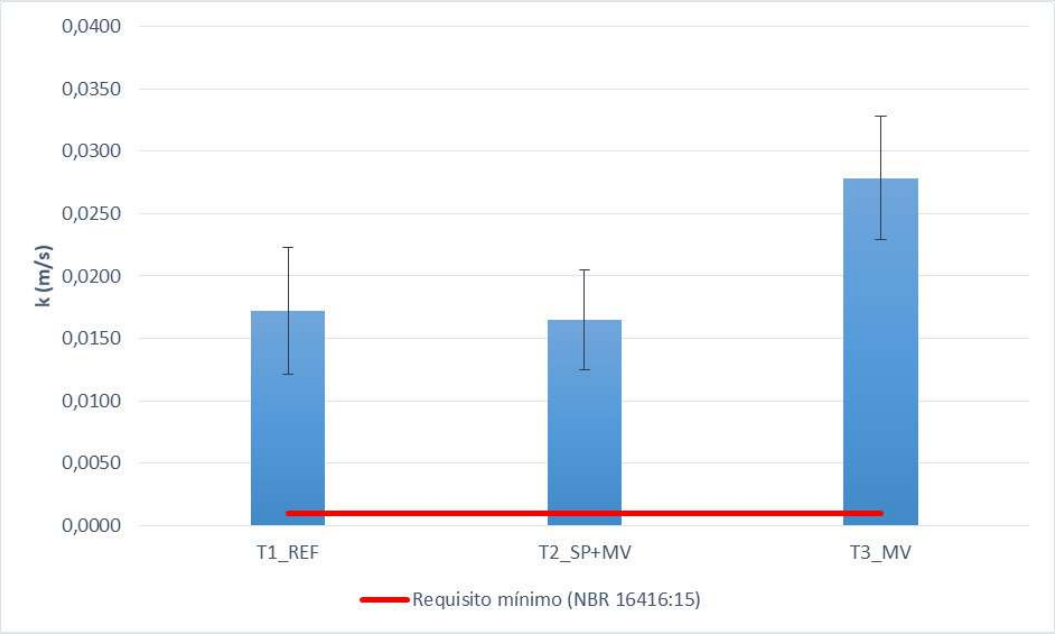


Figura 4. Resultados dos coeficientes de permeabilidade.

Os concretos produzidos mostraram-se permeáveis e atenderam a NBR 16416 (2015) que indica um coeficiente de permeabilidade maior que 0,01m/s para pavimentos permeáveis moldados in loco. Com isso, a permeabilidade da mistura de referência (T1) apresentou-se equivalente à mistura com aditivo modificador de permeabilidade e aditivo superplastificante (T2), no entanto, a mistura utlizando apenas modificador (T3) teve uma maior taxa de infiltração devido a esse aditivo promover uma alteração na viscosidade da mistura, deixando-a mais coesa.

Com intuito de estabelecar um comparativo, foram moldados corpos de prova cilíndricos para que o ensaio de permeabilidade com o permeâmetro fosse realizado. No entanto, sabe-se que o método de compactação do concreto permeável rege caracteríticas como a permeabilidade e resistência, como o a energia de compactação nao pode ser igualada para a moldagem dos prismas e cp's cilíndricos, destaca-se, portanto, que a comparação entre os dois ensaios fica prejudicada pela diferença de energia de compactação.

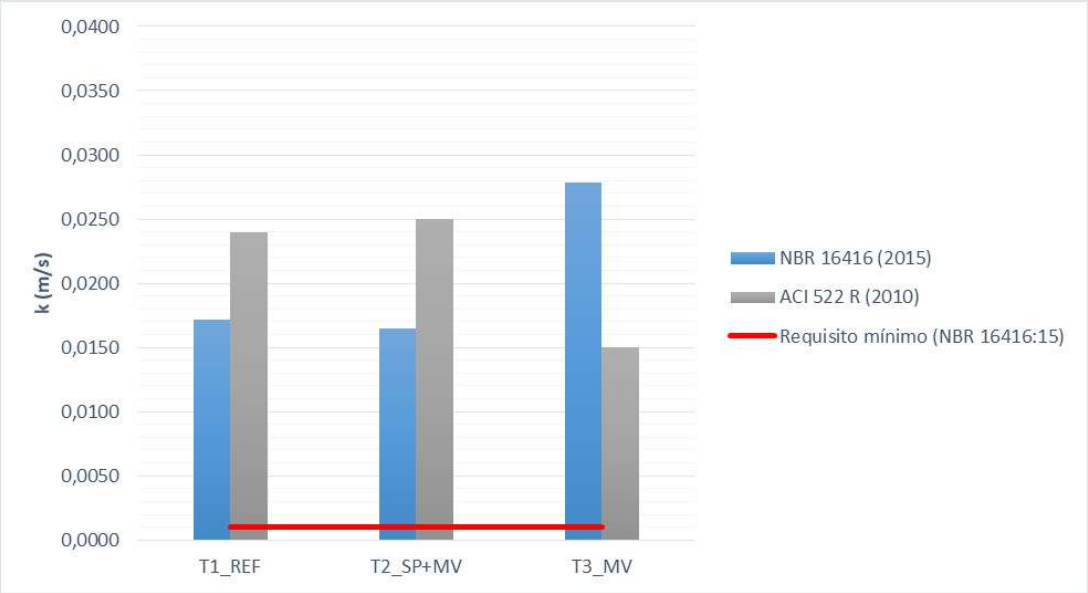


Figura 5. Coeficiente de permeabilidade determinado pelos dois métodos.

Embora a concreto utilizado para a realização dos ensaios de permeabilidade sejam os mesmos, de acordo com sua família (T1,T2,T3), pode-se verificar na Figura 5 que ocorreu uma diferença no coeficiente de permeabilidade entre os métodos utilizados, o que pode ser atribuido, como citado anteriormente, à diferença da energia de compactação nos moldes cilíndricos e prismástico. Portanto, observa-se que nas misturas T1 e T2 a taxa de infiltação foi maior para o método do permeametro, no entanto, para a mistura T3 a situação inverte-se, o método adaptado da NBR 16416/2015 apresentou maior valor de taxa de infiltração.

Os dois metodos de ensaio têm em comum que a água passa por meio da estrutura do concreto, no entanto, os corpos de prova utilizados no método do permeâmetro tem suas laterais vedadas, diferente do método adaptado, e essa situação pode ter sido determinante na mistura que utilizou-se somente o aditivo modificador de viscosidade, devido esse aditivo gerar menos zona de efeito parede nas laterais do corpo de prova, aumentando-se, assim, a permeabilidade, tendo em vista que a água escoará com mais facilidade pelas lateriais.

4. CONCLUSÕES

Com o estudo realizado, pode-se adaptar e propor um novo método para determinar a permeabilidade em concretos permeáveis. O método proposto foi testado em três famílias de concreto permeável, utilizando aditivos superplasticantes e modificador de viscosidade. Com isso, todos os resultados de taxa de infiltração mostraram-se satisfatórios, atingindo valores acima do indicado pela NBR 16416/2015. Afim de estabelecer um comparativo de grandeza, utilizou-se o ensaio de permeabilidade com o uso do permeâmetro, que por sua vez, mostraram-se resultados de mesma ordem, no entanto, a comparação direta é dificultada devido a diferença de energia de compactação durante a moldagem do concreto, bem como a diferença no preparo dos corpos de prova, sendo vedada as laterais no ensaio utilizando o permeâmetro.

Portanto, com os resultados obtidos, pode-se estabelecer que o método proposto neste trabalho é uma boa opção para determinação da permeabilidade em corpos de prova prismáticos, tendo em vista que não há outros métodos ou especificações que utilizem este tipo de corpo de prova para determinação da taxa de infiltração do concreto permeável.

REFERÊNCIAS

[1] Lamb, G.S. Desenvolvimento e análise do desempenho de elementos de drenagem fabricados em concreto permeável. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

[2] Ferguson, B.K., Porous pavements. Boca Raton: CRC Press, c2005.

[3] Ospina, C.M.M, Erazo, C.H.B. Resistencia mecânica y condiciones de obra del concreto poroso em los pavimentos según El tipo de granulometria. Medellín, 2007.

[4] Bhutta, A.; Tsuruta, K.; Mirza, J. Evaluation of high-performance porous concrete properties, Construction and Building Materials, v. 31, 2012.

[5] Bernard, J.; Westergaard, H. (2011). Concrete durability in marine environments. Proc. of 9th Int. Conference on Durability, Vol. 7, pp. 215-223.

[6] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR NM 67 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Rio de Janeiro, 1998.

[7] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16416 – Pavimentos permeáveis de concreto – requisitos e procedimentos, Rio de Janeiro, 2015.

[8] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16697 – Cimento Portland – Requisitos, 2018.

[9] ACI. American Concrete Institute. Report on Pervious Concrete: Reported by ACI Committee 522. Michigan, 2010.

[10] çCastro, J,; et al. Estudio de dosificaciones em laboratório para pavimentos porosos de hormingón, Revista Ingeniería de Construcción, v.24, Nº3, 2011.

[11] Neithalath, N, et al. Development of Quiet and Durable Porous Portland Cement Concrete Paving Materials. Final Report. The Institute of Safe, Quiet and Durables Highways, 2003.

[12] Leonhardt, F. (1964). Prestressed concrete: Design and construction. 2nd ed. W. Ernst & Sohn, 677 p.

[13] Melchers, R. [et al.] (1999). Structural reliability: analysis and prediction. 2nd ed. Brisbane: John Wiley & Sons Ltd., 357 p. ISBN 84-376-0217-X.

[14] NP EN 206-1. 2007, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ. 84 p.

[15] Johnson, Roy (1998). Concrete durability in marine environments. School of Engineering of the University of Brisbane, Tese de doutoramento.

Estudo paramétrico da armadura mínima requerida para controlo da fissuração, em elementos de BA espessos restringidos, baseada em análises termo-higro-mecânicas

Carlos Sousa[1] **Miguel Azenha[2]** **Cláudio Ferreira[3]** **Rui Faria[4]**

RESUMO

Neste artigo é discutido o comportamento estrutural de elementos do tipo parede ou laje de betão armado (BA), completamente restringidos nas suas extremidades, considerando os efeitos das deformações impostas devidas ao calor de hidratação e à retração. São analisados elementos com espessuras de 500 e 1000 mm. O objetivo último das análises aqui apresentadas é a realização de uma estimativa racional da armadura mínima necessária para controlo da fissuração. Para isso, são efetuadas análises termo-higro-mecânicas (THM), para simular o desenvolvimento das deformações auto-induzidas, que variam ao longo da espessura do elemento e ao longo do tempo. O tipo de análise utilizado é baseado no método dos elementos finitos e segue uma abordagem sequencial: numa primeira fase, é efetuada uma análise térmica e uma análise hídrica, que são desacopladas. Estas duas análises permitem calcular a deformação auto-induzida, em cada posição da estrutura e para cada instante de tempo. Posteriormente, esse campo de deformações é considerado como input para a análise mecânica, onde são simulados os vários aspetos do comportamento em serviço do betão: maturidade, fluência, dissipação da energia de fratura após a fissuração e comportamento não-linear da aderência entre o betão e as armaduras. Os resultados são discutidos tomando como referência as recomendações do EuroCódigo 2 (EC2) em termos de armadura mínima para controlo da fissuração.

Palavras-chave: fissuração; deformações impostas; elementos finitos; armadura mínima

1. INTRODUÇÃO

A armadura projetada para lajes ou paredes espessas em BA é frequentemente condicionada pelos critérios de controlo de fissuração, particularmente nos casos em que a deformação desses elementos é restringida. Os regulamentos de projeto, tais como o EC2 [1], fornecem procedimentos simples para cálculo da armadura requerida. Esses procedimentos são expeditos, mas envolvem grandes simplificações do comportamento real das estruturas e materiais envolvidos. Uma das simplificações mais importantes consiste na adoção de um simples fator corretor, *k*, para ter em consideração o efeito das tensões auto-induzidas que variam de forma não-linear ao longo da espessura do elemento. Este fator é estabelecido como função de uma única variável: a espessura do elemento. Esta simplificação é muito conveniente para a realização de uma estimativa rápida da armadura requerida. No entanto, esta simplicidade tem um custo: a armadura assim calculada pode conduzir a fendas com abertura significativamente diferente do valor limite especificado regulamentarmente (para satisfazer condições de durabilidade, impermeabilidade, estéticas ou outras). Atendendo a estas limitações dos regulamentos de projeto atuais, têm sido propostas metodologias alternativas para controlo da fissuração, nomeadamente a abordagem baseada na compatibilidade de deformações [2].

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. cfsousa@fe.up.pt
[2]Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal. miguel.azenha@civil.uminho.pt
[3]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento Eng. Civil, Porto, Portugal. up201500032@fe.up.pt
[4]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. rfaria@fe.up.pt

Neste contexto, este artigo apresenta algumas conclusões obtidas através da aplicação de uma metodologia de análise termo-higro-mecânica (THM) no estudo do comportamento de elementos de BA espessos, exteriormente restringidos. Avalia-se a influência da quantidade de armadura adotada sobre o seu desempenho após a fissuração. As únicas ações consideradas são a variação de temperatura causada pelo calor de hidratação do cimento e a retração de secagem. A deformação dos elementos em estudo está totalmente restringida nas suas extremidades.

É utilizada uma abordagem de análise sequencial. As deformações locais (isto é, em cada posição da estrutura), causadas pelo calor de hidratação e pela secagem, são calculadas para uma condição de fluxo unidirecional de temperatura e humidade. A direção do fluxo é perpendicular ao folheto médio do elemento de BA. A metodologia de análise térmica e higrométrica é descrita nas referências [3, 4]. As deformações assim calculadas, para cada ponto e cada instante de tempo, são consideradas como input para a análise mecânica, onde os elementos de betão são discretizados com elementos finitos de estado plano de tensão. O comportamento do betão é simulado através de um modelo de extensões totais com fendas rotativas. A evolução temporal do módulo de elasticidade e a fluência seguem a formulação do Model Code 2010 (MC2010) [5], que é ajustado a uma cadeia de Kelvin. As armaduras são modeladas através de elementos de treliça e o efeito de aderência aço-betão é simulado através de elementos finitos de interface com comportamento não-linear. As análises mecânicas são realizadas no software DIANA [6]. As propriedades do material betão são baseadas numa campanha laboratorial de caracterização cujos resultados estão disponíveis na referência [7].

A discussão apresentada neste artigo incide sobre a resposta estrutural, em termos de propagação da fissuração, aberturas de fendas e tensões nas armaduras.

2. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

2.1 Geometria e ações

As estruturas em análise simulam uma parede ou laje, com duas camadas de armadura (uma junto a cada face). Estas estruturas estão, desde a betonagem, ligadas a apoios indeformáveis em duas extremidades. Assim, podem ser considerados como tirantes numa condição de restrição total nos seus extremos. São analisadas duas espessuras: 500 ou 1000 mm. Estas estruturas são estudadas numa configuração do tipo estado plano de tensão, com profundidade de 1 m. As estruturas estão cofradas e sujeitas a cura húmida durante um período de 7 dias após a betonagem. Não existe qualquer ação aplicada para além das deformações auto-induzidas devidas ao calor de hidratação e à retração de secagem.

O recobrimento das armaduras longitudinais é de 50 mm, medidos entre a superfície de betão e o eixo dos varões. Nas análises paramétricas realizadas considera-se, para cada uma das duas espessuras, duas quantidades de armadura:

- a primeira quantidade é a armadura mínima, definida no EC2 [1], para evitar a cedência do aço aquando da fissuração, isto é, para evitar a localização da fissuração numa fenda de grande abertura; esta quantidade é neste trabalho designada por $a_{s,min}$; é igual a 24,9 cm^2/m para a estrutura com 500 mm de espessura e 37,7 cm^2/m para a estrutura com espessura de 1000 mm.
- a segunda quantidade de armadura considerada é 30% superior à primeira; neste trabalho é designada por 1,3 $a_{s,min}$.

A área da secção transversal não é suficiente para caracterizar a geometria do aço. Como são usados elementos de interface para descrever a aderência aço-betão, é necessário definir o diâmetro e espaçamento dos varões, ou então o seu perímetro. Esta definição foi feita mantendo constante o afastamento entre varões em todas as análises. Assim, foi escolhido um afastamento livre de 100 mm.

Resultam assim diâmetros de 13,4 mm e 15,4 mm para o tirante com espessura de 500 mm, para as armaduras $a_{s,min}$ e 1,3 $a_{s,min}$, respetivamente. No caso do tirante com espessura de 1000 mm, esses diâmetros são 16,7 mm e 19,3 mm, respetivamente. O facto de estes diâmetros não serem comercializados, na realidade, não retira validade ao estudo porque as suas ordens de grandeza são plausíveis para as estruturas em estudo e, os diâmetros, são aqui definidos unicamente para permitir quantificar um valor plausível para o perímetro total das armaduras.

2.2 Modelo de elementos finitos

Nas análises mecânicas, o betão é discretizado com elementos finitos de estado plano de tensão, quadrangulares, com 4 nós e 25 mm de lado. A sua espessura é de 1 m. São utilizados elementos finitos de treliça e de interface compatíveis, para discretizar as armaduras e a ligação aço-betão, respetivamente. Estes elementos finitos são, no software DIANA, designados por Q8MEM, L2TRU e L8IF, respetivamente. A Fig. 1 representa a malha de elementos finitos. Pode ser visto que apenas foi modelada metade da espessura da estrutura, tirando partido da sua simetria. O comprimento do modelo (*L* na Fig. 1) é igual a 4 m na análise do tirante com 1000 mm de espessura. Para o tirante com espessura de 500 mm, foram considerados dois valores de comprimento, para avaliar a influência desta variável: 4 m e 2 m. Os comprimentos mínimos foram escolhidos para permitir a formação de mais do que uma fenda a atravessar todo o tirante, em todas as análises.

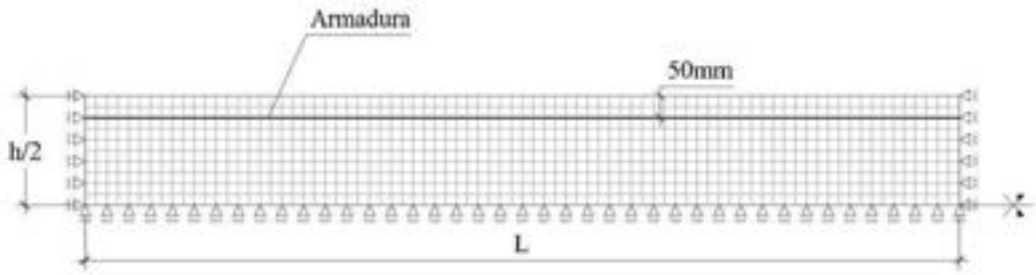


Figura 1. Representação esquemática da malha de elementos finitos e apoios.

As malhas de elementos finitos utilizadas nas análises termo-higrométricas são compatíveis com as das análises mecânicas, tendo iguais distâncias entre nós. São utilizados elementos finitos de volume, com forma cúbica e 8 nós por elemento finito. Uma vez que o fluxo de temperatura e humidade é unidirecional, o modelo apenas precisa de conter uma coluna de elementos finitos estendida a toda a espessura da laje. Nos topos, são utilizados elementos finitos de fronteira. Nas análises térmicas, esses elementos simulam as transferências de calor por convexão e radiação. Nas análises higrométricas, descrevem o fluxo de humidade para o ambiente envolvente, através da superfície de betão.

2.3 Propriedades dos materiais e das fronteiras

É necessário conhecer as propriedades do betão no que refere ao seu comportamento térmico, higrométrico e mecânico. Além disso, é necessário conhecer as propriedades que regem as trocas de temperatura e humidade entre o betão e o meio ambiente, à superfície, designada para este efeito por fronteira.

O betão considerado nas análises apresentadas neste artigo tem as propriedades de um betão de resistência normal, que foi caracterizado em laboratório, na referência [7]. Os parâmetros mais relevantes são apresentados no Quadro 1. Uma caracterização completa da composição do betão e das propriedades que regem o desenvolvimento do calor de hidratação podem ser encontradas em [7].

A retração local ε_{sh} (a cada profundidade ao longo da espessura do elemento) em cada instante de tempo é quantificada em função da correspondente humidade H, que por sua vez é um resultado da análise higrométrica. A relação entre humidade e retração é dada pela equação proposta por Kwak [8]:

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon^{*}_{sh,ult}[0{,}97 - 1{,}895(H - 0{,}2)^3] \quad (1)$$

O parâmetro $\varepsilon^{*}_{sh,ult}$ representa a extensão de retração após secagem total, tomando neste caso o valor 635,1x10^{-6}. Assim, a extensão de retração quando o betão atinge o equilíbrio hídrico com o meio ambiente (H=60%) é ε_{sh}=539x10^{-6}.

Para descrever a evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo e da fluência é usada uma cadeia de Kelvin com propriedades ajustadas às formulações do MC2010 [5]. O tempo zero, correspondente ao início do desenvolvimento do módulo de elasticidade coincide com o início do desenvolvimento rápido do calor de hidratação.

Para descrever o comportamento do betão após a fissuração, é adotado o diagrama de amolecimento (*tension softening*) multilinear adotado pelo MC2010 [5].

A relação entre a tensão de aderência e o deslizamento na interface aço-betão é regido pela função cúbica de Dörr [9] até um deslizamento de 0,06 mm, atingindo, para esse deslizamento, uma patamar onde a tensão se mantém constante e igual a 1,9 vezes a resistência média à tração do betão: 1,9 × 2,9 = 5,51 MPa.

Para o aço é adotado um comportamento elástico-perfeitamente plástico, com um módulo de elasticidade igual a 200 MPa e uma tensão de cedência de 500 MPa. Note-se que, esta tensão não é atingida em qualquer das análises mecânicas realizadas.

Quadro 1. Propriedades do betão e das fronteiras.

Análise	*Propriedade*	*Valor*
Térmica	calor específico volumétrico	2400 kJm^{-3}K^{-1}
	condutividade térmica	2.6 Wm^{-1}K^{-1}
	coeficiente de convecção/radiação para superfícies livres	10.0 Wm^{-2}K^{-1}
	coeficiente de convecção/radiação antes da desmoldagem	5.0 Wm^{-2}K^{-1}
	temperatura ambiente	20 ºC
Higrométrica	difusividade para H=1, D_1	3.08×10^{-10} m^{2}s^{-1}
	difusividade para H=0, D_0	0.0967 D_1
	H para D_H = 0.5 D_1	0.8
	parâmetro n	2
	coeficiente de emissividade de humidade	4.81×10^{-8} ms^{-1}
	humidade relativa ambiental	60 %.
Mecânica	resistência à tração média	2.9 MPa
	resistência à compressão média	38 MPa
	energia de fratura	0.140 kNm/m^2
	coeficiente de dilatação térmica	10^{-5} ºC^{-1}

Atendendo à uniformidade da estrutura em análise e das ações, verificou-se ser conveniente adotar, para alguns dos elementos finitos de betão, uma resistência ligeiramente inferior à dos restantes. Se tal não fosse feito, o processo de localização da fissuração não poderia ser bem capturado na análise. Note-se que, na análise de um tirante deste tipo, com estas ações, a tensão normal, a uma dada profundidade, é constante ao longo de todo o comprimento do modelo, antes da fissuração. Ora, na realidade, uma estrutura de betão tem sempre locais de menor resistência, onde se inicia a fissuração. Por isso, a adoção de elementos com menor resistência, na análise, é aceitável. Foram considerados conjuntos de 4 elementos finitos com uma resistência à tração 5% inferior aos restantes, nas posições indicadas na Fig. 2 com um sombreado amarelo. Para avaliar o impacto destas fragilidades, foram realizadas análises preliminares. Numa análise foram considerados os 3 conjuntos de elementos mais

frágeis indicados na Fig. 2. Noutra, foi considerado apenas o conjunto central. No caso dos tirantes mais longos, com 4 m de comprimento, foi ainda realizada outra análise considerando 6 conjuntos de elementos mais frágeis, afastados de 500 mm. Verificou-se que todas as análises conduzem a resultados semelhantes, o que confere robustez às conclusões obtidas.

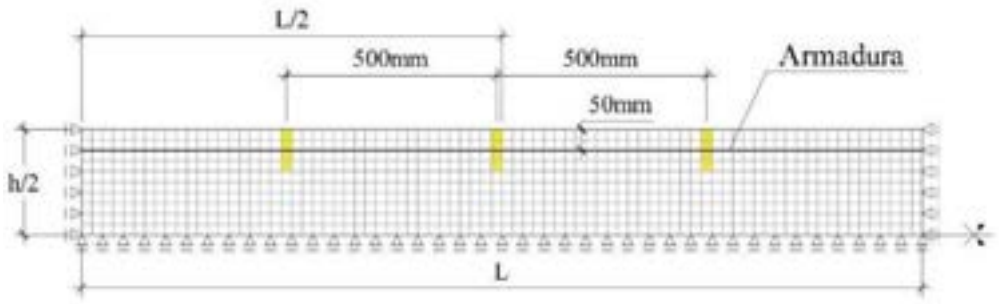


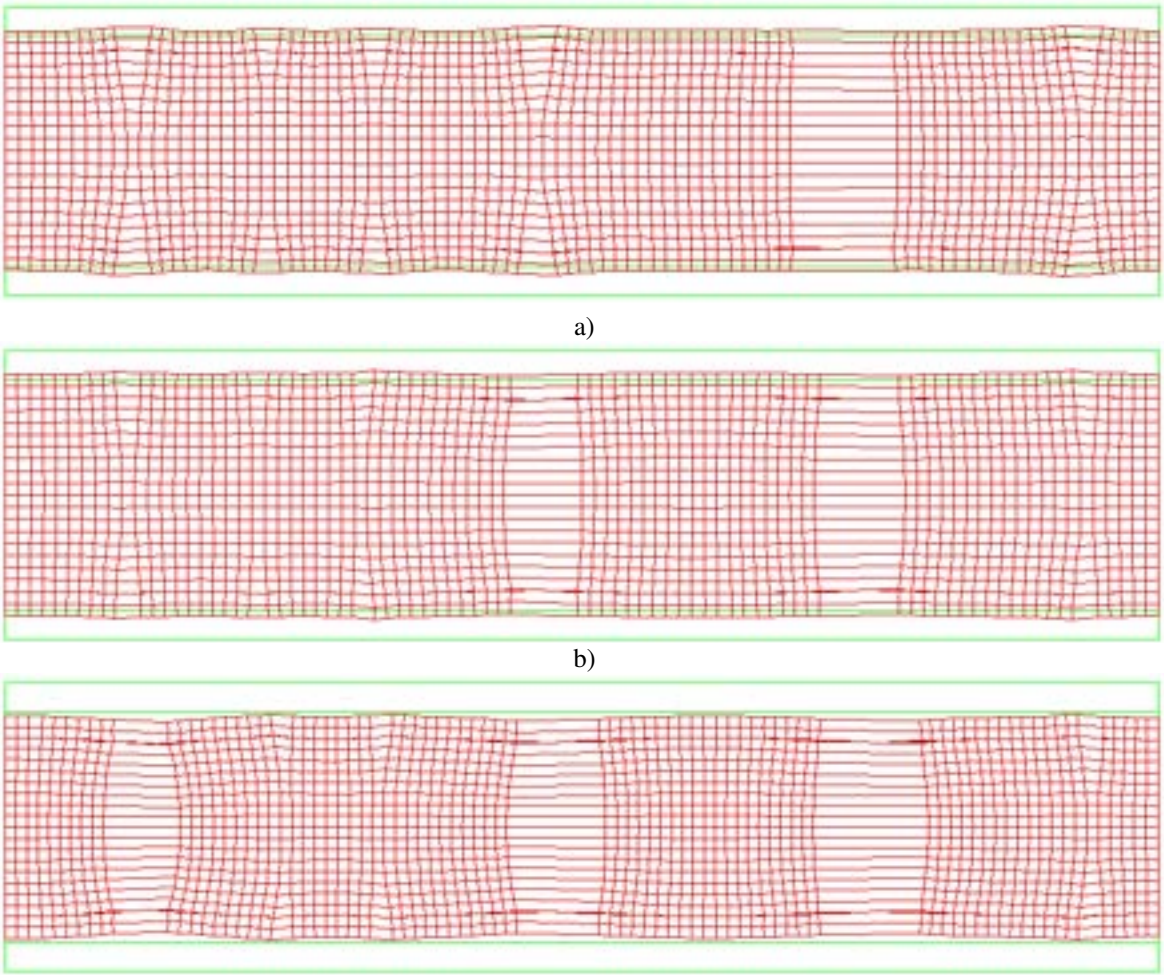
Figura 2. Localização dos elementos finitos com menor resistência à tração.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A discussão aqui apresentada incide sobre os resultados das análises mecânicas. Uma apresentação mais completa de resultados, incluindo os resultados das análises termo-higrométricas, pode ser encontrada em [10].

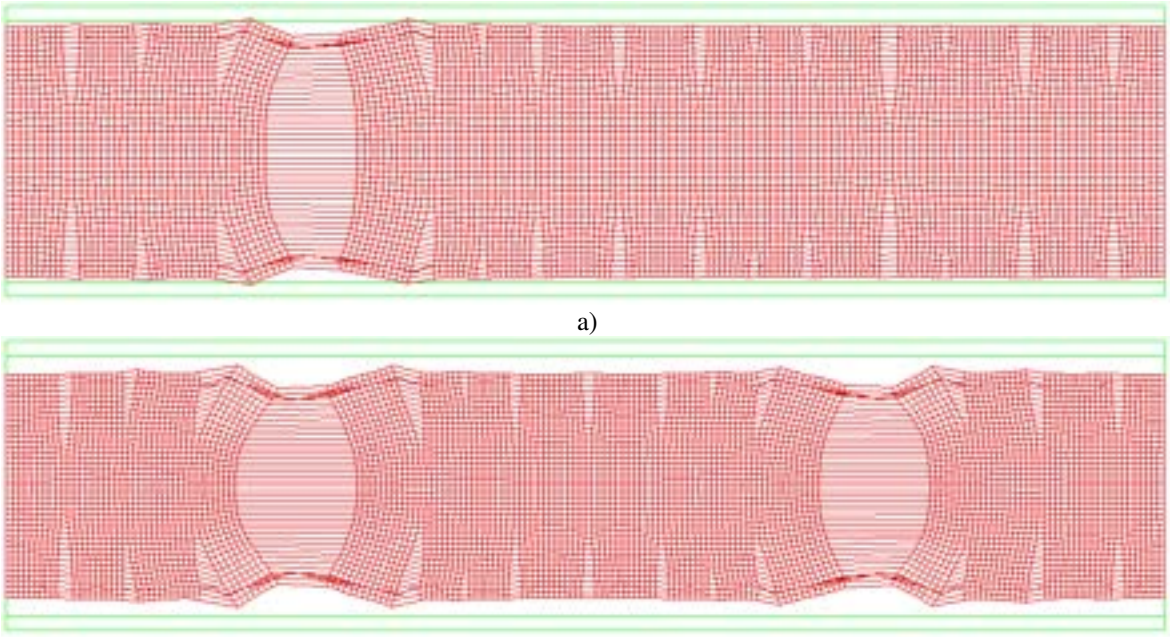
As Figs. 3 e 4 apresentam as malhas deformadas, para alguns instantes de tempo, para as análises dos tirantes de 500 e 1000 mm de espessura, com uma armadura igual a $a_{s,min}$. Nestas imagens é visível toda a espessura do tirante, apesar de ter sido considerado na análise apenas metade dessa espessura, por simplificação de simetria. Estas imagens resultam portanto de espelhar os resultados da análise em relação ao eixo de simetria, numa fase de pós-processamento.

O efeito do calor de hidratação origina tensões normais de compressão nestas estruturas restringidas, durante a fase de aquecimento. Após o arrefecimento, resultam ligeiras trações na estrutura. No entanto, as trações mais importantes são uma consequência da retração de secagem, que tem início aos 7 dias após a betonagem. A Fig. 5 apresenta os diagramas de tensões normais, ao longo da espessura, para diversos instantes de tempo após os 7 dias de idade do betão. Tratam-se das tensões que surgiriam se nunca ocorresse fissuração, isto é, se a resistência à tração do betão fosse superior a 7,5 MPa. Nesta figura é possível visualizar que as trações se desenvolvem, inicialmente, junto à superfície de betão. Como consequência, ainda antes dos 14 dias de idade do betão, desenvolvem-se microfissuras ao longo de toda a superfície de betão, com abertura que não permite a sua observação a olho nu numa estrutura real. Posteriormente, dá-se a localização das fissuras superficiais em algumas posições, com uma distância entre si relativamente regular. Tratam-se de fissuras aqui designadas por *parciais*, que não atravessam toda a espessura do elemento. As fissuras parciais ocorrem nas posições das fragilidades representadas na Fig. 2 e em outras secções transversais entre essas. Mais tarde, uma das fissuras parciais progride até ao centro do elemento, formando-se assim a primeira das fissuras que aqui se designam por *totais* (que atravessam toda a espessura). As Figs. 3a e 4a mostram deformadas após a formação da primeira fissura total. Alguns anos mais tarde, desenvolvem-se outras fissuras totais. As fissuras parciais, que apresentam à superfície do elemento uma abertura inferior à das fissuras totais, permanecem abertas até ao final da análise. A existência de fissuras parciais garante que a abertura das fissuras totais seja inferior aquela que ocorreria se não existissem fissuras parciais. Por outro lado, são também essas fissuras parciais que motivam a variação de abertura, ao longo da espessura do elemento, das fissuras totais. Essa variação é bem visível na Fig. 4.



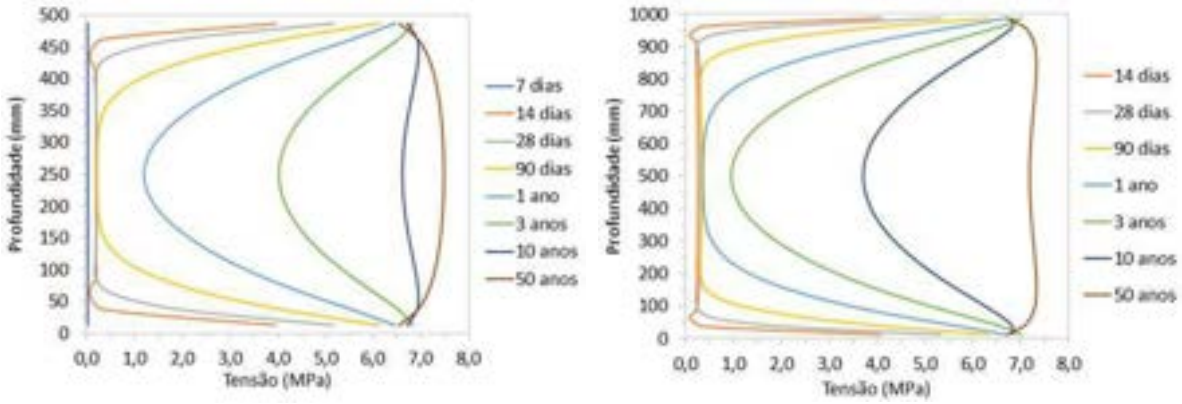
a) b) c)

Figura 3. Deformada do tirante com 500 mm de espessura, com armadura a_{smin}: a) 3 anos após a betonagem; b) 10 anos após a betonagem; c) aos 50 anos.



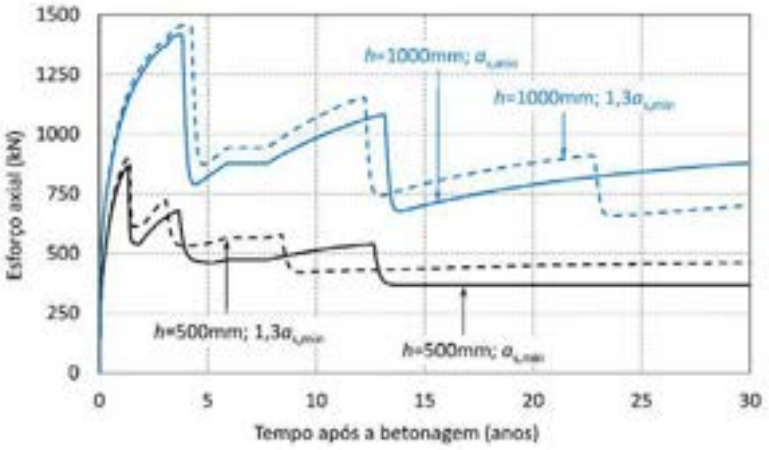
a) b)

Figura 4. Deformada do tirante com 1000 mm de espessura, com armadura a_{smin}: a) 10 anos após a betonagem; b) aos 50 anos.

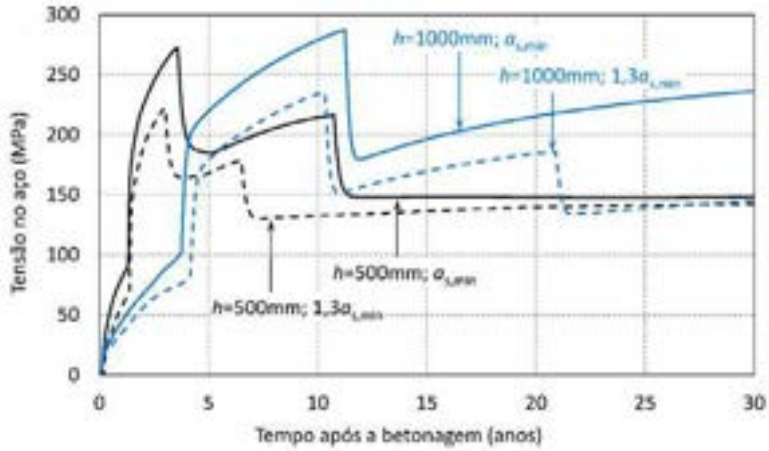


a) b)

Figura 5. Evolução das tensões normais de tração, ao longo da espessura, após os 7 dias, numa análise THM em que não se considera os efeitos da fissuração: a) espessura igual a 500 mm; b) espessura igual a 1000 mm de espessura



a)



b)

Figura 6. Evolução temporal de esforços e tensões: a) esforço axial (compressões imediatamente após a betonagem não são apresentadas); b) tensão no aço, na secção da primeira fenda completa formada em cada tirante (secção mais condicionante, onde a tensão é mais elevada).

A Fig. 6 apresenta a evolução ao longo do tempo do esforço axial (Fig. 6a) e da tensão na armadura, na secção da primeira fenda total que se forma em cada tirante (Fig. 6b). Apresentam-se os resultados das análises THM para diferentes espessuras de betão e com diferentes quantidades de armadura. Note-se que, na Fig. 6a), não são apresentados os esforços de compressão que se desenvolvem nos primeiros dias imediatamente após a betonagem.

Para um determinado tirante, os picos visíveis na Fig. 6b coincidem com picos na Fig. 6a, i.e., esses picos ocorrem no mesmo instante de tempo. Conforme é bem sabido, numa estrutura restringida sujeita a deformações impostas, ocorre uma diminuição súbita da força axial imediatamente após a formação de uma nova fenda total. No entanto, é importante notar que o primeiro pico no diagrama de esforço axial não corresponde a um pico no diagrama de tensão nas armaduras. O primeiro pico no diagrama de tensão no aço ocorre imediatamente antes da formação da segunda fenda total, em todas as análises. A primeira fenda total surge por volta do 1 ano de idade nos tirantes de 500 mm de espessura e por volta dos 4 anos nos tirantes de 1000 mm. A existência de fendas parciais antes desse instante faz com que, antes da formação da primeira fenda total, já exista uma tensão no aço entre 60 e 100 MPa (dependendo do tirante), conforme se vê na Fig. 6b. Após a formação da primeira fenda total, existe um aumento súbito da tensão no aço.

Na Fig. 6b é possível observar que a tensão máxima na armadura é muito inferior à tensão de cedência do aço, mesmo nas análises em que a quantidade de armadura adotada é aquela que é requerida pelo EC2 [1] para a condição de ser evitada a cedência do aço. Nas análises THM em que foi considerada essa quantidade de armadura, a tensão máxima no aço não atingiu os 300 MPa.

A fenda mais aberta no final da análise é, em todas as análises, a primeira fenda total. A maior abertura dessa fenda, w_{max}, é atingida, também em todos os tirantes, imediatamente antes da formação da segunda fenda total. A abertura dessa fissura, a longo prazo ($w_{50\ anos}$), é pouco inferior à abertura máxima atingida. Isso pode ser visto no Quadro 2, onde se apresentam as aberturas de fendas calculadas na análise THM, para a primeira fenda que se forma em cada tirante (a mais condicionante), para as análises onde a quantidade de armadura adotada é 30% superior à armadura mínima dimensionada de acordo com o EC2 [1] para evitar a cedência do aço (1,3 $a_{s,min}$). Os valores de w apresentados no Quadro 2 são os que se obtém ao nível da armadura. No quadro pode ver-se que, para uma quantidade de armadura igual a 1,3 $a_{s,min}$, se obtém nas análises THM aberturas máximas de fendas aproximadamente iguais a 0,3 mm.

Quadro 2. Comparação entre resultados da análise THM e dimensionamento de armadura em serviço de acordo com o EC2 [1].

h (mm)	Dimensionamento segundo EC2 para controlo da fissuração		Resultados da análise THM com armadura 1,3$a_{s,min}$		
	a_s (cm^2/m)	w_k (mm)	1,3$a_{s,min}$ (cm^2/m)	w_{max} (mm)	$w_{50\ anos}$ (mm)
500	64,8	0,30	32,4	0,30	0,28
1000	94,7	0,30	49,0	0,33	0,31

O Quadro 2 apresenta também a quantidade de armadura requerida por um dimensionamento para controlo da fissuração, segundo o EC2 [1], considerando como limite para a abertura de fendas a longo prazo um valor de 0,30 mm. Este cálculo é efetuado recorrendo à Eq. (2) para determinar a tensão na armadura, σ_s:

$$\sigma_s = \frac{k\, f_{ctm}\, A_c}{A_s} \tag{2}$$

onde k é o coeficiente para ter em conta o efeito das tensões auto-equilibradas de acordo com o EC2 [1], A_c é a área da secção transversal do betão e A_s é a área da secção transversal de aço. A Eq. 2

traduz a aplicação, ao caso de estudo presente, das disposições da secção 7.3.2 do EC2 [1]. A abertura de fenda, w_k, para um dado valor de σ_s, é determinada de acordo com as disposições da secção 7.3.4 da mesma norma. Uma vez mais, considera-se uma distância livre entre varões igual a 100 mm.

Os resultados no Quadro 2 evidenciam as grandes diferenças entre os resultados de um dimensionamento de acordo com o EC2 [1] e da análise THM: as disposições do EC2 [1] conduzem a uma quantidade de armadura que é aproximadamente igual ao dobro daquela que, nas análises THM conduz a uma abertura de fendas sensivelmente igual a 0,30 mm.

4. CONCLUSÕES

O presente artigo pretende contribuir para a compreensão dos efeitos das tensões geradas em elementos espessos restringidos, pelos efeitos do calor de hidratação e da retração de secagem. Incide-se particularmente sobre a propagação da fissuração e também sobre a relação entre a quantidade de armadura adotada e as aberturas de fendas previstas pelo cálculo. Recorre-se a análises termo-higro-mecânicas (THM), utilizando uma ferramenta de análise computacional previamente desenvolvida e validada [3, 7]. Comparam-se os resultados assim obtidos com um dimensionamento baseado em disposições normativas [1].

No que diz respeito ao dimensionamento de armadura para evitar a cedência do aço após a fissuração, verificou-se que o critério do EC2 conduziu a tensões máximas no aço, calculadas através da análise THM, que não atingiram sequer os 300 MPa. Esta conclusão sugere que as disposições do EC2 [1] para elementos espessos podem ser muito conservativas.

Foram também obtidas conclusões importantes sobre o dimensionamento da armadura necessária para que a abertura de fendas não ultrapasse um determinado valor limite, em serviço (neste trabalho foi considerado um limite de 0,30 mm). Nas análises THM em que foi adotada uma armadura 30% superior à armadura mínima para evitar a cedência do aço de acordo com o EC2 [1], 1,3 $a_{s,min}$, a abertura da fenda mais condicionante atingiu um valor aproximadamente igual a 0.30 mm. O dimensionamento da armadura requerida para limitar w_k a 0,3 mm, de acordo com o EC2 [1], conduziu a uma quantidade aproximadamente igual ao dobro dessa.

É importante frisar que as conclusões resumidas nos dois parágrafos anteriores resultam de análises efetuadas para um conjunto específico de propriedades dos materiais, de condições ambientais e de geometrias estruturais e, por isso, os resultados apresentados neste trabalho não devem ser generalizados. É importante aprofundar a validação da metodologia de análise THM que foi usada neste trabalho através da comparação com evidências experimentais obtidas em estruturas reais com elementos de grande espessura. Os dados experimentais deste tipo, existentes atualmente, são muito escassos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é suportado pelos projetos POCI-01-0145-FEDER-007457 (CONSTRUCT - Institute of R&D in Structures and Construction) e POCI-01-0145-FEDER-007633 (ISISE), financiados por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), e por fundos nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia. Agradece-se ainda à FCT e FEDER (COMPETE2020) o financiamento do projeto IntegraCrete PTDC/ECM-EST/1056/2014 (POCI-01-0145-FEDER-016841). Agradece-se também o apoio da ação COST TU1404 pelas oportunidades de criação e manutenção de diversos instrumentos de cooperação científica.

REFERÊNCIAS

[1] NP EN 1992-1-1. 2004. Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: IPQ. 259 p.

[2] Schlicke, D.; Vie Tue, N. (2015). Minimum reinforcement for crack width control in restrained concrete members considering the deformation compatibility. Structural Concrete, Vol. 16, N. 2, pp. 221-232.

[3] Azenha, M. (2009). Numerical Simulation of the Structural Behaviour of Concrete since its Early Ages. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Tese de doutoramento.

[4] Azenha, M.; Sousa, C.; Faria, R. ; Serra Neves, A. (2011). Thermo-hygro-mechanical modelling of self-induced stresses during the service life of RC structures. Engineering Structures, Vol. 33, N. 12, pp. 3442-3453.

[5] fib (2013). Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn.

[6] DIANA FEA BV (2017). DIANA, Finite Element Analysis, release 10.2. Delft.

[7] Azenha, M.; Leitão, L.; Granja, J.; Sousa, C.; Faria, R.; Barros, J. (2017). Experimental validation of a framework for hygro-mechanical simulation of self-induced stresses in concrete. Cement and Concrete Composites, Vol. 80, pp. 41-54.

[8] Kwak, H.; Ha, S.; Kim, J. (2006). Non-structural cracking in RC walls: Part 1, finite element formulation. Cement and Concrete Research, Vol. 36, N. 4, pp. 749-760.

[9] Dörr, K. (1980). Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens. University of Darmstadt, Tese de doutoramento.

[10] Ferreira, C. (2018). Análise não-linear do comportamento em serviço de elementos espessos de betão armado com deformação restringida. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dissertação de mestrado.

Sessão 6C

Previsão da capacidade de suporte de fundações profundas e análise dos materiais em relação às estacas hélice contínua



Ana Carolina Reis Lozovey[1]



Fernanda Aparecida João[2]

RESUMO

Com a ampliação das soluções de fundações profundas e com o conhecimento do perfil do subsolo, fica a cargo do projetista a escolha e identificação da melhor alternativa técnica e econômica para atender ao projeto. Em diversas regiões do Brazil, as estacas hélice contínua têm sido cada vez mais empregadas nos projetos e obras de engenharia. Neste trabalho, foi estudado e aplicado o Método de Aoki-Velloso (1975) para as estacas: metálicas, pré-moldadas de concreto, tipo Franki, hélice contínua e escavadas no geral. Para aplicação do método, foram escolhidas sondagens à percussão (SPT) de três regiões distintas, sendo um solo arenoso, um solo siltoso e um solo mais mole. Os resultados são representados em tabelas, que mostram para cada tipo de estaca: diâmetros, cargas usuais e admissíveis, número e comprimento das estacas, consumo dos materiais aço e concreto, respectivas perdas dos materiais. São apresentadas porcentagens dos consumos dos materiais em relação às estacas hélice contínua. As análises dos resultados foram feitas em relação às estacas hélice contínua por serem soluções muito utilizadas em obras de fundações profundas. Os resultados mostraram-se adequados e próximos da realidade e servem como orientação aos projetistas de obras da construção civil. As cargas de projeto e número de estacas se comportaram de maneira equivalente à prática da engenharia, validando a análise deste trabalho.

Palavras-chave: Fundações; Estaca hélice contínua; Métodos; Análise estrutural.

[1]Universidade do Vale do Itajaí, Balneário Camboriú, Santa Catarina, Brazil. ana.loz@terra.com.br
[2]Universidade Católica de Santa Catarina, Jaraguá do Sul, Santa Catarina, Brazil. nanda.civil@yahoo.com.br

1. INTRODUÇÃO

A escolha adequada da fundação envolve estudos relativos às características do solo, e sua escolha deve ser compatível com características da superestrutura, com sua capacidade de acomodação e cargas atuantes. Porém, a grande e maioria dos projetos de fundações o obra de terra são desenvolvidos com base única e exclusivamente nos resultados das sondagens à percussão SPT (BERBERIAN, 2000).

As estacas hélice contínua têm sido cada vez mais empregadas nos projetos e obras de engenharia em diversas regiões do Brazil. Sua grande e indiscutível vantagem é que este tipo de estaca praticamente não produz vibrações no solo, sendo muito utilizadas em grandes aglomerados urbanos, além da elevada produtividade e rapidez em obra. As elevadas capacidades de carga e a transferência de cargas também por atrito lateral colaboram para a aceitação das estacas hélice contínua.

A avaliação do processo executivo das estacas hélice contínua passa pela comparação entre o volume de solo resultante da execução da estaca com o volume nominal da estaca. Um fator de melhoria da capacidade de carga da estaca está no uso de uma alta pressão de bombeamento do concreto, quando o trado é praticamente empurrado pelo concreto, procedimento este que leva a um maior consumo de concreto (VELLOSO E LOPES, 2010).

O Método de Aoki-Velloso (1975) é um método semi-empírico para cálculo de carga de ruptura de estacas baseando-se em correlações com resultados de provas de carga e experiência prática ao longo de anos. Francisco et. al (2004) descrevem em seu artigo técnico que o Método de Aoki e Velloso (1975) foi estendido ao cálculo de estacas hélice contínua com auxílio de três trabalhos de final de curso na Escola Politécnica da UFRJ, que indicaram que para esse tipo de estaca poderiam ser utilizados diferentes valores de coeficientes de transformação.

Com a ampliação das soluções em estacas, devido à evolução e modernização dos equipamentos de execução de fundações profundas, gera-se aos projetistas outro tipo de estaca e seus diâmetros a serem empregadas em determinado perfil de solo. Fica a cargo de o projetista identificar a melhor alternativa técnica e econômica para atender ao projeto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estacas hélice contínua

Berberian (2000) define estacas hélice contínua como estacas de concreto moldadas in loco, perfuradas por trado helicoidal contínuo. O solo é substituído por concreto bombeado sob pressão ao mesmo tempo em que o trado helicoidal, com o solo aprisionado entre as espirais da hélice, é arrancado sem rotação. O concreto bombeado na haste interna do trado evita fechamento ou entrada de solo no fuste. A armação é inserida após a retirada total do trado e da concretagem.

Sua grande e indiscutível vantagem é que este tipo de estaca não produz vibrações no solo, sendo muito utilizadas em grandes centros urbanos, além da elevada produtividade e rapidez em obra. Por outro lado, não perfuram matacões e rochas. Cabe destacar que possuem grande aceitação de uso no Brasil.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), há uma grande discussão técnica quanto à classificação deste tipo de estaca. A discussão gira em torno da terminologia: se devem ser consideradas como estacas escavadas tradicionais (estacas de substituição) porque na sua execução há descompressão no solo, ou como estacas sem deslocamento (ou em alguns casos de pequeno deslocamento).

Em alguns casos pode ocorrer a remoção de praticamente todo o solo no espaço em que será executada a estaca, sendo então uma estaca de substituição. Ou, em outros casos, pode ocorrer o deslocamento

lateral deste solo do espaço onde será executada a estaca de modo a dar espaço à estaca, criando um "afastamento", podendo então ser denominada de estaca sem deslocamento (ou de pequeno deslocamento). O que varia é a remoção do solo que dará lugar à estaca.

As etapas no processo de execução de estacas hélice contínua são: perfuração, concretagem e inserção da armadura. A norma brasileira NBR 6122:2010, que descreve controle de qualidade da produção ou execução dessas estacas. A Fig. 1 mostra a execução de estacas hélice contínua.

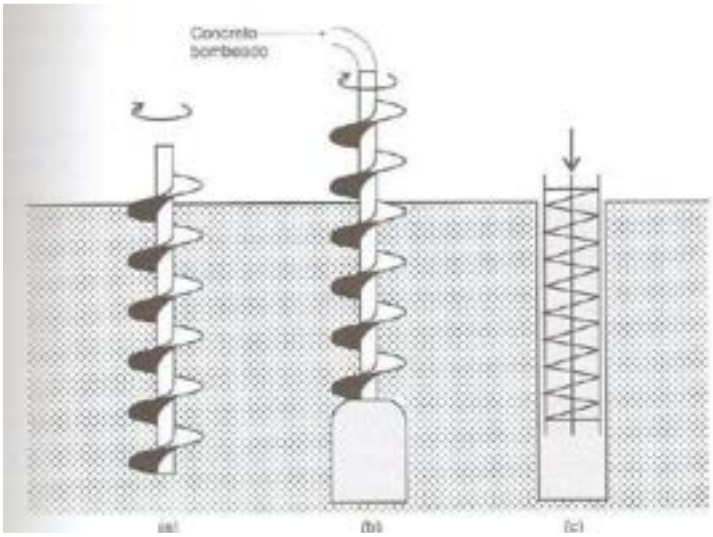


Figura 1. Execução de estaca hélice contínua.

Velloso e Lopes (2010) afirmam que uma avaliação do processo executivo passa pela comparação entre o volume de solo resultante da execução da estaca com o volume nominal da estaca. E ainda que fator de melhoria da capacidade de carga da estaca está no uso de uma alta pressão de bombeamento do concreto, quando o trado é praticamente empurrado pelo concreto, procedimento este que leva a um maior consumo de concreto.

As elevadas capacidades de carga e a transferência de cargas também por atrito lateral colaboram para a aceitação das estacas hélice contínua em diversas regiões do Brasil. O Quadro 1 apresenta dimensões, cargas usuais e cargas máximas para as estacas hélice contínua. Os dados apresentados referem-se às estacas hélice contínua e foram extraídos de tabela para diferentes tipos de estacas escavadas de Velloso e Lopes (2010).

Quadro 1. Cargas de trabalho típicas.

Tipo de estaca	*Dimensão (cm)*	*Carga usual(kN)*	*Carga máxima (kN)*
Estacas Hélice	Ø 40	600	800
contínua	Ø 60	1400	1800
σ = 5 a 6 MPa	Ø 80	2500	3000
	Ø 100	4000	4700

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

As capacidades de carga dessas estacas são elevadas se comparadas com os outros tipos de estacas. Apresentam capacidades de carga usuais que variam de 600 kN para diâmetros Ø 40 cm até 4.000 kN para diâmetros Ø 100 cm, e chegam a ter cargas máximas variando de 800 kN para diâmetros Ø 40 cm até 4.700 kN para diâmetros Ø 100 cm.

2.2 Método para Cálculo de Estacas: Método de Aoki-Velloso (1975)

Em 1975 os engenheiros Nelson Aoki e Dirceu Velloso elaboraram um método semi-empírico para cálculo de carga de ruptura de estacas baseando-se em correlações com resultados de provas de carga e experiência prática ao longo de anos.

Avaliando-se a partir do ensaio de penetração do cone *CPT* (cone com ângulo de vértice de 60º e área teórica de ponta 10 cm^2) os valores de resistência de ponta unitária (q_c), em função da tensão de ruptura de ponta (q_p) e atrito lateral (q_s), conforme Eq. (1) e Eq. (2).

$$q_p = \frac{q_c}{F1} = \frac{K.N_{SPT}}{F1} \tag{1}$$

Onde *F1* é um coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca, que pode ser obtido no Quadro 2 e K o coeficiente de correlação conforme o tipo de solo encontrado no Quadro 3.

$$q_s = \frac{\alpha.q_c}{F2} = \frac{\alpha.K.N_{SPT}}{F2} \tag{2}$$

Onde *F2* é um coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca, que pode ser obtido no Quadro 2 e K o coeficiente de correlação conforme o tipo de solo encontrado no Quadro 3.

Quadro 2. Coeficientes de transformação F1 e F2 para o método de Aoki-Velloso (1975).

Tipo de estaca	*F1*	*F2*
Franki	2,5	5,0
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Metálica	1,75	3,5
Escavada com lama	3,0	6,0
Hélice Contínua	2,0	4,0

Fonte: Monteiro (2000) apud Presa e Pousada (2004).

Quando se dispõe de dados de ensaios *CPT* realizados apenas com medida da resistência de q_c, os autores propõem que se empregue a correlação de α multiplicado por q_c. Para o caso de não se dispor de ensaios *CPT*, Presa e Pousada (2004) propõem que se empregue a correlação dada multiplicando-se K por N_{SPT}. Os coeficientes de correlação K e α são encontrados no Quadro 3.

Quadro 3. Coeficientes de correlação K e α para o método de Aoki-Velloso (1975).

Tipo de solo	*K (KN/m²)*	*α (%)*
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Fonte: Presa e Pousada (2004).

Francisco et. al(2004) descrevem em seu artigo técnico que o Método de Aoki e Velloso (1975) foi estendido ao cálculo de estacas Hélice Contínua com auxílio de três trabalhos de final de curso na Escola Politécnica da UFRJ, que indicaram que para esse tipo de estaca poderiam ser utilizados os valores *F1* = 2,0 e *F2* = 4,0.

Também descrevem que Monteiro (2000) propôs uma revisão do método, com outros valores dos parâmetros K e α, que relacionam valores de *SPT* com resistência de ponta e atrito no ensaio *CPT*, e que inclui valores de *F1* e *F2* para estacas do tipo Hélice Contínua.

3. METODOLOGIA

Inicialmente foram identificados os tipos de estacas como solução de fundações profundas, dentre eles as estacas: metálicas, pré-moldadas de concreto, tipo Franki, hélice contínua e escavadas no geral. As estacas hélice contínua, objeto de comparação dos resultados do presente trabalho, foram estudadas quanto às caracteristicas, capacidade de carga, aspectos normativos e executivos.

Foi selecionado e estudado o Método de Aoki-Velloso (1975) para dimensionamento das estacas, seus critérios e recomendações, equações e coeficientes de transformação. E para aplicação do método, foram escolhidas sondagens à percussão (SPT) de três regiões distintas, sendo um solo arenoso, um solo siltoso e um solo mais mole.

Em etapa seguinte, foram determinadas as cargas 3.000kN e 5.000kN para validação e aplicação do método de dimensionamento de Método de Aoki-Velloso (1975), com auxílio do programa Microsoft Excel®. Foram determinados os diâmetros e números de estacas e analisados os resultados. As cargas verticais dos pilares empregadas foram arbitradas em função de um edifício residencial tipo de dez pavimentos. As cargas adotadas foram as máximas aproximadas do projeto. O dimensionamento da edificação obedece às normas técnicas brasileiras NBR 6118:2007 e NBR 6120:1980.

Os blocos de fundação foram dimensionados pelo Método das Bielas, método difundido para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas. Na sequência, compararam-se os consumos de aço e concreto para os tipos de estacas e para os solos escolhidos em relação às estacas hélice contínua.

3.1 Solos adotados

Os perfis de subsolo adotados nos calculos deste trabalho são mostrados pela Fig. 2 abaixo.

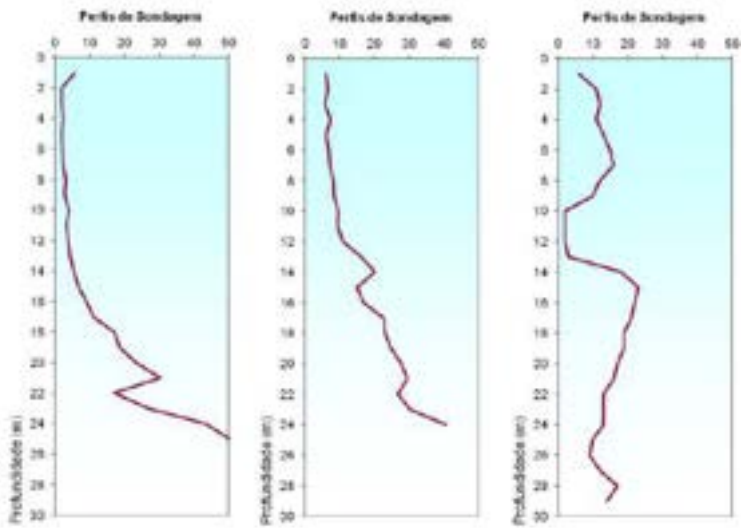


Figura 2. Perfis dos solos obtidos pelos boletins de sondagens.

3.2 Dimensionamento das estacas

O método de dimensionamento foi aplicado para todas as estacas selecionadas: metálicas, pré-moldadas de concreto, tipo Franki, hélice contínua e escavadas no geral para os três tipos de solos das sondagens SPT.

Os Quadros 4, 5 e 6 mostram um exemplos do dimensionamento de estacas hélice contínua com 60 cm de diâmetro para os solos 1, 2 e 3 respectivamente. Percebe-se nos quadros os valores obtidos em kN para as cargas admissíveis de uma estaca e o número de estacas para atender à carga total no pilar.

Quadro 4. Exemplo de exemplo do dimensionamento de estacas hélice contínua para o solo 1.

Profundidade	Tipo de Solo	k	α	qc	fsp	PONTA	fps	ATRITO	CARGA ADMISSÍVEL	Nº ESTACAS
(m)	Camada	(kN/m³)	(%)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN)	(kN/m²)	Positivo (kN)	(kN)	(und)
1,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	1740,00	870,00	245,99	12,38	22,96	134,47	23
2,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	600,00	300,00	84,82	4,20	30,88	57,85	52
3,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	600,00	300,00	84,82	4,20	38,79	61,81	49
4,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	720,00	360,00	101,79	5,04	48,29	75,04	40
5,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	600,00	300,00	84,82	4,20	56,21	70,52	43
6,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	660,00	330,00	93,31	4,62	64,92	79,11	38
7,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	720,00	360,00	101,79	5,04	74,42	88,10	35
8,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	960,00	480,00	135,72	6,72	87,08	111,40	27
9,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	840,00	420,00	118,75	5,88	98,17	108,46	28
10,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	1200,00	600,00	169,65	8,40	114,00	141,82	22
11,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	1020,00	510,00	144,20	7,14	127,46	135,83	23
12,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	1140,00	570,00	161,16	7,98	142,50	151,83	20
13,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	1320,00	660,00	186,61	9,24	159,92	173,27	18
14,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	1620,00	810,00	229,02	11,34	181,30	205,16	15
15,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	2040,00	1020,00	288,40	14,28	208,21	248,31	13
16,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	2700,00	1350,00	381,70	18,90	243,84	312,77	10
17,0	Argila areno-siltosa	300	2,8	3360,00	1680,00	475,01	23,52	288,17	381,59	8
18,0	Silte	400	3,0	6880,00	3440,00	972,64	51,60	385,44	679,04	5
19,0	Silte	400	3,0	7440,00	3720,00	1051,81	55,80	490,62	771,21	4
20,0	Silte	400	3,0	9360,00	4680,00	1323,24	70,20	622,94	973,09	4
21,0	Silte	400	3,0	12160,00	6080,00	1719,08	91,20	794,85	1256,96	3
22,0	Silte	400	3,0	6800,00	3400,00	961,33	51,00	890,98	926,15	4
23,0	**Silte**	**400**	**3,0**	**10800,00**	**5400,00**	**1526,81**	**81,00**	**1043,66**	**1285,24**	**3**
24,0	Silte	400	3,0	17333,33	8666,67	2450,44	130,00	1288,71	1869,57	2
25,0	Silte	400	3,0	20000,00	10000,00	2827,43	150,00	1571,45	2199,44	2

Quadro 5. Exemplo de exemplo do dimensionamento de estacas hélice contínua para o solo 2.

Profundidade	Tipo de Solo	k	α	qc	fsp	PONTA	fps	ATRITO	CARGA ADMISSÍVEL	Nº ESTACAS
(m)	Camada	(kN/m³)	(%)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN)	(kN/m²)	Positivo (kN)	(kN)	(und)
1,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	1550,00	775,00	239,13	11,63	21,91	120,52	25
2,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	1650,00	825,00	233,26	12,38	45,24	139,25	22
3,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	1450,00	725,00	204,99	10,88	65,74	135,36	23
4,0	Argila silte-arenosa	330	3,0	2442,00	1221,00	343,23	18,32	100,28	222,75	14
5,0	Argila silte-arenosa	330	3,0	2046,00	1023,00	289,25	15,35	129,19	209,22	15
6,0	Argila silte-arenosa	330	3,0	2244,00	1122,00	317,24	16,83	160,91	239,07	13
7,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	1800,00	900,00	254,47	13,50	186,36	220,41	14
8,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2050,00	1025,00	289,81	15,38	215,34	252,57	12
9,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2100,00	1050,00	296,88	15,75	245,03	270,95	12
10,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2400,00	1200,00	339,29	18,00	278,95	309,12	10
11,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2350,00	1175,00	332,22	17,63	312,58	322,39	10
12,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	2750,00	1375,00	388,77	20,63	351,05	369,91	8
13,0	Silte argilo-arenoso	250	3,0	4050,00	2025,00	572,56	30,38	408,31	490,43	7
14,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	9090,00	4545,00	1285,07	63,63	528,25	906,66	4
15,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	6750,00	3375,00	954,26	47,25	617,31	785,79	4
16,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	7560,00	3780,00	1068,77	52,92	717,07	892,92	4
17,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	10260,00	5130,00	1450,47	71,82	852,44	1151,46	3
18,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	10350,00	5175,00	1463,20	72,45	989,01	1226,10	3
19,0	**Silte areno-argiloso**	**450**	**2,8**	**11137,50**	**5568,75**	**1574,53**	**77,96**	**1135,96**	**1355,25**	**3**
20,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	12487,50	6243,75	1765,38	87,41	1300,73	1533,06	2
21,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	13275,00	6637,50	1876,71	92,93	1475,89	1676,30	2
22,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	12037,50	6018,75	1701,76	84,26	1634,72	1668,24	2
23,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	13650,00	6825,00	1929,72	95,55	1814,83	1872,28	2
24,0	Silte areno-argiloso	450	2,8	18225,00	9112,50	2576,50	127,58	2055,30	2315,90	2

Quadro 6. Exemplo de exemplo do dimensionamento de estacas hélice contínua para o solo 3.

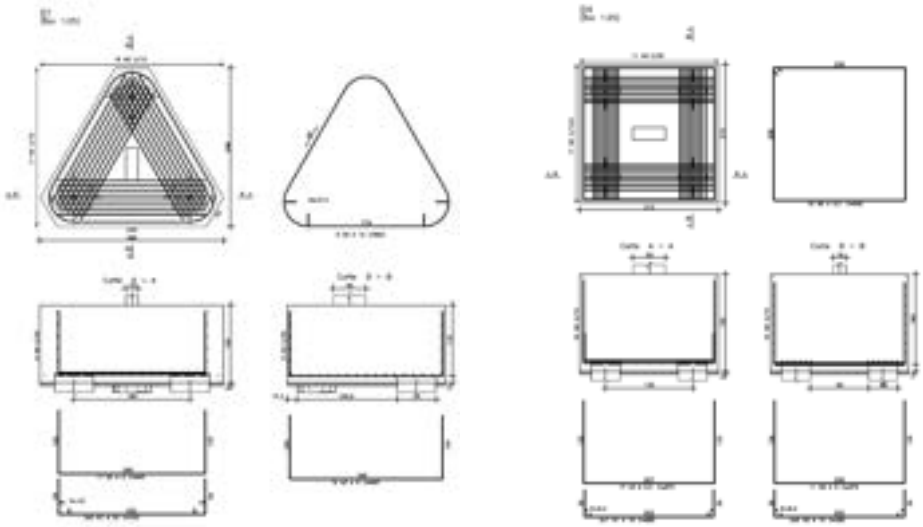
Profundidade	*Tipo de Solo*	*k*	*α*	*qp*	*fsp*	*PONTA*	*fsu*	*ATRITO*	*CARGA ADMISSÍVEL*	*Nº ESTACAS*
(m)	Camada	(kN/m²)	(%)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN)	(kN/m²)	Positivo (kN)	(kN)	(unid)
1,0	Argila	200	6,0	1200,00	600,00	169,63	18,00	33,93	101,79	30
2,0	Areia argilosa	600	3,0	6600,00	3300,00	933,05	49,50	127,23	530,14	8
3,0	Areia argilosa	600	3,0	7200,00	3600,00	1017,88	54,00	229,02	623,45	5
4,0	Areia argilosa	600	3,0	6600,00	3300,00	933,05	49,50	322,33	627,69	5
5,0	Areia argilosa	600	3,0	7800,00	3900,00	1102,70	58,50	432,60	767,65	4
6,0	Areia argilosa	600	3,0	9000,00	4500,00	1272,35	67,50	559,83	916,09	4
7,0	Areia argilosa	600	3,0	9600,00	4800,00	1357,17	72,00	695,55	1026,36	3
8,0	Areia argilosa	600	3,0	7200,00	3600,00	1017,88	54,00	797,34	907,61	4
9,0	Areia argilosa	600	3,0	6000,00	3000,00	848,23	45,00	882,18	865,19	4
10,0	Argila siltosa	220	4,0	440,00	220,00	62,20	4,40	890,45	476,33	7
11,0	Argila siltosa	220	4,0	440,00	220,00	62,20	4,40	898,75	480,48	7
12,0	Argila siltosa	220	4,0	440,00	220,00	62,20	4,40	907,04	484,62	7
13,0	Argila siltosa	220	4,0	660,00	330,00	93,31	6,60	919,48	506,39	6
14,0	**Areia argilosa**	**600**	**3,0**	**10800,00**	**5400,00**	**1526,81**	**81,00**	**1072,16**	**1299,49**	**3**
15,0	Areia argilosa	600	3,0	11800,00	6900,00	1950,93	103,50	1267,26	1609,09	2
16,0	Areia argilosa	600	3,0	13200,00	6600,00	1866,11	99,00	1433,87	1659,99	2
17,0	Areia argilosa	600	3,0	12600,00	6300,00	1781,28	94,50	1631,99	1706,64	2
18,0	Areia argilosa	600	3,0	11400,00	5700,00	1611,64	85,50	1793,16	1702,40	2
19,0	Areia argilosa	600	3,0	11400,00	5700,00	1611,64	85,50	1954,32	1782,98	2
20,0	Areia argilosa	600	3,0	10200,00	5100,00	1441,99	76,50	2098,52	1770,26	2
21,0	Areia argilosa	600	3,0	9600,00	4800,00	1357,17	72,00	2234,24	1795,70	2
22,0	Areia argilosa	600	3,0	7800,00	3900,00	1102,70	58,50	2344,51	1723,60	2
23,0	Areia argilosa	600	3,0	7800,00	3900,00	1102,70	58,50	2454,78	1778,74	2
24,0	Areia argilosa	600	3,0	7800,00	3900,00	1102,70	58,50	2565,05	1833,87	2
25,0	Areia argilosa	600	3,0	6000,00	3000,00	848,23	45,00	2649,87	1749,05	2

3.3 Dimensionamento dos blocos de fundação

Os blocos rígidos de fundações foram dimensionados pelo Método das Bielas e com auxílio do software TQS® para as estacas escolhidas e para a carga do bloco de fundação. O Método das Bielas é o método mais difundido para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas e preconiza a formação de uma treliça espacial composta por barras tracionadas e barras comprimidas no interior do bloco.

Sendo os critérios adotados para pilares de seção quadrada, em casos de seção de pilares retangulares se utilize a seção quadrada equivalente. Importante ressaltar que o método é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar, podendo ser utilizado em ações não centradas desde que admitido que as estacas estão submetidas à maior força transferida.

A Fig. 3 ilustra os blocos sobre três, quatro, cinco e seis estacas aplicados neste trabalho.



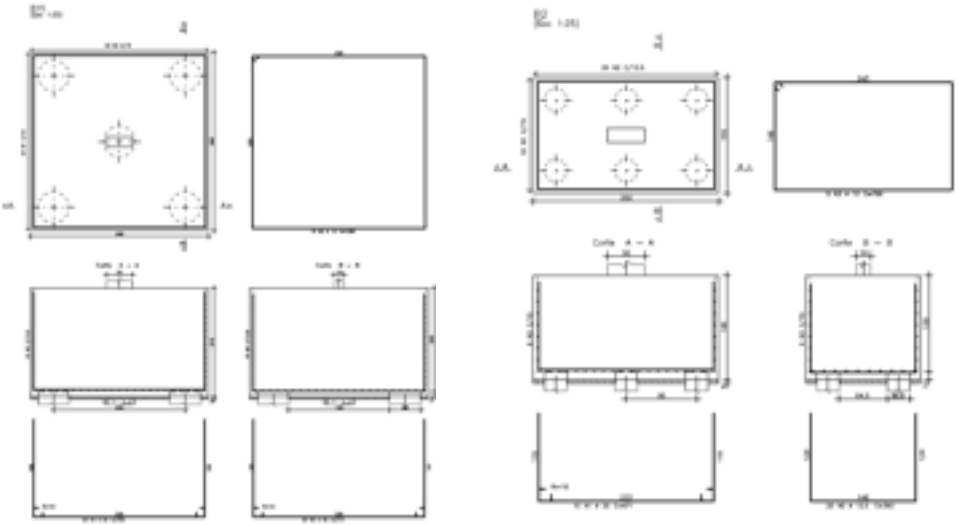


Figura 3. Desenhos tipos das soluções e blocos sobre três, quatro, cinco e seis estacas.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após dimensionamento das estacas e dos blocos de fundação, foram gerados os consumos de aço e concreto nos blocos para cada tipo de estaca e solo. Os consumos de aço e concreto nos blocos quando empregadas estacas metálica, pré-moldada de concreto, Franki e estaca escavada com fluido estabilizante (lama bentonítica) foram comparados com os consumos destes materiais nos blocos quando utilizadas estacas hélice contínua.

As análises foram feitas para as cargas 3000 kN e 5000 kN, cargas usuais em projetos de fundações. Foram observadas perdas de capacidade de carga das estacas, ou seja, a carga admissível em relação à carga usual das estacas. Dessa forma, foram acrescentados os parâmetros de resultados a informação perda de carga para 3.000 kN e 5.000 kN respectivamente.

O Quadro 7 mostra os resultados quando empregada carga vertical no pilar igual a 3000 kN.

Quadro 7. Resultados para carga vertical no pilar 3000 kN.

REGIÃO	ESTACA	DIMENSÕES (mm)	CARGA USUAL (kN)	CARGA ADMISSÍVEL (kN)	N. ESTACAS	PROFUNDIDADE	COMPRIMENTO ESTACA	AÇO (kg)	%AÇO	VOLUME (m³)	%CONCRETO	PERDAS
Solo 1	HÉLICE CONTÍNUA	600	1400	1285,24	3	23,00	22,00	284	-	5,45	-	1,29
	METÁLICA	**305**	**600**	**528,61**	**6**	**23,00**	**22,00**	**241**	**15,14%**	**5,43**	**-0,37%**	**1,06**
	PRÉ-MOLDADA	330	800	591,93	6	23,00	22,00	278	-2,11%	6,24	14,50%	1,18
	FRANKI	450	1100	937,96	4	24,00	23,00	196	30,99%	6,94	27,34%	1,25
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	856,83	4	23,00	22,00	336	18,31%	11,66	113,94%	1,14
Solo 2	HÉLICE CONTÍNUA	600	1400	1355,55	3	19,00	18,00	284	-	5,45	-	1,36
	METÁLICA	305	600	562,46	6	19,00	18,00	241	15,14%	5,43	-0,37%	1,12
	PRÉ-MOLDADA	**330**	**800**	**798,25**	**4**	**21,00**	**20,00**	**152**	**46,48%**	**3,47**	**-36,33%**	**1,05**
	FRANKI	450	1100	978,64	4	23,00	22,00	192	32,39%	6,62	21,47%	1,30
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1022,04	3	20,00	19,00	284	0,00%	5,45	0,00%	1,02
Solo 3	HÉLICE CONTÍNUA	600	1400	1289,49	3	14,00	13,00	284	-	5,45	-	1,30
	METÁLICA	305	600	536,89	6	14,00	13,00	241	15,14%	5,43	-0,37%	1,07
	PRÉ-MOLDADA	**330**	**800**	**779,50**	**4**	**16,00**	**15,00**	**176**	**38,03%**	**3,18**	**-41,65%**	**1,04**
	FRANKI	450	1100	1017,62	3	24,00	23,00	182	35,92%	3,27	-40,00%	1,02
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1072,73	3	15,00	14,00	284	0,00%	5,45	0,00%	1,07

Para a região de Solo 1 e carga vertical de 3000 kN, a estaca pré-moldada apresentou o menor consumo de aço em relação ao consumo deste mesmo material em relação à estaca hélice contínua, enquanto que a estaca metálica apresentou o menor consumo de concreto relação à estaca hélice contínua. As menores perdas de carga foram percebidas nas estacas metálicas.

Avaliando-se os resultados do Solo 2 para a mesma carga vertical, a estaca escavada com fluido estabilizante (lama bentonítica) apresentou o mesmo consumo de aço em relação à estaca hélice contínua, o que justifica a percentagem zero no quadro. A estaca pré-moldada consumo de concreto bem inferior quando comparado com a estaca hélice contínua. As menores perdas de carga foram percebidas na estaca escavada com fluido estabilizante (lama bentonítica).

Quando avaliados os mesmos parâmetros para o Solo 3, a estaca escavada com fluido estabilizante (lama bentonítica) apresentou o mesmo consumo de aço em relação à estaca hélice contínua, e a estaca pré-moldada consumo de concreto bem inferior quando comparado com a estaca hélice contínua, resultados também obtidos no Solo 2.. As menores perdas de carga foram percebidas na estaca Franki.

O Quadro 8 mostra os resultados dos dimensionamentos quando empregada carga vertical no pilar igual a 5000 kN: diâmetros das estacas empregadas, cargas usuais, carga admissível, número de estacas e comprimento das estacas, e os consumos de aço e concreto nos blocos de fundação.

Quadro 8. Resultados para carga vertical no pilar 5000 kN.

REGIÃO	ESTACA	DIMENSÕES (mm)	CARGA USUAL (kN)	CARGA ADMISSÍVEL (kN)	N. ESTACAS	PROFUNDIDADE	COMPRIMENTO ESTACA	AÇO(KG)	%AÇO	VOLUME(m³)	%CONCRETO	PERDAS
Solo 1	HELICE CONTÍNUA	600	1400	1285,24	4	23,00	22,00	589	-	10,94	-	1,03
	METÁLICA	305	600	528,61	10	23,00	22,00	681	15,62%	12,08	10,42%	1,06
	PRE-MOLDADA	**330**	**800**	**591,33**	**9**	**23,00**	**22,00**	**627**	**6,45%**	**10,14**	**-7,31%**	**1,06**
	FRANKI	450	1100	937,96	6	24,00	23,00	680	15,45%	10,87	-0,64%	1,13
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	856,83	6	23,00	22,00	1051	78,44%	25,52	133,27%	1,03
Solo 2	HELICE CONTÍNUA	600	1400	1355,55	4	19,00	18,00	589	-	10,94	-	1,08
	METÁLICA	**305**	**600**	**562,46**	**9**	**19,00**	**18,00**	**523**	**11,21%**	**8,75**	**-20,02%**	**1,01**
	PRE-MOLDADA	330	800	788,25	7	21,00	20,00	596	1,19%	9,46	-13,53%	1,10
	FRANKI	450	1100	978,64	6	25,00	22,00	680	15,45%	10,87	-0,64%	1,17
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1022,04	5	20,00	19,00	1001	69,95%	25	128,52%	1,02
Solo 3	HELICE CONTÍNUA	600	1400	1299,49	4	14,00	13,00	589	-	10,94	-	1,04
	METÁLICA	305	600	536,89	10	14,00	13,00	681	15,62%	12,08	10,42%	1,07
	PRÉ-MOLDADA	**330**	**800**	**779,50**	**7**	**16,00**	**15,00**	**596**	**1,19%**	**9,46**	**-13,53%**	**1,09**
	FRANKI	450	1100	1017,62	5	24,00	23,00	618	4,92%	11,02	0,73%	1,02
	ESCAVADA COM LAMA	600	1100	1072,73	5	15,00	14,00	951	61,46%	25	128,52%	1,07

Quando aumentada a carga vertical do pilar para 5.000 kN, para a região de Solo 1, a estaca pré-moldada de concreto apresentou consumo de aço superior à estaca hélice contínua, porém inferior ao consumo de aço das demais estacas avaliadas. Quanto ao consumo de concreto, a estaca pré-moldada apresnetou o menor consumo em relação à estaca hélice contínua. As menores perdas foram percebidas nas estacas hélice contínua e estacas escavadas com fluido estabilizante (lama bentonítica).

Para o Solo 2 e carga vertical de 5000 kN, a estaca pré-moldada apresentou consumo de aço superior à estaca hélice contínua, porém inferior ao consumo de aço das demais estacas avaliadas. O menor consumo de concreto no bloco foi observado quando empregada estaca metálica, que também apresentou as menores perdas de carga.

Avaliados o Solo 3 e carga vertical de 5000 kN, a estaca pré-moldada apresentou consumo de aço superior à estaca hélice contínua, porém inferior ao consumo de aço das demais estacas avaliadas. O menor consumo de concreto no bloco também foi observado quando empregada estaca pré-moldada,

que também apresentou as menores perdas de carga. As menores perdas de carga foram percebidas na estaca Franki.

Ressalta-se que os menores consumos de aço no bloco de fundação em todas as regiões e solos estudados para a carga de 5.000 kN foram obtidos quando empregadas estacas hélice contínua. Já os consumos de concreto nos blocos de fundação quando empregadas estacas hélice contínua foram intermediários, ficando nem como os mais elevados e nem como os menores consumos. Conforme já exposto, Velloso e Lopes (2010) citam que um fator de melhoria da capacidade de carga da estaca está no uso de uma alta pressão de bombeamento do concreto, quando o trado é praticamente empurrado pelo concreto, procedimento este que leva a um maior consumo de concreto.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Adotando-se a carga vertical no pilar igual a 3.000 kN, a estaca pré-moldada de concreto apresentou o menor consumo de aço no bloco em relação à estaca hélice contínua para o Solo 1 e a estaca escavada com fluido estabilizante (lama bentonítica) apresentou o mesmo consumo de aço em relação à estaca hélice contínua para os Solos 2 e 3. A estaca metálica apresentou o menor consumo de concreto relação à estaca hélice contínua para o Solo 1, enquanto que a estaca pré-moldada consumo de concreto bem inferior quando comparado com a estaca hélice contínua para os Solos 2 e 3.

Quando aumentada a carga vertical do pilar para 5.000 kN, a estaca pré-moldada de concreto apresentou consumo de aço superior à estaca hélice contínua, porém inferior ao consumo de aço das demais estacas avaliadas nos Solos 1, 2 e 3. Quanto ao consumo de concreto, a estaca pré-moldada apresentou o menor consumo em relação à estaca hélice contínua nos Solos 1 e 3 e estaca metálica no Solo 2.

Os menores consumos de aço no bloco de fundação em todas as regiões e solos estudados para a carga de 5.000 kN foram obtidos quando empregadas estacas hélice contínua. Este fato colabora para as inúmeras vantagens desse tipo de estaca.

Os resultados obtidos servem de orientação aos projetistas de obras da construção civil quanto à escolha e identificação da melhor alternativa técnica e econômica para atender ao projeto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto Superior Tupy e à Universidade do Vale do Itajaí.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1980). NBR-6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 5p.

[2] Berberian, Dickran. (2000). Engenharia de Fundações. Brasília – DF, Universidade de Brasília.

[3] Francisco, G. M; Velloso, D. A.; Lopes, F.R; Maria, P.S.; Alonso, U. R. (2004). Uma avaliação de previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua. SEFE V- V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo.

[4] Presa, E. P.; Pousada, M. C. (2004). Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas. Salvador.

[5] Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). Fundações profundas. Oficina de Textos. São Paulo, Vol 2.569 p.

Ambiente corrosivo: análise da deposição de cloreto e perspectiva da vida útil das estruturas de concreto armado em Aracaju/SE/BR.


Ana Prata[1]


Carlos Carvalho[2]


Francisco Lopes[3]

RESUMO

A corrosão de armaduras, manifestação patológica crescente no Brasil, está diretamente associada à durabilidade de estruturas de concreto, e a difusão de cloretos é reconhecida como um dos fatores de maior relevância no desencadeamento do processo corrosivo. Como o Brasil possui uma extensa faixa litorânea, cerca de 7.367 km de litoral, e os cloretos em sua maioria, são provenientes de águas marinhas, as estruturas próximas a região de mar são fortemente atacadas pelos íons cloreto. O ataque desses íons em estruturas de concreto armado tem sido foco de muitas pesquisas, devido ao aumento dos casos de degradações com a consequente redução da vida útil, diante das manifestações patológicas ocasionadas, nas edificações. Sendo assim, com o intuito de auxiliar os projetistas, construtoras e órgãos ligados a construção civil na execução de empreendimentos duráveis, a presente pesquisa objetivou determinar concentrações de íons cloreto e fatores influentes em determinadas regiões da atmosfera urbana da cidade de Aracaju/SE/BR. E a partir dos resultados, estimar a vida útil das estruturas de concreto armado, que apesar de atenderem aos parâmetros da ABNT NBR 6118:2014, estruturas na zona de atmosfera marinha não atingirão a vida útil mínima de projeto determinada pela ABNT NBR 15575:2013, a Norma de Desempenho.

Palavras-chave: cloreto; concreto armado; corrosão; vida útil; durabilidade.

1. INTRODUÇÃO

Culturalmente, o único parâmetro que os projetistas se preocupavam para atingir a durabilidade das estruturas de concreto armado, era a capacidade resistente, isto é, apenas propriedades mecânicas. Porém, na virada da década de 1960 para 1970, os projetistas vislumbraram a necessidade de pesquisar novos critérios para garantir o total sucesso do desempenho das construções [1], visto que estruturas com 20 a 30 anos de idade, apresentavam problemas significativos de deterioração [2]. Atualmente, além das manifestações patológicas nas edificações, o advento da ABNT NBR 15575 [3], que preconiza uma vida útil mínima de projeto de 50 anos para estruturas de concreto armado, foi o início para a engenheira

[1]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe, IFS, Aracaju, Brasil. analarissacprata@gmail.com
[2]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe, IFS, Aracaju, Brasil consvalho@gmail.com
[3]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe, IFS, Aracaju, Brasil. francisco.gumes@gmail.com

civil brasileira aperfeiçoar, pesquisar novos métodos e parâmetros para garantir a durabilidade das edificações.

Um exemplo de manifestação patológica recorrente em estruturas de concreto armado no Brasil é a corrosão de armaduras. Essa manifestação está diretamente associada à durabilidade de estruturas de concreto, e a difusão de cloretos é reconhecida como um dos fatores de maior importância no desencadeamento do processo corrosivo [4].

A corrosão da armadura devido à ação de cloretos é apontada por muitos autores como uma das mais sérias manifestações patológicas sofridas pelo concreto armado [5]. Pois, a propagação da corrosão do tipo pites, característica do ataque de cloretos, leva ao destacamento do concreto, fazendo com que a estrutura perca a condição de serviço para a qual foi projetada. Nesse tipo de corrosão a força de expansão do aço é tão forte que chega a deteriorar completamente a peça [6].

Sendo assim, com o intuito de fornecer subsídios aos projetistas estruturais, construtores e proprietários, informações técnicas fundamentais à garantia da segurança e durabilidade no uso da edificação, o presente trabalho, objetivou determinar as concentrações de cloreto na atmosfera urbana de Aracaju/SE/BR e os fatores que as influenciam, e a partir dessas, apresentar a perspectiva de vida útil das edificações de concreto armado com a finalidade de compará-las com a vida útil mínima de projeto prevista na ABNT NBR 15575 [3].

2. CONCENTRAÇÃO DE CLORETO

2.1 Método e procedimento de coleta

A determinação do teor de cloreto é fundamentada pela ABNT NBR 6211 [7] que se baseia na norma americana ASTM G 140 [8]. A medição é realizada através de um equipamento denominado “vela úmida”. Esse equipamento consiste em um Erlenmeyer (frasco coletor) com água glicerinada, ao qual é introduzido um tubo de ensaio enrolado com uma gaze. Por ascensão capilar, a gaze fica úmida e consegue capturar os íons presentes no ar que entram em contato com ela, e pelo mecanismo de difusão estes íons se movem para o interior da solução presente no frasco coletor [8]. Após 30 dias de exposição no ambiente, as gazes eram coletadas para lavagem, ao final desse processo o volume da lavagem era adicionado ao líquido do frasco coletor, resultando no volume total da amostra, utilizado para posterior determinação do teor de cloreto em cada estação, conforme recomendado pela ABNT NBR 6211. As Figs 1 e 2 demonstram a vela úmida e o suporte utilizado no presente trabalho, ambos confeccionados conforme a ABNT NBR 6211.



Figura 1. Equipamento vela úmida instalado no solo (Estação E3).



Figura 2. Equipamento vela úmida instalado na cobertura da edificação (Estação E1).

2.2 Localização dos pontos de coleta

A pesquisa foi desenvolvida na região de Aracaju/SE/BR, no período de abril/2017 a agosto/2017, em bairros ocupados e de futura expansão imobiliária. A Fig. 3 apresenta a localização das dez estações que foram dispostas as velas úmidas. No Quadro 1, são apresentadas informações quanto as estações, tais como as distâncias ao mar e as altitudes. Ressalta-se que as estações instaladas nas coberturas de edificações tiveram como cota resultante o somatório do nível do terreno em relação ao mar, somada à altura da edificação.



Figura 3. Localização das velas úmida.

Quadro 1. Informações sobre os locais de instalação das estações.

Estação	*Bairro – Local de instalação*	*Coordenadas*		*Altitude (m)*	*Distância em relação ao mar (m)*
		S	*W*		
E1	Rosa Elze – UFS	10°55’25.60”	37°06’14.51”	13,40	10.434,09
E2	Salgado Filho – Propriedade privada	10°55’41.76”	37°03’10.56”	8,95	4.391,00
E3	Jardins – EMBRAPA	10°57’01.17”	37°03’07.60”	4,00	2.659,33
E4	Inácio Barbosa - Propriedade privada	10°57’08.49”	37°04’08.94”	8,75	4.317,33
E5	Atalaia – Kartódromo	10°58’57.93”	37°02’33.74”	5,00	448,29
E6	Aeroporto – Propriedade privada	10°59’34.60”	37°04’50.13”	11,90	3.452,94
E7	Aruanda – Propriedade privada	11°01’04.62”	37°04’29.98”	7,00	698,39
E8	Mosqueiro – Propriedade privada	11°02’25.98”	37°05’08.00”	6,00	111,02
E9	Mosqueiro – Propriedade privada	11°03’37.59”	37°05’57.51”	9,40	116,19
E10	Mosqueiro – Propriedade privada	11°05’06.78”	37°09’07.59”	10,00	4.034,64

2.3 Teor de íons cloreto

Para a determinação dos íons cloreto foi utilizada a cromatografia iônica, que é um método físico-químico eficaz e preciso na determinação da concentração de íons em determinada solução. Pelo fato da

cromatografia de íons não efetuar leituras de amostras com condutividades maiores que 1.000mS, essas eram analisadas pelo método volumétrico de Mohr. Como os valores da concentração de cloreto no ambiente resultantes dos ensaios eram em $mg.L^{-1}$ a Eq. (1) demonstra a transformação para $mg.(m^2.dia)^{-1}$, unidade recomendada pela ABNT NBR 6211.

$$C\ Cl\ (mg/m^2.dia) = \frac{CCl\ (\frac{mg}{L})\ .\ Vt}{A\ .\ t} \quad (1)$$

Onde:

CCl = concentração de cloreto no ambiente em $mg.L^{-1}$, resultantes dos ensaios;

Vt = volume total da amostra, em litros;

A = área de exposição da gaze, em metros quadrados;

t = tempo de exposição da gaze no ambiente, em dias.

O Quadro 2 apresenta os resultados do teor de íons cloreto na atmosfera urbana de Aracaju/SE/BR entre os meses de abril/2017 e agosto/2017.

Quadro 2. Concentração de cloreto, em $mg.(m^2.dia)^{-1}$, nas estações.

Estação	*Abril/2017*	*Maio/2017*	*Junho/2017*	*Julho/2017*	*Agosto/2017*	*Média*
E1	3,79	0,90	10,26	25,56	19,95	12,09
E2	10,48	23,52	5,76	24,04	25,06	17,97
E3	14,20	5,53	11,72	47,98	31,61	22,21
E4	4,15	3,50	4,03	5,72	16,69	6,81
E5	290,47	165,36	587,97	864,85	649,30	511,59
E6	10,67	0,44	6,81	21,49	27,62	13,41
E7	24,56	31,58	26,77	93,45	29,74	41,22
E8	*	432,28	632,01	1621,36	*	895,22
E9	179,76	361,98	422,30	1290,77	649,70	580,90
E10	8,27	5,32	11,79	20,11	21,22	13,34

* O equipamento foi encontrado danificado, impossibilitando a coleta das amostras.

2.4 Fatores que influenciam a concentração de cloreto

Os principais fatores que influenciam a deposição de cloreto são a altitude, presença de obstáculos e distância em relação ao mar.

2.4.1 Altitude

A influência da altitude na concentração de cloreto foi identificada nas estações E8 e E9. A estação E8 por estar instalada a uma altitude de 6m apresentou uma concentração média de cloreto superior, de 895,22 $mg.(m^2.dia)^{-1}$, quando comparada com a estação E9, que instalada a uma altitude de 9,40m, apresentou uma concentração média de cloretos inferior, de 580,90 $mg.(m^2.dia)^{-1}$. Esse fato deve-se a influência do efeito da gravidade na altitude, pois partículas maiores de aerossol marinho, que contém mais sais, por serem mais pesadas, depositam-se em altitudes mais baixas, não alcançando altitudes elevadas [9].

2.4.2 Presença de obstáculos

As edificações um dos principais obstáculos que influenciam na deposição de cloreto, por formarem uma barreira impedindo que as partículas salinas presentes no vento adentrem a superfície, foi constatada, a exemplo, nas estações E2 e E7.

A estação E2 por ter sido instalada em um bairro localizado após o bairro Treze de Julho que contém uma elevada concentração de prédios, de acordo com as Figs 4 e 5, obteve uma concentração média de cloreto baixa, de aproximadamente 13 mg.(m².dia)$^{-1}$, pois os ventos ao adentrarem por esse bairro depositam as partículas contendo íons cloreto nas barreiras (prédios) restando apenas uma pequena parcela do vento contendo sais que contornam essas barreiras e adentram mais a superfície.



Figura 4. Concentração de obstáculos verticais no bairro Treze de Julho.



Figura 5. Vista dos obstáculos da Estação E2.

De maneira análoga, na estação E7, que apesar de estar localizada próxima a praia, a menos de 1km do mar, sofreu a influência do obstáculo vertical (edificação) de acordo com a Fig. 6, pois apresentou uma baixa média na concentração de cloreto, de aproximadamente 41,22 mg.(m².dia)$^{-1}$. Essa influência pode ser confirmada, ao realizar uma comparação com a estação E5 que se localiza a 250m da estação E7. Apesar da proximidade, a estação E5 apresentou uma concentração maior, uma média de 511,59 mg.(m².dia)$^{-1}$, resultando em uma concentração 91,94% superior a concentração de cloreto da estação E7.



Figura 6. Obstáculo vertical que influenciou a concentração da Estação E7.

2.4.3 Distância em relação ao mar

Por serem em sua maioria originadas no mar, as partículas salinas contendo íons cloreto são transportadas a superfície pelo vento e se depositam pelo efeito gravimétrico. Como demonstra a Fig. 7, as estações E5, E8 e E9 por serem as mais próximas ao mar apresentaram as maiores concentrações de cloreto, resultando em regiões que estruturas de concreto estarão mais suscetíveis ao ataque de cloreto quando comparada a estruturas mais adentro a superfície. Vale ressaltar, o vento como um dos principais meios de transporte do cloreto na superfície, pois mesmo a uma distância de 10km do mar, a estação E10 registrou a presença de íons cloreto na atmosfera.

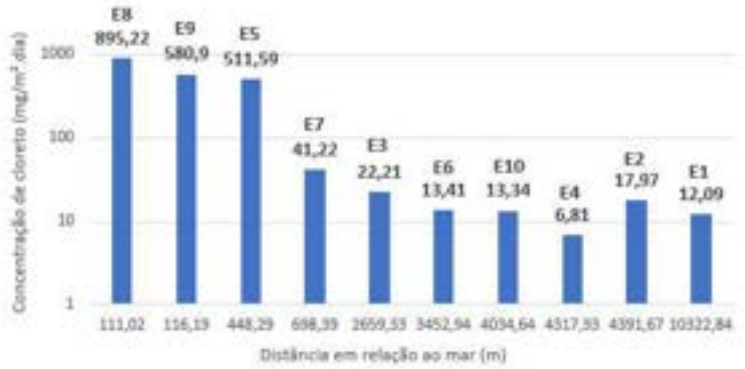


Figura 7. Influência da distância em relação ao mar na concentração de cloreto.

3. PERSPECTIVA DE VIDA ÚTIL

Para prever a vida útil das edificações de concreto armado face à concentração de cloreto nas proximidades das estações, utilizou-se o modelo proposto por Clear e Hay, citado por Alves [6], que se baseia no fator água/cimento e espessura do cobrimento à armadura de acordo com as classes de agressividade da ABNT NBR 6118 [10]. Essas classes subdividem-se em quatro tipos conforme Quadro 3.

Quadro 3. Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	*Agressividade*	*Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto*	*Risco de deterioração da estrutura*
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana [a,b]	Pequeno
III	Forte	Marinha [a] Industrial [a,b]	Grande
IV	Muito forte	Industrial [a,c] Respingos de maré	Elevado

[a] Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.
[b] Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
[c] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Com isso, de posse dos resultados da concentração de cloreto, utilizou-se o modelo proposto para cálculo da perspectiva de vida útil, conforme a Eq. (2).

$$t = \frac{2{,}5 \,.\, \sqrt[0{,}82]{e}}{a/c \,.\, \sqrt[2{,}38]{C\mathrm{Cl}-}} \quad (2)$$

Onde:

t = tempo ou vida útil em anos;

e = espessura do cobrimento à armadura em mm, conforme ABNT NBR 6118;

a/c = fator água/cimento em massa, conforme ABNT NBR 6118;

CCl- = concentração de cloreto no ambiente em $mg.L^{-1}$.

De acordo com as classes de agressividade, a ABNT NBR 6118 [10] recomenda o fator água/cimento e cobrimento à armadura de acordo com o Quadro 4.

Quadro 4. Correspondência entre a classe de agressividade e o fator água/cimento e cobrimento à armadura, conforme ABNT NBR 6118.

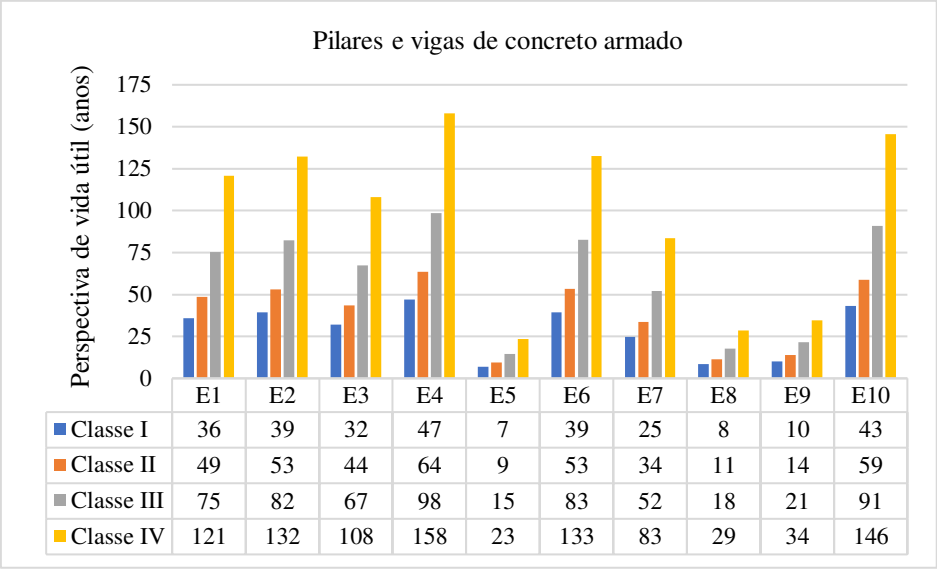
Concreto	*Elemento estrutural*	*Classe de agressividade*			
		I	*II*	*III*	*IV*
Fator água/cimento em massa	Laje	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	Viga/pilar				
Cobrimento nominal em mm	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Vale ressaltar que os valores de concentração de cloreto considerado para cada estação, foi o valor mais agressivo para as estruturas, ou seja, o maior obtido durante os meses de pesquisa, como demonstra o Quadro 5.

Quadro 5. Máxima concentração de cloreto, em $mg.L^{-1}$, nas estações.

Estação	*Máxima Concentração de cloreto ($mg.L^{-1}$)*
E1	56,00
E2	45,22
E3	72,87
E4	29,55
E5	2764,01
E6	44,81
E7	135,04
E8	1730,82
E9	1106,72
E10	35,86

A partir da Eq. (2), da concentração de cloreto do Quadro 5 e do fator água/cimento e cobrimento à armadura do Quadro 4, a perspectiva de vida útil foi calculada para as quatro classes de agressividade ambiental, de acordo com a ABNT NBR 6118. A Fig. 8 apresenta a projeção da vida útil de pilares e vigas em concreto armado.

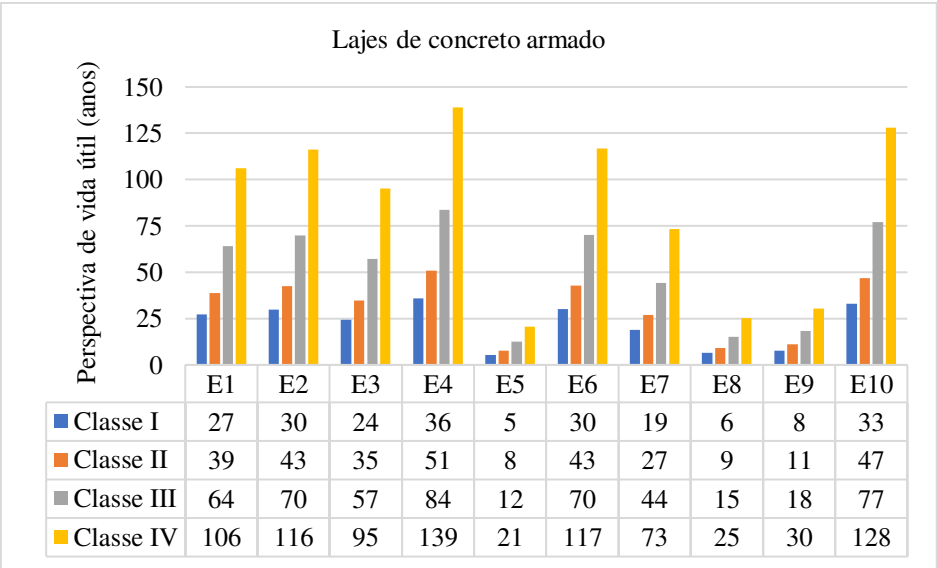


	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10
Classe I	36	39	32	47	7	39	25	8	10	43
Classe II	49	53	44	64	9	53	34	11	14	59
Classe III	75	82	67	98	15	83	52	18	21	91
Classe IV	121	132	108	158	23	133	83	29	34	146

Figura 8. Vida útil (em anos) dos pilares e vigas de concreto armado.

Observa-se para os pilares e vigas que, quanto maior a classe de agressividade ambiental considerada em projeto, maior será a vida útil da estrutura. Porém, apesar de considerar a maior classe de agressividade ambiental, as estações E5, E8 e E9, não atingem o valor mínimo de 50 anos exigido durante a fase de projeto pela ABNT NBR 15575. Em termos de porcentagens, analisando a estação que obteve o menor tempo de vida útil, a E5, caso o projetista especifique um cobrimento e fator a/c baseado na classe de agressividade I, os pilares e vigas só alcançam, cerca de 14% do que seria recomendado pela Norma, e mesmo que considere a classe de agressividade mais alta (classe IV), esses elementos estruturais só atingem, cerca de 46% do que seria previsto na fase de projeto.

O mesmo estudo foi realizado para as lajes em concreto armado, visto que possuem camada de cobrimento inferior ao de pilares e vigas. De acordo com a Fig. 9, observa-se que, semelhante a Fig. 8, as estações E5, E8 e E9 obtiveram o menor tempo de vida útil, sendo que a estação E8 na classe de agressividade IV alcança apenas 50% da vida útil de projeto recomendada em Norma.



	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10
Classe I	27	30	24	36	5	30	19	6	8	33
Classe II	39	43	35	51	8	43	27	9	11	47
Classe III	64	70	57	84	12	70	44	15	18	77
Classe IV	106	116	95	139	21	117	73	25	30	128

Figura 9. Vida útil (em anos) das lajes de concreto armado.

De acordo com o estudo da perspectiva de vida útil para estruturas de concreto armado, as estações E5, E8 e E9 apresentaram o menor tempo de vida útil, esse fato deve-se a localização dessas estações na

zona de atmosfera marinha, onde a estrutura está situada a poucos metros do mar e com isso, é atingida pela névoa salina, rica em sais provenientes do oceano. Essas estações situam-se na mesma linha de influência climática, conforme a Fig.10, e fazem parte de uma região onde a construção civil impulsionada pelo desenvolvimento imobiliário é crescente. Com isso, o estudo alerta quanto as estruturas de concreto nessas áreas que possuem elevada concentração de cloreto, estarão sujeitas as manifestações patológicas associadas ao cloreto, como corrosão pontual nas armaduras, ocasionando fissuras no concreto, que poderão avançar para desplacamento, ocorrência grave principalmente em lajes (teto), que poderão ocasionar acidentes.



Figura 10. Localização das estações (E5, E8 e E9) na mesma linha de influência climática.

Sendo assim, a partir desse estudo, percebe-se o quanto a recomendação da ABNT NBR 6118 é ineficiente para atender a vida útil de projeto mínima recomendada pela ABNT NBR 15575, pois estruturas de concreto próximas a essas áreas de estudo, que foram projetadas segundo os parâmetros (cobrimento e fator água/cimento) estabelecidos pela ABNT NBR 6118, não são eficientes para atingir a vida útil mínima recomendada pela Norma de Desempenho.

4. CONCLUSÃO

As concentrações de cloreto no presente estudo na região de Aracaju/SE/BR, já demonstraram ser influenciadas pela altitude, presença de obstáculos e distância em relação ao mar.

Em relação a altitude, influenciada pelo efeito gravimétrico, as estruturas prediais próximas ao mar, nos pavimentos inferiores são degradadas com maior frequência e intensidade pelos íons cloreto quando comparadas com pavimentos superiores em face das partículas maiores serem mais densas e se depositarem em altitudes mais baixas.

Devido a construção de prédios cada vez mais altos, justificado pela otimização do espaço imobiliário, surgem obstáculos que influenciam as concentrações de cloretos nas regiões envolvidas. Por conta dessas barreiras, originam-se microclimas localizados que não são previstos pelas classes de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118, por somente apresentar classes que se referem ao macroclima de uma região, sendo assim estruturas em microclimas são projetadas de acordo com características não condizentes com o local da construção, resultando em uma possível degradação da estrutura no futuro.

Apesar da maior porcentagem de íons cloreto serem provenientes do mar, estruturas localizadas mais adentro da superfície também estão sujeitas ao ataque desses íons, como ocorre em cidades litorâneas e comprovado no presente estudo, com a presença de cloreto na atmosfera de região localizada a 10km da linha costeira.

Além de demonstrar os fatores que influenciam a deposição de íons cloreto na atmosfera de Aracaju/SE/BR, o presente estudo analisou a perspectiva de vida útil através da concentração desses íons nas estruturas de concreto e constatou a existência de concentrações de cloreto no ar atmosférico, cujas agressividades sobre os componentes das estruturas de concreto armado, comprometerão a vida útil mínima de projeto prevista na ABNT NBR 15575. Com isso o alerta dado pelas medições levadas

a efeito até o momento, enseja que a engenharia civil do estado de Sergipe/BR se adeque à realidade das agressividades locais, através de projetos que implementem não somente os parâmetros da ABNT NBR 6118, que apresentam requisitos mínimos e insuficientes em regiões de elevadas concentrações de cloreto, mas utilize-se de indicadores de durabilidade, como coeficiente de difusão de cloretos (D_{cl-}) e permeabilidade da água ($K_{água}$), visto que, o não cumprimento da obrigação civil de projetar as estruturas com uma vida útil de no mínimo de 50 anos, recai sobre o projetista, que poderá sofrer com passivos jurídicos consideráveis no futuro.

Vale ressaltar que os dados obtidos nesse estudo se limitam a dez pontos de coleta durante um período de tempo de cinco meses, com o intuito de ser uma pesquisa inicial para alertar a sociedade da construção civil sergipana sobre o ambiente corrosivo que os íons cloreto provocam em estruturas de concreto, com isso se faz necessário um estudo mais amplo, com a instalação de mais pontos de coleta, e durante um maior período de tempo, de no mínimo um ano, para analisar as influências das estações do ano sobre as concentrações de cloreto, com o objetivo de um mapeamento mais preciso. De mesmo modo com o estudo da perspectiva de vida útil, através do modelo de Clear e Hair (1993) é levado em consideração somente o teor de cloreto na atmosfera, a espessura da camada de cobrimento e o fator água/cimento do concreto, sendo necessário, por exemplo, a análise de concretos com aditivos e métodos de proteção contra a corrosão.

REFERÊNCIAS

[1] SOUZA, V. C.; RIPPER, T. (2009). Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Pini. 16 p.

[2] HADLEY, H. M. (1948). Concreto em água do mar – necessária revisão do ponto de vista. São Paulo: ABCP.

[3] ABNT NBR 15575-2. 2013, Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 2: Requisitos para sistemas estruturais. Rio de Janeiro.

[4] PELLIZZER, G. P. (2015). Análise mecânica e probabilística da corrosão de armaduras de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos, Dissertação de mestrado.

[5] POLITO, G. (2006). Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação, Monografia de especialização.

[6] ALVES, A. M. C. (2007). Constribuição à análise da perspectiva de vida útil de estruturas em concreto face ao teor de cloreto registrado em Maceió, Dissertação de mestrado.

[7] ABNT NBR 6211. 2001, Corrosão atmosférica – Determinação de cloretos na atmosfera pelo método da vela úmida. Rio de Janeiro.

[8] ASTM G 140. 1996, Standard test method for determining atmospheric chloride deposition rate by wet candle method. West Conshohocken.

[9] PONTES, R. B. (2006). Disseminação de íons cloreto na orla marítima do bairro de Boa Viagem, Recife-PE, Dissertação de mestrado.

[10] ABNT NBR 6118. 2014, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

Levantamento de anomalias para a reabilitação estrutural e funcional de edifícios de betão armado

José Miranda Dias[1] **António José Santos**[2] **Armando dos Santos Pinto**[3] **António Leça Coelho**[4] **Luís Matias**[5] **Teresa O. Santos**[6]

RESUMO

No contexto da preservação do património edificado nacional tem-se destacado, gradualmente, o construído no século XX. Este património tem exigido intervenções de conservação e reabilitação, devido à degradação dos elementos construtivos e à necessidade de garantir níveis funcionais adequados às atuais exigências de utilização e segurança.

Esta comunicação centra a análise nos edifícios de betão armado classificados como património de interesse cultural e em edifícios que, embora não enquadrados nessa classificação, têm valor cultural, histórico ou utilidade pública. A escolha de soluções corretivas das anomalias ou limitações existentes deve ser suportada por um diagnóstico adequado das causas das reais condições dos edifícios, após a sua prévia identificação e caraterização. No contexto da escolha de soluções integradas de reabilitação, apontam-se algumas interações ou incompatibilidades existentes entre diferentes exigências funcionais na avaliação das necessidades de reabilitação estrutural e funcional de edifícios de betão armado.

Palavras-chave: Anomalias estruturais; Anomalias funcionais; levantamento das anomalias

1. INTRODUÇÃO

No contexto da preservação do património edificado nacional tem-se destacado, gradualmente, pela importância cultural, histórica ou de utilidade pública, o construído no século XX. Este património tem exigido intervenções de conservação e reabilitação, devido à degradação dos elementos construtivos e à necessidade de garantir níveis funcionais adequados às atuais exigências de utilização e segurança.

Esta comunicação centra a análise nos edifícios de betão armado classificados como património de interesse cultural e em edifícios que, embora não enquadrados nessa classificação, têm valor cultural, histórico ou utilidade pública, são designados por “edifícios de valor patrimonial ou ”EVPba”.

As operações de renovação e reabilitação de muitos destes edifícios deverão conferir uma adequada segurança estrutural, nomeadamente face às ações sísmicas, assim como uma adequada segurança contra incêndio e, ainda, melhorar a funcionalidade dos edifícios, com destaque para as condições de utilização, o conforto global (térmico, acústico, visual e qualidade do ar), bem como a eficiência energética. Dada a diversidade, complexidade e interação das questões envolvidas, são necessárias soluções integradas que implicam o conhecimento em diversos domínios, a fim de considerar, de forma interdisciplinar e multidisciplinar, as novas exigências pretendidas [15], [16]. A escolha de soluções

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. mirandadias@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. asantos@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. apinto@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. alcoelho@lnec.pt
[5]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. lmatias@lnec.pt
[6]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal. tosantos@lnec.pt

corretivas das anomalias ou limitações existentes deve ser suportada por um diagnóstico adequado das causas das reais condições dos edifícios, após a sua prévia identificação e caraterização.

Nesta comunicação são analisados aspetos relevantes no levantamento das anomalias ou limitações de desempenho existentes, cuja identificação e caraterização implica uma inspeção visual ao edifício, para identificar os aspetos condicionantes às exigências pretendidas e por forma a escolher as técnicas de inspeção e diagnóstico mais adequadas. No contexto da escolha de soluções integradas de reabilitação, apontam-se algumas interações ou incompatibilidades existentes entre diferentes exigências funcionais na avaliação das necessidades de reabilitação estrutural e funcional de edifícios de betão armado. A reabilitação funcional de um edifício "EVPba" é aqui considerada como a forma de intervenção destinada a conferir adequadas características de desempenho e de segurança funcional e estrutural ao edifício, ou a conceder-lhes novas aptidões funcionais, com vista a permitir novos usos ou o mesmo uso com padrões de desempenho mais elevados (ver definição de reabilitação de edifício no RJRU: Decreto-Lei n.º 306/2009 de 23 de Outubro).

Na definição das ações de conservação e de reabilitação a empreender em edifícios existentes é necessário ter em conta a significativa evolução processada, nas últimas décadas, em vários aspetos funcionais dos edifícios, fruto do progresso e da inovação, quer ao nível dos materiais e técnicas de construção, quer ao nível das suas instalações e sistemas técnicos. Essa evolução é especialmente notória e desafiante em edifícios de valor patrimonial relevante, dada a complexidade das questões envolvidas na sua reabilitação construtiva e funcional.

No final, efetua-se uma avaliação do desempenho de uma solução construtiva de paredes de alvenaria de fachada de edifícios existentes, bastante utilizada no passado recente, face aos requisitos básicos e ao que é exigido no atual enquadramento legal.

2. ASPETOS PRÉVIOS A CONSIDERAR SOBRE OS EDIFÍCIOS "EVPBA" EXISTENTES

Os edifícios de valor patrimonial "EVPba" terão sido projetados no sentido de satisfazer as finalidades definidas pelos seus promotores. Com o passar do tempo, esses edifícios foram passando por várias vicissitudes, parte delas relacionadas com a alteração do tipo de utilização. Com o desenvolvimento tecnológico entretanto ocorrido pode ser possível dar resposta às novas necessidades de segurança, de conforto térmico e acústico, e de eficiência energética. Porém, as soluções mais adequadas para dar resposta a cada um desses aspetos podem não ser compatíveis entre si, pelo que a solução global tem que resultar de um compromisso entre as diferentes necessidades.

No âmbito do Censos 2011 [1], constatou-se que uma parcela considerável de edifícios do parque edificado nacional construída no século passado, que inclui elementos estruturais de betão armado, necessita de obras de conservação e de reabilitação. Nesse sentido, pretende-se analisar aspetos relevantes no levantamento das anomalias ou limitações de desempenho existentes nos edifícios "EVPba". Nessa análise são apresentadas as principais caraterísticas do comportamento a avaliar, no âmbito do levantamento do edifício, face aos diferentes requisitos básicos aplicáveis das obras e a outras exigências funcionais. Em causa estão as exigências funcionais que obrigam a que os elementos construtivos assegurem a realização das atividades e funções relevantes previstas para esses edifícios, minimizando os custos associados. Esses requisitos básicos especificam as funções essenciais, em termos de propriedades ou de comportamento, que o edifício deve assegurar, que, a par de outras exigências funcionais supletivas que poderá ser de interesse satisfazer num edifício (em particular para permitir a realização de determinadas atividades no edifício), são traduzidas em especificações técnicas incluídas nos elementos de projeto desse edifício (a construir de raiz ou no âmbito da sua reabilitação) que, se forem adequadas para o efeito, o respetivo cumprimento permite que os elementos construtivos do edifício assegurem a realização das funções relevantes e atividades previstas para esse edifício, minimizando os custos associados.

Identificando as principais caraterísticas desses edifícios, poderão ser mais facilmente equacionados os aspetos relevantes para a avaliação do seu estado de conservação, quer em termos construtivos, quer em

termos funcionais. Do ponto de vista funcional, aspeto especialmente focado nesta comunicação, procura se avaliar os desvios do nível de desempenho pretendido face ao desempenho original do edifício e também face ao quadro regulamentar atual.

Para analisar apropriadamente o desempenho funcional dos edifícios "EVPba", importa dividi-los em grandes grupos de características similares, tendo em conta a sua relevância e as diferentes funções requeridas. Para tal recorreu se a uma classificação baseada no Regime Jurídico da Segurança Contra Incêndios em Edifícios (SCIE), o qual estabelece, no Artigo 8º, a caracterização dos edifícios e recintos através de utilizações tipo, tendo-se optado por agrupar algumas utilizações-tipo, para melhor atender ao tipo de edifícios "EVPba" em análise (Quadro 1). Saliente-se que a normalização europeia e a regulamentação nacional aplicável, em alguns aspetos, estabelecem exigências significativamente diferenciadas a cada um desses grupos-tipo, no tocante aos requisitos básicos (no Regulamento dos Produtos da Construção (RPC) [2] estão previstos sete requisitos básicos das obras de construção – Quadro 2).

Quadro 1. – Tipo de edifícios "EVPba" em análise

Tipo de edifícios "EVPba"	
a) habitacionais	h) hoteleiros e de restauração
b) administrativos (escritórios, tribunais)	i) comerciais
c) escolares	j) gares de transporte
d) hospitalares	k) museus, galerias de arte, bibliotecas e arquivos
e) de espetáculos	l) industriais, oficinas e armazéns
f) desportivos	m) agrícolas
g) religiosos	n) multifuncionais

Quadro 2. – Requisitos básicos da construção, segundo o RPC [2]

Requisitos básicos	
RBC_1 - Resistência mecânica e estabilidade;	RBC_2 - Segurança contra incêndio;
RBC_3 - Higiene, saúde e ambiente;	RBC_4 - Segurança e acessibilidade na utilização;
RBC_5 - Proteção contra o ruído;	RBC_6 - Economia de energia e isolamento térmico;
RBC_7 - Utilização sustentável dos recursos naturais, em edifícios	

O conjunto de edifícios "EVPba" abrange edifícios com carater de utilização pública e de utilização privada. Da parcela de edifícios de utilização pública, a qual interessa em especial aqui analisar, em grande parte Estado é seu ocupante; trata-se sobretudo de edifícios do tipo b), c), d), f), j) e k).

A intervenção sobre um edifício "EVPba" requer o estudo da conceção do edifício, das soluções construtivas utilizadas, e o historial do edifício relativo ao período de exploração, em particular os aspetos que se relacionam com as alterações construtivas e com os danos ocorridos no edifício.
De seguida são apresentadas as caraterísticas do comportamento a avaliar no âmbito do levantamento do edifício com vista a ações de melhoria do desempenho dos edifícios (reparação/reabilitação). Essas caraterísticas têm que ver com principais aspetos condicionantes do desempenho global dos referidos edifícios de "valor patrimonial", em particular das suas paredes e elementos confinantes, relativamente aos diferentes requisitos básicos das obras de construção e a outras exigências funcionais.

3. PRINCIPAIS ASPETOS CONDICIONANTES E CARATERÍSTICAS DE DESEMPENHO NO LEVANTAMENTO DE EDIFÍCIOS "EVPBA" EXISTENTES

3.1 Resistência mecânica e estabilidade (RBC_1)

A avaliação da segurança estrutural dos edifícios "EVPba" e o seu eventual reforço estrutural reveste-se, em geral, de alguma complexidade dada a necessidade de preservar a sua importância cultural, histórica ou utilidade pública, podendo ser necessário adotar metodologias distintas das que são utilizadas na abordagem dos edifícios construídos de raiz. Note-se que a intervenção estrutural a realizar nestes edifícios poderá variar entre uma manutenção simples a uma reabilitação profunda.

O levantamento das condições de estabilidade e de resistência mecânica dos elementos estruturais pode ser muito difícil se não existir informação suficiente sobre a construção original ou sobre as posteriores alterações ou caso os edifícios apresentem uma estrutura irregular.

A deteção dos problemas estruturais de um edifício "EVPba" requer uma atenção especial, dado que, por vezes, uma observação visual pode indiciar que a estrutura se encontra em boas condições, havendo, porém, deficiências de segurança. Assim, além de verificar se ocorrem danos na estrutura, importa conhecer a geometria e condições fronteira da estrutura, as características mecânicas dos elementos estruturais e avaliar, se possível, as alterações das seções e das características mecânicas ocorridas desde a sua construção.
Para a avaliação da segurança estrutural dos edifícios face à ação dos sismos, a norma EN 1998-3: 2005 (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings) [7] determina, em função nível de conhecimento do edifício, os métodos de análise admissíveis e valores a adotar para os fatores de confiança. Na norma estão definidos três níveis de conhecimento: *KL1 - Conhecimento limitado; KL2 - Conhecimento normal; KL3 - Conhecimento integral*.

A Norma NP EN 1504 [8], relativa aos Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão, apresenta aspetos relevantes a considerar na solução de reparação a implementar, designadamente: avaliação do estado em que a estrutura se encontra; identificação das causas de deterioração; determinação dos objetivos a atingir com a proteção e reparação; escolha de princípios e métodos de reparação e proteção apropriados; definição dos requisitos mínimos dos materiais e sistemas; especificação do processo de manutenção que deve proceder a intervenção de reparação.

Para a avaliação de defeitos e suas causas e da capacidade da estrutura de betão desempenhar a sua função, o item 4.3 da parte 9 da norma estabelece que, no mínimo, é necessário incluir: estado visível da estrutura; ensaios para determinar o estado do betão e das armaduras; conceção original do projeto; ambiente de exposição, história da estrutura, incluindo a da exposição ambiental; condições de utilização (p. ex., cargas ou outras ações; requisitos para utilizações futuras.

O Anexo A da parte 9 da norma fornece orientação e informação de base sobre o texto normativo, definindo *"os princípios para a proteção e reparação de estruturas de betão armado que tenham sofrido danos ou deteriorações, fornecendo orientações sobre a intervenção efetiva destinada a reduzir o risco de futura, significativa e não planeada deterioração" e "fornece orientações para a seleção de produtos e sistemas apropriados à utilização pretendida"*.

3.2 Segurança contra incêndio (RBC_2)

A segurança contra incêndio dos edifícios "EVPba" foi sendo melhorada ao longo do tempo à medida que se introduzia regulamentação e normalização aplicável aos edifícios a construir. Atualmente a verificação da segurança contra incêndio dos edifícios deve ter em conta as exigências regulamentares nacionais e europeias aplicáveis; no que se refere à regulamentação nacional, a verificação da segurança em caso de incêndio do edifício deve ser feita de acordo com o Regime Jurídico de Segurança contra Incêndios em Edifícios (SCIE - Decreto-Lei nº 220/2008 de 12 de novembro [3], revisto pelo Decreto-Lei n.º 22/2015), e com o Regulamento Técnico de Segurança contra Incêndios em Edifícios, o qual estabelece as condições técnicas gerais e específicas do SCIE (Portaria 1532/2008, de 29 de dezembro).
A aplicação da referida legislação aos edifícios existentes e, com particular destaque aos edifícios "EVPba", veio evidenciar o desajustamento entre as medidas de segurança exigidas por essa legislação e a possibilidade da sua implementação em edifícios que já existem. É importante, relativamente a esta matéria, encontrar alternativas à atual legislação de modo a encontrar soluções de projeto que sejam mais racionais e que sejam possíveis de implementar.
Nos edifícios "EVPba" sujeitos a operações de renovação, para aproximação ao nível de exigências atuais, a melhoria das condições de segurança contra incêndios envolve, em particular, a análise, face à

utilização prevista, das classificações obtidas segundo as normas europeias (normas do CEN) para: a reação ao fogo dos materiais existentes; e a resistência ao fogo dos elementos da construção existentes com função exclusiva de suporte, de suporte e compartimentação ou, somente de compartimentação.

3.3 Higiene, saúde e ambiente (RBC_3)

No que se refere a este requisito de higiene, saúde e ambiente, uma das caraterísticas relevantes a avaliar está relacionada com o desempenho do edifício "EVPba" face ao risco de infiltração de água da chuva e de ocorrência de manchas de humidade nos paramentos interiores, de fenómenos de condensação superficial ou condensação interna, de formação de bolores e de criação de deficientes condições de ambiente interior nos edifícios. Assim, importa avaliar a estanquidade da envolvente exterior, em particular a resistência à penetração de água da chuva, bem como verificar o cumprimento da legislação europeia e nacional relativa a substâncias perigosas nos materiais constituintes dos elementos e componentes dos edifícios "EVPba".

Note-se que a presença de humidade no interior das paredes de fachada dos edifícios "EVPba" potencia a degradação dos elementos isolantes, a corrosão de elementos metálicos existentes no seu interior e a consequente fendilhação dos elementos envolventes; no caso em que a humidade atinge os paramentos interiores das paredes de fachada, podem aparecer manchas de humidade e bolores nessas faces e haver uma degradação progressiva dos materiais, incluindo os revestimentos interiores.

3.4 Segurança e acessibilidade na utilização (RBC_4)

Relativamente a este requisito básico de segurança e acessibilidade na utilização, os edifícios "EVPba" devem apresentar caraterísticas tais que não envolvam riscos inaceitáveis de acidentes ou danos durante a sua utilização e funcionamento, como, por exemplo, escorregamento, queda, colisão, queimadura, electrocussão e lesões provocadas por explosão e roubo. Devem ainda que ter em conta a acessibilidade e a utilização por pessoas com deficiência.

As ações devido a cargas permanentes e acidentais fixadas em paredes, em particular, as ações acidentais de choque resultantes de queda ou projeção de pessoas e objetos, ou as cargas excêntricas associadas à suspensão ou fixação de equipamento ou mobiliário em paredes, podem gerar esforços significativos, pelo que essas paredes têm que ter suficiente resistência mecânica e adequadas características de estabilidade para não colocar em risco a segurança de pessoas, ou provocar deformações excessivas dos elementos de construção com todos os inconvenientes que daí advêm. Estas características devem ser asseguradas pela definição da dimensão máxima das paredes entre elementos de travamento, de forma a limitar esbeltez da parede, isto é, minimizando a relação entre a dimensão na vertical da parede e a respetiva espessura.

3.5 Proteção contra o ruído (RBC_5)

A nível da regulamentação nacional, as exigências acústicas relativas aos edifícios encontram-se definidas no Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios (RRAE) [4].
No caso dos edifícios habitacionais e mistos, e unidade hoteleiras, escolares e similares, e de investigação e hospitalares e similares (artigos 5.º, 7.º e 8.º do RRAE), o isolamento a sons aéreos das paredes exteriores é caracterizado pelo índice $D_{2m,nT,w}$ que deve satisfazer as condições indicadas no RRAE, função da classificação das zonas conforme o Regulamento Geral do Ruído (RGR) [5]. A classificação de "zona mista" ou "zona sensível" assenta na afetação das zonas a determinado tipo de usos, existentes ou previstos, e é da competência das câmaras municipais. Os valores limite dos níveis de ruído, impostos para cada uma destas zonas, encontram-se regulados nas alíneas a) e b) do n.º 1 do artigo 11.º do RGR. Convirá por último referir que, caso se esteja a recuperar ou renovar um espaço dedicado ao uso da palavra (Auditórios ou Salas), o isolamento sonoro proporcionado pelas fachadas deverá ser tal que o ruído estabelecido no interior seja menor ou igual a 30 dB(A).

No caso de edifícios "EVPba" sujeitos a operações de renovação, no sentido de aproximação ao nível de exigências atuais, e para efeitos de verificação da sua correta integração ambiental (ambiente exterior), deverá em primeiro lugar ser necessário quantificar o isolamento sonoro de fachada existente, recorrendo a metodologias de estimação apropriadas, ou à realização de ensaios acústicos, os quais deverão ser efetuados de acordo com a EN ISO 16283-3 [10], sendo o índice de isolamento sonoro aos sons de condução aérea $D_{2m,nT,w}$, determinado de acordo com a NP EN ISO 717-1: 2013 [9]. Só após esta verificação é que será possível quantificar e/ou propor as soluções adequadas de melhoria do isolamento sonoro. De referir que num elemento de fachada o isolamento sonoro depende, de forma ponderada, da componente opaca e da componente envidraçada, sendo esta última determinante no valor do índice $D_{2m,nT,w}$. O isolamento sonoro da componente envidraçada é função da área da janela, do tipo de abertura, do tipo e espessura do vidro.

Relativamente a outros aspetos que possam ser considerados relevantes, consoante o caso em análise, como sejam os associados ao isolamento sonoro a sons aéreos ($D_{nT,w}$) ou a sons de percussão ($L'_{nT,w}$) entre determinados espaços de utilização interior, o procedimento a seguir deverá ser idêntico ao referido para as fachadas, assentando numa verificação do existente e das necessidades daí decorrentes em termos de reforço ou melhoria do isolamento sonoro entre os espaços em questão. Não sendo, por norma, os edifícios "EVPba" vocacionados para habitação, as exigências funcionais que se relacionem com o conforto acústico, poderão não decorrer de tradução regulamentar, mas tão só assentarem em objetivos de natureza programática, em conformidade com cada caso especial em apreço. No que se refere à absorção sonora, embora seja pouco relevante a sua quantificação no caso de edifícios de habitação e mistos e unidades hoteleiras, mas se aplicável, ela pode ser relevante em situações particulares de outras funcionalidades em edifícios "EVPba", que sejam sujeitos a operações de renovação. Analogamente ao referido para os outros parâmetros (exigências funcionais), nos processos de renovação, deve ser feita a caracterização inicial do espaço interior em termos dos seus tempos de reverberação preconizados e, em função de tal informação, providenciarem-se as soluções corretivas complementares, adequadas e necessárias para uma boa qualidade e funcionalidade do espaço fechado em causa.

3.6 Economia de energia e isolamento térmico (RBC_6)

Relativamente a este requisito básico de Economia de Energia e Isolamento Térmico, os edifícios "EVPba" e as suas instalações de aquecimento, arrefecimento, iluminação e ventilação devem ter caraterísticas tais que a quantidade de energia necessária para a sua utilização seja baixa, tendo em conta os ocupantes e as condições climáticas do local. Os edifícios devem também ser eficientes em termos energéticos e utilizar o mínimo de energia possível durante a construção e desmontagem.

As disposições regulamentares nacionais relacionadas com desempenho térmico dos edifícios (residenciais e serviços) sujeitos a grandes intervenções na envolvente ou nos sistemas estão definidas no Decreto-Lei n. º 118/2013 [6]. Este documento define os requisitos para os referidos edifícios, bem como os parâmetros e metodologias para caracterizar o desempenho energético dos edifícios e das suas instalações técnicas, a fim de melhorar o conforto térmico dos ocupantes.
Atualmente existe ainda um regime excecional (RERU) e temporário (até 2021) aplicável à reabilitação de edifícios ou de frações, cuja construção tenha sido concluída há pelo menos 30 anos ou localizados em áreas de reabilitação urbana, sempre que se destinem a ser afetos total ou predominantemente ao uso habitacional. O RERU dispensa do cumprimento de requisitos mínimos de eficiência energética e de qualidade térmica especificada no DL 118/2013, nas situações em que existam incompatibilidades de ordem técnica, funcional ou de valor arquitetónico, desde que justificadas mediante termo de responsabilidade subscrito pelo técnico autor do projeto.
A análise do estado de conservação e do potencial de reabilitação deve incorporar na tomada de decisão o impacto dos vãos envidraçados na satisfação das exigências de conforto térmico, isolamento sonoro, qualidade do ar, conforto visual (iluminância e vista). Atualmente a regulamentação de eficiência energética de edifícios, sempre que aplicável impõe limites ao isolamento térmico dos vãos envidraçados e noutros casos podem ser aplicáveis as exigências de proteção solar e de integração no sistema de ventilação do edifício. O valor patrimonial do edifício e a necessidade de preservar aspeto e materiais

pode condicionar a adequada reabilitação das janelas. Na análise do edifício deve ser identificado o valor patrimonial do vão, a vista exterior e interior que se pode alterar e a possibilidade de alterar por exemplo: as dimensões dos vãos, composição, o tipo de folhas, o tipo de vidros, perfis, ferragens e soluções de proteção solar. A inspeção visual é uma ferramenta que, complementada com a literatura e ferramentas de cálculo, permite identificar o isolamento térmico dos vãos envidraçados, a sua permeabilidade ao ar e a proteção solar. Caso se justifique, podem ser realizados ensaios *in situ* para estimar essas características de desempenho térmico dos vãos.

Os edifícios têm de estar dotados de sistemas de ventilação natural, mista ou mecânica para assegurar a qualidade do ar interior através da renovação do ar interior e a extração localizada de poluentes. A regulamentação de eficiência energética de edifícios requer caudais mínimos de ventilação para assegurar a qualidade do ar interior, existindo normalização e regulamentação específica para alguns tipos de espaços ou de equipamentos existentes no interior dos edifícios.

Relativamente ao conforto visual, dois aspetos devem ser abordados: iluminação natural e iluminação artificial. O principal objetivo da iluminação natural em edifícios é fornecer um ambiente visual interior que garanta as condições luminosas mais adequadas para o desempenho das tarefas visuais. Os principais requisitos para iluminação em edifícios podem ser encontrados em duas normas internacionais (EN 12464-1 [14] e EN 15193 [13]) e também em [17]. Estes documentos incluem os parâmetros mais relevantes e respetivos valores-objetivos (target values) e metodologias para garantir condições de conforto visual adequado para seus ocupantes, mantendo bons níveis de eficiência energética.

3.7 Utilização sustentável dos recursos naturais (RBC_7)

A deterioração ao longo do tempo de vida útil dos materiais e componentes, provocada pelos agentes físicos, biológicos e químicos, por vezes afeta significativamente o desempenho da construção, designadamente no que se refere à satisfação destes requisitos básicos nos edifícios EVPba.
No âmbito do levantamento das condições existentes interessa avaliar aspetos relacionados com a proteção contra a corrosão em perfis e armaduras de aço integradas no betão; a aplicação de revestimentos de proteção das paredes da fachada.

3.8 Avaliação global do edifício "EVPba" com base nos resultados do levantamento

Tendo sido apresentadas as caraterísticas do comportamento a avaliar no âmbito do levantamento de edifícios "EVPba" e identificados os principais aspetos condicionantes ao desempenho global face aos diferentes requisitos básicos das obras e a outras exigências funcionais aplicáveis, apresenta-se, seguidamente, uma metodologia de avaliação global do edifício com base nos resultados do levantamento realizado. A metodologia baseia-se na quantificação da redução no desempenho inicial dos edifícios "EVPba" [18]. A redução do desempenho ocorre de forma distinta, sendo, em geral, mais acentuada com o aumento da idade dos edifícios, embora dependente do tipo e da periodicidade das ações de manutenção e conservação a que foram sujeitos durante o período de exploração. Nalguns casos de redução do desempenho dos elementos estruturais, pode pôr em causa a segurança estrutural dos edifícios "EVPba", condicionando a viabilidade da sua utilização.

Na metodologia de avaliação global de um edifício "EVPba" com base nos resultados do levantamento que aqui se propõe, definem-se índices que globalmente traduzam o peso relativo que as diferentes situações de deficiência de comportamento apresentam, considera-se que apenas os elementos primários e secundários do edifício (excluem-se as instalações), são de forma direta ou indireta responsáveis pela redução de desempenho do edifício associados ao incumprimento de um ou mais requisitos básicos das obras de construção. Trata-se de situações em que as obras de construção, no seu todo e nas partes separadas de que se compõem, não se encontram aptas para o uso a que se destinam, tendo em conta, nomeadamente, a saúde e a segurança das pessoas nelas envolvidas durante todo o ciclo de vida da obra; ou seja, os edifícios não satisfazem, em condições normais de manutenção, os requisitos básicos durante um período de vida útil economicamente razoável. Nessas condições, propõe-se uma metodologia de

classificação do grau de gravidade de uma situação de deficiência em edifício "EVPba", em que não é satisfeito um ou mais requisitos básicos (ver Quadro 3), havendo redução do desempenho respetivo, sendo esse grau de gravidade ($gRBC_i$) relativo ao requisito básico RBCi (i de 1 a 7) estabelecido da seguinte forma:

$$gRBC_i = \left[\sum_{k=1}^{5} G_i . \alpha_i\right] / \left[\sum_{k=1}^{5} G_i\right] \quad (1)$$

Sendo: α_i fatores de ponderação para ter em conta a extensão da intervenção necessária, sugerindo-se um possível conjunto de valores com base em estudo de casos, em que gRBCi poderá ter valores entre 0,05 e 0,5, os quais poderão ser modificados em função do tipo construtivo do edifício "EVPba":

$\alpha_{1=}$ 0,05; $\alpha_{2=}$ 0,10; $\alpha_{3=}$0,15; $\alpha_{4=}$0,20; $\alpha_{5=}$0,50

E sendo: G_i o número de elementos primários e secundários ou componentes do edifício, considerados significativos em termos funcionais, que contribuem para o incumprimento do requisito básico RBC_i, e que deverão ser intervencionados (intervenção que poderá variar entre a reparação e a demolição/reconstrução):

G_1 - Reparação ligeira; G_2 - Reparação média; G_3 - Grande reparação;
G_4 - Renovação ou reabilitação; G_5 - Demolição e reconstrução

Exemplo para RBC_1: para G_1=2; G_2=3 G_3=2; G_4=5; G_5 =3 → $gRBC_1$ = 3,20/15=0,21

Passando para a escala geral do edifício, o grau de gravidade global do edifício seria definido por:

$$gRBC = \left[\sum_{k=1}^{7} \beta_i . gRBC_i\right] \quad (2)$$

Sendo: β_i fatores de ponderação para ter em conta o impacto negativo, sobre a durabilidade e vida útil da construção, do incumprimento do requisito básico RBC_i, sugerindo-se um possível conjunto de valores com base em estudo de casos, os quais poderão ser modificados em função, por exemplo, do local geográfico de implantação e do tipo específico de utilização do edifício:

$\beta_{1=}$ 0,25 - Resistência mecânica e estabilidade (RBC_1);
$\beta_{2=}$ 0,20 - Segurança contra incêndio (RBC_2);
$\beta_{3=}$0,10 - Higiene, saúde e ambiente (RBC_3);
$\beta_{4=}$0,15 - Segurança na utilização e acessibilidade (RBC_4);
$\beta_{5=}$0,10 - Proteção contra o ruído (RBC_5);
$\beta_{6=}$0,10 - Economia de energia e isolamento térmico (RBC_6).
$\beta_{7=}$0,10 - Utilização sustentável dos recursos naturais (RBC_7)

A gravidade global do edifício gRBC poderá ter valores entre 0,05 e 0,5; convencionalmente, pode-se considerar a situação de deficiência no edifício como de gravidade ligeira, média e elevada, respetivamente, para os valores de gRBC entre 0,05-0,15; 0,15-0,40; e 0,4-0,5.

Quadro 3. – Requisitos básicos das obras de construção (RBCi) – Exemplos de possíveis situações de incumprimento do requisito básico RBC_1 em edifícios "EVPba"

Requisito Básico	**Descrição de possíveis situações de incumprimento dos requisitos básicos**
Resistência mecânica e estabilidade (RBC_1)	As obras de construção foram deficientemente concebidas e/ou construídas de modo a que as ações a que ficaram sujeitas durante a construção e a utilização causaram: • Desabamento total ou parcial da obra; • Deformações importantes que atingiram um grau inadmissível; • Danos em outras partes da obra de construção ou das instalações ou do equipamento instalado como resultado de deformações importantes das estruturas de suporte de carga; • Danos desproporcionados relativamente ao facto que lhes deu origem.

4. INTERAÇÕES OU INCOMPATIBILIDADES ENTRE EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS NA AVALIAÇÃO DAS NECESSIDADES DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL DE EDIFÍCIOS "EVPBA"

4.1 Generalidades

No contexto da escolha de soluções integradas de reabilitação estrutural e funcional, apontam-se algumas interações ou incompatibilidades entre diferentes exigências de edifícios de betão armado. Para o efeito, relativamente a soluções funcionais concretas dos edifícios "EVPba", exemplifica-se no ponto seguinte uma situação de avaliação do desempenho de uma solução construtiva de paredes de alvenaria

de fachada de edifícios existentes face a alguns requisitos básicos (RBC_5 e RBC_6) e ao seu atual enquadramento legal (Quadro 4).

Quadro 4. Avaliação do desempenho de uma solução construtiva de paredes duplas de fachada, com ou sem isolamento térmico, com os dois panos de tijolo furado - caso de edifício administrativo (tipo II) com estrutura reticulada de betão armado

FACHADA			**RBC_6 – Economia de Energia e Isolamento Térmico**				**RBC_5 - Proteção Contra o Ruído**
			Coeficiente Transmissão térmica, U			Avaliação / Observações	Isolamento sonoro a sons de condução aérea
Solução de parede	**ELEMENTO**		U_{cor}	U_{ptp}	U_w		
Parede dupla de tijolo (11 + 11)	Isolante térmico (40 mm EPS)	Sem	1,1	1,9		**Não cumpre** os requisitos térmicos mínimos para a envolvente (U_{max} = 0,5 W/m.ºC; I1 e 0,35 W/m.ºC; I3) **(88 mm de EPS)**	c/ EPS preenchendo totalmente a caixa de ar: R_w = 51 dB c/ EPS preenchendo parcialmente a caixa de ar: R_w = 52 dB
		Preenchimento total	0,57				
		Preenchimento parcial	0,52				
	Vão envidraçado	Caixilho met. c/ vidro simples			6,0	**Não cumpre** os requisitos térmicos mínimos para a envolvente (U_{max} = 2,8 W/m.ºC; I1 e 2,2 W/m.ºC; I3) **(Janela dupla, vidro simples / caixilho PVC)**	
		Caixilho met. c/ vidro duplo			3,5		
Parede dupla de tijolo (15 + 15)	Isolante térmico (40 mm EPS)	Sem	0,86	1,6		**Não cumpre** os requisitos térmicos mínimos para a envolvente (U_{max} = 0,5 W/m.ºC; I1 e 0,35 W/m.ºC; I3)	
		Preenchimento total	0,50			**Cumpre** os requisitos térmicos mínimos para a envolvente **apenas na zona I1.** **Não cumpre** (Uptp > 0,9)	c/ EPS preenchendo totalmente a caixa de ar: R_w = 54 dB c/ EPS preenchendo parcialmente a caixa de ar: R_w = 55 dB
		Preenchimento parcial	0,46				
	Vão envidraçado	Caixilho met. c/ vidro simples			6,0	**Não cumpre** os requisitos térmicos mínimos para a envolvente (U_{max} = 2,8 W/m.ºC; I1 e 2,2 W/m.ºC; I3)	
		Caixilho met. c/ vidro duplo			3,5		

4.2 Avaliação do levantamento de um edifício - uma solução concreta das paredes da envolvente

Admite-se a situação hipotética do levantamento de um edifício com estrutura de betão armado, que deverá ser estruturalmente reforçada, e paredes de preenchimento com base numa solução comum de "Paredes duplas de fachada com ou sem isolamento térmico", com os dois panos de tijolo furado (solução prevista na ITE 50 -"Coeficientes de transmissão térmica de elementos da envolvente dos edifícios" de 2009: pano duplo de tijolo furado (0,11 + 0,11; 0,11 + 0,15; 0,15 + 0,15)). As paredes de fachada incluem vãos envidraçados que deverão ser reparados, com vista à melhoria da sua estanquidade ao ar e à água da chuva, bem como das condições de iluminação natural. Na avaliação do respetivo desempenho, contemplou-se em particular as exigências relativas ao isolamento térmico e ao isolamento acústico. Assim a solução construtiva refere-se a edifícios de tipo administrativo (tipo II) com estrutura reticulada de betão armado e fachada de parede dupla de alvenaria de tijolo.

5. CONCLUSÕES

Nesta comunicação foram analisados aspetos relevantes no levantamento das anomalias ou limitações de desempenho existentes em edifícios de betão armado classificados como património de interesse cultural e em edifícios que, embora não enquadrados nessa classificação, têm valor cultural, histórico ou utilidade pública, designados por “EVPba”. A sua identificação e caraterização implica inicialmente uma inspeção visual ao edifício, para identificar os aspetos condicionantes às exigências pretendidas e por forma a escolher as técnicas de inspeção e diagnóstico mais adequadas. Abordaram-se questões gerais sobre o desempenho de soluções construtivas de paredes de alvenaria de fachada de edifícios

"EVPba" existentes, considerando a inter-relação entre os diferentes requisitos básicos. Apresentou-se uma metodologia de avaliação global do edifício. No final efetuou-se uma avaliação parcial do desempenho de uma solução construtiva de paredes de alvenaria de fachada de edifícios existentes, face aos requisitos básicos e ao que é exigido no atual enquadramento legal.

AGRADECIMENTOS

Esta comunicação foi elaborada no âmbito do projeto de investigação P2I "COREAP" – Vida útil, conservação e reabilitação de paredes de edifícios de valor patrimonial" o qual está integrado no Plano de Investigação e Inovação 2013-2020 (P2I 2013-2020) do LNEC. Agradece-se a colaboração na revisão desta comunicação do Investigador Principal c/ Habilitação do LNEC Jorge Viçoso Patrício.

REFERÊNCIAS

[1] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA (2013). O Parque habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução 2001-2011. Lisboa.
[2] Regulamento dos Produtos de Construção (2011). Regulamento (UE) n.º 305/2011 do Parlamento Europeu e do Conselho de 9 de Março de 2011. PT 4.4.2011 Jornal Oficial da União Europeia L 88/33.
[3] |P| - Leis, decretos, etc. – Regime jurídico da segurança contra incêndios em edifícios (SCIE). Decreto-Lei n.º 220/2008 de 12 de Novembro. Lisboa, INCM, 2008.
[4] |P| - Leis e Decretos, etc. - Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios (RRAE). Decreto-Lei n.º 129/2002, de 11 de Maio, alterado pelo Decreto-Lei n.º 96/2008, de 9 Junho. Lisboa, INCM, 2008.
[5] |P| - Leis e Decretos, etc. Regulamento Geral do Ruído (RGR). Decreto-Lei n.º 9/2007, de 17 de janeiro. Lisboa, INCM, 2008.
[6] |P| - Leis e Decretos, etc. - Decreto-Lei n.º118/2013, de 20 de agosto. Lisboa, INCM, 2013.
[7] EN 1998-3 (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels: CEN
[8] NP EN 1504-9:2009, Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão - Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 9: Princípios gerais para a utilização de produtos e sistemas. Lisboa: IPQ.
[9] NP EN ISO 717-1: 2013 - Acústica. Medição do isolamento sonoro de edifícios e de elementos de construção. Parte 1: Determinação do índice de isolamento sonoro a sons aéreos. Lisboa: IPQ.
[10] EN ISO 16283-3:2017 - Acústica Medição *in situ* do isolamento sonoro em edifícios e de elementos de construção. Parte 3: Isolamento sonoro de fachadas. Lisboa: IPQ.
[11] CEN (2005). Ergonomics of the thermal environment – Analytical determination and interpretation of thermal comfort using calculation of the PMV and PPD indices and local thermal comfort criteria (ISO 7730:2005). EN ISO 7730:2005.
[12] CEN (2007). Indoor environmental input parameters for design and assessment of energy performance of buildings-addressing indoor air quality, thermal environment, lighting and acoustics. EN 15251:2007.
[13] CEN (2005). Energy performance of buildings - Energy requirements for lighting: Lighting energy estimation. Brussels: CEN, 2005. EN 15193:2005.
[14] CEN (2011). Light and lighting - lighting of work places - Part 1: indoor work places. Brussels: CEN, 2011. EN 12464-1:2011.
[15] António Santos, Armando Pinto, Jorge Patrício, Jorge Saraiva, Leça Coelho, Miranda Dias, Pina dos Santos (2010). Definição de metodologias gerais para a reabilitação funcional de edifícios recentes. Cadernos Edifícios nº 5 (CAD5), Lisboa, LNEC.
[16] José Miranda Dias, António José Santos, Armando dos Santos Pinto, Luís Manuel Matias, Teresa O. Santos (2017). Functional rehabilitation of heritage buildings based on reinforced concrete structural elements. Cultural/historic values and public utility to consider. Intangibility Matters: International Conference on the values of tangible heritage, Lisboa, LNEC.
[17] Santos, A. J. (2014). A iluminação natural nos edifícios. Uma perspetiva no âmbito do conforto ambiental e da eficiência energética". ICT. Lisboa: LNEC, ITE 57
[18] José Miranda Dias (2007). Edifícios com base em estrutura reticulada metálica. Comunicação ao VI Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto.

Medição da corrosão de estruturas de betão armado com recurso à fotogrametria


Eduardo S. Cavaco[1]


Rui Pimenta[2]


Jónatas Valença[3]

RESUMO

A corrosão das armaduras é o mecanismo de deterioração com maior impacto na segurança das estruturas de betão armado, e o que mais reduz o seu período de vida útil. Muitos trabalhos de investigação têm por isso sido dedicados a esta temática. No entanto, a medição, com precisão, do nível efetivo de corrosão em estruturas existentes é uma tarefa de difícil execução, sobretudo se existe forte variabilidade espacial da mesma. Neste artigo, é proposta uma nova metodologia para medição da corrosão em estruturas de betão armado com base em fotogrametria. Para validação da metodologia foram realizados ensaios de corrosão acelerados em provetes de betão armado, seguidos da extração dos varões de aço. A avaliação da corrosão, de acordo com a metodologia apresentada, foi comparada com a obtida com recurso a pesagens hidrostáticas. Os testes realizados permitiram concluir sobre a viabilidade da metodologia proposta para medição da corrosão em varões de aço com diferentes diâmetros, comprimentos e níveis de corrosão. Os resultados obtidos permitiram também concluir que a metodologia proposta permite ter em consideração a variabilidade espacial da corrosão, fornecendo resultados significativamente mais precisos do que os dos modelos geométricos baseados na profundidade máxima de penetração da corrosão. A investigação conduzida permitiu ainda concluir que a precisão dos resultados obtidos depende da qualidade do equipamento utilizado no levantamento fotográfico, mas que mesmo com uma câmera de um smartphone é possível obter resultados satisfatórios.

Palavras-chave: betão armado; corrosão; fotogrametria

[1]CEris, FCT – Universidade NOVA de Lisboa, Almada, Portugal; e-mail: e.cavaco@fct.unl.pt
[2]FCT – Universidade NOVA de Lisboa, Almada, Portugal; e-mail: r.pimenta@campus.fct.unl.pt
[3]CEris, IST – Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; e-mail: jonatas.valenca@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

A corrosão das armaduras é um dos fenómenos com maior impacto negativo ao nível do comportamento a estados limites últimos e de serviço de estruturas de betão armado [1], [2]. Por este motivo, nos últimos 50 anos muita investigação científica tem sido dedicada a esta temática, em particular ao fenómeno eletroquímico propriamente dito, mas também aos mecanismos de deterioração.

A perda de secção das armaduras é o resultado mais direto da reação de oxidação das mesmas. No entanto são os processos indiretos resultantes, entre os quais a fendilhação do betão, a perda de aderência e redução da ductilidade das armaduras, que mais significativo impacto têm no desempenho do betão estrutural [3]–[5].

Apesar da importância do fenómeno, a medição do nível de corrosão nas armaduras e da sua variabilidade espacial, quer *in-situ* ou mesmo em laboratório, contínua a ser uma tarefa de difícil execução e que, geralmente, conduz a resultados com elevado grau de dispersão.

2. ESTADO DA ARTE

Tradicionalmente, a medição do nível de corrosão das armaduras é feita por avaliação da massa perdida após limpeza e remoção dos óxidos de ferro. Este procedimento tem as desvantagens de não permitir ter em consideração a variabilidade do nível de corrosão ao longo do comprimento do varão, e de obrigar à extração do mesmo.

Também é possível avaliar a profundidade de penetração da corrosão no varão recorrendo a instrumentos precisos de medida de comprimentos (em geral um paquímetro ou micrómetro), através da avaliação da perda de área de armadura. Neste caso pode considerar-se a hipótese simplificativa de que a penetração é radialmente uniforme, ou em alternativa, utilizando modelos analíticos, tais como o proposto por Val e Melchers [6], que consideram que a perda local de armadura tem uma geometria hemisférica que se relaciona com a profundidade máxima de penetração da corrosão no varão. No primeiro caso, os resultados obtidos tendem a ser excessivamente conservativos, o que inviabiliza uma avaliação da segurança rigorosa, muitas vezes necessária em estruturas em serviço. No segundo caso, os resultados tendem a ser dispersos uma vez que a secção transversal de um varão corroído é bastante complexa e espacialmente variável.

Outros métodos mais sofisticados também têm sido utilizados por diversos investigadores. Refere-se o método de drenagem [7], que consiste na medição da subida do nível de água dentro de uma pipeta graduada por introdução, dentro da mesma, do varão cuja corrosão se pretende avaliar. Apesar deste método permitir a avaliação da variabilidade espacial da corrosão, o mesmo obriga à extração do varão e os resultados tendem a apresentar alguma dispersão devido à variabilidade da tensão superficial da água.

Aparelhos laser de levantamento de precisão (*laser scanner*) também podem ser utilizados [8]. No entanto este tipo de equipamentos costuma ser de custo elevado e podem conduzir a resultados pouco fiáveis quando as superfícies a levantar são metálicas e/ou altamente texturadas [9].

Técnicas e aparelhos de levantamento baseados em feixes de luz estruturada têm ganho também importância nos últimos anos, tendo sido já utilizados em trabalhos de investigação para aferir o nível de corrosão das armaduras [10]. Refere-se, no entanto, que a qualidade dos resultados obtidos com recurso a estas técnicas é fortemente afetada pela intensidade de luz ambiente, o que inviabiliza significativamente a aplicação da técnica no contexto da inspeção de estruturas existentes [11].

Finalmente referem-se os métodos basados em raio-x que permitem obter resultados muitos satisfatórios, no entanto com limitações importantes no diz respeito à segurança, tamanho do provete e aplicação *in-situ* [7].

No que respeita à fotogrametria, a técnica é já bastante antiga, mas têm-se assistido a inovações bastante significativas sobretudo desde os anos 90, com o desenvolvimento dos computadores pessoais e da fotografia digital. Apesar de existirem nos dias de hoje diversas aplicações nas diversas áreas das engenharias, e em particular na engenharia de estruturas e na monitorização do comportamento do betão estrutural [12]–[15], a aplicação da fotogrametria no âmbito da avaliação da corrosão de estruturas de betão armado adivinha-se como muito interessante, devido ao baixo custo e versatilidade.

Neste artigo, é então proposta uma nova metodologia para medição da corrosão em estruturas de betão armado com base na fotogrametria. A metodologia implica a aquisição multi-estações e produção de modelos 3D digitais dos varões avaliados e comparação destes com uma geometria de referência. Procedeu-se à indução acelerada de corrosão em varões de aço para validação da metodologia proposta, sendo os resultados comparados com os obtidos com recurso a pesagens hidrostáticas. A metodologia proposta permite avaliar a variabilidade espacial da corrosão, fornecendo resultados precisos, dependendo da qualidade do equipamento fotográfico utilizado. No entanto, mesmo com uma câmera de um smartphone é possível obter resultados satisfatórios.

3. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

O objetivo da metodologia experimental descrita em seguida é o de avaliar o potencial da fotogrametria na avaliação dos níveis de corrosão em estruturas de betão, incluindo a sua variabilidade espacial. Interessa também identificar os parâmetros críticos relacionados com o levantamento fotogramétrico e com influência na qualidade dos resultados obtidos.

3.1 Protocolo de corrosão acelerada

O objeto de estudo da investigação apresentada são varões de aço nervurado da classe A500NR com diâmetros de 12mm, 16mm e 20mm, extraídos de provetes de betão sujeitos a um protocolo de corrosão acelerada por imposição de uma corrente elétrica. De referir que os referidos varões de aço foram inicialmente pesados.

Os provetes de betão armado, juntamente com uma chapa de aço inoxidável, foram introduzidos num recipiente com uma solução salina com 5% de concentração. Os varões de aço e a chapa de aço inoxidável foram ligados aos polos positivo e negativo de uma fonte de alimentação, para funcionarem respetivamente como cátodo e ânodo da reação de oxidação, cabendo à solução salina a função eletrolítica (Figura 1(a)). A fonte de alimentação foi regulada para uma intensidade de $1\mu A/cm^2$, conforme recomendado na literatura [16], e a percentagem de corrosão teórica foi estimada de acordo com a lei de Faraday consoante o tempo de exposição de cada varão à referida corrente elétrica. Uma vez que se pretendiam varões com percentagens distintas de corrosão, os varões foram sendo desconectados da fonte de alimentação progressivamente.

No final do processo de corrosão acelerada, os varões de aço foram extraídos dos provetes de betão armado e limpos dos óxidos de ferro formados, com recurso a uma solução de ácido clorídrico (Figura 1(b)). Os mesmos provetes foram pesados novamente e a percentagem de corrosão média, efetivamente ocorrida, avaliada pela diferença de massa observada antes e depois da ocorrência da corrosão.

3.2 Levantamento fotogramétrico

Ao processo referido seguiu-se o levantamento fotográfico dos varões, de acordo com as melhores recomendações do método anelar [17]. Foram utilizados 3 equipamentos de qualidade distinta, entre

eles uma máquina fotográfica semi-profissional Cannon 1200D, uma máquina fotográfica amadora Cannon G11 e um smartphone iphone 6.

Com o objetivo de se manterem constantes as condições de iluminação durante a fase de aquisição das imagens, foi utilizada uma "caixa de luz" iluminada artificialmente com recurso a projetores de halogéneo. Os provetes de aço foram colocados numa base rotativa sobre a qual foi colocada uma escala fotogramétrica [18] com o objetivo de facilitar a referenciação dos vários fotogramas na fase de processamento dos mesmos. Os provetes foram ainda polvilhados com pó de giz para evitar a existência de superfícies refletoras e otimizar a correspondência automática entre imagens.



(a) (b)

Figura 1. Protocolo de corrosão acelerada: (a) Dispositivo experimental; (b) Provete e betão armado corroído

Os provetes foram fotografados com os 3 equipamentos referidos. As condições ideais de captura de imagem (abertura e tempo de exposição) foram determinadas recorrendo ao modo automático de cada equipamento, tendo em seguida cada um deles sido configurado para o modo manual, que foi mantido constante durante todo o levantamento. Entre cada fotografia a base giratória foi rodada de 20º, assegurando-se assim uma sobreposição radial de cerca de 90% entre imagens consecutivos. Embora em cada fotografia fosse possível capturar a totalidade do comprimento de cada varão, com exceção da extremidade fixa à base giratória, foram obtidas fotografias a três alturas diferentes para cada posição da base giratória. Este processo assegura uma boa sobreposição das imagens na direção longitudinal do varão. Foi ainda necessário repetir todo o procedimento descrito para cada varão, desta vez alternando a extremidade fixa à mesa giratória, por forma a garantir o levantamento fotográfico completo do mesmo. Para facilitar a junção dos modelos tridimensionais resultantes de cada um dos dois levantamentos fotográficos efetuados, foram marcados pontos de referência ao longo do comprimento dos varões.

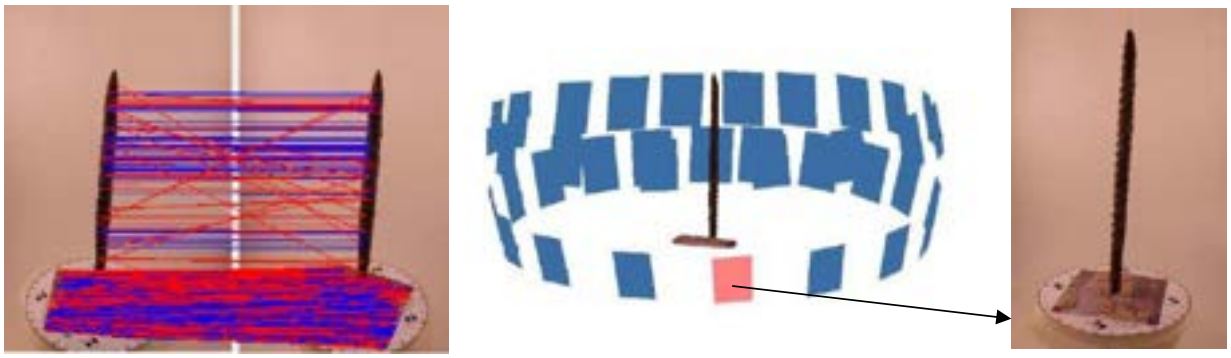
Na **Error! Reference source not found.** ilustram-se as principais etapas do processamento de imagem, efetuadas num software comercial de fotogrametria, até à criação dos modelos tridimensionais dos provetes de aço. Numa primeira fase o algoritmo efetua uma pesquisa por pontos de referência (**Error! Reference source not found.**(a)) entre as várias imagens, correlacionando os mesmos e calculando a posição relativa da câmera (**Error! Reference source not found.**(b)). Em seguida dá início à construção dos modelos tridimensionais para cada um dos dois levantamentos fotográficos (**Error! Reference source not found.**(c) e (d)). Os pontos de referência marcados ao longo do provete permitem efetuar posteriormente a junção dos dois modelos tridimensionais contruídos, conforme se observa na **Error! Reference source not found.**(e), e escalar o modelo geométrico de acordo com as dimensões do provete. Finalmente, o modelo digital do provete é importado para um software de aplicações gráficas tridimensionais (**Error! Reference source not found.**(f)), o que permite obter uma variedade de medições, como sejam o volume total do modelo e a área das secções transversais.

3.3 Validação por pesagem hidrostática

Para verificar a qualidade e reprodução do modelo digital o seu volume, V_{3D}, foi comparado com o do provete real obtido, V_r, por pesagem hidrostática efetuada de acordo com a EN 12697 [19]. O procedimento baseia-se no princípio de Arquimedes e consiste em duas pesagens: (i) a primeira correspondente ao peso seco do provete, m_1; (ii) a segunda correspondente ao peso do provete quando imerso em água a uma temperatura definida, m_2. O volume do provete pode então ser obtido a partir da seguinte equação:

$$V_r = \frac{m_1 - m_2}{\rho_w} \tag{1}$$

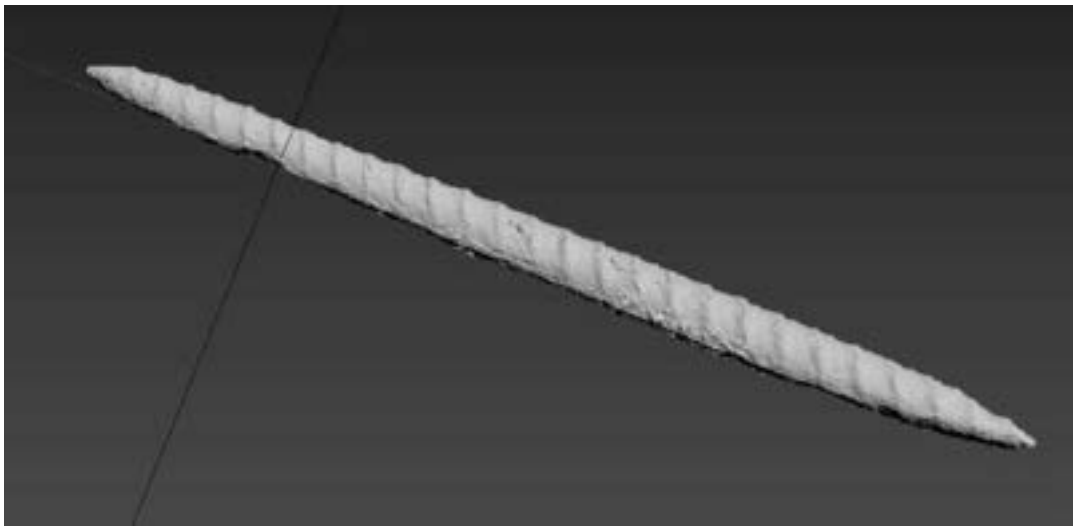
em que ρ_w corresponde à densidade da água à temperatura de teste.



(a) (b)



(c) (d) (e)



(f)

Figura 2. Processamento de Imagens: (a) correlação de imagens; (b) determinação da posição da câmera; (c) e (d) modelos digitais do provete; (e) junção dos modelos digitais; (f) modelo tridimensional final.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

No Quadro 1 apresenta-se uma síntese dos varões analisados neste estudo. Selecionaram-se provetes de diversos diâmetros, comprimentos e níveis de corrosão, por forma a poder validar a metodologia para diferentes situações. Consideraram-se também provetes não corroídos por forma a aferir a potencialidade da mesma em situações de fracos níveis de corrosão.

Quadro 1. Provetes Estudados

Provete	*Diâmetro* ϕ *(mm)*	*Comp.* *L (mm)*	*Condição*
P1	12	281.0	*Corroído*
P2	12	302.0	*Não Corroído*
P3	16	282.0	*Corroído*
P4	16	45.0	*Corroído*
P5	16	302.0	*Não Corroído*
P6	16	52.5	*Não Corroído*
P7	20	300.0	*Corroído*
P8	20	303.0	*Não Corroído*

No Quadro 2 apresentam-se os resultados das massas dos provetes intactos, pesagens dos provetes, a seco e quando imersos, estimativas do nível de corrosão médio, e os resultados dos volumes reais, ou seja, dos provetes físicos.

No Quadro 3 apresentam-se os volumes dos modelos geométricos digitais, a diferença para os modelos físicos, obtidos por pesagem hidrostática, e o erro relativo da primeira medição em comparação com a segunda. É importante referir que, neste caso, os volumes dos modelos digitais foram os obtidos com o processamento das imagens adquiridas com o equipamento de maior qualidade (Cannon 1200D).

Quadro 2. Resultados das pesagens, níveis de corrosão e volumes dos modelos físicos

Provete	*Diâmetro* ϕ *(mm)*	*Massa inicial* m_0 *(g)*	*Pesagem seca* m_1*(g)*	*Perda de massa* ΔW *(g)*	*Nível de corrosão* X_p *(%)*	*Pesagem imersa* m_2*(g)*	*Volume real* V_r *(cm³)*
P1	12	239.95	197.10	42.85	17.9	171.90	25.231
P2	12	257.88	257.88	0.00	0.0	223.19	34.733
P3	16	448.58	242.70	205.88	45.9	211.81	30.935
P4	16	71.58	21.44	50.14	70.0	18.69	2.761
P5	16	480.40	480.40	0.00	0.0	416.67	63.809
P6	16	79.98	79.98	0.00	0.0	69.76	10.236
P7	20	722.97	542.89	180.08	24.9	473.83	69.157
P8	20	730.20	730.20	0.00	0.0	636.60	93.721

Conforme se pode constatar, os valores do erro relativo das medições são significativamente baixos, tendo-se obtido um valor máximo de 0.18% para o provete P4, correspondente a um varão com 16mm de diâmetro e 45mm de comprimento. A análise dos restantes valores permite concluir que não existe uma relação aparente entre o valor do erro e o diâmetro ou o nível de corrosão. O erro relativo foi efetivamente superior na medição dos volumes dos provetes P4 e P6, ou seja, de comprimento mais reduzido. Embora o número de análises seja relativamente reduzido, pode explicar-se este facto com base no erro, mais significativo no caso de provetes de comprimento reduzido, introduzido durante o processo de junção dos modelos digitais do mesmo provete, cada um deles capturando uma das extremidades do provete (Figura 2(c) a (e)).

Quadro 3. Resultados das pesagens, níveis de corrosão e volumes dos modelos físicos

Provete	*Volume* V_{3D} *(cm³)*	$\lvert V_{3D} - V_r \rvert$ *(cm³)*	*Erro relativo* e_r *(%)*
P1	25.239	0.008	0.03
P2	34.707	0.026	0.07
P3	30.970	0.035	0.11
P4	2.756	0.005	0.18
P5	63.831	0.022	0.03
P6	10.224	0.012	0.12
P7	69.161	0.004	0.01
P8	93.666	0.055	0.06

No Quadro 4 apresentam-se os resultados dos erros relativos obtidos com base no processamento das imagens do provete P3, obtidas com os restantes equipamentos. Como seria de esperar a qualidade do equipamento tem influência na geometria dos modelos digitais produzidos. No entanto, os resultados obtidos permitem concluir que a técnica pode ser aplicada, com menor precisão, mesmo quando apenas câmeras de qualidade inferior estejam disponíveis.

Na Figura 3 e Quadro 5 apresentam-se os resultados de uma análise da variabilidade espacial da corrosão, conseguida através da análise das áreas das secções transversais do varão obtidas por seccionamento do modelo digital com espaçamentos de 5mm. Os resultados obtidos permitem concluir que a variabilidade espacial da corrosão é significativa, sendo que o desvio padrão associado à variabilidade da secção transversal é de 33.5%.

Quadro 4. Comparação dos resultados obtidos com diferentes equipamentos para o provete P3

Câmera	*Volume real* $V_r\,(cm^3)$	*Volume* $V_{3D}\,(cm^3)$	$\lvert V_{3D} - V_r \rvert$ (cm^3)	*Erro relativo* $e_r\,(\%)$
Cannon 1200D		30.970	0.035	0.11
Cannon G11	30.935	30.986	0.051	0.16
iPhone 6		30.816	0.119	0.38

Na Figura 3 e Quadro 5 estabelece-se também uma comparação entre os resultados obtidos com recurso ao modelo digital do provete, e os obtidos com base no modelo analítico proposto por Val e Melchers [6]. Neste último caso, foi utilizado um paquímetro para efetuar uma medição da profundidade de penetração máxima da corrosão, necessária para o cálculo da área de varão corroída, nas mesmas secções onde que foram efetuados seccionamentos do modelo digital. É possível constatar-se que o andamento das duas curvas na Figura 3 é semelhante. No entanto, o modelo analítico subavalia a secção transversal efetiva do varão em comparação com o modelo digital. Os resultados apresentados no Quadro 5 permitem concluir que o modelo analítico também subavalia a variabilidade espacial da corrosão ao longo do comprimento do varão, uma vez que o desvio padrão obtido é de 26.7%. No Quadro 5 apresenta-se ainda o erro médio relativo (53.2%) obtido por comparação das áreas da secção transversal do modelo analítico e do modelo digital.

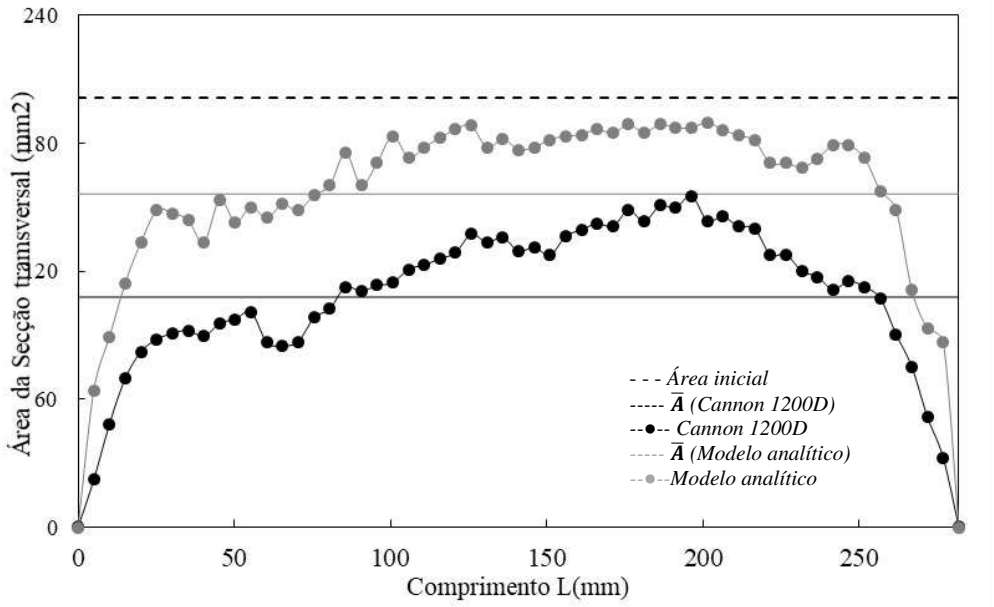


Figura 3. Análise da variabilidade espacial da corrosão.

Quadro 5. Comparação dos resultados obtidos com diferentes equipamentos para o provete P3

Modelo	*Secção transversal média* $\overline{A}\,(mm^2)$	*Desvio Padrão* (%)	*erro médio* (%)
Cannon 1200D	107.9	33.5%	-
Modelo analítico	156.2	26.7%	53.2%

5. CONCLUSÕES

Neste artigo apresentou-se uma metodologia versátil e de baixo custo para medição da corrosão de varões em estruturas de betão armado. Embora se trate de um estudo pioneiro, realizado em ambiente controlado, os resultados obtidos foram satisfatórios no que diz respeito à avaliação da corrosão média e da variabilidade espacial da corrosão.

Os resultados obtidos permitiram concluir que a metodologia pode ser utilizada independentemente do diâmetro, comprimento e nível de corrosão do varão. A precisão dos resultados decresce com a qualidade do equipamento utilizado, mas mesmo com um equipamento de utilização corrente e diária, como um smartphone, se podem obter resultados satisfatórios.

Para assegurar a qualidade dos resultados obtidos recomendam-se alguns cuidados durante o levantamento fotográfico como sejam, a limpeza dos resíduos de óxido de ferro dos varões, a eliminação de superfícies refletoras por aplicação de pó de giz, a manutenção das condições de captura de imagem constantes durante o levantamento, e a captura de imagens com sobreposição suficiente.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à empresa Vamaro S.A. o apoio prestado durante a preparação dos provetes.

REFERÊNCIAS

[1] M. G. Stewart e D. V. Rosowsky, «Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks», *Structural Safety*, vol. 20, n. 1, pp. 91–109, 1998.
[2] E. S. Cavaco, L. A. C. Neves, e J. R. Casas, «Reliability-based approach to the robustness of corroded reinforced concrete structures», *Structural Concrete*, vol. 18, n. 2, pp. 316–325, 2017.
[3] T. M. Pape e R. E. Melchers, «The effects of corrosion on 45-year-old pre-stressed concrete bridge beams», *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 7, n. 1–2, pp. 101–108, 2011.
[4] E. S. Cavaco, J. R. Casas, L. A. C. Neves, e A. E. Huespe, «Robustness of corroded reinforced concrete structures – a structural performance approach», *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. 1–17, Set. 2010.
[5] E. S. Cavaco, A. Bastos, e F. Santos, «Effects of corrosion on the behaviour of precast concrete floor systems», *Construction and Building Materials*, vol. 145, pp. 411–418, 2017.
[6] D. V. Val e R. E. Melchers, «Reliability of Deteriorating RC Slab Bridges», *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n. 12, pp. 1638–1644, Dez. 1997.
[7] D. Li, R. Wei, Y. Du, X. Guan, e M. Zhou, «Measurement methods of geometrical parameters and amount of corrosion of steel bar», *Construction and Building Materials*, vol. 154, pp. 921–927, Nov. 2017.
[8] W. Zhang, B. Zhou, X. Gu, e H. Dai, «Probability distribution model for cross-sectional area of corroded reinforcing steel bars», *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 26, n. 5, pp. 822–832, 2013.
[9] Y. M. Amir e B. Thörnberg, «High Precision Laser Scanning of Metallic Surfaces», *International Journal of Optics*, vol. 2017, pp. 1–13, 2017.

[10] I. Fernandez, J. M. Bairán, e A. R. Marí, «3D FEM model development from 3D optical measurement technique applied to corroded steel bars», *Construction and Building Materials*, vol. 124, pp. 519–532, Out. 2016.
[11] M. Gupta, Q. Yin, e S. K. Nayar, «Structured Light In Sunlight», p. 8.
[12] J. Valença e R. N. F. Carmo, «Method for assessing beam column joints in RC structures using photogrammetric computer vision», *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 24, n. 11, p. e2013, Nov. 2017.
[13] J. Valença, D. Dias-da-Costa, e E. N. B. S. Júlio, «Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing», *Construction and Building Materials*, vol. 28, n. 1, pp. 607–615, Mar. 2012.
[14] J. Valença, E. n. b. s. Júlio, e H. j. Araújo, «Applications of Photogrammetry to Structural Assessment», *Experimental Techniques*, vol. 36, n. 5, pp. 71–81, Set. 2012.
[15] J. Valença, D. Dias-da-Costa, L. Gonçalves, E. Júlio, e H. Araújo, «Automatic concrete health monitoring: assessment and monitoring of concrete surfaces», *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 10, n. 12, pp. 1547–1554, Dez. 2014.
[16] P. S. Mangat e M. S. Elgarf, «Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement», *ACI Structural Journal*, vol. 96, n. 1, pp. 149–158, 1999.
[17] J. Valença, E. Júlio, e H. Araújo, «Aplicações de fotogrametria em engenharia civil», *Patorreb2006–2. º Encontro sobre patologias e Reabilitação de Edifícios*, vol. 20, pp. 803–810, 2006.
[18] S. T. Porter, M. Roussel, e M. Soressi, «A Simple Photogrammetry Rig for the Reliable Creation of 3D Artifact Models in the Field: Lithic Examples from the Early Upper Paleolithic Sequence of Les Cottés (France)», *Advances in Archaeological Practice*, vol. 4, n. 1, pp. 71–86, Fev. 2016.
[19] *EN 12697-6: Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt*. BSI British Standards.

Considerações sobre o uso da biocimentação para reparação de fendas em vigas de betão armado

Rafaela Cardoso[1] **António Monteiro[2]** **Gabriel Monteiro[3]** **Inês Flores-Colen[4]**

RESUMO

A biocimentação consiste no uso de bactérias não patogénicas para produzir carbonato de cálcio (biocimento), que precipita no local onde estas se encontram. Neste trabalho estuda-se a viabilidade de usar a biocimentação como técnica de reparação de fissuras de vigas de betão armado. Após algumas considerações sobre aspetos práticos sobre usar esta técnica para esta aplicação, apresentam-se os resultados de um estudo experimental preliminar onde se efetuou a reparação de fissuras de dois troços fendilhados de uma viga de betão armado, resultantes da sua rotura num ensaio por flexão. Um dos troços foi tratado com bactérias (S. Pasteurii) e o outro apenas com a enzima produzida por estas bactérias. A avaliação dos efeitos dos dois tipos de tratamento foi efectuada qualitativamente, por observações visuais e imagens de microscópico óptico, e quantitativamente, através da alteração: (i) do tempo de propagação das ondas ultrassónicas antes e depois de tratamento e (ii) pela alteração da capacidade de infiltração. Os resultados obtidos destes ensaios são bastante promissores, usando tanto as bactérias como a enzima. Considerando os aspectos práticos de aplicação e os resultados obtidos, a comunicação termina com uma breve reflexão sobre as potencialidades deste tratamento e a forma como os seus efeitos podem ser avaliados.

Palavras-chave: Biocimentação, reparação estrutural, reabilitação, fissuras, bactéria, enzima urease

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho estuda-se a viabilidade de usar a biocimentação como técnica de reparação de fissuras de elementos de betão armado. Esta técnica já foi usada no passado com esta finalidade [1] e também para reparação de fissuras e de superfícies pétreas [2] e consolidação de pedras porosas [3].

A biocimentação baseia-se na precipitação de carbonato de cálcio, induzida microbiologicamente através do uso de bactérias não patogénicas. Os primeiros estudos no uso de biocimentação tiveram início no final do século passado. Basicamente, pretendia conhecer-se as condições necessárias para o

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. rafaela.cardoso@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.antoniom.s.monteiro@gmail.com
[3] IBB, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. gabmonteiro@tecnico.ulisboa.pt
[4]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ines.flores.colen@tecnico.ulisboa.pt

seu desenvolvimento e como controlar a sua actividade para cimentação de solos, tais como dosagens de bactérias e de alimento, frequência de alimentação e condições de ensaio [4].

Neste trabalho apresentam-se os resultados de uma fase preliminar de um estudo experimental onde se efectuou o tratamento de fissuras de dois troços fendilhados de uma viga de betão armado, resultantes da sua rotura num ensaio por flexão. Um dos troços foi tratado com bactérias e o outro apenas com a enzima produzida por estas bactérias. A bactéria utilizada nesta investigação é a Sporosarcina pasteurii, que é não patogénica e que tem sido usada com bons resultados nesta aplicação [5]. Os efeitos do tratamento foram avaliados indirectamente. A primeira verificação feita foi uma inspecção visual por registo fotográfico do material depositado nas fendas. Para além desta análise, optou-se por fazer dois testes não destrutivos: (i) medição do tempo de propagação de ondas ultrassónicas em condições ambientais, e (ii) medição da velocidade de absorção de água através da medição do nível de água no reservatório.

2. BIOCIMENTAÇÃO E SUA APLICAÇÃO EM FENDAS

A biocimentação é um processo natural que consiste no uso de bactérias para produção de minerais cimentícios (biocimento). As bactérias vivem nos poros e descontinuidades dos materiais a tratar e na sua actividade biológica catalizam carbonato de cálcio ($CaCO_3$), que aí precipita preenchendo parcialmente esses espaços vazios. O carbonato de cálcio é também designado por calcite.

Para a precipitação do $CaCO_3$ tem que ocorrer hidrólise da ureia ($CO(NH_2)_2$) por parte da enzima chamada urease presente nestes microrganismos (bactérias seleccionadas para este efeito). A equação para esta reacção química é dada por:

$$CO(NH_2)_2 + 2H_2O \rightarrow 2NH^{4+} + CO_3^{2-} \quad (1)$$

A ureia é então o alimento deste processo, mas tem também que se adicionar à solução de alimento uma fonte de cálcio (iões de cálcio Ca^{2+}) para se conseguirem combinar com os iões de carbonato CO_3^{2-} provenientes de (1) e obter assim carbonato de cálcio ($CaCO_3$):

$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightarrow CaCO_3 \quad (2)$$

Apesar de ser muito escassa a informação disponível sobre aplicações da biocimentação *in situ*, encontrou-se um caso em que este tratamento foi aplicado para selagem de juntas de uma laje de betão num parque de estacionamento na Holanda, que era responsável por infiltrações entre andares [6]. O sistema de reparação à base de bactérias foi aplicado em spray na superfície de 3 fissuras de uma parte do pavimento. A eficácia do tratamento foi medida após dois meses, por extracção de carotes para ensaio de estanqueidade em laboratório e *in situ*. Este ensaio consistiu em criar um reservatório na laje, onde o fundo era a zona fissurada após o tratamento. Após encher o reservatório com água verificou-se que já não havia infiltração para o piso inferior. Os resultados deste estudo mostraram a eficiência do tratamento e inspiraram o trabalho que agora se apresenta.

3. MATERIAIS E PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 Materiais

Trataram-se dois troços da mesma viga de betão armado C25, com secção rectangular 0,125 x 0,25 m^2, armadura longitudinal de 2ϕ6 na face superior e de 2ϕ8 na face inferior, e armadura transversal ϕ6//0,065 m. Esta viga tinha sido ensaiada à flexão simples e apresentava-se bastante fendilhada, como se pode observar na Fig. 1. As fendas observadas (na viga original estavam na face inferior, a meio vão) tinham abertura entre as décimas de milímetro (microfissuras) até vários milímetros (fendas). A

viga foi cortada em dois troços semelhantes com cerca de 80 cm de comprimento cada. Num dos troços foi efectuado o tratamento com enzima (viga 1) e no outro com bactérias (viga 2).

a)  b) 

Figura 1. Troços da viga 1 (a) e da viga 2 (b) com respectivas fendas vistas lateralmente.

A espécie das bactérias usada foi *Sporosarcina pasteurii* (American Type Culture Collection, ATCC, #11859) (Fig. 2). A sua dosagem foi de 10^9 bactérias/mL. A solução de alimentação foi preparada com a seguinte composição (Monteiro, 2017) [7]: 0,5 M de ureia, 0,5 M de cloreto de cálcio, meio de cultura diluído (1:10), 10 g de cloreto de amónio e 2,12 g de bicarbonato de sódio.



Figura 2. Bactérias em crescimento antes da aplicação.

3.2 Obtenção da enzima das bactérias

Obteve-se a enzima urease presente na bactéria *Sporosarcina pasteurii* através de um processo de sonicação aplicado a uma solução contendo bactérias com concentração igual à da solução usada com as bactérias vivas [7]. A frequência do equipamento permite romper a membrana plasmática das células, e assim o seu contéudo, incluindo a enzima urease, fica disperso na solução. Por centrifugação é possível separar o contéudo da solução, e assim obtém-se uma mistura de residuos celulares onde se inclui a enzima. Poderia ter havido um processo de purificação do precipitado, mas era mais moroso e não iria introduzir vantagens significativas porque os resíduos celulares para além da enzima urease não intereferem com as reacções químicas correspondentes à hidrólise da ureia.

3.3 Aplicação do tratamento

O tratamento foi aplicado nas fendas da face superior das vigas, por infiltração dos fluidos de tratamento. Os troços de viga foram colocados em cima de uma toalha e as duas faces laterais foram impermeabilizadas através de duas aplicações de tinta estirenoacrílica F-1016S de cor amarela. Garantiu-se assim que todo o fluido de tratamento iria percolar através da viga na direcção vertical, mantendo-se no interior das fendas.

Para tal instalou-se um reservatório plástico sobre a zona das fendas a estudar, cortando o fundo para o fluido ficar em contacto directo com a viga. As paredes do reservatório foram solidarizadas com as vigas com silicone, para manter a estanqueidade. As fotografias destes reservatórios estão na Fig. 3, onde são visíveis o silicone e uma régua graduada para se monitorizar o nível do fluido no seu interior.

a)  b) 

Figura 3. Reservatório na viga 1 (a) e viga 2 (b) [7].

Os reservatórios foram cheios com água antes de iniciar o tratamento durante 24h, para saturar o betão e testar a estanquidade do sistema. Como é visível nas fotografias, os reservatórios foram tapados com uma película aderente durante o tratamento. Deste modo, foi possível controlar a absorção de água por infiltração e a evaporação dos fluidos que estariam a cobrir as fendas, e também medir a velocidade de absorção de água. A descrição destes ensaios é feita posteriormente.

Para ambas as vigas o tratamento foi efectuado de modo a preencher completamente a fissura, primeiro com aplicação nas fissuras com seringa e agulha e, depois deixando o fluido transbordar para encher o fundo do reservatório. O reservatório foi depois cheio até cerca de 4 cm (ver Fig 3b), fornecendo assim a solução de tratamento de forma contínua. A aplicação nas fissuras foi efectuada com seringa e agulha. O tratamento teve três etapas, cada uma com um dia de duração. Em cada uma efectuaram-se três aplicações. O tratamento completo teve a duração de três dias. Em cada etapa efectou-se um ensaio de medição de estanqueidade monitorando o nível do fluido do reservatório. Na viga 1 foi aplicado tratamento com enzima com meio de alimento. Para cada etapa, em cada dia foram aplicados 400 mL de fluido de tratamento (1200 mL no total). Na viga 2 foram aplicadas bactérias com solução de alimento. Foi executado o mesmo processo que para a viga 1, mas só se aplicou bactérias na primeira inoculação do primeiro dia (cerca de 200mL de bactérias com 100 mL de meio de alimento), procedendo-se à sua alimentação nos dias seguintes. Assim, foram aplicados 300 mL de meio com bactérias e 900 mL de meio de alimento. Na viga 2 não se aplicaram bactérias nos dias seguintes porque as bactérias aplicadas no primeiro dia estariam vivas, e, portanto, iriam produzir enzima nos dias seguintes. O Quadro 1 sintetiza esta informação.

Quadro 1. Resumo de cada etapa de tratamento realizado nas vigas fendilhadas.

Tratamento	*Nº de inoculações /etapa*	*Duração (dias)*	*Quantidade de meio de alimento total (litros)*
Enzima com meio de alimento	3	3	1,2
Bactéria com meio de alimento	3	3	0,9

4. ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DO TRATAMENTO

4.1 Análise visual

A formação de biocimento foi observada visualmente pela detecção de um precipitado sólido esbranquiçado nas fendas das duas vigas. Para tal utilizou-se uma câmara fotográfica e, posteriormente, um microscópio óptico. A recolha de imagens permitiu obter um registo comparativo entre ciclos de tratamento e analisar possíveis diferenças entre o biocimento produzido pelas bacterias ou pela enzima.

4.2 Medição do tempo de propagação de ondas ultrassónicas

A avaliação do tempo de propagação de ondas ultrassónicas é uma técnica não destrutiva muito usada para diagnóstico e avaliação da eficiência de vários tipos de tratamento para reparação de fissuras. O ensaio consiste em medir o tempo de percurso de uma onda ultrassónica através do elemento a ser

avaliado, que se altera caso haja obstáculos à propagação da onda, tais como fissuras e ocos, e outras heterogeneidades. A distância percorrida pela onda, dividida pelo tempo de percurso, fornece a velocidade de propagação da onda.

A Fig. 4 ilustra o princípio de funcionamento desta técnica. Fixando a distância entre o emissor e o receptor mede-se o tempo gasto no percurso do sinal ultrassónico. Este tempo aumenta na presença de descontinuidades, pois o percurso da onda tem que contornar esta descontinuidade. Assim, espera-se que este tempo diminua após cada etapa, porque o carbonato de cálcio se vai depositando nas fendas preenchendo-as, fornecendo deste modo suporte físico para a propagação do sinal.

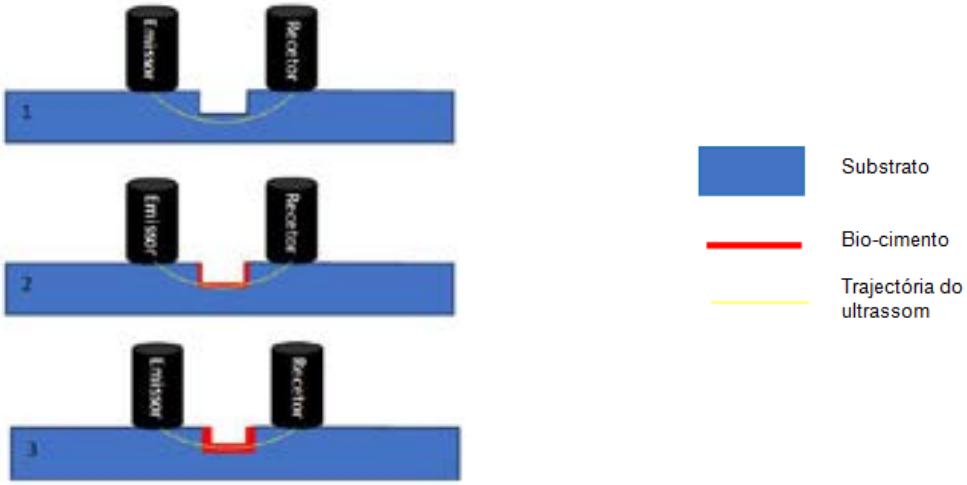


Figura 4. Propagação mecanismo de propagação das ondas ultrassónicas (1 - antes de qualquer tratamento; 2- após 1º tratamento; 3 – No final) [7].

Este ensaio tem a vantagem de ser simples e de o equipamento ser portátil e de fácil utilização. No entanto, os resultados podem ser influenciados por grande número de factores, em particular a heterogeneidade dos elementos e a presença de água.

O aparelho usado neste trabalho foi o equipamento Pundit (ASTM C597) e os transdutores (cilindros metálicos de 7 cm de diâmetro) de 50 kHz. Após calibração, os transdutores foram posicionados de forma a terem a fenda entre eles e cerca de 9 a 10 cm entre os seus centros, dependendo da abertura da fenda. Devido à morfologia irregular das várias faces das vigas, decidiu-se escolher 3 localizações onde colocar os transdutores, de modo a fazer uma média das três medições. Tal como ilustrado na Fig. 5 foram definidas as posições A e B, que se encontravam perto da extremidade da viga, mas em lados opostos, e o centro da viga. Foi usada vaselina para melhorar o contacto entre os transdutores e a superfície das amostras.

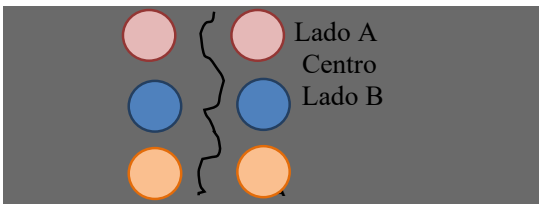


Figura 5. Colocação dos transdutores na viga para os ensaios ultrassónicos.

A relação entre o tempo de propagação medido antes e depois de cada tratamento corresponde ao aumento da velocidade porque se considera fixo o percurso entre os transdutores (3 a 5 cm). Ambos são uma medida indirecta do preenchimento conseguido com o tratamento. Trata-se de um indicador indirecto do preenchimento da fenda, porque a velocidade é tanto maior quanto menores perturbações forem atravessadas no percurso da onda entre os transdutores.

Com base nos valores da velocidade foi calculado um indicador *velocidade%*

$$velocidade\% = \frac{v_{depois} - v_{antes}}{v_{antes}} \times 100 \quad (3)$$

após cada tratamento, que considera as velocidades antes e após o tratamento desse dia (v_{antes} e v_{depois}, respectivamente). Os valores de *%velocidade* indicam o aumento da velocidade após essa etapa do tratamento em relação à velocidade da etapa anterior.

4.3 Medição da velocidade de absorção de água devido a infiltração

O ensaio para medição da velocidade de absorção de água devido à infiltração de água inspirou-se nos ensaios de estanqueidade, onde se pretende verificar se há infiltrações através de fendas após a sua reparação. Este ensaio foi inspirado no caso estudo descrito anteriormente. No trabalho que agora se apresenta, o ensaio foi efectuado por medição da variação do nível do fluido no reservatório, que seria visível e mais ou menos notória caso a fendas permitissem a absorção de água ou a passagem directa de uma face à outra, ou ligeira caso a água tivesse que percolar unicamente através do betão.

Para a execução deste ensaio o reservatório foi cheio com o fluido de alimento e o nível foi monitorizado ao longo de várias horas através da fita métrica colada no exterior. Trata-se de um ensaio de estanquidade das vigas e é semelhante a um ensaio de medição de permeabilidade em materiais fissurados. Os dados recolhidos consistem basicamente na evolução do nível do fluido ao longo do tempo. Pode-se assim traçar rectas cujo declive é, basicamente, a taxa de absorção devido à infltração.

Foram medidas as taxas de absorção de água antes do tratamento, com água quando as vigas foram saturadas com água, e com o fluido de tratamento durante o tratamento, após cada ciclo. Obtiveram-se assim quatro rectas e foi possível determinar qual a evolução desta taxa entre cada ciclo de tratamento. É possível assim obter um parâmetro indirecto do preenchimento das fendas nas vigas porque se espera que o tempo de descida da água do reservatório aumente (mantendo as mesmas condições ambiente). Tal significa que o tratamento está a ter o efeito de selagem pretendido (as fendas estão a ficar preenchidas com biocimento).

5. RESULTADOS OBTIDOS

5.1 Registo Visual

As fotografias da Fig. 6 foram tiradas à viga 1 (enzima) e à viga 2 (bactérias), respectivamente, no final do tratamento.

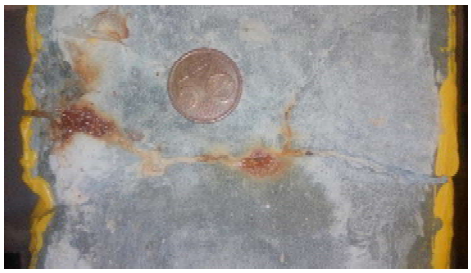
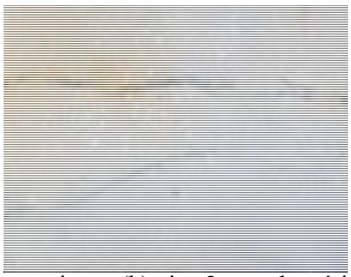
a)  b) 

Figura 6. Fotografias após o tratamento: (a) viga 1, com enzima e (b) viga 2, com bactérias.

Pode ver-se o aspeto global da zona tratada, com as fendas ainda visíveis, mas claramente preenchidas. Pela alteração da cor do precipitado, de branco para cor de laranja constata-se que o tratamento provocou a oxidação da armadura de aço, provavelmente por alterar o pH do betão e pela água adicionada para medir infiltração de água. Também se realça em quase todas as figuras o facto de

haver depósito de carbonato de cálcio no interior das fissuras até perto da superfície. Isto não significa que estas tenham ficado completamente preenchidas devido à sua morfologia irregular.

Na Fig. 7 apresentam-se fotografias tiradas com microscópio óptico do material de preenchimento das fissuras. Em termos de textura, os cristais formados em ambos os tratamentos têm morfologias muito semelhantes com aspecto granular, formando pontes que unem os dois lados da fissura.

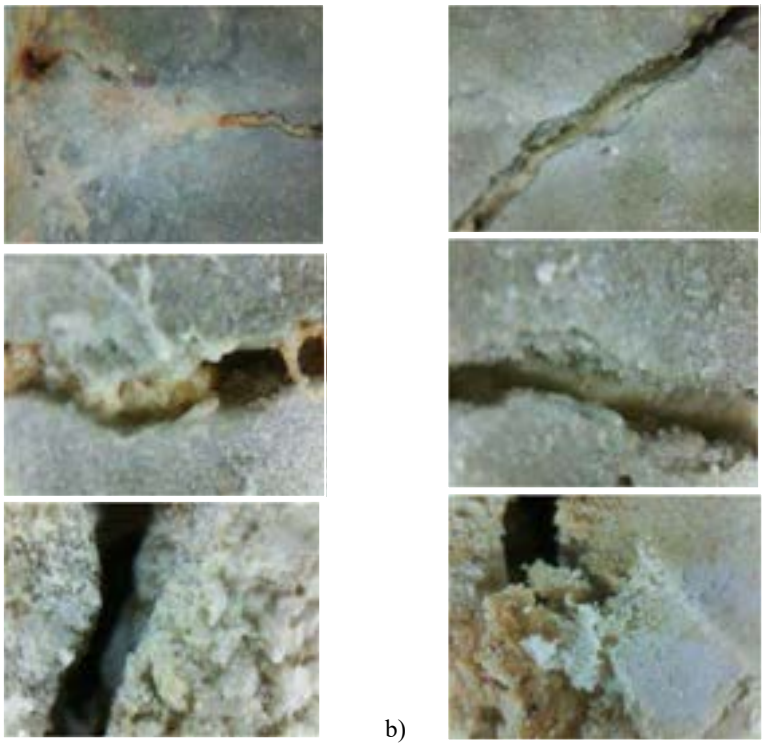


Figura 7. Fotografias de microscópio após o tratamento: (a) viga 1 e (b) viga 2 [7].

5.2 Velocidade de propagação de ondas ultrassónicas

A Fig. 8 apresenta os valores das velocidades de propagação de ondas ultrassónicas antes do início dos tratamentos e após cada etapa de tratamento. Antes do tratamento os valores obtidos foram muito semelhantes para as duas vigas e todas as localizações (entre 200 e 300 m/s). Para os dois tratamentos verifica-se uma clara tendência de crescimento na velocidade no final de cada etapa de tratamento, o que é indicador de que houve material depositado ao longo do interior das fendas.

A velocidades obtidas para a viga 1 tratada com enzimas foram maiores que as velocidades para a viga 2 tratada com bactérias. No entanto, esta discrepância pode não estar relacionada com o tratamento em si, mas com a própria morfologia das fissuras, pois esta pode ser mais ou menos favorável à deposição de carbonato de cálcio. Estas discrepâncias morfológicas podem também explicar o crescimento acentuado observado no centro da viga 1.

Calculou-se o indicador *velocidade%* (Eq. 3) para ambas as vigas. Consideraram-se os valores diários, calculados considerando os valores obtidos entre dias de tratamento sucessivos, e o valor fnal, considerando os valores obtidos antes e após a conclusão do tratamento. Os resultados apresentam-se no Quadro 2.

O tratamento com enzima foi mais eficaz do que o tratamento com bactérias porque se obtiveram valores consistentemente superiores para a viga 1 quando comparados com os da viga 2. A média dos

valores finais também se apresentam neste quadro. Obtiveram-se as médias dos valores de 202% e 47%, respectivamente para o tratamento com enzima e com bactéria, para o indicador *velocidade%*. Tal mostra que o tratamento com enzima parece ter sido mais eficiente do que o tratamento com bactéria.

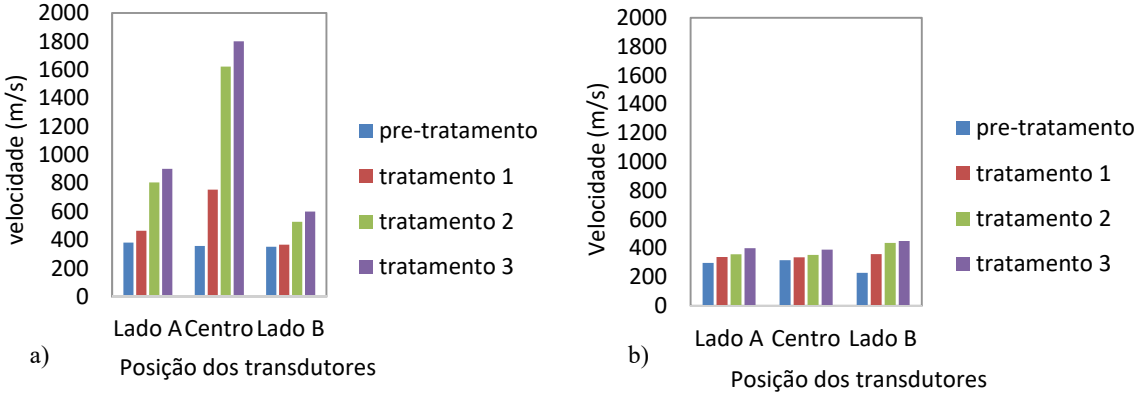


Figura 8. Variação da velocidade de propagação das ondas ultrassónicas na (a) viga 1 tratada com enzima e (b) viga 2 tratada com bactéria [7].

Quadro 2. Indicador *velocidade%* entre etapas sucessivas de tratamento.

		Velocidade% diária (após cada etapa)			*velocidade%* final
		Após 1ª etapa	*Após 2ª etapa*	*Após 3ª etapa*	
Viga 1 (enzima)	Lado A	22,1	73,2	11,9	136,5
	Centro	110,7	114,9	11,0	402,5
	Lado B	3,8	44,0	13,7	70,0
Viga 2 (bactérias)	Lado A	14,2	5,6	11,7	34,7
	Centro	6,3	5,1	10,5	23,5
	Lado B	57,2	21,5	3,1	96,9

5.3 Velocidade de absorção de água devido à infiltração

A variação, ao longo do tempo, do nível de água nos reservatórios apresenta-se na Fig. 9 para os dois tratamentos. Esta figura também apresenta as rectas que melhor ajustam os resultados obtidas por regressão linear. Tal como esperado, verifica-se a diminuição da taxa de infiltração de água após ambos os tratamentos, pois os declives das rectas que ajustam as variações dos níveis de água diminuem com o número de tratamentos.

Como as condições ambiente se mantiveram constantes nestes ensaios (evaporação assume-se constante), estes valores indicam que as fissuras absorvem menos de metade da água que absorveriam se não tivessem sido sujeitas a qualquer tratamento. Confirma-se assim que ambos os tratamentos tiveram a acção pretendida. A relação entre os declives das rectas inicial e final é 0,34 na viga 1 e 0,43 na viga 2, o que indica efeitos de preenchimento semelhantes para os dois tratamentos, mas ligeiramente melhores para o tratamento com bactérias.

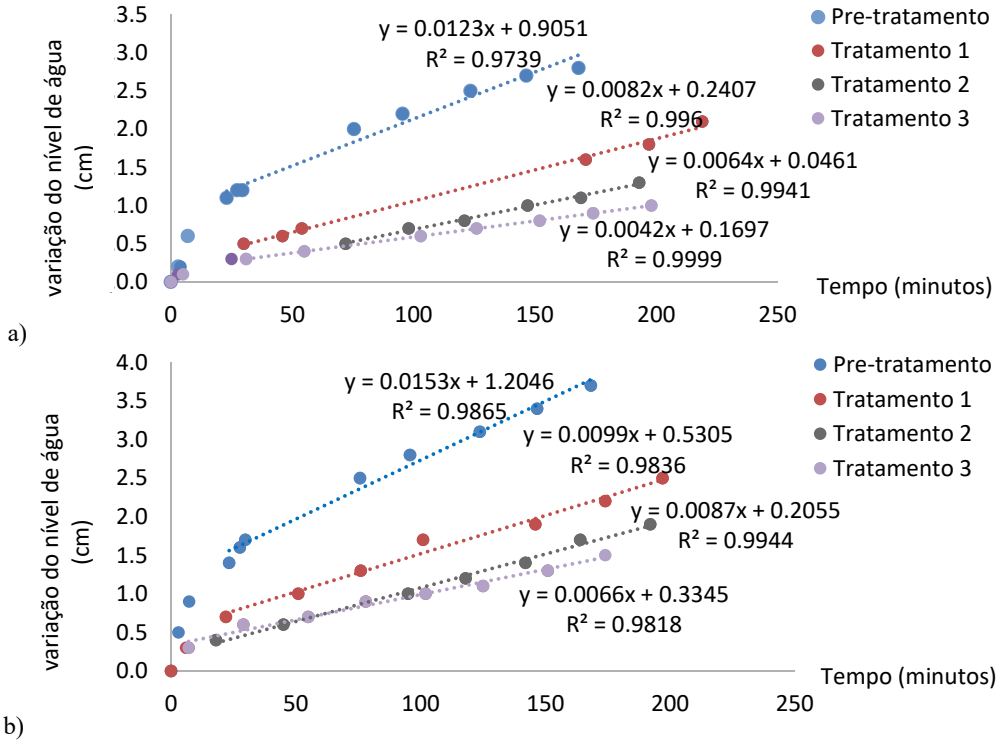


Figura 9. Variação do nível de fluido nos reservatórios para (a) viga 1 e (b) viga 2.

6. CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DA BIOCIMENTAÇÃO

Há alguns factores que são necessários ter em conta para a aplicação da biocimentação em obra, nomeadamente: (i) obtenção de grandes volumes de bactérias, (ii) definição de dosagens/ dimensionamento, (iii) definição de procedimentos de aplicação e controlo do processo biológico, (iv) controlo de qualidade do tratamento e (v) questões éticas e segurança no processo.

Como se tratam de organismos vivos, é importante manter as condições para a sobrevivência das bactérias, ou seja, a temperatura e pH devem estar controlados (condições mais favoráveis: temperatura entre 25 e 40ºC e pH=9) e tem que haver alimento disponível. Tal significa que as condições para produzir biocimento com bactérias têm que ser minimamente controladas, conseguido com reactores capazes de produzir grandes volumes e de manter as bactérias vivas antes de serem aplicadas. Como alternativa às bactérias vivas pode usar-se bactérias liofilizadas (processo patenteado) ou pode usar-se apenas a enzima. Estas opções permitem flexibilizar o tratamento, apesar de terem maior custo e eventualmente menor controlo do processo bioquímico.

Em relação à definição de dosagens, usam-se os valores obtidos em ensaios laboratoriais que estudam populações de bactérias e onde se define a sua actividade máxima em função da quantidade de alimento presente [5]. Não se conhecem critérios de dimensionamento, porque a correspondência entre as dosagens e a quantidade de biocimento produzido, e esta quantidade de biocimento e as melhorias pretendidas com o tratamento variam de caso para caso. Normalmente fazem-se tratamentos sucessivos até se atingirem os objectivos pretendidos.

A aplicação do tratamento pode ser feita por aspersão ou por rega, ou localizada na descontinuidade, por exemplo com conta-gotas ou com seringa. A inclinação da superfície deve ser considerada. Se for muito inclinada ou vertical, porque o fluido tem propriedades reológicas semelhantes à água, poderá haver escorrência e, portanto, deve-se reduzir quantidades e eventualmente aumentar o número de aplicações. Independentemente das situações, tem que se garantir que o tratamento é uniforme na descontinuidade e que está protegido das intempéries (evitar a lixiviação com a chuva) e do contacto

com pessoas e animais. O contacto com pessoas e animais é o usual neste tipo de intervenções, porque o tratamento não é tóxico. Poderá eventualmente ter mau cheiro no instante da aplicação.

Em relação ao controlo da qualidade, este pode ser feito visualmente porque a reacção é quase imediata e o biocimento tem cor esbranquiçada. Qualquer outra técnica usual para avaliar este tipo de tratementos poderá ser usada, tal como foi feito neste trabalho usando velocidade de ultrassons.

Ficam a restar as questões éticas e segurança. Apesar de se formar amoníaco e de haver a possibilidade de formar cloretos quando se usa cloreto de cálcio como fonte de cálcio (o mais comum), as quantidades não são tóxicas e podem ser recolhidas na aplicação. Finalmente, pode ser necessário realizar sessões de esclarecimento aos trabalhadores e às populações para lhes garantir que os microrganismos não são prejudiciais. Existem, no entanto, cuidados a ter com o tratamento porque o alimento das bactérias não patogénicas usadas pode ser também alimento de outras bactérias nocivas. Ao controlar a dosagem das bactérias não patogénicas garante-se que estão em maioria no ecossistema e, portanto, irão dominar todas as restantes.

7. CONCLUSÕES

Os resultados apresentados mostram que dois tipos de tratamento tiveram resultados bastante semelhantes. Por inspecção visual constatou-se o preenchimento das fissuras, aumento da velocidade dos ultrassons e diminuição da taxa de absorção devido à infiltração do fluido. Não foi possível neste estudo preliminar identificar o tratamento mais eficaz entre usar enzima ou bactérias. De facto, o tratamento com enzima na viga 1 pareceu mais eficiente pelo ensaio de medição da velocidade de ultrassons, enquanto que o tratamento com bactérias da viga 2 pareceu ligeiramente mais eficaz pela diminuição da taxa de infiltração. Ambos indicam que podem ser alternativas viáveis às técnicas de reparação tradicionalmente usadas e que futuramente poderão ser usadas *in-situ* com mais frequência.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT o financiamento através do Projecto PTDC/ECI-EGC/32590/2017.

REFERÊNCIAS

[1] Van Tittelboom K, De Belie N, De Muynck W, Verstraete W. (2010). Use of bacteria to repair cracks in concrete. Cem Concr Res 40:157–166.

[2] Cuthbert, M.O. McMillan, L.A. Handley-Sidhu, S. Riley, M.S. Tobler, D.J. Phoenix, V.R. (2013). A field and modeling study of fractured rock permeability reduction using microbially induced calcite precipitation. Env Sci. Technol 47: 13637–13643.

[3] Tiano, P. Cantisani, E. Sutherland, I. Paget, J.M. (2006). Biomediated reinforcement of weathered calcareous stones. J. Cult. Herit. 7, pp. 49–55.

[4] Phillips, A. Gerlach, R. Lauchnor, E. Mitchell, A. Cunningham, A. and Spangler, L. (2013). Engineered applications of ureolytic biomineralization: a review. Biofouling: The Journal of Bioadhesion and Biofilm Research, 29:715-733.

[5] Al Qabany, A. Soga, K. & Santamarina C. (2012). Factors affecting efficiency of microbially induced calcite precipitation. J. Geotech and Geoenvironmental Engineering, 138, pp. 992-1001.

[6] Wiktor, V. Jonkers, H.M. (2015). Field performance of bacteria-based repair system: Pilot Study in a Parking Lot. Case Studies in Construction Materials, dx.doi.org/10.1016/j.cscm.2014.12.004

[7] Monteiro, A (2017). Bio-cimentação como técnica de reparação de fissuras. Tese de Mestrado, Instituto Suerior Técnico, Universidade de Lisboa.

Influência da textura da superfície do furo e do nível de confinamento na capacidade resistente de ligações seladas no reforço de fundações com microestacas

David Marques[1] **João Veludo**[2] **Pedro Santos**[3]

RESUMO

Na reabilitação de edifícios e pontes de betão armado, o recurso a microestacas como técnica de reforço e recalçamento de fundações pode ser feito através de diferentes tipos de ligação entre estes elementos e a fundação a reforçar. Uma das ligações utilizadas consiste na selagem de microestacas em furos previamente executados na fundação existente.
Este trabalho tem como objetivos principais avaliar a influência do tratamento da superfície do furo de selagem e do confinamento passivo na capacidade da ligação selada e na tensão de rotura da aderência na interface calda / betão.
Para atingir os objetivos propostos, foi desenvolvido um estudo experimental em que se realizaram 26 ensaios à compressão de varões selados em furos realizados em provetes cilíndricos sem e com confinamento de armaduras passivas conferido por armaduras transversais. Para avaliar a influência dos parâmetros identificados na capacidade da ligação foram fabricados provetes com quatro condições diferentes para a superfície do furo de selagem (lisas, rugosas, indentadas com anéis e indentadas em hélice) sem armadura transversal de confinamento e provetes com superfície do furo de selagem indentada com anéis e com 4 diferentes níveis de confinamento passivo.
Verificou-se que os parâmetros avaliados condicionam fortemente a aderência na interface calda / betão, assim como os modos de rotura observados. A superfície indentada e maiores percentagens de confinamento permitem aumentar a capacidade resistente e a ductilidade da ligação.
Os resultados obtidos com os provetes confinados estão em linha com as prescrições dos atuais códigos de betão armado em relação à influência do confinamento conferido por armaduras transversais e acrescentam resultados importantes para a análise e dimensionamento de ligações seladas em fundações de betão armado existentes.

Palavras-chave: Microestacas; ligação; reforço; rugosidade; confinamento

[1]Instituto Politécnico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa. Portugal dpcaneira@hotmail.comt
[2]Instituto Politécnico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa. Portugal joao.veludo@ipleiria.pt
[3]Director-Geral, POSTEJO – Pré-Fabricados de Cimento, S.A., Portugal. pedro.santos@postejo.com

1. INTRODUÇÃO

Dependendo do tipo de armadura utilizada (varão, tubo liso ou tubo texturado), a transferência de carga nas ligações seladas é realizada por aderência nas interfaces aço / calda / betão. No caso de microestacas texturadas, o uso de anéis de reação na cabeça das microestacas é uma solução correntemente utilizada e que permite aumentar a capacidade resistente da ligação. Nesta situação, a força a suportar por cada microestaca é transmitida à fundação existente através de escoras devido à reação dos anéis.

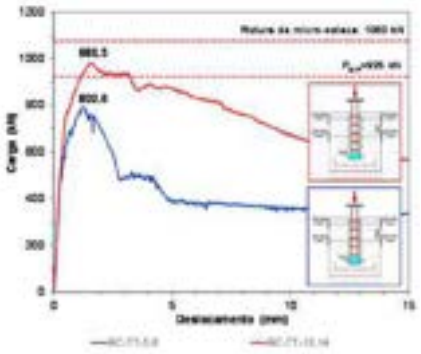
Para garantir uma adequada tensão de aderência na interface calda / betão, a superfície do furo previamente executado na fundação existente deve ser convenientemente preparada. Uma das soluções utilizada, quando são adotadas microestacas texturadas, consiste em executar uma superfície do furo indentada e prevenir a rotura por aderência nesta interface desde que seja igualmente garantido um confinamento adequado com armaduras passivas ou ativas. Outra solução é incrementar a rugosidade da superfície do furo de forma a aumentar a aderência na interface calda / betão.

O estudo aqui apresentado tem o objetivo de avaliar a influência da rugosidade das paredes do furo e do nível de confinamento passivo conferido por armaduras transversais no comportamento da interface calda / betão e na capacidade resistente da ligação selada.

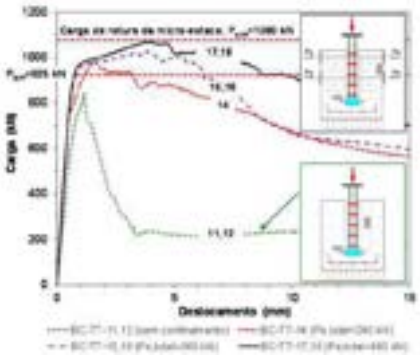
2. ESTADO DA ARTE

Num estudo desenvolvido em 2013 por Veludo [1], foi realizado um número significativo de ensaios à compressão, em microestacas seladas em blocos de betão (450×450×500 mm^3), com o objetivo de avaliar a influência dos seguintes parâmetros na tensão de rotura da aderência nas interfaces aço / calda / betão: (i) diâmetro do furo (D_f), adotando diâmetros de 92, 102 e 122 mm; (ii) comprimento de selagem (L_e), adotando comprimentos de 200, 275 e 350 mm; (iii) rugosidade da superfície do furo, adotando superfície rugosa e indentada; e (iv) nível de confinamento ativo (P_e), adotando um pré-esforço total de 240, 360 e 480 kN. O confinamento ativo foi garantido por 8 varões Dywidag, 4 em cada uma das direções. Para a armadura da microestacas foram utilizados tubos API N80 com 60 mm de diâmetro e uma espessura de 6.0 mm reforçados com um varão Dywidag da classe 500 / 600 com diâmetro de 16 mm. Para a textura da microestaca foram adotados anéis de reação espaçados de 75 mm e com espessura de 5.5 mm e altura de 5.0 mm. Para os blocos foi utilizado um betão com uma tensão de rotura à compressão de 32.5 MPa e um módulo de elasticidade de 35 GPa aos 28 dias. A calda de selagem utilizada tinha uma relação água / cimento de 0.4, uma tensão de rotura à compressão de 53.4 MPa e um módulo de elasticidade de 14.2 GPa aos 28 dias. Nos ensaios realizados com diferentes níveis de confinamento ativo e furos com uma superfície indentada foram observados 3 tipos de rotura: (1) rotura monolítica dos blocos de betão nos provetes não confinados; (2) rotura por aderência na interface calda / betão nos provetes com superfície do furo rugosa e confinamento ativo; e (3) rotura mista nas interfaces aço / calda e calda / betão nos provestes com superfície do furo indentada e confinamento ativo. Na Fig. 1 são apresentados alguns resultados obtidos nos ensaios realizados com diferentes tratamentos da superfície do furo (Fig. 1a) e diferentes níveis de confinamento ativo (Fig. 1b). De acordo com o ilustrado na Fig. 1a), e com os modos de rotura observados, a rugosidade da superfície do furo tem uma influência significativa no comportamento da ligação quando são utilizadas microestacas texturadas. A capacidade da ligação é superior em 20% nos provetes com superfície indentada para iguais níveis de confinamento. Para os provetes com superfície do furo rugosa, a rotura verificou-se na interface calda / betão, contrariamente ao observado nos provetes com superfície do furo indentada em que se observou uma rotura mista. Para esta última situação, concluiu-se que para prevenir a rotura na interface calda / betão, o confinamento tem de ser efetivo ao longo de todo o comprimento de selagem. Verifica-se igualmente que nos provetes com superfície do furo indentada a rotura é dúctil contrariamente ao que se observa nas superfícies rugosas em que a rotura é frágil. Na Fig. 1b) são apresentadas as curvas carga / deslocamento dos ensaios realizados com superfície do furo indentada e vários níveis de confinamento. O confinamento é um parâmetro chave no comportamento da ligação, verificando-se o aumento da capacidade resistente e da ductilidade com o aumento do nível de confinamento. Por último, conclui-se neste estudo que os parâmetros que mais influenciam a capacidade resistente da ligação, quando são utilizadas microestacas texturadas em ligações seladas, são os

seguintes: (1) rugosidade da superfície do furo; (2) diâmetro do furo; (3) comprimento de selagem; (4) nível de confinamento ativo e passivo; e (5) resistência da calda e do betão.



a) Diferentes tratamentos da superfície do furo



b) Diferentes níveis de confinamento (superfície do furo indentada)

Figura 1. Geometria dos modelos.

Outro estudo relevante nesta área foi realizado em 2005 por Gómez *et al.* [2]. Os autores realizaram uma série de ensaios à compressão com microestacas seladas em blocos de betão armado (1220×610×1220 mm^3), utilizando microestacas lisas e texturadas. Os furos foram executados através de carotagem realizada por percussão para garantir uma rugosidade elevada da superfície do furo e prevenir a rotura por aderência na interface calda / betão. A quantidade de armadura utilizada nos blocos foi de 1% do volume total do betão. Nas microestacas texturadas foram soldados anéis no perímetro do tubo com espaçamento de 150 mm e larguras de 10.0 a 12.5 mm. Nestes ensaios, a rotura verificou-se na interface aço / calda. Foi igualmente concluído que as microestacas texturadas aumentam a capacidade resistente e a ductilidade da ligação desde que seja garantido um confinamento efetivo.

De acordo com o modelo apresentado pelo Eurocódigo 2 [3] e o Model Code 2010 [4], para o betão cintado a tensão de confinamento conferida pelas cintas (σ_2), e representada na Fig. 2, pode ser obtida pelas seguintes equações:
- para secções circulares:

$$\sigma_2 = w_c \cdot f_c \cdot \left(1 - s_c / d_c\right) \tag{1}$$

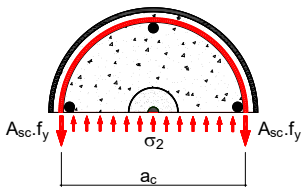
$$w_c = \left(A_{sc} \cdot f_y\right) / \left(d_c \cdot s_c \cdot f_c\right) \tag{2}$$

, e para secções retangulares pode ser calculada pelas Eqs. 3 e 4:

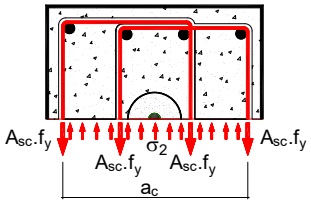
$$\sigma_2 = w_c \cdot f_c \cdot \left(1 - s_c / a_c\right) \cdot \left(1 - s_c / b_c\right) \cdot \left[1 - \left(\sum b_i^2 / 6\right) / \left(a_c \cdot b_c\right)\right] \tag{3}$$

$$w_c = \min\left\{\left(A_{sy} \cdot f_y\right) / \left(a_c \cdot s_c \cdot f_c\right); \left(A_{sz} \cdot f_y\right) / \left(b_c \cdot s_c \cdot f_c\right)\right\} \tag{4}$$

em que w_c é a taxa volumétrica de armadura; f_c é a resistência à compressão do betão não confinado; s_c é o espaçamento das cintas; d_c é o diâmetro da área confinada; A_{sc} é a área total dos ramos das cintas; f_y é a tensão de cedência do aço; a_c e b_c são as larguras do betão confinado; e A_{sy} e A_{sz} são as áreas totais das cintas em cada uma das direções.



a) Cintas circulares



b) Cintas retangulares

Figura 2. Confinamento conferido pelas armaduras transversais.

A força total de confinamento conferido por cada cinta é dada pela seguinte equação:

$$F_t = 2A_{sc} \cdot f_y \tag{5}$$

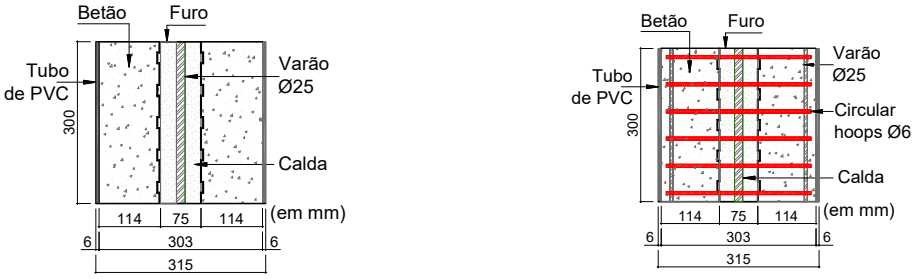
em que A_{sc} é a área total da armadura transversal; e f_y é a tensão de cedência do aço.
Como é possível observar das equações anteriores, os parâmetros mais influentes na cintagem do betão são a taxa volumétrica de armadura transversal, a tensão de cedência do aço, a resistência à compressão do betão e o espaçamento das cintas.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental idealizado foi conduzido para avaliar a influência do tratamento da superfície do furo e do confinamento passivo no comportamento de ligações seladas.
Foram fabricados 26 provetes que consistiram na selagem de varões nervurados em furos executados em provetes cilíndricos de betão. Foram considerados 4 diferentes tipos de tratamento de superfície do furo em provetes não armados e 4 diferentes níveis de confinamento passivo com armaduras transversais em provetes com o mesmo tratamento de superfície (indentada). Os provetes foram ensaiados à compressão até ser atingida a rotura. Para além dos parâmetros avaliados, os restantes foram mantidos constantes, nomeadamente: a classe de betão; a composição da calda; as características do ensaio realizado; entre outros.

3.1 Modelos Utilizados

Na Fig. 3 é apresentada a geometria dos provetes utilizados. Foram utilizados cilindros de betão com 303 mm de diâmetro e 300 mm de altura com um varão de aço de 25 mm de diâmetro selado em furos de 75 mm.



a) Provetes com diferentes tratamentos da superfície do furo

b) Provetes com diferentes níveis de confinamento

Figura 3. Geometria dos modelos.

Para avaliar a influência da textura da superfície do furo foram adotados 4 diferentes tipos de rugosidade para a parede do furo. Para cada situação foram fabricados 3 provetes, todos eles sem armadura passiva de confinamento: (i) interface lisa; (ii) interface rugosa (cofragem com superfície rugosa induzida através de areia colada); (iii) interface indentada com anéis (1,25 cm de altura e 1,00 cm de profundidade); e (iv) interface indentada em hélice (1,25 cm de altura e 1,00 cm de profundidade). Para o estudo do nível de confinamento passivo utilizaram-se 4 diferentes níveis de confinamento passivo com diferentes percentagens de armadura por volume de betão (nível 1 = 0,33 %; nível 2 = 0,44 %; nível 3 = 0,55 % e nível 4 = 0,66 %), elaborando-se 3 provetes de cada tipo. Nestes ensaios manteve-se o tratamento da superfície do furo, sendo que todos os provetes foram executados com interfaces indentadas com anéis com 1,25 cm de altura e 1,00 cm de profundidade.

No Quadro 1 é apresentado um resumo das características de cada provete assim como as nomenclaturas utilizadas.

Quadro 1. Resumo das características dos provetes.

Designação	*Superfície do furo*	*Confinamento*	*Armadura por volume de betão [%]*
L1 - L3	Lisa	Sem confinamento	-
R1 - R3	Rugosa (areia)	Sem confinamento	-
H1 - H3	Indentada (helicoidal)	Sem confinamento	-
A1 - A3	Indentada (anéis)	Sem confinamento	-
C3.1 - C3.3	Indentada (anéis)	3 estribos – Nível 1	0.33
C4.1 - C4.3	Indentada (anéis)	4 estribos – Nível 2	0.44
C5.1 - C5.3	Indentada (anéis)	5 estribos – Nível 3	0.55
C6.1 - C6.3	Indentada (anéis)	6 estribos – Nível 4	0.66
T1 - T2	Indentada (anéis)	6 estribos – Nível 4	0.66

3.2 Materiais

Para este trabalho, inicialmente, fez-se um estudo para definir a calda de selagem a utilizar. Foram testadas 5 caldas de cimento fazendo-se variar a relação água / cimento (0.40, 0.39, 0.38, 0.37 e 0.36. para a composição da calda foi utilizado o cimento Portland CEM tipo I 42.5R e dois adjuvantes, um superplastificante e um expansivo, numa percentagem de 11% do volume de cimento. Após os ensaios de caracterização da calda, no estado fresco e endurecido, adotou-se para todos os ensaios a calda com a menor relação água / cimento que apresentou as melhores características mecânicas e uma adequada fluidez. A composição da calda utilizada (/m^3) foi a seguinte: 1415.5 kg de cimento Portland; 509.6 l de água; 14.2 kg de superplastificante redutor de água (carboxilato modificado); e 14.2 kg de adjuvante expansivo. A resistência à compressão aos 28 dias obtida foi de 71.7 MPa, com um módulo de elasticidade de 15.2 GPa e uma relação água/cimento de 0.4. Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com as normas NP EN 445 [5] e NP EN 196-1 [6] e o módulo de elasticidade foi determinado de acordo com a especificação do LNEC E397 [7]. A massa volúmica determinada foi de 19.2 kg/m^3. Foram ainda realizados os seguintes ensaios, de acordo com a norma Europeia NP EN 445 [5]: fluidez de 16 s, variação de volume nula (0%), exsudação de 0.25 % e percentagem de ar de 1%. Os resultados obtidos estão dentro dos limites impostos pela NP EN 447 [8].

Para o fabrico dos provetes foi utilizado um betão pronto com uma classe de consistência S3 e com uma resistência à compressão determinada aos 28 dias de 20.0 MPa. Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com as normas NP EN 12390-1 [9] e NP EN 12390-3 [10].

Para a armadura da microestaca foi utilizado um varão de aço nervurado da classe A500 com 25 mm de diâmetro. Para as armaduras transversais foram utilizados varões de aço A400 com 6 mm de diâmetro.

3.3 Instrumentação dos provetes

Um dos provetes ensaiados (ensaio C6.3) foi instrumentado com extensómetros com o objetivo de avaliar a transferência de carga na interface aço / calda e a deformação da armadura de confinamento utilizada. Foram utilizados 14 extensómetros TML PFL-10-11 (120Ω). Foram colocados horizontalmente 12 extensómetros na armadura de confinamento, 2 em cada estribo, colocados simetricamente em relação ao eixo do provete, e foram colocados verticalmente 2 extensómetros a meio do varão de reforço, conforme o esquema da Fig. 4.

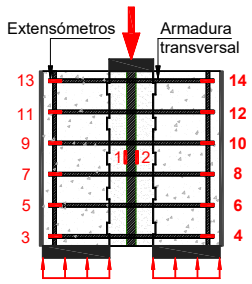


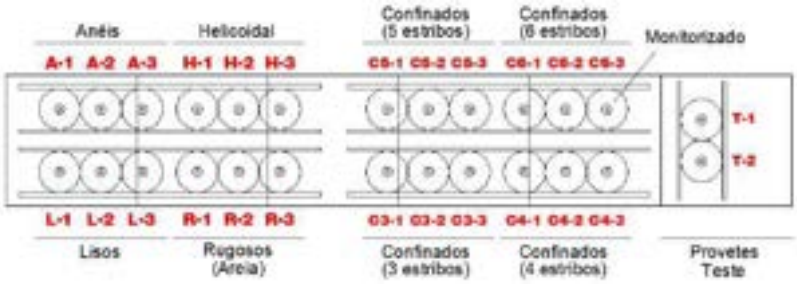




Figura 4. Instrumentação.

3.4 Ensaios e Procedimentos

A preparação dos provetes desenvolveu-se em quatro fases distintas: a) Preparação da base de suporte; b) Colocação dos tubos exteriores, interiores e das armaduras; c) Betonagem dos provetes; e d) Selagem dos varões. A Fig. 5 ilustra as diferentes fases de preparação dos provetes.



a) Marcação e disposição dos provetes



b.1) Colocação tubos exteriores (cofragem)



b.2) Colocação tubos interiores



b.3) Colocação de armaduras



c) Betonagem dos provetes



d) Selagem dos varões

Figura 5. Preparação do Provetes.

O esquema de ensaio utilizado é apresentado na Fig. 6. Os provetes foram ensaiados aplicando uma carga axial sobre a calda e o varão selado, estando o provete apoiado na sua base na superfície de betão, encontrando-se livre sob a zona com a calda. Estes ensaios pretenderam solicitar a interface calda / betão existente avaliando as diferentes condições impostas.



Figura 6. Esquema de ensaio.

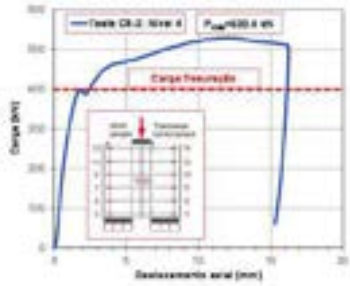
Para a aplicação da carga de compressão foi utilizado um atuador hidráulico de 1000 kN. O deslocamento relativo entre a calda e o topo do bloco de betão foi medido com dois transdutores TML CDP-25 colocados entre o prato do atuador e a superfície do bloco de betão. A carga aplicada foi monitorizada utilizando uma célula de carga instalada no atuador e uma célula de carga externa TML CLC-50. Os dispositivos de medida de deslocamentos e de carga foram ligados a um *data logger* TML TDS 303. Para garantir o deslizamento na interface calda / betão os provetes foram colocados sobre uma chapa de aço com um furo no centro. Os ensaios foram realizados com controlo de deslocamento até aos 20 mm permitindo obter, para além da capacidade da ligação, a sua capacidade residual A velocidade de ensaio adotada foi de 0.025 mm/s para todos os provetes ensaiados.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

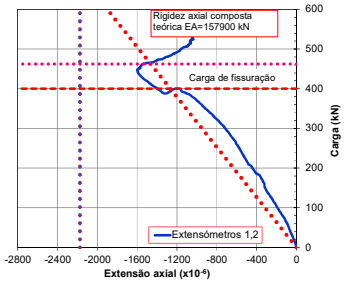
Na Fig. 7 apresentam-se os resultados obtidos com o provete instrumentado. A curva carga / deslocamento (Fig. 7a) mostra a existência de um comportamento dúctil da ligação, com um comportamento quase linear até ser atingida a carga de 400 kN. A este nível, a curva carga / deslocamento mostra uma quebra da capacidade resistente, seguida de um aumento da resistência acompanhada com uma diminuição da rigidez. Com o aumento da carga, a fissuração longitudinal propaga-se ao longo da profundidade do cilindro de betão, resultando numa redução do confinamento do betão e na diminuição súbita da rigidez.
A extensão axial representada na Fig. 7b) é obtida através da média das leituras de dois extensómetros colocados na armadura, enquanto que a carga axial corresponde à leitura da célula de carga. A Fig 7b) também inclui a rigidez axial mista, EA, da calda e da armadura, a qual é obtida pela expressão:

$$EA = E_s A_s + E_g A_g \tag{6}$$

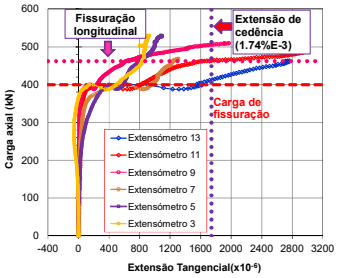
onde E_s e E_g são o módulo de Young da armadura e da calda; e A_s e A_g são as áreas da armadura e da calda, respectivamente. O E_g foi assumido igual a 15.3 GPa, com base nos resultados experimentais em laboratório, enquanto que o E_s foi assumido igual a 200 GPa. O valor considerado para o EA foi de 157900 kN. Considerando a compatibilidade de deformações entre armadura e calda, a carga suportada pela armadura é aproximadamente 60% da carga total.
As medições da extensão indicam que a fissuração radial e longitudinal ocorreu conforme é representado nas Figuras 7c) e 7d). Após a fissuração radial e longitudinal do betão, a extensão de tração na armadura transversal aumenta. A variação da extensão radial registada na armadura transversal é, no entanto, diferente quando medida em lados opostos do provete. Esta diferença está de acordo com o padrão de fissuração não-uniforme observado em várias secções ao longo da altura do provete (Fig. 7e).
As linhas verticais nas Figuras 7b), 7c) e 7d) representam a extensão axial e radial na cedência da armadura vertical e horizontal, respetivamente. Os valores mais baixos da extensão de tração na armadura transversal, na proximidade da base dos provetes, devem-se ao efeito de confinamento da base.



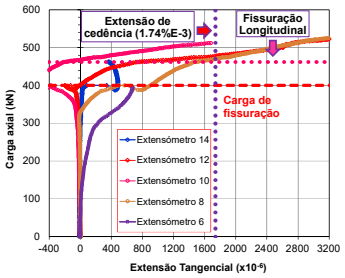
a) Curva carga / deslocamento



b) Curva carga / extensão axial



c) Curva carga / extensão radial (lado esquerdo)



d) Curva carga / extensão radial (lado direito)



Secção 1 Extensómetro 3,4 | Secção 2 Extensómetros 5,6 | Secção 3 Extensómetros 7,8 | Vista de topo Extensómetros 13,14

e) Padrão de fissuração

Figura 7 – Resultados do ensaio do provete instrumentado

A Fig. 8 ilustra os modos de rotura observados nos ensaios. Em todos os provetes é visível a fissuração radial de "splitting", apresentando 3 a 4 fissuras por provete e propagando-se ao longo de todo o comprimento do cilindro de betão. Os provetes com a superfície do furo indentada apresentaram rotura por corte da calda nas indentações e corte no betão.



a) Padrão de "splitting" | b) Superfície indentada: corte na calda e no betão | c) Superfície lisa: corte no betão

Figura 8 – Modos de rotura

No Quadro 3 apresentam-se os valores médios da carga de pico, da aderência, do deslocamento axial na carga de pico, da rigidez inicial, da rigidez final, do deslocamento axial na cedência e da ductilidade. A

aderência foi calculada na interface betão / calda assumindo-se uma distribuição uniforme ao longo da mesma. A rigidez inicial foi definida como a rigidez em fase elástica. A rigidez final é a relação entre a carga de pico e o deslocamento correspondente. A ductilidade é definida como o rácio entre os deslocamentos correspondentes à carga de pico e na cedência. O ponto de cedência foi definido assumindo uma relação linear da rigidez inicial até à carga de rotura.

Quadro 3. Sumário dos resultados

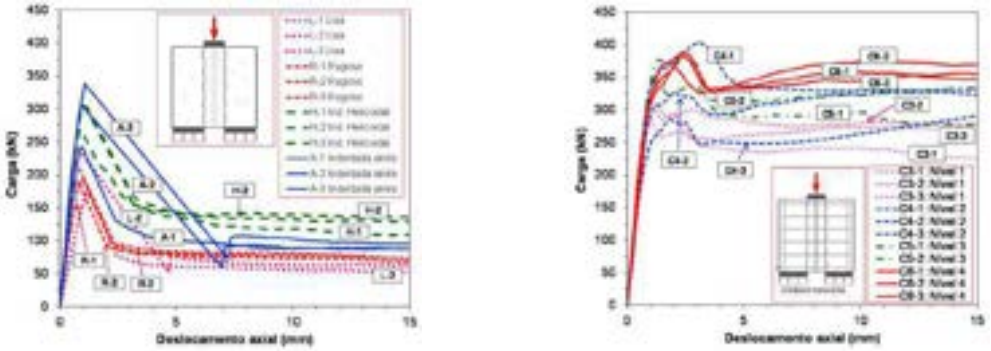
Provete	*Tratamento da superfície do furo*	*Armadura transversal*	L_g[(1)] *(mm)*	$P_{máx}$ *(kN)*	$\delta_{Pmáx}$ *(mm)*	P_r *(kN)*	f_{bu} *(MPa)*	K_0 *(kN/mm)*	K_{Pmax} *(kN/mm)*	δ_y *(mm)*	μ_g
L1	Lisa	Não tem	290	237.2	0.731		3.47	380.2	324.5	0.624	1.17
L2	Lisa	Não tem	293	241.3	0.697	62.6	3.50	382.3	346.2	0.631	1.10
L3	Lisa	Não tem	295	178.3	1.217	52.5	2.57	163.4	146.5	1.091	1.12
R1	Jacto de areia	Não tem	296	192.8	0.935	72.8	2.77	246.1	206.2	0.783	1.19
R2	Jacto de areia	Não tem	293	221.0	0.67	73.1	3.20	383.9	329.9	0.576	1.16
R3	Jacto de areia	Não tem	294	189.7	0.754	68.3	2.74	317.0	251.6	0.598	1.26
H1	Helicoidal	Não tem	292	269.2	0.887	109.4	3.91	367.5	303.5	0.733	1.21
H2	Helicoidal	Não tem	292	305.5	0.967	135.5	4.44	385.1	315.9	0.793	1.22
H3	Helicoidal	Não tem	297	303.8	0.945	129.0	4.34	356.7	321.5	0.852	1.11
A1	Indentada	Não tem	292	242.3	0.953	87.1	3.52	301.7	254.2	0.803	1.19
A2	Indentada	Não tem	295	305.2	0.947	87.2	4.39	379.4	322.3	0.804	1.18
A3	Indentada	Não tem	292	338.5	1.067	94.9	4.92	378.7	317.2	0.894	1.19
C3.1	Indentada	3 cintas	294	285.5	0.921	225.3	4.12	334.1	310.0	0.855	1.08
C3.2	Indentada	3 cintas	296	311.3	1.055	278.7	4.47	335.5	295.1	0.928	1.14
C3.3	Indentada	3 cintas	295	305.0	0.963	262.3	4.39	401.2	316.7	0.760	1.27
C4.1	Indentada	4 cintas	294	403.7	3.031	323	5.83	381.9	133.2	1.057	2.87
C4.2	Indentada	4 cintas	294	325.3	2.135	332.5	4.70	333.4	152.4	0.976	2.19
C4.3	Indentada	4 cintas	296	285.5	1.851	291.1	4.10	301.0	154.2	0.949	1.95
C5.1	Indentada	5 cintas	296	351.0	1.205	277.7	5.04	374.8	291.3	0.936	1.29
C5.2	Indentada	5 cintas	295	379.4	2.458	333.1	5.46	395.3	154.4	0.960	2.56
C6.1	Indentada	6 cintas	293	387.9	2.347	346.7	5.62	393.4	165.3	0.986	2.38
C6.2	Indentada	6 cintas	296	364.4	2.035	370.0	5.23	353.1	179.1	1.032	1.97
C6.3	Indentada	6 cintas	296	382.7	2.339	354.6	5.49	361.5	163.6	1.059	2.21
T1(5)	Indentada	6 cintas	296	328.7	8.533	317.1	4.72	172.4	38.5	1.907	4.48
T2	Indentada	6 cintas	298	382.7	2.339	354.6	5.45	361.5	163.6	1.059	2.21

L_g – Comprimento de selagem; P_u – Carga de rotura; f_{bu} – Tensão de rotura da aderência; $\delta_{pmáx}$ – Deslocamento total na rotura; K_0 – Rigidez inicial; $K_{pmáx}$ – Rigidez final; δ_y – Deslocamento na cedência; δ_u/δ_y – Ductilidade.

Na Fig. 8 são representadas todas as relações carga / deslocamento: A Fig. 8a) apresenta os resultados dos ensaios realizados sem armadura transversal e com diferentes tratamentos da superfície do furo; enquanto que a Fig. 8b) apresenta os resultados dos ensaios realizados com armadura transversal (com diferentes níveis de confinamento) e furo com superfície indentada. Os resultados mostram que os provetes sem confinamento e furo com superfície indentada conduzem à capacidade de carga mais elevada, quando comparados com os provetes com outras condições de tratamento da superfície do furo. Mais, os resultados obtidos mostram que os provetes com armadura transversal e furo com superfície indentada conduzem a capacidades de carga mais elevadas, quando comparados com os provetes sem confinamento e com o mesmo tratamento da superfície do furo. Pode afirmar-se que níveis mais elevados de confinamento conduzem a capacidades de carga mais elevadas.

Foi observada uma rotura frágil em todos os provetes ensaiados sem armadura transversal (Fig. 9a). Cada curva carga / deslocamento exibe duas fases distintas. Primeiro, um troço elástico linear, com valores semelhantes para a rigidez tangente, até à rotura da ligação. Após rotura, devido a tração, ocorre a rotura do cilindro de betão com consequente decréscimo do confinamento provocado pelo recobrimento de betão e uma perda súbita da capacidade da ligação para um valor residual de 30 a 40% da carga máxima. Observa-se que a rigidez inicial é independente do tratamento da superfície do furo. O deslocamento axial para a carga de pico encontra-se entre 0.670 e 1.217 mm. A capacidade da ligação

é influenciada pelo tratamento da superfície do furo em cada provete. Os provetes com superfícies indentadas conduzem às maiores capacidades de carga.
Foi observada uma rotura dúctil nos ensaios realizados com provetes com armadura transversal (Fig. 9b). Cada relação carga / deslocamento apresenta três fases distintas. Primeiro, um troço elástico linear, com valores similares da rigidez inicial, até ao aparecimento da primeira fissuração por "splitting" na superfície do betão. Subsequentemente, a resposta torna-se não-linear para aproximadamente 80-90% da carga de pico. Nesta fase, a eficácia do confinamento é reduzida à medida que aparecem mais fissuras por "splitting", propagando-se e abrangendo toda a altura do provete cilíndrico de betão. Como consequência, a resposta da ligação torna-se não-linear, observando-se amaciamento e rotura da ligação. Após ser atingida a carga de pico, o confinamento originado pela armadura transversal assegura uma elevada capacidade resistente e ductilidade da ligação devido à pressão de confinamento que atua na interface calda / betão.



a) Provetes sem armadura transversal e com diferentes tratamentos da superfície do furo

b) Provetes com armadura transversal e com furo com superfície indentada

Figura 9 – Curva carga / deslocamento

Na Fig. 10 é apresentada a influência do método de preparação da superfície, nomeadamente a rugosidade do furo, na aderência dos provetes sem armadura transversal. A aderência obtida nos provetes preparados com jato de areia é inferior ao esperado inicialmente devido à deficiente preparação dos provetes uma vez que foram utilizados em excesso os agentes modificadores da superfície do betão. Os provetes com armadura transversal helicoidal e furo com superfície indentada conduziram a um aumento da aderência de aproximadamente 35%. Conforme referido, observou-se um modo de rotura frágil nos provetes sem armadura transversal, com uma redução súbita da capacidade resistente da ligação. Na prática, deve ser utilizada uma superfície indentada para garantir uma tensão de aderência adequada na interface calda / betão quando são adotadas microestacas texturadas. Se este método for utilizado, a fundação de betão existente deverá apresentar armadura suficiente (já existente ou adicionada) para assegurar um adequado confinamento para assegurar um comportamento dúctil da ligação.

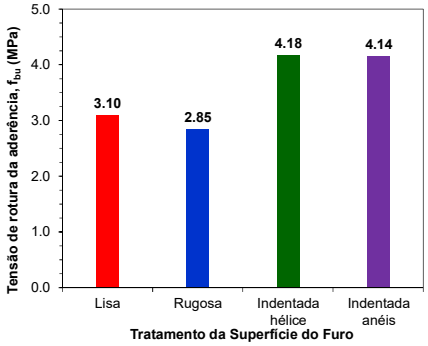


Figura 10 – Variação da aderência com o método de tratamento da superfície do furo

Na Fig. 11 é apresentada a relação entre a aderência e a pressão de confinamento, valores nominais (símbolos em branco) e médios (símbolos a cheio). Os valores da pressão de confinamento foram obtidos pela expressão 1. Constata-se que a aderência aumenta com a pressão de confinamento conferida pela armadura passiva, observando-se um elevado coeficiente de correlação (0.94). Mais, esta relação aparenta ser linear seguindo o critério de Mohr – Coulomb. Estes resultados são consistentes com os obtidos por Veludo [1] em ensaios executados com microestacas texturadas seladas com calda em furos previamente abertos em fundações de betão com confinamento ativo.
A taxa volumétrica da armadura transversal em percentagem, obtida para cada provete foi de: 0.34 para o Nível 1; 0.51 para o Nível 2; 0.68 para o Nível 3; e 0.85 para o Nível 4. Este ultimo assegura um aumento da aderência em 27%.

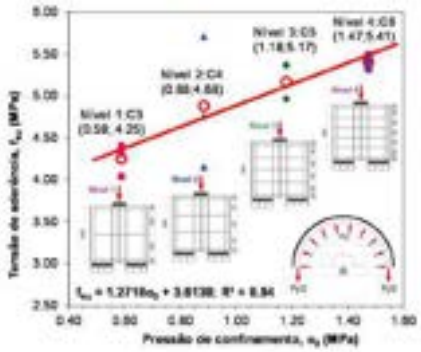


Figura 11– Relação entre a aderência e a pressão de confinamento

5. CONCLUSÕES

Com base em estudos anteriores é possível concluir que o confinamento da ligação microestaca / fundação é um dos parâmetros mais relevantes e influenciadores da ligação. O confinamento ativo tem uma contribuição significativa no aumento da ductilidade e capacidade resistente da ligação.

Com o estudo experimental desenvolvido e anteriormente apresentado, conclui-se que:

i) Os provetes sem armadura transversal apresentam uma rotura frágil;
ii) Os provetes com armadura transversal apresentam uma rotura dúctil;
iii) A utilização de furos com superfície indentada conduz a valores superiores da aderência na interface calda / betão;
iv) A utilização de furos com superfície indentada em ligações seladas assegura uma adequada capacidade resistente e ductilidade da ligação desde que o elemento de betão possua armadura suficiente para garantir o nível de confinamento necessário. Nestas condições, a aderência na interface calda / betão aumenta com o aumento da taxa volumétrica da armadura transversal. Um aumento da taxa volumétrica da armadura transversal em 2.5 vezes garante um aumento de 27% na aderência na interface calda / betão.

Analisando os resultados dos ensaios realizados em provetes sem armadura transversal e com diferentes tratamentos da superfície do furo de selagem conclui-se que:

- Em todos os ensaios realizados observou-se uma rotura frágil seguida de uma súbita perda da capacidade da ligação;
- A rigidez inicial da ligação é independente do tipo de tratamento da superfície do furo;
- O recurso a superfícies indentadas com anéis, ou em hélice, permite um acréscimo da tensão de rotura da aderência de aproximadamente 35% em relação a superfícies lisas e o consequente aumento da capacidade da ligação;

Analisando os resultados dos ensaios realizados em provetes confinados com armadura transversal conclui-se que:

- Em provetes com armadura transversal observa-se uma rotura dúctil da ligação com elevada capacidade residual (entre 80 a 90% da carga última);
- Os valores da rigidez inicial são semelhantes aos observados nos ensaios anteriores até ao aparecimento da primeira fissura no topo da superfície de betão;
- A capacidade da ligação aumenta com o acréscimo da percentagem da armadura transversal e consequente nível de confinamento atingindo valores 25% superiores comparativamente aos ensaios em provetes não confinados com o mesmo tratamento da superfície;
- O valor da tensão de rotura da aderência aumenta com o confinamento conferido pela armadura transversal;
- Verifica-se um aumento de 27% na tensão de rotura da aderência na interface calda / betão para um acréscimo da percentagem de armadura transversal de 0.34 (nível 1 de confinamento) até 0.85 (nível 4 de confinamento);
- Na prática é recomendada para este tipo de ligação uma superfície do furo indentada e garantir um confinamento passivo adequado permitindo desta forma obter um comportamento dúctil da ligação com adequada aderência na interface calda / betão.
- Os resultados obtidos no presente estudo confirmam as prescrições e recomendações dos atuais códigos de betão, em relação ao nível de confinamento, tendo-se observado que o acréscimo da tensão de aderência vai diminuindo com o aumento do confinamento.

AGRADECIMENTOS

A realização do estudo aqui apresentado só foi possível graças à colaboração das empresas Secil e Betão Liz, à qual os autores apresentam os seus agradecimentos sinceros.

REFERÊNCIAS

[1] Veludo, J., (2013) Reforço de Fundações com microestacas. Ligação Aço/Calda/betão. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal. 268 p.

[2] Gómez, J., et al., Connection capacity between micropiles and existing footings-bond strength to concrete. Geo3 GEO Construction Quality Assurance/Quality Control Conference Proceedings. Dallas/Ft. Worth, TX, 2005, pp. 196-216

[3] NP EN 1992-1. 2010, Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: IPQ.

[4] fib, Model Code 2010, Vol.1, Final Draft, fib bulletin 66, 2012

[5] NP EN 445. 2008, Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio. Lisboa: IPQ.

[6] NP EN 196-1. 2006, Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. Lisboa: IPQ..

[7] LNEC E397. 1993, Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão. Lisboa: LNEC.

[8] NP EN 447. 2008, Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Requisitos básicos. Lisboa: IPQ.

[9] NP EN 12390-1. 2009, Ensaios do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para moldes. Lisboa: IPQ.

[10] NP EN 12390-3. 2003, Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens. Lisboa: IPQ.

Sessão 6D

Desenvolvimento do Ultra High Performance Reinforced Concrete (UHPFRC): uma proposta prática

Rosangel Rojas[1] **Christa Ckorzenowski**[2] **Jose R. Yepez**[3] **Luiz C. Pinto**[4] **Américo Campos F.**[5] **Ronaldo Beraldin**[6]

RESUMO

O UHPFRC es un compuesto cementício reforzado con fibras, el cual puede alcanzar valores de resistencia a la compresión superiores a 150 MPa con 28 días de curado. Es fabricado con una relación agua-cemento muy baja, se usa superplastificante para ajustar a trabajabilidad de la mezcla, lo cual resulta en una estructura bastante densa y fuerte, con baja capilaridad de poros, evitando el transporte de elementos contaminantes a través del concreto. Adicionalmente exhibe una respuesta de endurecimiento por deformación en el diagrama esfuerzo-deformación en tracción, generalmente acompañado de múltiples agrietamientos, dependiendo de la fracción volumétrica, relación de aspecto y distribución de la fibra. También presenta una alta ductilidad, permitiendo grandes deformaciones en los elementos estructurales antes de alcanzar su resistencia última. Se presenta un trabajo experimental para caracterizar mezclas de UHPFRC incluyendo materiales sustentables propios de Brasil. Ensayos de resistencia a la compresión y a la tracción directa son realizados y la resistencia promedio en cada caso es determinada, adicionalmente curvas experimentales de comportamiento a la tracción son graficadas. Fue incluido un análisis de varianza usando ANOVA, para conocer la contribución de cada factor controlable sobre a variable de respuesta. Al final se proponen un diseño de mezcla para producir concreto con ultra alto desempeño, con el cual se puede alcanzar en promedio 155,29 Mpa. También se estudia la resistencias a la tracción directa usando un diseño de mezcla más sustentable, en el cual se sustituye 35% de la cantidad de cemento por residuos industriales y con el cual se alcanza en promedio 7,87 Mpa en cuerpos de prueba tipo Dog-Bone. En todos el estudio un rápido y simple proceso de fabricación es utilizado.

Palavras-chave: UHPFRC, sustentabilidade, endurecimento por deformação, resistencia, ANOVA.

1. INTRODUÇÃO

El concreto reforzado de ultra-alto desempeño o Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (conocido por sus siglas en inglés como UHPFRC) es un material innovador que puede alcanzar resistencias a la compresión superiores a los 150 MPa con 28 días de curado, lo que permite la construcción de elementos estructurales que soportan grandes vanos con una sección transversal menor a las construidas con concreto tradicional.

Su composición incluye cemento, aditivos minerales (por ejemplo humo de sílice, escoria granular de alto horno, polvo de cuarzo), arena de sílice, superplastificante y agua. Otro componente importante en la mezcla lo constituyen las fibras, las cuales permiten mejoras en la ductilidad y favorecen al

[1]Escola de Engenharia Civil UFRGS, PPGEC, Porto Alegre, Brasil. rosangel.rojas@ufrgs.br
[2]Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), UFRGS, Porto Alegre. Brasil. ckorzenowski@gmail.com
[3]Escola de Engenharia Civil UFRGS, PPGEC, Porto Alegre, Brasil. jose.aguirre@ufrgs.br
[4]Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), UFRGS, Porto Alegre. Brasil. lcarlos66@gmail.com
[5]Escola de Engenharia da UFRGS, Departamento de Engenharia Civil, Porto Alegre, Brasil. americo@ufrgs.br
[6]Programa de Iniciação Científica - LEME, UFRGS, Porto Alegre. Brasil. ronaldoberaldin@hotmail.com

comportamiento de endurecimiento por deformación en elementos sometidos a esfuerzos de tracción. Todos estos materiales se unen formando una densa matriz, sin agregado grueso, con baja porosidad y alta resistencia. Esa alta resistencia es alcanzada principalmente por la gran cantidad de cemento en la mezcla, convirtiéndolo además de costoso en un material que impacta al ambiente. El costo de UHPFRC por m³ ha sido reportado de cuatro a cinco veces mayor que el concreto tradicional, usando como aglomerante sólo al cemento, Fehling, et al. [1], sin embargo, usando UHPFRC se puede reducir entre un tercio o la mitad el peso de la estructura bajo las mismas cargas, Yoo and Yoon [2], permitiendo diseñar fundaciones con geometrías menores y en general hace posible que el costo final de la obra pueda ser disminuido, Tanaka, et al. [3].

A primera vista puede pensarse que concretos con ultra alto desempeño van a requerir altas cantidades de cemento y consecuentemente originarán grandes efectos contaminantes para ambiente. Es bien sabido que la industria de la construcción emite un tercio del CO2 a la atmósfera donde el cemento es responsable del 7%, UNSTAT [4]. Sin embargo, diseños sustentables puede ser producido con UHPFRC adicionando humo de sílice o Silica Fume (SF por sus siglas en inglés) y escoria de alto horno o Ground Granulated Blast-furnace Slag (GGBS por sus siglas en inglés) como materiales aglomerantes sustituyentes parciales del cemento. La SF y la GGBS son materiales provenientes de residuos industriales que aportan, además de economías, menores emisiones de CO2 al ambiente por cada m³ de concreto ultra resistente fabricado. Varias pesquisas han sido desarrolladas usando UHPFRC con diseño verde y se ha demostrado que el uso de materiales sustentables sustituyentes parciales del cemento no disminuyen significativamente la resistencia a la compresión del UHPFRC, además de hacerla económicamente factible. Las pesquisas de Hassan et al. [5], Yu et al. [6], Habel et al. [7] y Yang et al. [8], son un ejemplo de ello, en todos esos casos residuos industriales (SF, GGBS) fueron considerados como materiales sustituyentes para el cemento, con los cuales se obtuvieron mezclas con ultra alta resistencia.

Basados en criterios de resistencia, durabilidad, seguridad y sustentabilidad se propone, en el presente trabajo, la producción experimental de mezclas UHPFRC para fabricar especímenes que serán sometidos a ensayos de compresión uniaxial y tracción directa, utilizando dos tamaños de cuerpos de prueba debido al tamaño de las fibras disponibles. Curvas de comportamiento del material y valores máximos a compresión y tracción son establecidas.

2. METODOLOGIA

2.1 Programa experimental y diseño de mezclas

En el trabajo de Rojas, et al. [9] se estudian estadísticamente los resultados de ensayos de resistencia a la compresión de los tres primeros diseños de mezcla mostrados en el Cuadro 1, en ese caso se logró alcanzar 138,14 MPa a los 28 días de curado, sin incluir fibras en la mezcla. Por tanto en el presente estudio se continúa con la optimización de los diseños de mezcla incorporando las fibras. Los diseños UHPFRC-4, 5, 6, 7 y 8 mostrados en el Cuadro 1 son propuestos, para los cuales se fabricarán cuerpos de prueba cilíndricos y se determinará en cada caso la resistencia a la compresión, también se graficará la curva de comportamiento de aquellas mezclas con mejores resultados.

Usaremos fibras largas nacionales y fibras cortas importadas en los cuerpos de prueba cilíndricos, por lo cual se trabajará con dos tamaños diferentes de moldes: (i) con diámetro 5 cm y altura 10 cm definidos como CP-5, para las fibras cortas de acero; y (ii) con diámetro 7,5 cm y altura 15 cm definidos como CP-7,5 para las fibras largas de acero y de polipropileno. Tres repeticiones para cada mezcla serán realizadas y en cada caso se pretende determinar la resistencia a la compresión promedio a los 28 días de curado.

Adicionalmente se fabricaran cuerpos de prueba tipo Dog-bone para determinar la resistencia a la tracción directa promedio, considerando tres repeticiones. En cada caso el desvío padrón de las muestras será calculado.

Para la determinación de la resistencia a la tracción directa trabajaremos con cuerpos de prueba tipo Dog-Bone como se muestra en la Fig. 1. El diseño de mezcla usado en este caso es el proveniente del estudio reflejado en [10], en el cual la mezcla que arrojó la mayor resistencia fue la UHPRC-1 (ver Cuadro 1) con 138,14 MPa. Usaremos diferentes tipos y contenidos de fibras, también se mostrará la curva de comportamiento para el caso que arroje los mejores resultados.

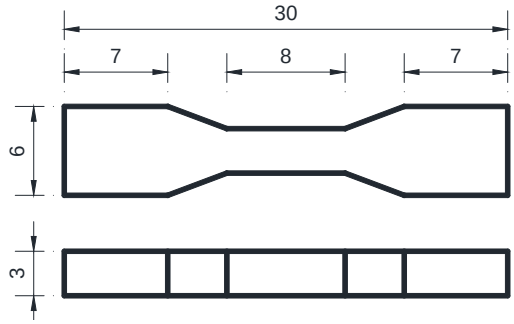


Figura 1. Dimensiones del Dog-Bone (en cm). Fuente propia.

2.2 Materiales

Los materiales a usar en los diseños de mezcla son: (i) cemento, de tipo CP-V con alta resistencia inicial; (ii) humo de sílice o SF, del tipo ND SILMIX fabricado por Dow Corning Metais do Pará Indústria e Comércio Ltda; (iii) escoria de alto horno o GGBS, que es un residuo de la producción del hierro tipo Gusa, donado por la Siderúrgica ArcelorMittal Tubarão de Espíritu Santo, para este estudio se definen cuatro granulometrías diferentes de la escoria obtenidas por procesos de molienda; (iv) polvo de cuarzo comercial; (v) arena fina de uso comercial; (vi) superplastificante, solución a base de policarboxilatos en medio acuoso (ViscoCrete 3535) donado por la empresa SIKA, el cual ajusta la trabajabilidad del concreto y es mezclado con agua corriente para ser colocado en la mezcla; (vii) fibras largas de acero, donadas por la empresa Belgo, las cuales poseen una longitud de 3,5 cm y un factor de forma de 65; (viii) fibras de polipropileno donadas por la empresa Sika, con una longitud de 2,5 cm y sección plana texturizada de 2 mm de ancho; y (ix) fibras cortas de acero con una longitud de 1,3 cm y un factor de forma de 65.

Cuadro 1. Diseños de mezcla (kg/m³). Fuente propia.

UHPFRC:	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
Cemento	597	657	776	776	854	895	895	956
GGBS	537,3 GGBS-3	418 GGBS-2	179 GGBS-3	179 GGBS-4	119 GGBS-4	60 GGBS-4	60 GGBS-5	263 GGBS-6
SF	60	119	239	239	239	239	239	119
Polvo de cuarzo	-	-	-	-	-		-	119
SS	1051	1051	1051	1051	1051	1051	1051	788
Superplast.	40	40	40	40	40	40	40	40
Agua	185	185	185	185	185	185	185	185
F.acero. 1%	0	0	0	79	79	79	79	79
F.ppl 1%	0	0	0	9	9	9	9	9

2.3 Fabricación de la mezcla y preparación de los cuerpos de prueba

Los materiales deben primeramente ser pesados y colocados en una mezcladora para argamasa siguiendo el siguiente orden: humo de sílice, cemento, escoria de alto horno, polvo de cuarzo (opcional) y arena de sílice. Los materiales secos se mezclan por aprox. 5 minutos antes de añadir el superplastificante previamente mezclado con agua. Todos los materiales son mezclados entre 10 a 15 minutos más, hasta que la mezcla se convierta en una húmeda pasta de concreto. En ese estado la

mezcla está lista y es entonces cuando las fibras son adicionadas (es opcional) y se mezcla todo por 2 minutos más. Se procede entonces a vaciar la masa de concreto en los moldes, los cuales deben ser compactados sobre una mesa vibratoria por 1 minuto. Los cuerpos de prueba deben ser almacenados y cubiertos con una manta plástica por 24 horas, luego de ese tiempo los especímenes son sometidos a tratamiento térmico en el curado por 24 horas a 60 ºC y luego a 90 ºC. Después de ese tiempo son almacenados en cámara húmeda hasta el día de prueba. Previo al ensayo de resistencia a la compresión las caras planas de los cilindros son niveladas usando una rectificadora. Se mide la altura y el peso de cada cuerpo de prueba para verificar la necesidad de aplicar algún factor de corrección en la resistencia, todo el procedimiento sigue las estipulaciones de la norma NBR-5739 [11] y NBBR-7215 [12]. Un video del procedimiento anteriormente descrito puede ser visto en Rojas, R. [13] y en la Fig. 2 observamos el proceso de fabricación de la mezcla desde la etapa a) hasta la f).

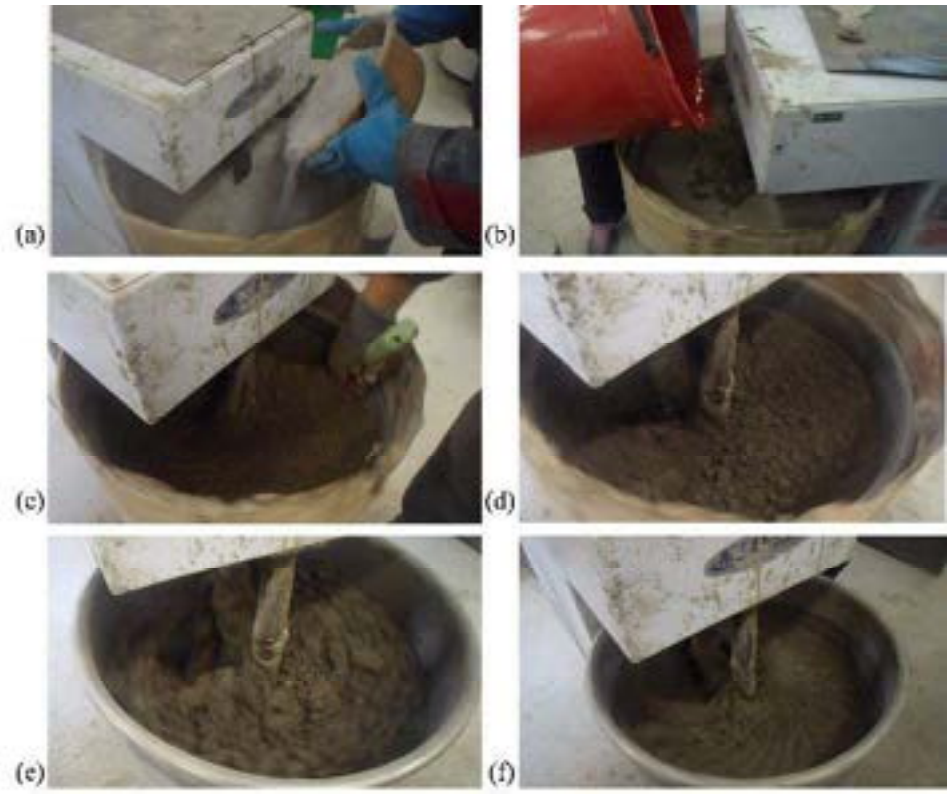


Figura 2. Fabricación de la mezcla UHPRC. Fuente propia.

En este estudio los CP-5 serán fabricados sin fibras (UHPRC) para los diseños de mezcla 4 al 8 establecidos en el Cuadro 1, luego, por motivos de costos, se usarán las mezclas con los mejores resultados de resistencia para fabricar los especímenes con las fibras cortas de acero importadas (UHPFRC). El análisis de los CP-5 para las primeras tres mezclas puede ser visto en [9]. Las formas para los CP-7,5 son de mayor tamaño para poder incluir las fibras largas en las mezcla 4 al 7 establecidos en el Cuadro 1, luego, por motivo de costos, usaremos las fibras cortas importadas sólo en las mezclas con mejores resultados usando los CP-5.

3. RESULTADOS

3.1 Resistencia a la compresión

En el Cuadro 2 observamos los resultados de resistencia a la compresión promedio para CP-5 a los 28 días de curado. Las primeras cinco columnas se refieren a las mezclas sin fibras (UHPRC) y las siguientes dos columnas se refieren a la mezcla 8 que arrojó los mejores resultados usando fibras cortas de acero, con contenidos de 1% y 1,5% respectivamente.

Cuadro 2. Resistencia a la compresión para especímenes CP-5 (MPa). Fuente propia.

	Sin Fibras					*Con Fibras*	
UHPFRC	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*8 (1%)*	*8 (1,5%)*
CP1=	125,52	133,19	139,06	117,02	125,68	155,93	136,42
CP2=	121,77	132,78	135,82	115,27	130,30	158,01	139,00
CP3=	123,92	134,27	142,03	123,54	135,29	151,92	132,56
Media	123,74	133,41	138,97	118,61	130,42	155,29	135,99
Desvío	1,88	0,77	3,11	4,36	4,80	3,10	3,24

Los mayores valores obtenidos en los especímenes sin fibras corresponden a los diseños de mezcla UHPRC-5, 6 y 8 que superaron los 130 MPa, entre ellas el mayor valor alcanzado fue para la mezcla UHPRC-6. Sin embargo, al incluir las fibras los mayores valores de resistencia fueron alcanzados para la mezcla UHPFRC-8, la cual posee también la mayor cantidad de residuos industriales. Notamos que al incrementar el contenido de fibra de la mezcla UHPFRC-8 en un 50% la resistencia disminuye en 12,43%, esto posiblemente se deba a la aglomeración de fibras dentro del cuerpo de prueba y a la generación de vacíos dentro de la matriz de concreto. En la Fig. 3 podemos visualizar mejor la variación de la resistencia a la compresión para cada mezcla.

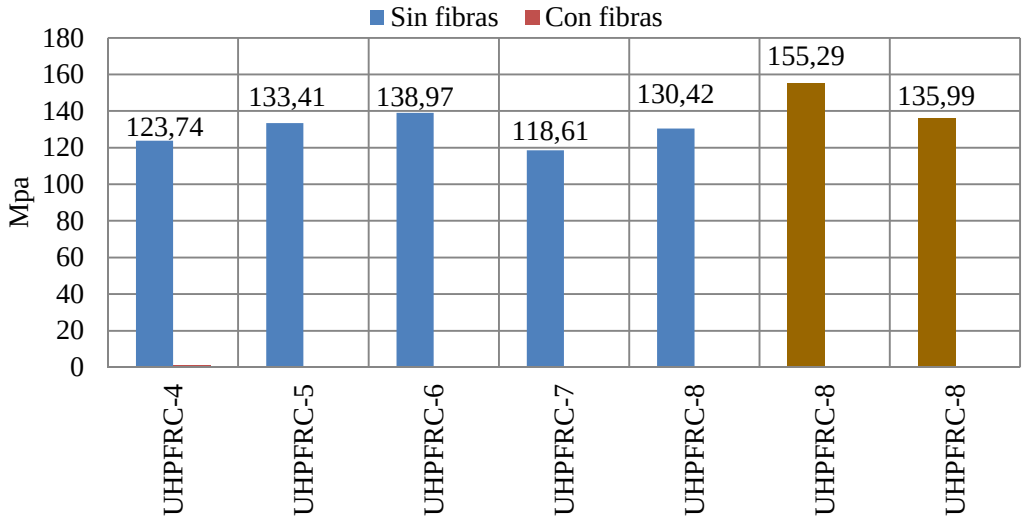


Figura 3. Resistencia a la compresión promedio CP-5. Fuente propia.

En el Cuadro 3 observamos los resultados de resistencia a la compresión promedio, a los 28 días de curado, para los CP-7,5 sin fibras en la matriz de concreto. El mayor valor alcanzado es para la mezcla UHPRC-7 con 121,69 MPa. Comparando con los resultados obtenidos en los CP-5 notamos que al incrementar el tamaño del cuerpo de prueba cilíndrico la resistencia a la compresión promedio disminuye en todos los casos, con valores de 12%, 20%, 25% y 9% para UHPRC-4, 5, 6, y 8 respectivamente. La mezcla UHPRC-7 incremento en los CP-7,5 en un 2,6%.

Es importante destacar que la capacidad de carga de la prensa usada en los ensayos no es suficiente para testar cuerpos de prueba de UHPFRC con dimensiones mayores a los CP-7,5. En el Cuadro 4 observamos los resultados de resistencia a la compresión, a los 28 días de curado, para los CP-7,5 con fibras en la matriz de concreto. Las fibras son descritas de la siguiente forma: (i) tipo 1: se refiere a mezclas con 1% de fibras largas de acero, Dramix-Belgo, con una longitud de 3,5 cm; (ii) tipo 2: se refiere a mezclas con 1% de fibras de polipropileno, Sika, con una longitud de 2,5 cm; y (iii) tipo 3 y 4: se refiere a mezclas con fibras cortas de acero, Dramix-importadas de China, con contenidos de 1% y 1,5% respectivamente y una longitud de 1,3 cm.

Cuadro 3. Resistencia a la compresión (MPa) para CP-7,5 sin fibras. Fuente propia.

	Especímenes sin fibras				
UHPFRC	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
CP1	111,67	111,23	108,65	121,57	119,22
CP2	109,67	105,95	102,78	122,41	118,92
CP3	105,09	101,30	102,75	121,09	118,13
Media=	108,81	106,16	104,73	121,69	118,76
Desvío=	3,37	4,97	3,40	0,67	0,56

Cuadro 4. Resistencia a la compresión (MPa) para especímenes CP-7,5 con fibras. Fuente propia.

UHPFRC	4	5	6	7	4	5	6	7	8	8
Fibras	*Tipo1*				*Tipo2*				*Tipo3*	*Tipo4*
CP1	118,09	124,62	129,91	128,24	96,99	89,47	88,01	106,14	147,53	149,16
CP2	120,23	127,70	135,52	126,40	100,92	82,93	91,32	108,02	146,46	152,11
CP3	118,37	122,17	131,07	125,75	99,65	83,10	92,51	104,78	151,42	159,04
Media	118,90	124,83	132,17	126,80	99,19	85,17	90,61	106,31	148,47	153,44
Desvío	1,16	2,77	2,96	1,29	2,01	3,73	2,33	1,63	2,61	5,07

Los mayores valores obtenidos correspondieron a los diseños de mezcla conteniendo las fibras Tipo 1 y 3 (de acero) siendo más significativos aquellos especímenes con las fibras más pequeñas. La resistencia a la compresión promedio a los 28 días de curado para los especímenes CP-7,5 es observada en la Fig. 4. El mayor valor promedio observado es de 153,44 MPa para el diseño de mezcla UHPRC-8, con 1,5% de fibras cortas de acero. Notamos que al disminuir el contenido de fibra un 50% la resistencia disminuye en 3,24%, por tanto es importante estudiar el costo de las fibras dentro de la matriz de concreto para una diferencia tan pequeña en la resistencia. Los cilindros conteniendo fibras Tipo 2 (de polipropileno) arrojaron las menores resistencias, esto puede deberse a problemas de adherencia entre las fibras y el concreto, como pudo observarse en los cuerpos de prueba una vez ensayados, los cuales mostraban en varios casos fibras despegadas de la matriz y oquedades en las cercanías de las fibras.

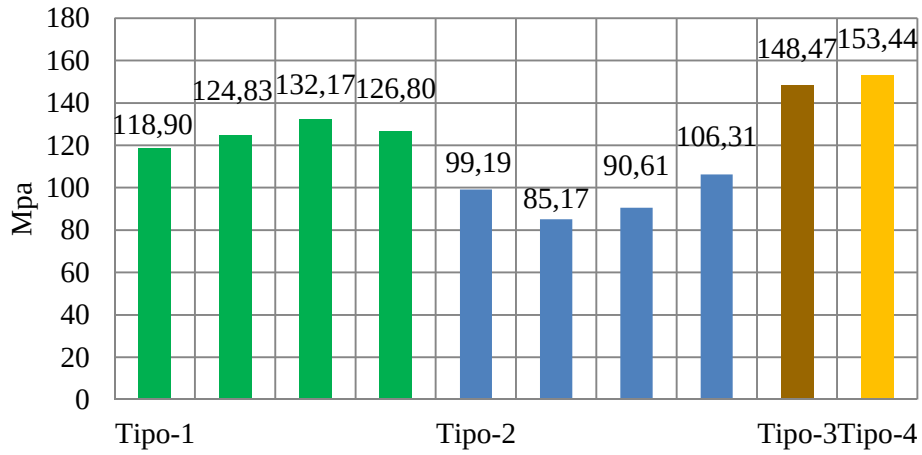


Figura 4. Resistencia a la compresión promedio de CP-7,5 para los tipos de fibras. Fuente propia.

En el Cuadro 5 anexamos el análisis de varianza usando ANOVA para los especímenes CP-7,5 usando las fibras Tipo 2, 3 y sin fibras. Para estos cuerpos de prueba se definieron 4 factores controlables: (i) edad de la muestra; (ii) tipo de UHPFRC, del 4 al 7 como puede verse en el Cuadro 4; (iii) tipo de Fibras; y (iv) Tipo de Curado, para conformar un total de 216 muestras cilíndricas. También se anexa un gráfico en la Fig. 5 para reflejar la contribución de cada factor controlable sobre la variable de respuesta que en éste caso es la resistencia a la compresión.

Cuadro 5. Resistencia a la compresión para especímenes CP-7,5 (MPa). Fuente propia.

Factores controlables	Fuente	SQ	GDL	MQ	Teste F	Prob.
Edad de la muestra	A	14.782,43	2	7.391,21	894,57	6,18E-82
Tipo de UHPFRC	B	1.356,42	3	452,14	54,72	1,14E-23
Tipo de Fibras	C	17.578,10	2	8.789,05	1.063,75	5,59E-87
Tipo de Curado	D	22.490,70	1	22.490,70	2.722,08	2,04E-95
	AB	3.743,44	6	623,91	75,51	5,29E-42
	AC	1.280,81	4	320,20	38,75	5,44E-22
	AD	2.217,85	2	1.108,93	134,21	1,25E-33
	BC	1.827,77	6	304,63	36,87	7,98E-27
	BD	1.538,03	3	512,68	62,05	8,24E-26
	CD	539,03	2	269,52	32,62	2,07E-12
	ABC	3.647,54	12	303,96	36,79	6,83E-38
	BCD	1.016,78	6	169,46	20,51	2,87E-17
	CDA	251,69	4	62,92	7,62	1,36E-05
	DAB	937,28	6	156,21	18,91	3,70E-16
	ABCD	2.025,95	12	168,83	20,43	1,66E-25
	Erro	1.189,77	144	8,26		
	TOTAL=	76.423,59	215			

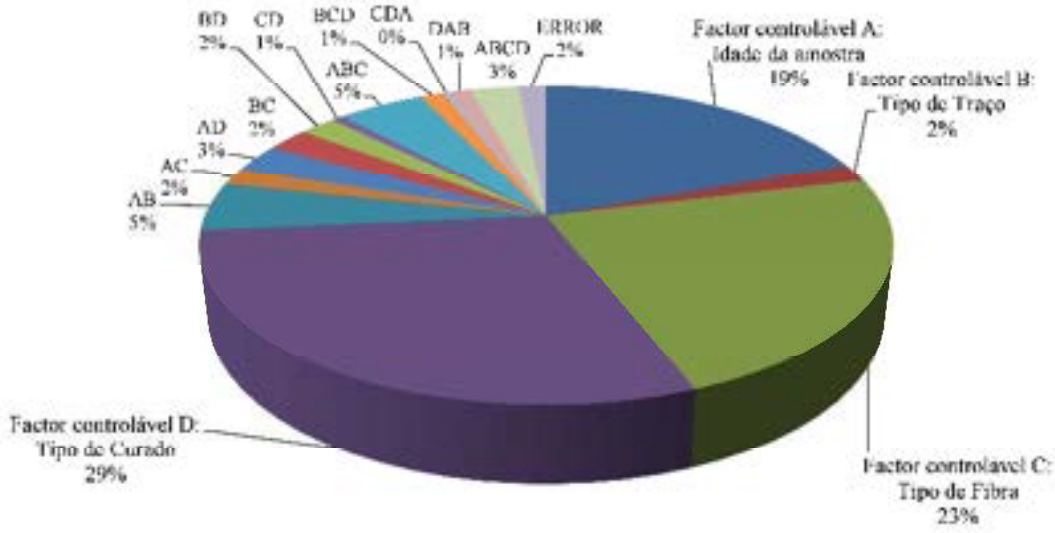


Figura 5. Contribución de los factores controlables (CP-7,5). Fuente propia.

3.2 Resistencia a la tracción directa

El Cuadro 6 muestra los resultados de resistencia a la tracción para los especímenes tipo Dog-bone fabricadas con UHPFRC-1, los cuales obtuvieron una resistencia a la compresión de 138,14 MPa [9]. El tipo de fibras se describe de la siguiente forma: (i) tipo 1: se refiere a mezclas con 1% de fibras largas de acero, Dramix-Belgo; (ii) tipo 2: se refiere a mezclas con 1% de fibras de polipropileno de Sika; (iii) tipo 3 y 4: se refiere a mezclas con fibras cortas de acero (Dramix-Chinas) con contenidos de 1% y 2% respectivamente; (iv) tipo 5: se refiere a mezclas con fibras híbridas, 1% de fibras largas de acero más 1% de fibras de polipropileno; y (v) tipo 0: sin fibras. En la Figura 6 observamos la resistencia a la tracción promedio.

Los menores resultados de resistencia se obtuvieron en los especímenes con fibras largas de acero (Tipo 1), incluso menor que la de los especímenes sin fibras. Esto posiblemente ocurrió por problemas de aglutinamiento de las fibras dentro de las formas Dog-bone, que tienen una escala pequeña en comparación con el tamaño de la fibra.

Cuadro 6. Resistencia a la tracción directa para especímenes Dog-bone (MPa). Fuente propia.

	Con Fibras					*Sin fibras*
Fibras=	*Tipo1*	*Tipo2*	*Tipo3*	*Tipo4*	*Tipo5*	*Tipo0*
CP1=	5,17	6,14	8,32	7,73	7,05	5,43
CP2=	4,73	6,51	7,43	7,23	5,97	5,21
CP3=	5,71	5,95	7,39	8,66	6,87	5,81
Media=	5,20	6,20	7,71	7,87	6,63	5,48
Desvío=	0,49	0,29	0,53	0,73	0,58	0,30

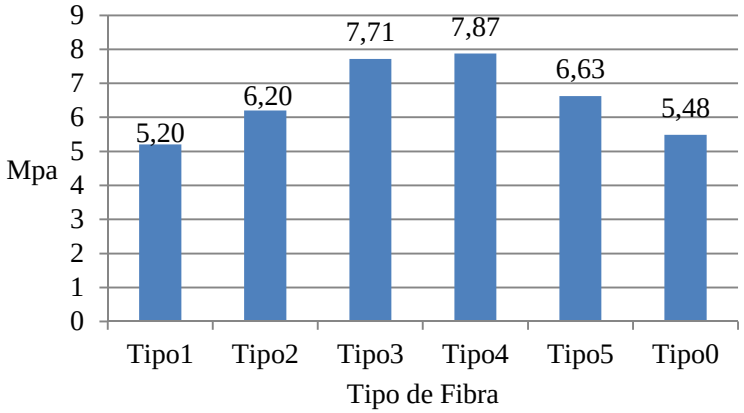


Figura 6. Resistencia a la tracción directa promedio. Fuente propia.

También observamos en la Fig. 6 que no hubo diferencia significativa en el uso de fibras híbridas (Tipo 5) y fibras de polipropileno (Tipo 2), mostrando que el uso de fibras largas no favoreció el desempeño a tracción de los cuerpos de prueba. Usando fibras cortas de acero se obtuvieron resultados mayores, con valores de 7,71 MPa y 7,87 MPa para contenidos de 2% y 1% respectivamente (Tipo 3 y Tipo 4). Nótese que al duplicar el contenido de fibras cortas de acero la diferencia en la resistencia es mínima, aspecto importante considerando el alto costo de las fibras.

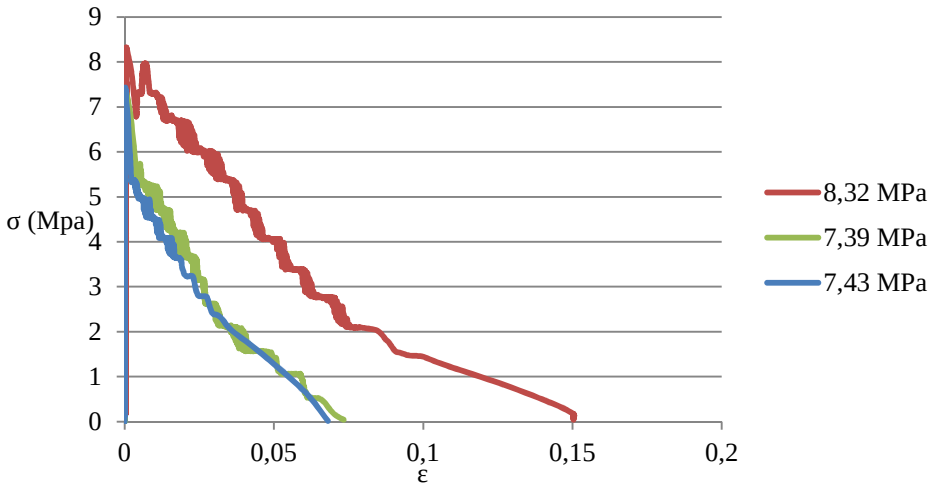


Figura 7. Curva σ-ε para especímenes Tipo-3. Fuente propia.

En la Fig. 7 se observa la curva σ-ε para cada una de las tres repeticiones de los especímenes Tipo 3, el cual posee 1% de fibras cortas de acero. Los valores del módulo de elasticidad fueron de 32822,70 MPa; 38514,68 MPa y 29064,11 MPa para los especímenes con resistencias últimas de 8,32 MPa; 7,39 MPa y 7,43 MPa respectivamente. Notamos claramente el comportamiento elástico inicial, casi vertical, hasta que la primera grieta acontece, seguidas de varias mini grietas alrededor de una principal, acontece una disminución de la rigidez progresiva, en forma escalada por la acción del

rompimiento de las fibras, la deformación se incrementa hasta que el espécimen se rompe. En la Fig. 8 podemos visualizar el agrietamiento acontecido durante el ensayo.



Figura 8. Ensayo de tracción directa. Fuente propia.

4. CONCLUSÕES

Un práctico proceso de elaboración de mezclas para producir UHPFRC fue usado en este estudio, con el cual se fabricaron cuerpos de prueba para testar la resistencia a la compresión uniaxial y la tracción directa, incluyendo fibras en la matriz de concreto.

Resistencia a la compresión promedio de 155,29 MPa fue obtenida en especímenes cilíndricos CP-5 incluyendo 1% de fibras cortas de acero, también usando CP-7,5 se alcanzaron 153,44 MPa incluyendo 1,5% de fibras cortas de acero. En ambos casos se utilizó una mezcla de concreto que atiende las siguientes características: (i) relación agua/cemento de 0,19; (ii) relación agua/aglomerantes de 0,13; (iii) inclusión de fibras cortas de acero fabricadas en China; (iv) uso de 26% de residuos industriales en sustitución parcial del cemento. Un simple proceso de fabricación fue usado y tratamiento térmico en el curado por 48 horas fue aplicado (primero a 60°C y luego a 90°C) antes de almacenar los especímenes en cámara húmeda hasta el día de la prueba.

El análisis de varianza usando ANOVA aplicado a los CP-7,5 indicó que el tratamiento térmico en el curado acelera significativamente la resistencia a la compresión, existiendo diferencias con los cilindros curados a temperatura ambiente, por tal motivo en este estudio sólo se incluyeron los resultados de especímenes con tratamiento térmico en el curado. También mostró la importancia de incluir las fibras en los cuerpos de prueba para lograr atingir ultra altas resistencias.

La mayor resistencia a la tracción directa promedio fue de 7,87 MPa usando el diseño de mezcla UHPFRC-1 e incluyendo 2% de fibras cortas de acero. Sin embargo usando la mitad de esas fibras se alcanzó prácticamente el mismo valor de resistencia. Esto indica que existe una proporción adecuada entre el tamaño de las formas y la cantidad y distribución de las fibras dentro del cuerpo de prueba para poder alcanzar la ultra alta resistencia. Grandes cantidades de fibras pueden generar acumulaciones indeseadas de material, generando vacíos que pueden disminuir su resistencia. En este estudio pudimos verificar que la inclusión de 1% de fibras cortas de acero en cuerpos de prueba Dog-bone arrojó los mejores resultados, con un valor promedio de 7,71 MPa y un módulo de elasticidad promedio de 33467,17 MPa. En la curva de comportamiento se logró visualizar una primera etapa elástica, hasta atingir la máxima resistencia justo antes de aparecer una macro grieta, alrededor de la cual aparecen otras de tamaño menor. El endurecimiento por deformación no fue claramente visualizado, suponemos sea por problemas de escala o por la velocidad del ensayo, el cual se realizó según la capacidad mínima de la prensa a una velocidad de 0,5 mm/min, cinco veces menor a lo recomendado por otros investigadores.

.

AGRADECIMENTOS

Los autores agradecen al Laboratorio de Ensayos y Modelos Estructurales (LEME) de la Universidad e Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) por el apoyo brindado en la realización de este trabajo, muy especialmente a los técnicos de laboratorio Eurípedes Fontes y Edgar Wallace.

REFERÊNCIAS

[1] Fehling, E.; Schmidt, M.; Walraven, T.; Leutbecher, T.; Frohlich, S. (2014) Ultra High Performance Concrete UHPC Fundamentals, Design, Examples. First Edition, 188 p. http://www.wiley.com/WileyCDA/WileyTitle/productCd-3433030871.html

[2] Doo-Yeol Yoo, Young-Soo Yoon (2016). A Review on Structural Behavior, Design, and Application of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 10, N.2, pp. 125-142. https://link.springer.com/article/10.1007/s40069-016-0143-x

[3] Tanaka, Y., Musya, H., Ootake, A. (2002). Design and Construction of Sakata-Mirai Footbridge Using Reactive Powder Concrete. In: Proc. Of 1st fib Congress Concrete Structure in the 21st Century, Osaka, Japan, Vol. 1, pp. 103-104. https://structurae.net/structures/sakata-mirai-footbridge

[4] UNSTAT, Greenhouse gas emissions by sector (absolute values). United Nation Statistics Division. https://unstats.un.org/unsd/environment/air_greenhouse_emissions%20by%20sector.htm

[5] Hassan, A.; Jones, S.; Mahmud, G. (2012). Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). Journal Construction and Building Materials, Vol. 37, pp. 874-882. http://www.sciencedirect.com/science /article /pii/S0950061812002322

[6] Yu, R.; Spiesz, P.; Brouwers, H. (2014). Mix design and properties assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC). Journal Cement and Concrete Research, Vol. 56, pp. 29-39. http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884613002275

[7] Habel, K.; Viviani, M.; Denarié, E.; Brühwiler, E. (2006). Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC). Journal Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp. 1362-1370. https://www.researchgate.net/publication/223459609

[8] Yang, S.L.; Millard, S.G.; Soutsos, M.N.; Barnett, S.J.; Le, T.T. (2009) Influence of aggregate and curing regime on the mechanical properties of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). Journal Construction and Building Materials, Vol. 26, N. 6, pp. 2291-2298. http://www.sciencedirect.com /science/article/pii/S0950061808003449

[9] Rojas, R. ; Korzenowsk, C.; Yepez, j.; Pinto, L.; Campos, A.; Mallman, C. (2018). Estudio experimental de mezclas de concreto para producir UHPRC usando materiales brasileños sustentables. Artículo acepto en la revista IBRACON.

[10] EMMA. http://minhateca.com.br/clubedoconcreto/emma+elkem,674040748.rar(archive)

[11] NBR 5739. 2007. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 8 p.

[12] NBR 7215. 1995. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland Determinação da Resistência à Compressão. Rio de Janeiro. 8p.

[13] Rojas, R. (2018). Video “Produciendo UHPFRC”. Link: https://www.youtube.com/watch?v=MMhqZq2brdY

Influência da corrosão no comportamento pós-fendilhação do betão reforçado com fibras de aço recicladas

Cristina Frazão[1] **Joaquim Barros**[2] **José A. Bogas**[3] **Delfina Gonçalves**[4]

RESUMO

O betão reforçado com fibras de aço recicladas (BRFAR) possui elevadas potencialidades técnicas, ambientais e económicas para ser utilizado em aplicações estruturais, constituindo uma solução sustentável que promove a eficiência e durabilidade das estruturas e a sustentabilidade ambiental.

A investigação da durabilidade do BRFAR é ainda escassa, nomeadamente, sobre os efeitos da corrosão das fibras no comportamento pré- e pós-fendilhação do BRFAR. No BRFAR fendilhado, a corrosão tende a ocorrer nas fibras de aço que atravessam as fendas, provocando a redução da secção das fibras. Esta redução pode afetar negativamente o comportamento mecânico e a durabilidade do BRFAR, visto que pode conduzir a uma significativa diminuição da resistência residual em tração e flexão, caso a rotura precoce das fibras seja o modo de rotura dominante. Por outro lado, os produtos da corrosão das fibras podem causar um aumento da rugosidade da interface fibra-matriz, melhorando o comportamento ao arrancamento das fibras e, consequentemente, a resistência pós-fendilhação do BRFAR.

Neste sentido, no presente trabalho executou-se um programa experimental de avaliação dos efeitos da corrosão no comportamento pós-fendilhação do BRFAR, constituído por ensaios com placas redondas de BRFAR fendilhadas e sujeitas previamente à ação da corrosão por exposição a um ambiente agressivo de cloretos. As placas foram submetidas a carregamento de flexão sob três pontos de apoio. A influência da abertura de fenda e da penetração de cloretos foi avaliada nas respostas força-flecha e energia dissipada obtidas nestes ensaios. A influência do período de exposição ambiental previamente aplicado, na relação tensão-abertura de fenda do BRFAR foi avaliada derivando a relação tensão-abertura de fenda por intermédio de um método de análise inversa baseado num modelo numérico já existente na literatura.

Palavras-chave: BRFAR, corrosão, comportamento pós-fendilhação, absorção de energia, análise inversa.

1. INTRODUÇÃO

As fibras de aço recicladas (FAR) provenientes da indústria de reciclagem de pneus usados possuem elevadas potencialidades como reforço efetivo de betão para aplicações estruturais e não estruturais, com elevados benefícios económicos e ambientais associados [1-4]. Na literatura existente verifica-se que a adição de FAR a matrizes de base cimentícia pode diminuir significativamente o comportamento frágil do betão, melhorando a sua resistência pós-fendilhação, bem como restringir a abertura de fendas, com benefícios em termos de durabilidade do betão [1-4].

[1]Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, ISISE, Guimarães, Portugal. frazao_cristina@hotmail.com
[2]Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, ISISE, Guimarães, Portugal. barros@civil.uminho.pt
[3]Instituto Superior Técnico, DECivil, ICIST, Lisboa, Portugal. abogas@civil.ist.utl.pt
[4]CiviTest, Lda., Jesufrei, Vila Nova de Famalicão, Portugal. delfinagoncalves@civitest.com

Em ambientes com ataque de cloretos, a possibilidade de corrosão das fibras de aço é um cenário que deve ser considerado no quadro da durabilidade do betão reforçado com fibras de aço (BRFA) [5].

No BRFA não fendilhado, a interação entre a camada superficial do betão e o meio ambiente está na base do desenvolvimento de diversos processos de degradação. No BRFA, algumas fibras apresentam-se muitas vezes à superfície, sem camada de recobrimento exterior protetor, podendo sofrer processos de corrosão [6]. No entanto, apesar da corrosão superficial afetar negativamente a aparência da superfície de betão, com o aparecimento de manchas de ferrugem, não parece ter influência significativa nas propriedades mecânicas do betão [7].

No BRFA fendilhado, a corrosão tende a ocorrer nas fibras de aço que atravessam as fendas, provocando a redução da secção das fibras e consequentemente podendo diminuir a resistência residual do BRFA em flexão [8]. Por outro lado, os produtos de corrosão podem causar um aumento do atrito fibra/matriz, melhorando o comportamento de arrancamento da fibra e, consequentemente, a resistência à flexão dos elementos de BRFA [8]. Se a abertura de fenda for muito reduzida (até 0.1 mm), o processo de auto-regeneração (*self-healing*) recupera a integridade do betão, tendo a corrosão das fibras um efeito desprezável no desempenho estrutural e na durabilidade do BRFA [8].

No presente trabalho, os efeitos da corrosão das FAR no comportamento pós-fendilhação do betão reforçado com fibras de aço recicladas (BRFAR) foram avaliados através da realização de ensaios com placas redondas de BRFAR previamente fendilhadas e imersas numa solução salina para simular condições de exposição marítima. Os ensaios de placa foram realizados de acordo com as recomendações da ASTM C1550-05 [9]. A influência da abertura de fenda e da penetração de cloretos foi avaliada nas respostas força-flecha e energia dissipada obtidas nos ensaios de placa.

Foi utilizada uma estratégia de análise inversa para derivar a relação tensão-abertura de fenda do BRFAR representativa dos ensaios de placa, que combina uma abordagem momento-rotação com um modelo que considera as condições cinemáticas e de equilíbrio dos ensaios de placa em condições de rotura [11]. Esta estratégia permite avaliar a influência do período de imersão em cloretos e do nível de abertura de fenda previamente aplicados, na relação tensão-abertura de fenda do BRFAR.

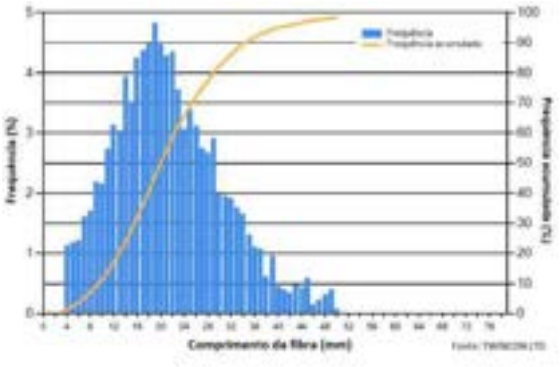
2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Fibras de aço recicladas

As FAR utilizadas foram obtidas por um processo de trituração de pneus usados de camiões, sendo o aço separado da borracha por processo magnético. As FAR possuem geometria irregular com diferentes comprimentos e diâmetros (Figura 1). De acordo com as indicações do fornecedor, em média, as FAR possuem 20 mm de comprimento e 0.15 mm de diâmetro, para uma esbelteza de 133 e uma resistência à tração superior a 2850 MPa.



(a)



(b)

Figura 1. Fibras de aço recicladas: *(a)* vista geral de várias fibras
(b) Análise da distribuição do comprimento das fibras

2.2 Composição do BRFAR

O BRFAR foi produzido com cimento Portland CEM I 42.5R (*C*), cinzas volantes (*CV*), três tipos de agregados (areia fina 0.15-1.19 mm (*AF*), meia areia 0.30-4.76 mm (*MA*) e brita 4.76-19.10 mm (*B*)), água (*A*), superplastificante MasterGlenium SKY 617 (*SP*) e 1% de fibras de aço recicladas (*FAR*) por volume de betão.

No Quadro 1 apresenta-se a dosagem de cada componente por m^3 de betão, que foi definida com base numa metodologia desenvolvida por Barros *et al.* [12] que contempla numa primeira fase a otimização separada da composição da pasta ligante e da constituição do esqueleto sólido granular. Após esta fase, é definida a melhor percentagem de pasta ligante/esqueleto granular incluindo a adição das FAR.

Quadro 1. Composição de 1 m^3 de BRFAR

C (kg)	*CV* (kg)	*AF* (kg)	*MA* (kg)	*B* (kg)	*A* (L)	*SP* (L)	*FAR* (kg)
400	200	147	735	597	173	7.2	75.8

De modo a facilitar o manuseio e a montagem do ensaio, as placas redondas de BRFAR foram produzidas com menores dimensões do que as preconizadas na ASTM C1550-05 [9], nomeadamente, com diâmetro de 600 mm e 60 mm de espessura. De acordo com Minelli e Plizzari [13], esta redução do diâmetro e espessura das placas não afeta a dispersão e a repetibilidade dos resultados quando comparados com os obtidos com placas padrão da ASTM C1550-05 [9].

Devido à limitação dos moldes disponíveis, foram realizadas 2 amassaduras de BRFAR com a mesma composição, sendo uma utilizada na produção das placas a serem posteriormente sujeitas a imersão em solução de 3.5% NaCl (designado por BRFAR-COR) e a outra utilizada na produção das placas de referência, apenas sujeitas a imersão em água (designado por BRFAR-REF). Para cada amassadura foram produzidos provetes (4 cilindros de Φ150 mm×300 mm e 3 vigas de 150×150×600 mm^3) para a realização de ensaios de caracterização mecânica do betão após 28 dias de cura húmida.

A trabalhabilidade dos betões no estado fresco foi avaliada através do ensaio de abaixamento de acordo com a norma NP EN 12350-2 [14]. O abaixamento médio medido no BRFAR-COR foi de 140 mm e no BRFAR-REF foi de 100 mm, atribuindo a estes betões a Classe de consistência S3, de acordo com a norma EN 206-1 [15].

2.3 Caracterização mecânica do BRFAR

2.3.1 Comportamento à compressão

O módulo de elasticidade e a resistência à compressão dos betões produzidos foram avaliados aos 28 dias de idade, em cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, de acordo com a norma NP EN 12390-13 [16] e a norma NP EN 12390-3 [17], respetivamente. Os valores médios obtidos do módulo de elasticidade (E_{cm}) e da resistência à compressão (f_{cm}) apresentam-se no Quadro 2. As diferenças entre o comportamento à compressão dos betões produzidos são pouco significativas, no entanto, o BRFAR-COR apresentou maior resistência à compressão do que o BRFAR-REF.

Quadro 2. Resultados relevantes dos ensaios de compressão (média de 4 cilindros)

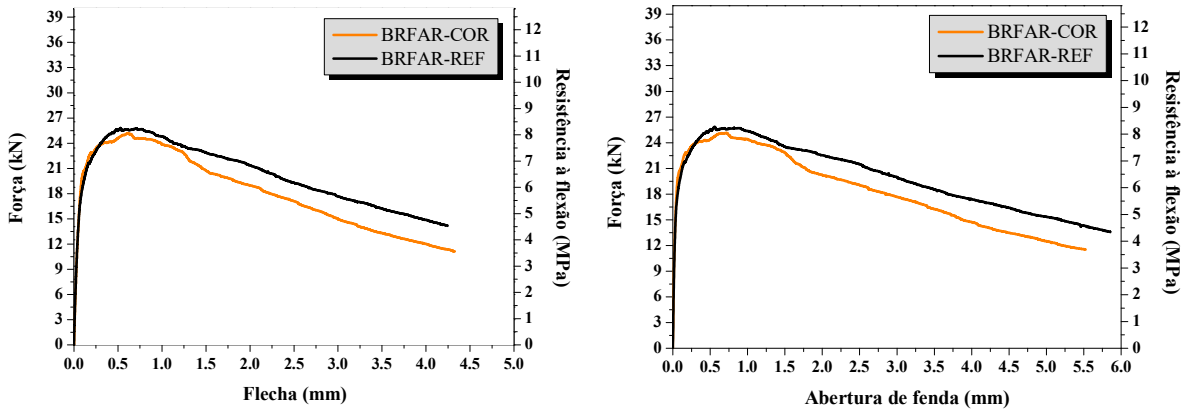
	BRFAR-COR	**BRFAR-REF**
E_{cm} **(GPa)** *(CoV%)*	28.1 (*12.24*)	28.9 (*0.86*)
f_{cm} **(MPa)** *(CoV%)*	47.2 (*1.42*)	44.3 (*0.94*)

2.3.2 Comportamento à flexão

O comportamento à flexão do BRFAR foi avaliado através da execução de ensaios de flexão em 3 pontos com vigas previamente entalhadas. Os ensaios foram realizados de acordo com as recomendações do CEB-FIP Model Code [18] em termos de procedimento de cura, dimensões e posição do entalhe nas

vigas, condições de carregamento e posicionamento da viga, principais características do equipamento e transdutores de medição e procedimento de ensaio.

Na Figura 2 apresentam-se as curvas médias força/resistência à flexão-flecha (F/σ-δ) e força/ resistência à flexão-abertura de fenda registadas no BRFAR-COR e BRFAR-REF aos 28 dias de idade.



(a) *(b)*

Figura 2. *(a)* Relação média força/resistência à flexão versus flecha e *(b)* Relação média força/resistência à flexão versus abertura de fenda do BRFAR-COR e BRFAR-REF

Das relações apresentadas na Figura 2 determinou-se a tensão correspondente ao limite de proporcionalidade ($f_{ct,L}$), as resistências equivalentes ($f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$) e as resistências residuais à tração por flexão ($f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$) de acordo com as recomendações do CEB-FIP Model Code [18]. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 3 e verifica-se que as diferenças entre os betões são pouco significativas. No entanto, obtiveram-se resistências residuais mais elevadas no BRFAR-REF do que no BRFAR-COR.

Quadro 3. Resultados relevantes dos ensaios de flexão (média de 3 vigas)

Viga		$f_{ct,L}$ (MPa)	$f_{eq,2}$ (MPa)	$f_{eq,3}$ (MPa)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,2}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)
BRFAR-COR	AVG	4.57	8.37	6.90	7.80	7.30	6.10	5.20
	CoV (%)	*1.29*	*1.52*	*4.07*	*3.86*	*4.10*	*4.66*	*5.68*
BRFAR -REF	AVG	4.53	8.47	7.39	8.17	7.64	6.99	6.23
	CoV (%)	*5.41*	*7.08*	*13.11*	*9.23*	*11.03*	*10.82*	*11.87*

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão e flexão serão posteriormente utilizados para a obtenção das leis constitutivas do BRFAR por análise numérica [10, 11].

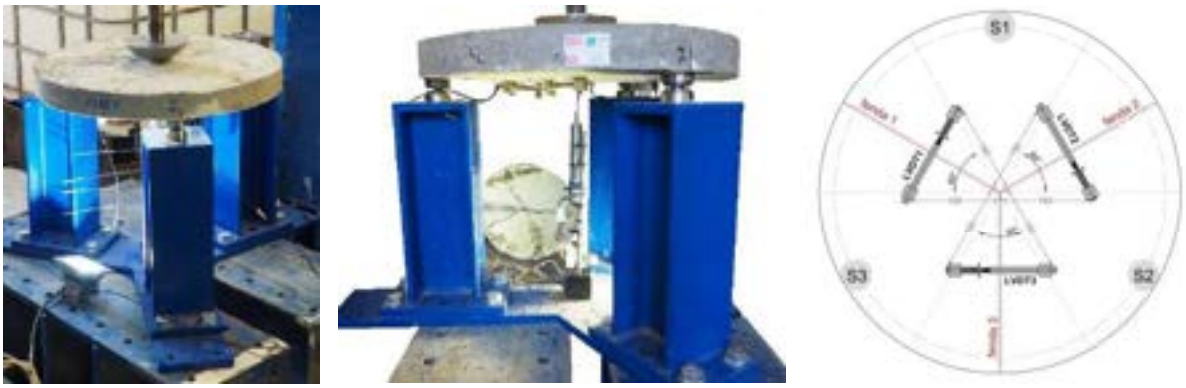
2.4 Ensaios de placas redondas

De acordo com as recomendações da ASTM C1550-05 [9], os ensaios das placas redondas de BRFAR foram realizados com a placa apoiada em 3 pontos e solicitada no seu centro. Os 3 apoios formam com o ponto central da placa setores iguais de 120 graus, conforme representado na Figura 3.

De modo a avaliar os efeitos da corrosão nos mecanismos de reforço das FAR, desenvolvidos durante o arrancamento das fibras da matriz de betão, os principais parâmetros controladores do fenómeno da corrosão foram a abertura de fenda e a concentração crítica de cloretos necessária para iniciar a corrosão.

A influência da abertura de fenda, w_{cr}, foi estudada para aberturas de 0.5 mm e 1 mm. No estudo foram também consideradas placas não fendilhadas.

A abertura de fenda pretendida foi implementada nas placas redondas após 28 dias de cura e antes de serem sujeitas a imersão. O processo de pré-fendilhação consistiu em submeter a placa a um ciclo de carga/descarga, em controlo de deslocamento a uma velocidade de 1.0 mm/min. Utilizando a configuração de ensaio apresentada na Figura 3, impôs-se nas placas o deslocamento central correspondente à abertura de fenda pretendida após descarga (avaliado em ensaios preliminares). O deslocamento vertical central foi medido com um transdutor (LVDT) na face inferior da placa (Figura 3b). A abertura de fenda foi determinada pela média das medições realizadas em 3 LVDTs, posicionados de acordo com a configuração apresentada na Figura 3c.

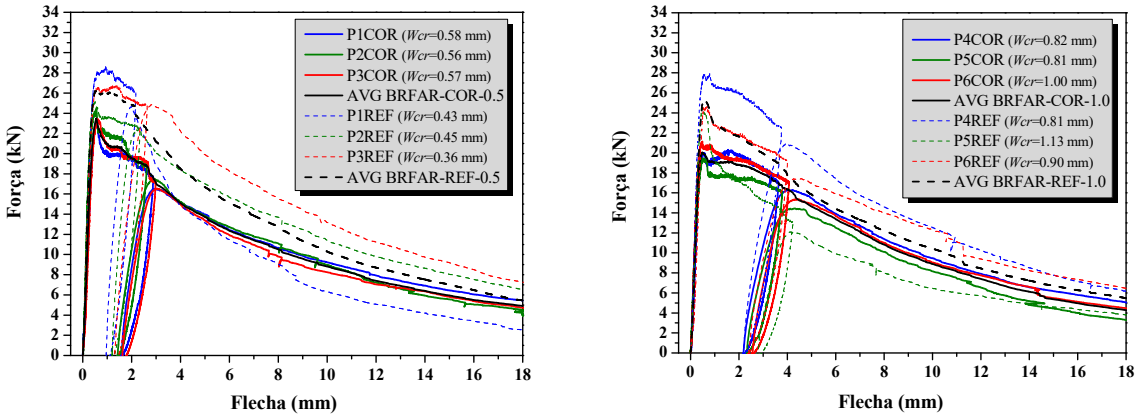


(a) *(b)* *(c)*

Figura 3. Configuração do ensaio das placas redondas *(a)* Vista geral *(b)* Posicionamento do LVDT para medição do deslocamento central *(c)* Posicionamento dos LVDTs para medição da abertura das fendas (unidades em mm)

Para induzir corrosão nas fibras, as placas de BRFAR-COR, após fendilhação, foram submetidas a 10 dias de imersão em solução aquosa com 3.5% em massa (0.6M) de cloreto de sódio (NaCl), pretendendo simular um ambiente marítimo. Para efeito de comparação e análise de resultados, foram consideradas placas de BRFAR de referência (BRFAR-REF), fendilhadas e não fendilhadas nas mesmas condições das anteriores, sendo submetidas a imersão em água durante 10 dias. Durante o período de imersão, a temperatura da solução e da água foram mantidas constante, a 20ºC. Finalizado o período de imersão, todas as placas foram sujeitas a ensaio, de acordo com as recomendações da ASTM C1550-05 [9].

Na Figura 4 apresenta-se a resposta força-flecha registada nas placas fendilhadas de BRFAR-COR (Fig. 4a) e BRFAR-REF (Fig. 4b) durante o processo de pré-fendilhação e após 10 dias de imersão.



(a) *(b)*

Figura 4. Relação força versus flecha nas placas fendilhadas de BRFAR-COR e BRFAR-REF para pré-abertura de fissura de a) 0.5 mm (P1, P2, P3), e b) 1.0 mm (P4, P5, P6).

De acordo com a Figura 5, para cada curva experimental das placas fendilhadas foram determinados os seguintes parâmetros de rigidez: K_{ci} - Rigidez inicial, K_{0u} - Rigidez inicial tangente de descarga, K_{fu} - Rigidez final tangente de descarga, K_{0r} - Rigidez inicial tangente de recarga, $K_{c\sec u}$ - Rigidez secante de descarga, $K_{c\sec r}$ - Rigidez secante de recarga.

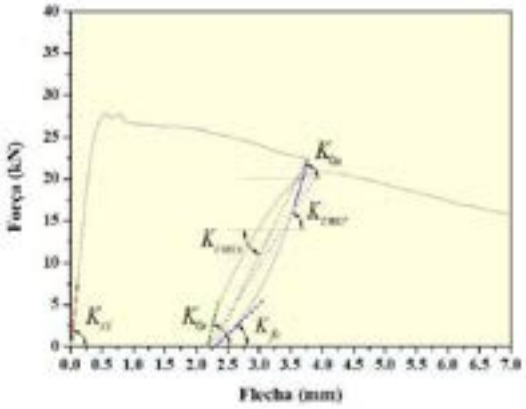


Figura 5. Parâmetros de rigidez determinados para cada painel

No Quadro 4 apresentam-se os resultados médios obtidos dos parâmetros de rigidez normalizados, determinados nas curvas experimentais das placas de BRFAR-COR e BRFAR-REF.

Quadro 4. Parâmetros de rigidez determinados no BRFAR-COR e BRFAR-REF (média de 3 placas)

Placa		W_{cr} (mm)	K_{ci} (kN/mm)	K_{0u}/K_{ci}	K_{fu}/K_{ci}	K_{0r}/K_{ci}	K_{csecu}/K_{ci}	K_{csecr}/K_{ci}
BRFAR-COR-0.5 P1, P2, P3	AVG	0.57	49.47	0.56	0.15	0.60	0.31	0.22
	CoV (%)	*1.90*	*20.77*	*16.51*	*24.26*	*21.79*	*17.15*	*31.33*
BRFAR-REF-0.5 P1, P2, P3	AVG	0.41	79.80	0.48	0.15	0.64	0.28	0.24
	CoV (%)	*11.93*	*7.53*	*10.93*	*15.61*	*19.70*	*11.05*	*15.22*
BRFAR-COR-1.0 P4, P5, P6	AVG	0.88	61.56	0.40	0.08	0.39	0.20	0.13
	CoV (%)	*12.26*	*15.49*	*12.56*	*26.77*	*22.04*	*20.28*	*19.20*
BRFAR-REF-1.0 P4, P5, P6	AVG	0.95	63.73	0.39	0.08	0.41	0.19	0.15
	CoV (%)	*17.59*	*15.26*	*22.15*	*18.47*	*16.15*	*16.06*	*6.10*

Para os dois tipos de placas (COR e REF) verificou-se uma redução da rigidez inicial e da capacidade de carga máxima, que é tão mais elevada quanto maior a pré-abertura de fenda. Comparando as placas de BRFAR-COR com as placas de referência, não se observam diferenças significativas entre os parâmetros de rigidez, o que significa que a corrosão das FAR teve um efeito desprezável no comportamento pós-fendilhação do BRFAR fendilhado, com aberturas de fenda até 1 mm e para o período de imersão de 10 dias em solução 3.5% NaCl.

Na Figura 6a apresentam-se as curvas médias força-flecha obtidas nas placas fendilhadas e não fendilhadas de BRFAR-COR e BRFAR-REF. Na Figura 6b apresentam-se as curvas médias energia absorvida-flecha que representa a área sob as curvas força-flecha registadas nas placas de BRFAR-COR e BRFAR-REF.

As placas de BRFAR-COR demostraram uma ligeira menor capacidade de carga máxima e pós-fendilhação e menor capacidade de absorção de energia que as placas de BRFAR-REF, o que poderá ser justificado pela menor resistência à flexão pós-fendilhação observada nos ensaios das vigas de BRFAR-COR (secção 2.3.2). Não se observaram diferenças significativas entre as placas de BRFAR-COR e as placas de BRFAR-REF, sejam pré-fendilhadas ou não fendilhadas. Deste modo, os efeitos da

corrosão das FAR foram praticamente desprezáveis no comportamento pós-fendilhação do BRFAR, para níveis de abertura de fenda até 1 mm e para o período de imersão em cloretos de 10 dias.

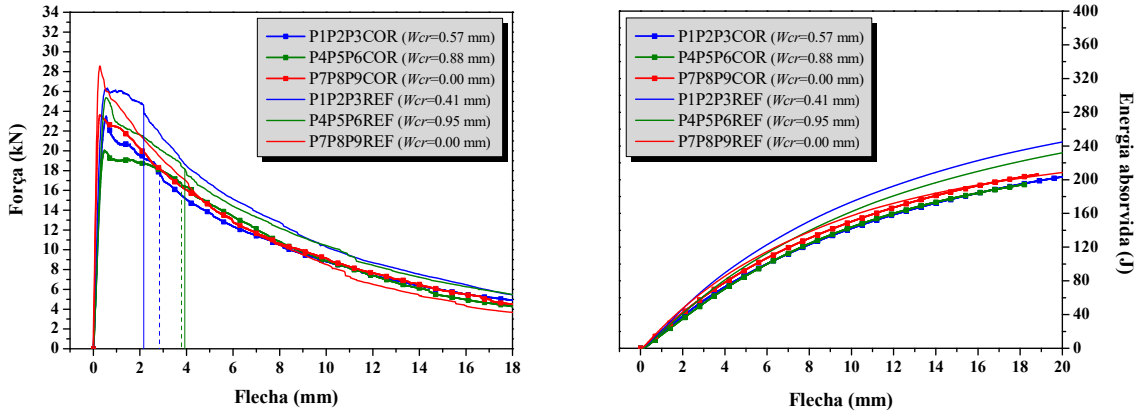


Figura 6. *(a)* Relação média força versus flecha e *(b)* Relação média energia absorvida versus flecha nas placas fendilhadas e não fendilhadas de BRFAR-COR e BRFAR-REF

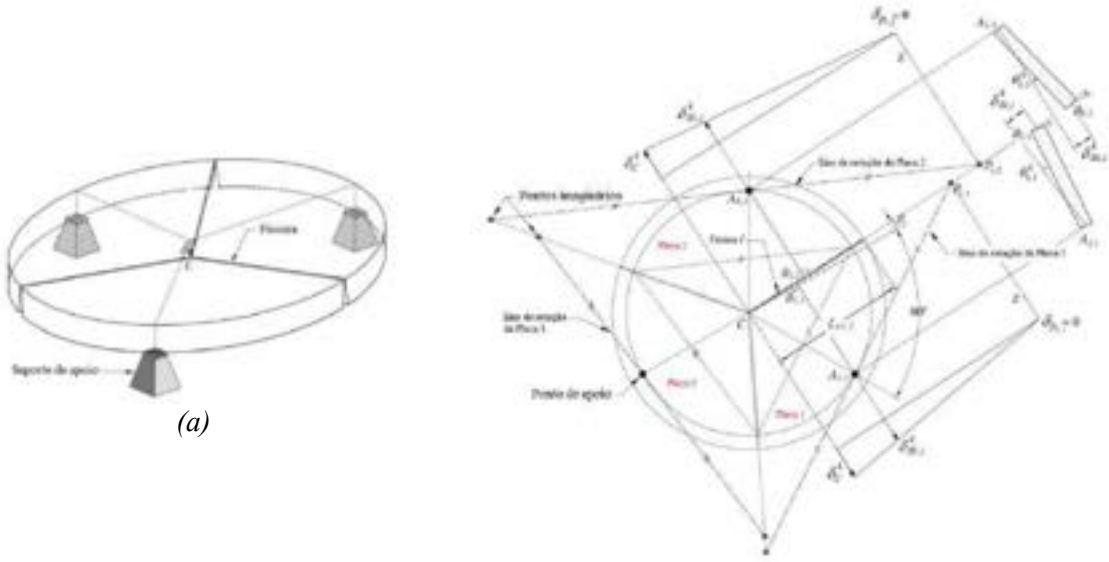
3. MODELO NUMÉRICO

No presente trabalho pretendeu-se também avaliar a influência do período de exposição ambiental na relação tensão-abertura de fenda. Para tal a relação tensão-abertura de fenda foi obtida por intermédio de um método de análise inversa baseado num modelo numérico já existente na literatura [11]. Este modelo considera as leis constitutivas do BRF em tração e compressão para determinar a relação momento-rotação, as condições de apoio e carregamento da placa em termos de equilíbrio e restrições cinemáticas, e o princípio dos trabalhos virtuais, de forma a derivar a lei tensão-abertura de fenda do BRF da placa, aproximando, por análise inversa, a resposta força-flecha experimental da numérica a menos de um erro pretendido.

Para o cálculo da relação momento-rotação recorreu-se a um modelo de secção plana implementado no programa de cálculo DOCROS [19]. O programa em questão visa o cálculo de secções planas sujeitas à flexão simples ou composta considerando o comportamento não linear dos materiais intervenientes. O modelo implementado considera a secção discretizada em camadas horizontais, e atende às equações de equilíbrio, compatibilidade de deformações e às leis constitutivas dos materiais intervenientes. Neste caso considerou-se uma secção de 1000 mm de largura e 60 mm de altura (de acordo com a geometria das placas), discretizada em 60 camadas de 1 mm de espessura.

3.1 Simulação numérica dos ensaios de placas redondas apoiadas em 3 pontos

De acordo com o modelo proposto por Salehian *et al.* [11], nos ensaios de placa apoiadas em 3 pontos é assumido que, assim que se atinge a carga de pico, as fendas dominantes propagam-se na placa, de acordo com o padrão de fendilhação representado na Figura 7. Por simplificação, é assumido que as fendas são retas e difundem-se do centro da placa. Na Figura 7a apresenta-se a configuração considerada da deformação das placas nos ensaios com 3 pontos de apoio, onde a propagação de 3 fendas formadas subdivide a placa em 3 pequenas placas consideradas sem dano, pelo que a sua deformação será exclusivamente de movimento de corpo rígido. A flecha devida à deformação elástica destas pequenas placas é recuperada na fase de amolecimento estrutural, quando as fendas abrem gradualmente. Como a flecha elástica é muito menor que a flecha derivada da abertura de fenda, esta pode ser desprezada, pelo que a flecha no centro da placa é exclusivamente devida à rotação das pequenas placas em torno das fendas dominantes. Os eixos de rotação das pequenas placas correspondem às linhas tangentes ao perímetro da placa em cada ponto de apoio e que se intersectam nos pontos imaginários p_i localizados no alinhamento dos eixos das fendas, Figura 7b.



(a) *(b)*

Figura 7. *(a)* Padrão de fendilhação e deformação considerado nas placas de BRFAR *(b)* mecanismos cinemáticos para determinação da flecha da placa devido a rotação das macro-fendas (figuras adaptadas de Salehian *et al.* [11])

Nos ensaios de placa com 3 pontos de apoio, o alinhamento da fenda radial, em cada secção do painel entre 2 pontos de apoio consecutivos, poderá ter um certo desvio em relação à linha bissetriz dessa secção, conforme representado por β_i na Figura 7b. Considerando duas perpendiculares ao alinhamento da fenda *i* desde os pontos de apoio $A_{i,1}$ e $A_{i,2}$, a sua interseção com a fenda *i* origina dois pontos: $B_{i,1}$ e $B_{i,2}$. A flecha nestes 2 pontos, $\delta^k_{B_{i,i}}$ para cada incremento de força *k* pode ser deduzida através da flecha central δ^k_c, considerando as seguintes equações (assumindo uma variação linear da flecha ao longo da fenda e considerando uma flecha nula ao nível do ponto imaginário p_i da fenda *i*):

$$\delta^k_{B_{i,1}} = \left(\frac{B_{i,1}p_i}{Cp_i}\right)\delta^k_c \;\; ; \;\; \delta^k_{B_{i,2}} = \left(\frac{B_{i,2}p_i}{Cp_i}\right)\delta^k_c \tag{1}$$

A flecha central δ^k_c é considerada linearmente dependente do incremento de flecha central ($\Delta\delta^k_c$) adotado nos cálculos ($\delta^k_c = k\Delta\delta_c$). As flechas $\delta^k_{B_{i,1}}$ e $\delta^k_{B_{i,2}}$ impõem, respetivamente, as rotações $\theta^k_{B_{i,1}}$ e $\theta^k_{B_{i,2}}$, conforme apresentado na Figura 7b, determinando pelas seguintes equações:

$$\theta^k_{i,1} = \left(\frac{\delta^k_{B_{i,1}}}{A_{i,1}B_{i,1}}\right) \;\; ; \;\; \theta^k_{i,2} = \left(\frac{\delta^k_{B_{i,2}}}{A_{i,2}B_{i,2}}\right) \tag{2}$$

A rotação total da fenda *i,* θ^k_i devido à flecha imposta no centro da placa δ^k_c é dada pela soma de $\theta^k_{i,1}$ e $\theta^k_{i,2}$. O correspondente momento fletor resistente por unidade de largura da secção transversal da placa (M^k_i) é determinado considerando a relação momento-rotação obtida com o DOCROS.

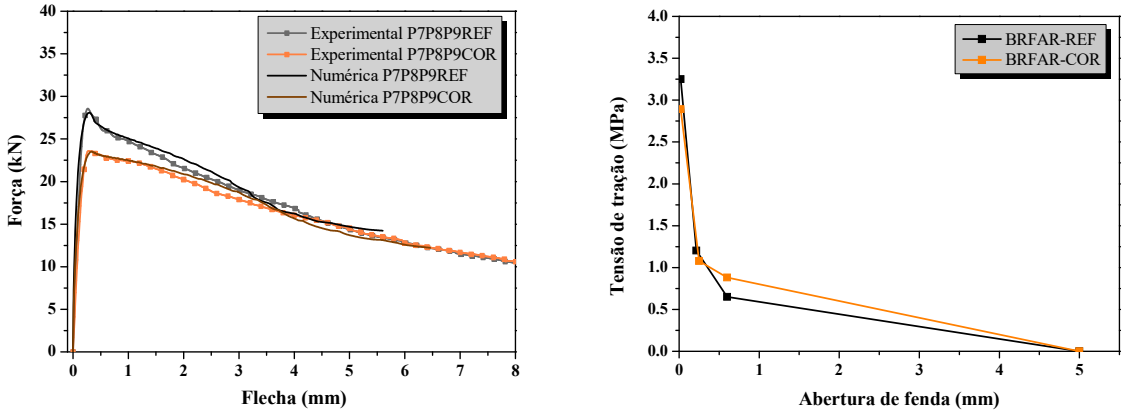
Por aplicação do princípio dos trabalhos virtuais, a relação força, F^k_c -flecha central, δ^k_c para cada incremento de força *k* é determinada pela seguinte equação:

$$F^k_c = \frac{1}{\delta^k_c}\sum_{i=1}^{n_{cr}}(M^k_i \times L_{cr,i})\theta^k_i \tag{3}$$

onde $L_{cr,i}$ corresponde ao comprimento de cada fenda *i e* n_{cr} ao número total de fendas.

A relação força-flecha obtida numericamente foi comparada com a obtida experimentalmente. Com recurso a uma estratégia de análise inversa, as leis constitutivas do BRFAR pós-fendilhação foram determinadas, ajustando as curvas numéricas força-flecha às respetivas curvas médias experimentais do BRFAR-COR e do BRFAR-REF obtidas nos ensaios das placas sem aberturas de fenda, conforme apresentado na Figura 8a.

Na Figura 8b apresentam-se os diagramas tensão de tração-abertura de fenda utilizados para simular o comportamento à tração do BRFAR-COR e do BRFAR-REF. O comportamento à compressão do BRFAR-COR e do BRFAR-REF foi simulado com base nas respostas médias tensão-extensão obtidas nos ensaios de compressão (secção 2.3.1).



(a) *(b)*

Figura 8. *(a)* Curvas experimentais e numéricas da relação média força-flecha do BRFAR-COR e do BRFAR-REF *(b)* Relação tensão-abertura de fenda do BRFAR-COR e do BRFAR-REF

De acordo com os resultados apresentados na Figura 8b, verifica-se que apesar da resistência máxima à tração do BRFAR-COR ser menor que a obtida no BRFAR-REF, a tensão de tração pós-fendilhação é ligeiramente superior no BRFAR-COR, o que significa que o efeito da corrosão das FAR foi benéfico no comportamento pós-fendilhação do BRFAR sem pré-abertura de fenda e após 10 dias de imersão em solução salina.

4. CONCLUSÕES

Com o intuito de avaliar os efeitos da corrosão das FAR, no comportamento pré- e pós-fendilhação do BRFAR, realizou-se um programa experimental constituído por ensaios com placas redondas de BRFAR fendilhadas e sujeitas previamente à ação da corrosão por exposição a um ambiente agressivo de cloretos. De acordo com os resultados obtidos, verificou-se uma diminuição da rigidez das placas de BRFAR pré-fendilhadas com o aumento da abertura de fenda. Para o período de imersão de 10 dias em solução 3.5% NaCl, a corrosão das FAR teve um efeito desprezível no comportamento pós-fendilhação do BRFAR com aberturas de fenda até 1 mm.

Por intermédio de um método de análise inversa, baseado num modelo numérico já existente na literatura, foi avaliada a influência do período de exposição ambiental adotado, na relação tensão-abertura de fenda do BRFAR. O grau de aproximação das curvas numéricas às curvas experimentais foi bastante satisfatório e de acordo com as leis constitutivas obtidas do BRFAR pós-fendilhação, a corrosão das FAR provocou um ligeiro melhoramento do comportamento pós-fendilhação do BRFAR sem pré-abertura de fenda.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à empresa Twincon o fornecimento das fibras de aço recicladas, e à empresa CiviTest pelo apoio na produção do BRFAR. À Secil pelo cimento, à Central Termoeléctrica do Pego pelas cinzas volantes e à BASF pelo superplastificante. O primeiro autor agradece a bolsa de doutoramento

PD/BD/113638/2015 concedida pela FCT. Agradece-se ainda o apoio garantido pelo projeto da FCT com referência POCI-01-0145-FEDER-016905 (PTDC/ECM-EST/2635/2014).

REFERÊNCIAS

[1] Pilakoutas, K.; Neocleous, K.; Tlemat, H. (2004). Reuse of tyre steel fibres as concrete reinforcement. Proceedings of the ICE: Engineering Sustainability, Vol. 157(3), pp. 131-138.

[2] Aiello, M.A.; Leuzzi, F.; Centonze, G.; Maffezzoli, A. (2009). Use of steel fibers recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: Pull-out behaviour, compressive and flexural strength. Waste Management, Vol. 29, pp. 1960-1970.

[3] Zamanzadeh Z.; Lourenço L.A.P.; Barros J.A.O. (2015). Recycled Steel Fibre Reinforced Concrete failing in bending and in shear. Construction and Building Materials, Vol. 85, pp. 195-207.

[4] Graeff, A.; Pilakoutas, K.; Lynsdale, C.; Neocleous, K.; Peres, M. (2012). Fatigue resistance and cracking mechanism of concrete pavements reinforced with recycled steel fibres recovered from post-consumer tyres. Engineering Structures, Vol. 45, pp. 385-395.

[5] ACI 544.5R-10 (2010). Report on the physical properties and durability of fiber-reinforced concrete. ACI Committee 544.

[6] Balouch, S.; Forth, J.; Granju, J. (2010). Surface corrosion of steel fibre reinforced concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp. 410–414.

[7] Graeff, A.; Pilakoutas, K.; Lynsdale, C.; Neocleous, K. (2009). Corrosion Durability of Recycled Steel Fibre Reinforced Concrete. Article No.7, Intersections/Intersec_ii, Vol. 6, No. 4;

[8] Granju, J.; Balouch, S. (2005). Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks. Cement and Concrete Research, Vol. 35(3), pp. 572-577.

[9] ASTM C1550-05 (2005). Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (using centrally loaded round panel). ASTM International.

[10] Barros, J.A.O.; Taheri, M.; Salehian, H. (2015). A model to simulate the moment-rotation and crack width of FRC members reinforced with longitudinal bars. Engineering Structures, Vol. 100, pp. 43-56.

[11] Salehian, H., Barros, J.A.O., Taheri, M. (2014). Evaluation of the influence of post-cracking response of steel fibre reinforced concrete (SFRC) on load carrying capacity of SFRC panels. Construction and Building Materials, Vol. 73, pp. 289-304.

[12] Barros J.; Pereira E.; Santos S. 2007. Lightweight panels of steel fibre reinforced self-compacting concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 19(4), pp. 295-304.

[13] Minelli, F. and Plizzari, G.A. (2010). Fiber reinforced concrete characterization through round panel test – part i: Experimental study. In: B.H.O.e. al. (editor). Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures – High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loadings and Structural Applications, pages. Seoul, Korea.

[14] EN 12350-2 (2009). Testing fresh concrete – Part 2: Slump test.

[15] NP EN 206-1 (2007). Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity. IPQ, Lisbon, pp. 21;

[16] EN 12390-13 (2012). Testing hardened concrete – Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression.

[17] EN 12390-3 (2009). Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of specimens.

[18] CEB-FIP Model Code 2010 – Volume 1. Tomas Telford, Lausanne, Switzerland, 2013.

[19] Basto C.A.A., Barros J.A.O. (2008). Numeric simulation of sections submitted to bending. Technical report 08-DEC/E-46, Dep. Civil Eng., School Eng., University of Minho, pp. 73.

Numerical Analysis For Steel-Fiber-Reinforced Concrete As A Homogeneous Material





Caio Matos[1] **Aline Ramos**[2]

ABSTRACT

The application of reinforced concrete with steel fibers (SFRC) in usual structures has increased in civil construction due to its characteristics, which present few advantages when compared to conventional concrete, as better responses to tensile stresses and post-cracking behavior. The development of innovative approaches to modeling this material, standardized by project codes and recorded in recent scientific work are also reasons for this growing application of SFRC in constructions in general. These factors led researchers to deepen their studies about mechanical properties and behavioral models for the CRFA to obtain predictive models capable of satisfactorily reproducing structures made with such material. This article aims at applying a damage model called Concrete Damaged Plasticity (CDP) as a tool to simulate the mechanical behavior of SFRC as a homogeneous compound. The work is done using ABAQUS, a software which processes the results using the finite element method (FEM). The parameters for the CDP were calculated using experimental data from tensile and compression tests on cylindrical specimens molded with SFRC. The obtained numerical results are compared with the experimental results for SFRC beams under three-point bending test. The results showed consistency and an acceptable difference when compared to the experimental data. In addition, the CPD model had the advantage of being easily implemented using ABAQUS, requiring basic data obtained by simple tests, and satisfactorily representing SFRC as a homogeneous material.

Keywords: Concrete Damaged Plasticity. steel fiber reinforced concrete. numeric model. CDP. Abaqus. SFRC.

1. INTRODUCTION

Concrete is considered the most used structural material in the world because of its characteristics. However, there are also some limitations such as low deformation before breaking when requested for tensile stresses, brittle behavior and reduced tensile strength when compared to compressive strength. Thus, one way to minor these limitations is the increment of fibers in its matrix (FIGUEIREDO, 2011).

The origin of concrete reinforced with steel fibers occurred through attempts to improve the conventional concrete to combat its fragility. After some technological and experimental advances, it was possible to verify that the use of steel fibers improved not only the tensile strength of the concrete but also its ductility, resistance to impact and fatigue, control of cracking and, in some cases, resistance to compression (FIGUEIREDO, 2011).

These attributes enhanced by the addition of fibers have led researchers to determine more refined and practical techniques for studying new possibilities for SFRC. Improvements are sought for

[1]Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas, Brazil. caiodiasmatos@gmail.com
[2]Laboratório de Computação Científica e Visualização, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas, Brazil aline@lccv.ufal.br

the material to reduce or even extinguish the high costs generated by the application of steel bars in concrete.

The advancement of technology and the application of computational methods to engineering provided an outlet for this problem, since the numerical modeling became an alternative to simulate structural elements based on behavior models designed for materials most used in civil construction. It should also be emphasized that deductions and results from numerical modeling can be used to explain, verify or optimize experimental results and phenomena that are sometimes undetectable in laboratory tests.

In the last years, it was verified the growth of works and researches for the experimental characterization of the SFRC, however the researches on modeling of the material were quantitatively smaller in relation to the others. This work then presents a technique of numerical modeling for the SFRC that can add knowledge and new sources to the research about this composite.

2. COMPOSITION OF THE COMPOSITE AND TEST RESULTS

2.1 Characteristics of materials and Dosage

The experimental data used in this work were taken from the Scientific Report on Activities in a Postgraduate Program of the Polytechnic School of the University of São Paulo (USP-SP) and prepared by Barboza (2016).

The materials used to produce CRFA would be the same as those used in the production of conventional concrete plus the introduction of fibers. However, since the project proposal was the production of eco-efficient concrete, the natural aggregate was replaced by a large recycled aggregate.

• Cement

CP II E-32 cement having a density of 3100 kg / m³, based on the manufacturer's data, was used for the dosage.

• Aggregates

For the characterization of the fine aggregate (average washed sand) and the coarse (recycled) aggregate, three samples were used in each test and the following physical characteristics were determined: specific mass, absorption, granulometric composition and characteristic maximum size. The results are shown in Table 1.

Table 1. Características do agregado miúdo.

Tests	*Results*	
	Fine	*Coarse*
Mass density (g/cm^3)	2,48	2,295
Absorption (%)	0,97	5,045
Maximum Diameter (mm)	2,36	19,00
Finesse Module	1,92	3,44

• Additive

In order to ensure a good fluidity of the blend after the insertion of the fibers and to reduce the water demand, a chlorine-free superplasticizer base carboxylate additive was used in the production thereof. The product chosen was the ADVA Cast 525.

• Water

In the production of concrete, drinking water was used from the water supply system of the Polytechnic School of the University of São Paulo.

• Fibers

DRAMIX steel fibers were used with hook anchoring at the ends, length (l) of 60mm and circular cross section with diameter (d) of 0.75mm, resulting in a shape factor of 80.

• Dosage

The dosage used, presented in Table 2, was established by Prof. Dr. Sergio Angulo considering recommendations from class notes of the same.

Table 2. Dosage.

Cement (kg)	Water/Cement	Agreggates (kg)		Fibers (kg/m^3)	Superplasticizer (g)
		Fine	Coarse		
1	0,53	1,59	2,45	25	400,0

2.2 Tests Results

Before the molding of the beams, six cylindrical specimens with 100mm x 200mm were molded and diametral tensile strength tests (standardized by NBR-7222: 2011) and uniaxial compression (standardized by NBR-5739: 2007) were performed for a strength of 30 MPa. These tests were performed at twenty-eight days of age, the values obtained being presented in Table 3 for the compression, and in Table 4 for the traction.

Table 3. Medium compressive strength.

Specimem	*Compressive strength (MPa)*	*Medium Compressive strength (MPa)*
1	31,17	31,20
2	33,93	
3	28,51	

Table 4. Medium tensile strength.

Specimem	*Tensile strength (MPa)*	*Medium tensile strength (MPa)*
1	3,26	3,14
2	3,17	
3	2,99	

The results of tensile strength in the bending of the blends can be evaluated by checking the post-cracking behavior in a 3-point bending test as per EN-14561: 2005. For this test, 150mmx150mmx550mm prismatic specimens were molded and the graphs shown in Figure 1 were obtained, related to the load applied in the middle of the span with the displacement measured in the lower part of the central notch.

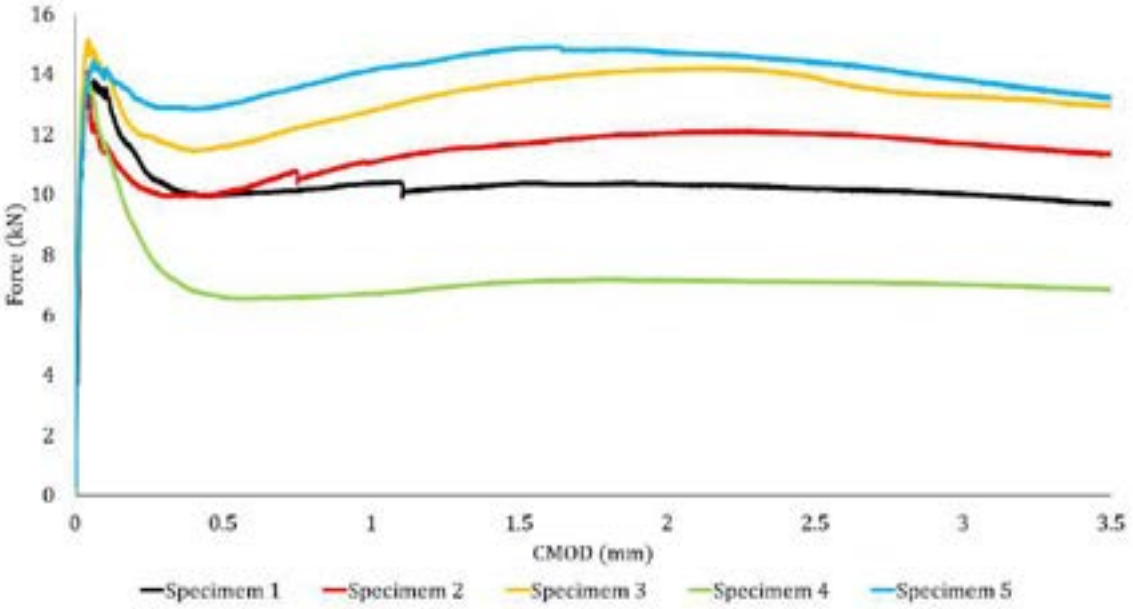


Figure 1. Results for tested beams.

3. NUMERIC MODEL

3.1 Concrete Damaged Plasticity

ABAQUS is a software that has different models of inelastic behavior for various materials such as concrete, soils, ceramics, among others. In this way the software allows to reproduce the behavior of some materials by means of adjustment and control parameters inserted in behavior models.

To avoid the difficulties to reproduce the behavior of the composite studied, the Concrete Damaged Plasticity (CDP) was chosen as a damage model to represent the nonlinearity intrinsic to the SFRC. The CDP is a continuous plasticity damage model that applies the concept of elastic damage in conjunction with isotropic traction and compression plasticity to simulate concrete behavior.

In addition, the CDP shows the ability to easily implement the mechanical behavior characteristics that differ the SFRC from the simple concrete. An example of this is the possibility of modifying parameters that interfere in the post-cracking behavior of the composite, at which point the steel fibers show a greater contribution in the mechanical responses of the SFRC.

The CDP model requires input parameters for uniaxial tension, tensile and compression behavior. The uniaxial compression response is considered linear-elastic until the elastic proportional limit stress is reached. The material passes through a hardening effect until it reaches the maximum compression tension followed by a softening branch. If the concrete element is discharged at any point after reaching its maximum strength, its response will be weakened. The elastic stiffness of the material is affected, it suffers damage due to the presence of a residual tension. The uniaxial tensile behavior is initially linear-elastic, with the same modulus of elasticity for compression. As soon as the maximum tensile strength is achieved, the concrete begins to crack. After that, a post-fissure softening occurs, which can be modeled in the ABAQUS with the modification of stiffening parameters or by applying as input parameters amounts of energy for the material (Figure 2)

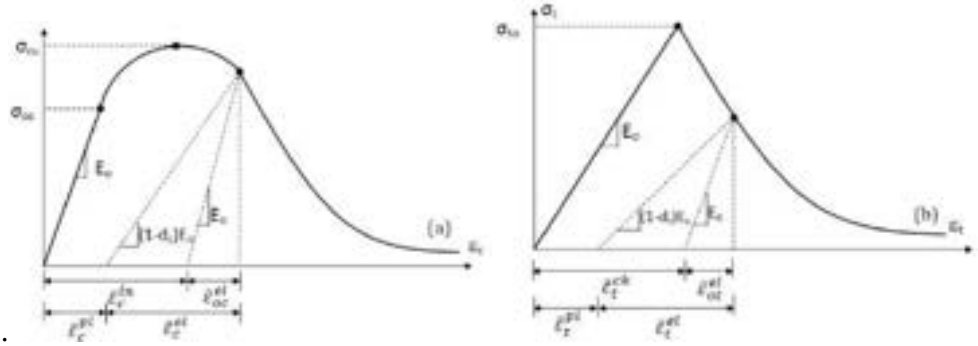


Figura 2. Behavior under uniaxial (a) compression and (b) tensile stress. (ABAQU'S User Manual (2008)).

The damage variables for traction and compression can assume values between 0 and 1, where 0 represents the undamaged state of the material and 1 the state of total damage of the material and are found with Eq. (1) and (2). Where σ_{cu} and σ_{to} represent the ultimate tensile strengths of the material, respectively, and σ_c and σ_t are the stresses exerted on the material after peak resistances.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} \quad (1)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{to}} \quad (2)$$

With the behavior models at defined uniaxial stresses, other input parameters to be introduced are the inelastic compression deformations and the inelastic tensile deformations, $\varepsilon_c^{\sim in}$ and $\varepsilon_t^{\sim in}$ respectively, which are determined by subtracting elastic deformation of the total deformation suffered by the material. In addition, E_o represents the modulus of elasticity and f_{cm} the average compressive strength, as shown in Eqs. (3) to (5).

$$\varepsilon^{\sim in} = \varepsilon - \varepsilon_o^{el} \quad (3)$$

$$\varepsilon_o^{el} = \frac{\sigma}{E_o} \quad (4)$$

$$E_o = 9500 \times \sqrt[3]{(f_{cm})} \quad (5)$$

In the recent work by Chi et. al (2017) were developed and validated relations able to determine the input parameters of the CDP model for concrete reinforced with steel and polypropylene fibers, taking as parameter geometric factors of the fibers and their addition proportions to the cementitious matrix.

The CDP requires four input data, which in turn are linked to the other four control parameters of the studied material, which are: damage parameters, flow criterion, stiffness / softening laws and potential plastic function. The proposed work showed the ability to capture the main characteristics of the fiber reinforced concrete in terms of strength and deformation and to apply them to the model based on the main components proposed by the CDP and modifying them according to the strengths and characteristics of the fibers and the concrete matrix. The relationships developed by Chi et. al (2017) are presented in Eqs. (6) to (14).

$$\lambda_{sf} = V_{sf} \left(\frac{l_{sf}}{d_{sf}}\right) \quad (6)$$

$$\lambda_{pf} = V_{pf} \left(\frac{l_{pf}}{d_{pf}}\right) \quad (7)$$

$$K_c^{hf} = K_c \times \frac{k_t}{k_c} \quad (8)$$

$$k_t = 1 + 0.08\,\lambda_{sf} + 0.132\,\lambda_{pf} \quad (9)$$

$$k_c = 1 + 0.056\,\lambda_{sf} \quad (10)$$

$$f_{co}^{hf} = k_c \times f_{co} \quad (11)$$

$$\left(f_{bo}^{hf} \Big/ f_{co}^{hf}\right) = \frac{k_t^2}{0.132\,k_c} \times \left[\left(0.728 - \frac{0.749}{k_t}\right) + \sqrt{\left(0.728 - \frac{0.749}{k_t}\right)^2 + \frac{0.03}{k_t^2}}\right] \quad (12)$$

$$\psi_0^{hf} = \psi_0 \left(1 - a_\psi \lambda_{sf} - b_\psi \lambda_{pf}\right) \quad (13)$$

$$\psi_0 = 36° + 1° \left(\sigma_{co}/(3.5\sigma_{cmo})\right)) \quad (14)$$

At where:

- K_c: CDP parameter for simple concrete, ABAQU's User Manual (2008) suggests that this value equals 2/3;
- K_c^{hf}: CDP parameter for fiber reinforced concrete (CRF), the hf index stands for high fiber;
- λ_{sf} : characteristic parameter for steel fibers, the sf index stands for steel fiber;
- λ_{pf} : characteristic parameter for polypropylene fibers, the pf index stands for polypropylene fiber;
- V_{sf} : volumetric fraction of steel fibers;
- V_{pf} : volumetric fraction of steel fibers;
- L: nominal fiber length;
- D: nominal diameter of the fiber;
- $\left(\frac{l_{sf}}{d_{sf}}\right)$: shape factor of the steel fibers;
- $\left(\frac{l_{pf}}{d_{pf}}\right)$: shape de forma das fibras de polipropileno;
- ψ_0^{hf}: dilation angle for reinforced concrete with steel fibers;
- ψ_0: dilation angle for common concrete;
- a_ψ: calculation factor related to steel fibers, determined by Chi et al. (2016) as 0.861;
- b_ψ: calculation factor related to polypropylene fibers, as determined by Chi et al. (2016) as 0.097;
- ϵ: ecentricity;
- ν: Poisson's coefficient;
- μ: viscosity coefficient;
- $\sigma_{co}^{hf}/\sigma_{co}^{hf}$: ratio between biaxial and uniaxial compression strength of fiber reinforced concrete;

- σ_{cmo}: equivalence parameter for units in the relations, which Rousakis et al. (2008) suggests adopting 10MPa.

With these equations, it was possible to reach the first input parameters presented in Table 3.

Table 3. CDP input parameters.

Parameter	*Module*	*Parameter*	*Module*	*Parameter*	*Module*	*Parameter*	*Module*
V_{sf}	0.011	λ_{pf}	0	K_c^{hf}	0.680085	ψ_0^{hf}	8.931223
l_{sf}/d_{sf}	80	K_c	0.666667	$\sigma_{co}^{hf}/\sigma_{co}^{hf}$	1.592622	ϵ	0.1
λ_{sf}	0.88	k_t	1.0704	σ_{cmo}	10	μ	0.0001
V_{pf}	0	k_c	1.04928	ψ_0	36.85714	E_o	29907.79
l_{pf}/d_{pf}	0	k_t/k_c	1.020128	σ_{co}	30	ν	0.2

3.2 Uniaxial tension models

The application of the CDP implies the need to elaborate the concrete behavior curves under tensile and compression uniaxial tensions for tabular data entry. For that, we searched for constitutive models of behavior of the composite so that the behavior curves are drawn, and the input parameters calculated and implemented to the numerical model.

Regarding the mechanical response of the SFRC to compression there are still many divergences between authors. However, regardless of the uncertainty regarding compressive strength gains with the addition of steel fibers, it is certain that the concrete presents remarkable toughness and ductility gains (Barros, 1999). These gains can vary according to the orientation of the fibers in the concrete matrix (Zangelmi, 1999).

A point taken for simplifications in the processing of the model comes from the work proposed by Bencardino et al. (2008), in which the author concludes that the mechanical response of fiber-reinforced concrete was minimally altered with the addition of fibers and could be designed with the same strain-strain response idealized for simple concrete. In this way, a perfectly elastic-plastic model for compression was adopted, the results are presented in Table 4.

Strain	*Stress (MPa)*
0	0
1.5	31.2
3	31.2
5.25	31.2
8.625	31.2
14	31.2

Table 4. CDP parameters for uniaxial compression stress.

To create a model of uniaxial response more faithful to the behavior of FRC, Tlemat et al. (2006) proposed a model generated from the combination of experimental studies and inverse analysis in finite elements for the validation. The model assumed that the SFRC traction behavior is like that of simple concrete, but with higher values related to stiffening stress and maximum tensile strength (Moshin, 2012). The relationships and procedures proposed by Tlemat et. al. (2006) are shown below (Figure 3 and Eq. (15) and (16)).

$$\sigma_t^u = \sigma_{t,p}^u (1 + 0.32 \times \nu) \quad (15)$$

$$\varepsilon_t^t = \frac{\sigma_t^u}{E_{cm}} \quad (16)$$

$$\sigma_{t,2}^u = \sigma_t^u \times e^{\xi(\varepsilon_t^u - 0.002)10^3} \quad (17)$$

At where:

- σ_t^u : tensile strength for plain concrete;
- $\sigma_{t,p}^u$: tensile strength for SFRC;

- ν : steel fiber fraction;
- ε_t^t : ultimate strain;
- E_{cm}: elasticity modulus;
- $\sigma_{t,2}^u$: phase 2 stress;
- ξ : fiber factor. The value adopted was 0.19, determined by Tlemat et al (2006) for hook ended fibers.

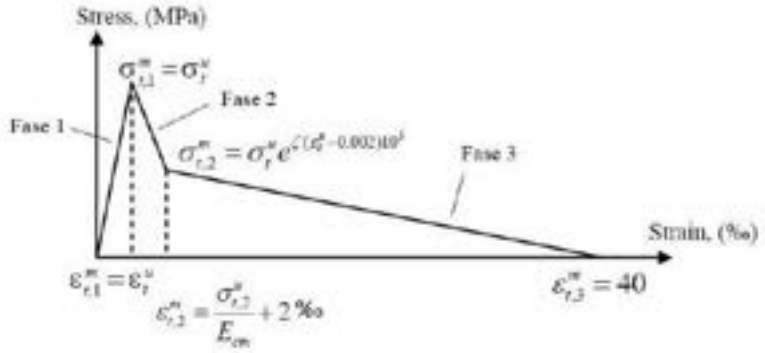


Figure 4. Stress-strain diagram by Tlemat et al. (2006).

Using these equations, it was possible to calculate the damage parameters and strain-strain graph for the SFRC, with the results presented in Table 5.

Strain	*Stress (MPa)*	*Damage*	*Cracking Strain*
0	0	0	0
0.000100305	2.999915508	0	0
0.000600305	2.578301188	0.178884972	0.000514097
0.001100305	2.156686868	0.313157049	0.001028194
0.001600305	1.735072548	0.447429125	0.001542291
0.002	1.398038671	0.554764755	0.001953255
0.003	1.320369856	0.579500046	0.002955852
0.01	0.77668815	0.752647086	0.009974031

Table 5. CDP parameters for uniaxial tensile stress.

3.3 Model assembly

The beam has a square section of 150 x 150 mm and 550 mm length with a notch in the center of the span with 2 mm of width and 25 mm of height. The boundary and geometry conditions are based on the entire test procedure presented by EN-14651: 2005. The boundary conditions for the beam simulations were thought to reproduce the apparatus used in the test, as shown in Figure 4. Thus, translation restrictions were applied along the Y axis at the bottom of the beam 25 mm apart from sides to simulate the machine's support brackets.

For the loading cylinder, a 3.5 mm translation was applied on the negative set-up of the Y-axis at the central top of the span of the beam. Finally, for the control of unwanted lateral displacements, a translation restriction was applied along the X and Z axes at the same point of reproduction application of the cleaver. The boundary conditions for the model are shown in Figure 5.

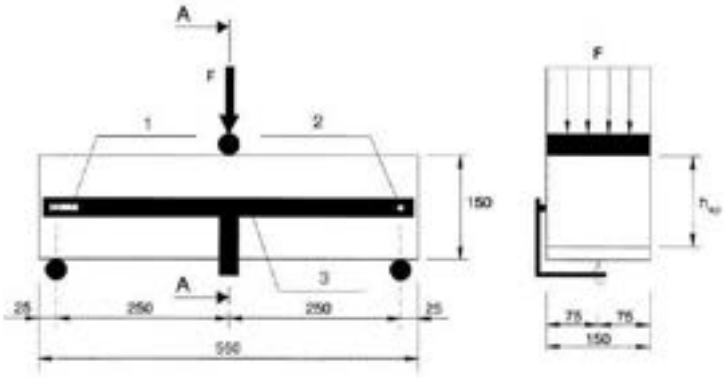


Figure 4. Boundary conditions proposed by EN-14651 (2005).

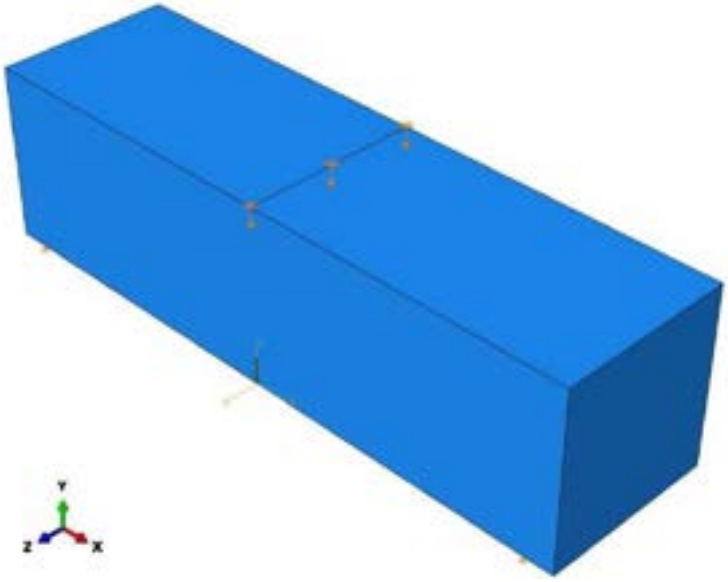


Figure 5. Applied boundary conditions.

Since the beam presents a geometric discontinuity, the notch, it was decided to adopt a mesh of prismatic elements of triangular section because they adapt better to the region near the notch. The elements were constructed with 15 mm of edge. The mesh generated is shown in Figure 6.



Figure 6. Applied mesh.

4. RESULTS AND CONLCUSIONS

4.1 Results

After processing the model, it is possible to retrieve some parameters and characteristics to validate the results obtained numerically through a comparison with the experimental results. First, the CMOD (Crack Mouth Opening Displacement) curve was evaluated. This curve is one of the control

parameters presented in EN-14651 (2005) for the evaluation of molded beams with fiber-reinforced concrete.

The beam was laid out in the software workspace so that the CMOD developed was easy to rescue. Thus, as shown in Figure 7, the sum of the opposing node displacement modules in the notch would be capable of reproducing the measuring apparatus used to gauge the opening of the notch in the test.

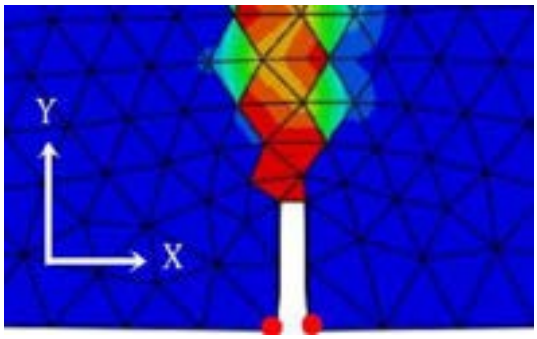


Figure 7. Crack opening detail.

The force is obtained by summing the reaction forces developed at each node at the point of application of the displacement, in the middle of the span of the beam, as shown in Figure 8. With these variables at hand, it is possible to construct the CMOD-force graph, Figure 9, for the evaluation of the model.

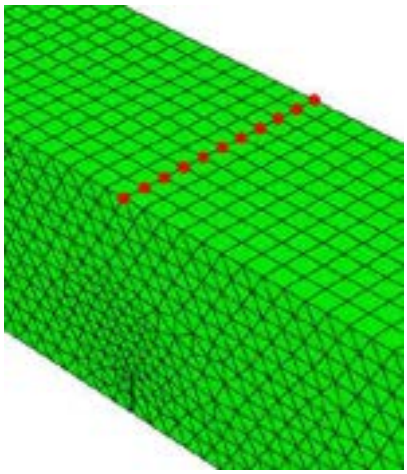


Figure 8. Reaction force retreiving.

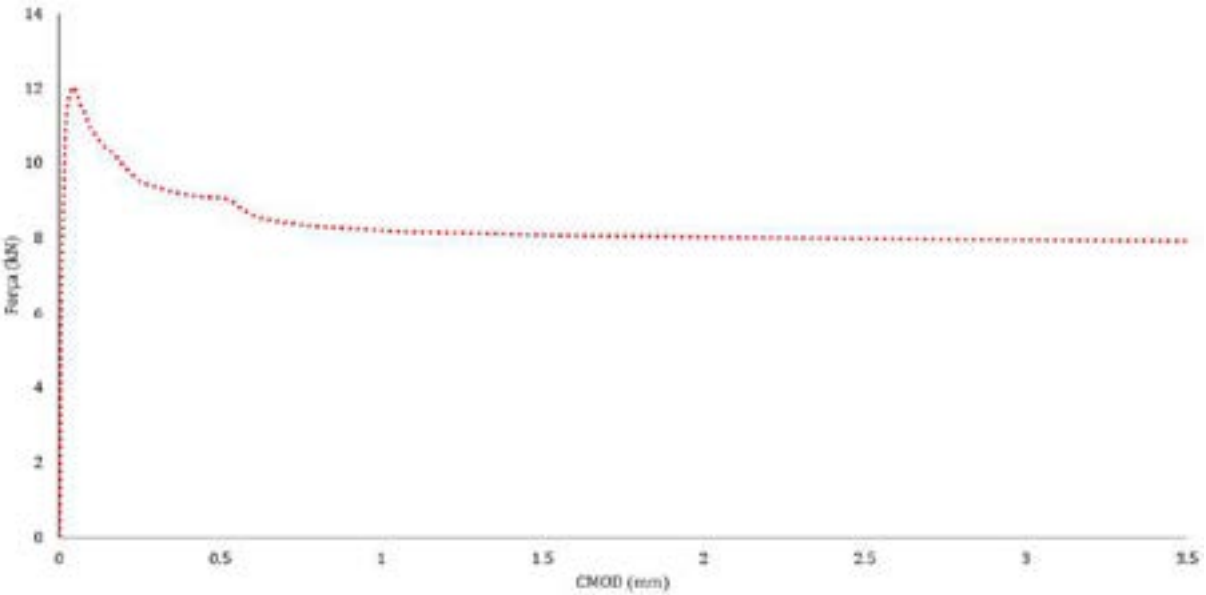


Figure 9. CMOD-force diagram.

4.2 Conclusions

By comparing experimental and numerical results, the model is able to reproduce CRFA as a homogeneous material in a satisfactory way. It is said as a homogeneous material because, when evaluating the experimental results, it is noticed that the results of the beams tested also present variations due to the orientation of the fibers in the matrix.

The numerical model proved to be a little more fragile when compared to the mean of the experimental results, factors that could be adjusted with the parameters of the CDP or uniaxial voltage curves, as shown in Figure 10.

Another way to verify the applicability of the model to the proposed purpose is to analyze its cracking pattern and the proportionality limit. The limit of proportionality (LOP) is the limiting voltage at which the voltages remain proportional to the deformations, whose model of calculation and relations used are presented in EN-14651 (2005). The LOP for the model resulted in 13% lower than the calculated for the average of the experimental ones, value that presents good security and reliability.

For the cracking pattern, it is known that the notch will cause a stress concentration in the middle of the span of the beam. Therefore, the beam should have a crack that develops from the notch. For this, we analyze the traction damage over time in the model. As shown in Figure 11, this cracking pattern is observed.

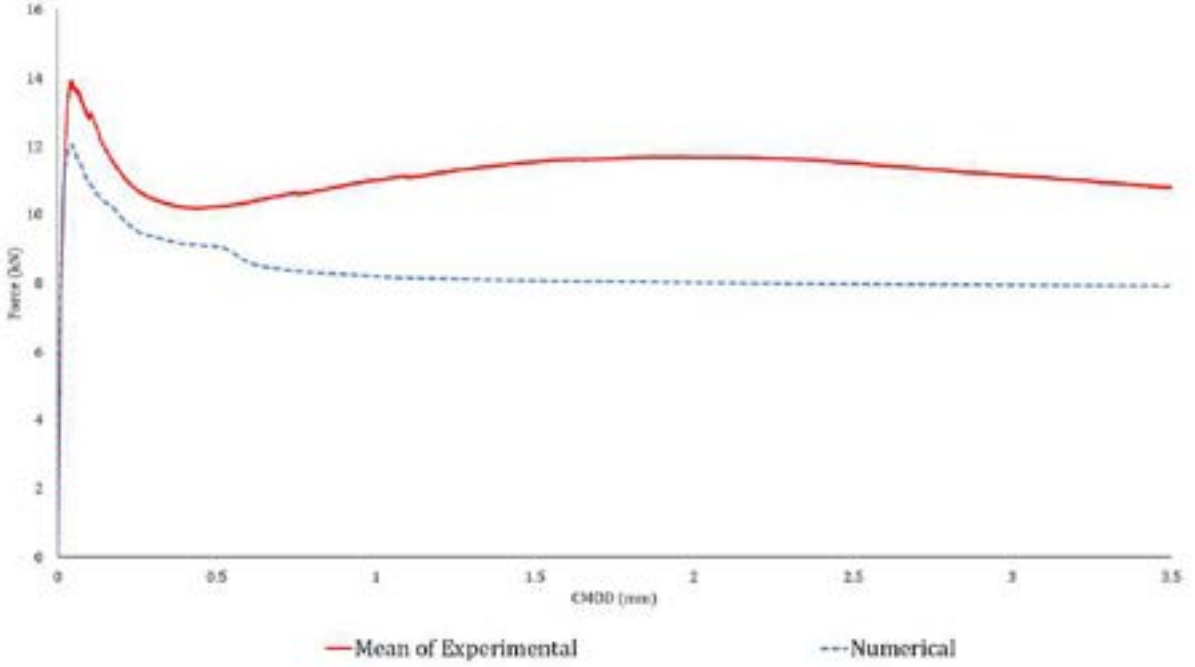


Figura 10. Comparasion between experimental and numerical results.

Despite the good results presented by the model, CDP is very sensitive to changes due to the large number of parameters to be calculated and used as inputs. Thus, when using this model to reproduce the CRFA, one must take a lot of caution in the choices of uniaxial voltage models and determination basis for the input parameters, since using the base parameters suggested by ABAQUS can cause the model to generate results imprecise.

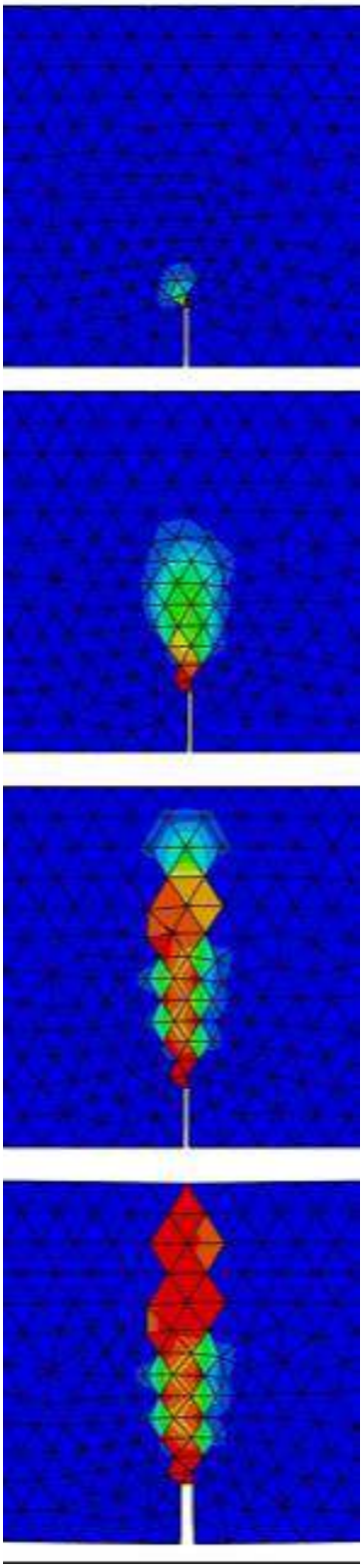


Figure 11. Tensile damage development.

REFERÊNCIAS

[1] ABAQUS (2008). User's Manual, Version 6.8, Hibbitt, Karls-son&Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island, USA

[2] Rousakis TC, Karabinis AI, Kiousis PD, Tepfers R. Analytical modelling of plastic behaviour of uniformly FRP confined concrete members. Compos Part B-Eng 2008;39(7):1104–13.

[3] TLEMAT, H.; PILAKOUTAS, K.; NEOCLEOUS, K. Modelling of SFRC using inverse finite element analysis. Materials and Structures, 2006, 221-233.

[4] Bencardino, F., Rizzuti, L., Spadea, G., and Ramnath, N.S., 2008. Stress-Strain Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 20(3); p. 255 – 262.

[5] ZANGELMI JR., E. Caracterización del Comportamento de Hormigones de Altas Prestaciones com y sin fibras Metálicas a Compressión Uniaxial. Thesis Doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya, Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports. Barcelona, Espanha, 1999.

[6] FIGUEIREDO, A. D. Concreto Reforçado com Fibras. Concreto: Ciência e Tecnologia. IBRACON. Volume 2, 2011.

[7] FIGUEIREDO, A. D. Concreto com Fibras de aço. Boletim Técnico BT/PCC/260. 69 p. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo. SP, 2000.

[8] Mohsin, S. M. B. S. BEHAVIOUR OF FIBRE-REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER SEISMIC LOADING. A thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy of the Imperial College London, Department of Civil and Environmental Engineering, 2012.

[9] CHI, Y., YU, M., HUANG, L., XU, L. Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. School of Civil Engineering, Wuhan University, China., 2017.

[10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR NM 46: Agregados - Determinação do material que passa através da peneira 75 micrometros, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

[11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR NM 52: Agregado miudo - Determinacao da massa especifica e massa especifica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

[12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 5739:Concreto - Ensaios de compressao de corpos-de-prova cilindricos - Metodo de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

[13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR NM 248: Agregados - Determinacao da composicao granulometrica. Rio de Janeiro, 2009.

[14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 7222: Argamassa e concreto- Determinacao da resistencia a tracao por compressao diametral de corpos-de-prova cilindricos - Metodo de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.

[15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 7680: Extracao, preparo,ensaio e analise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2015.

[16] BARBOZA, A. Projeto: Analise da relacao de causa e efeito entre a orientacao das fibras metalicas e o comportamento estrutural de vigas de concreto com fibras e agregados reciclados. [S.l.], 2010.

[17] FIGUEIREDO, A. Concreto Reforcado com Fibras. Tese (Doutorado). Escola Politecnica da Universidade de Sao Paulo, Sao Paulo, 2011.

Otimização de um betão auto-compactável reforçado com fibras para a indústria de prefabricação

Paulo Fernandes*+, Hugo Rodrigues**+, João Veludo*+, João Baptista*+, Nuno Almeida+
* CERIS; +Polytechnic Institute of Leiria/ Department of Civil Engineering, Leiria, Portugal
** RISCO; Polytechnic Institute of Leiria/ Department of Civil Engineering, Leiria, Portugal
Email: paulo.fernandes@ipleiria.pt; hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt; joao.veludo@ipleiria.pt; joao.baptista@ipleiria.pt; nuno.f.almeida@ipleiria.pt

RESUMO

Este estudo enquadra-se num projeto de investigação a decorrer atualmente para desenvolvimento de novas soluções estruturais pré-fabricadas para paredes aplicadas em edifícios através do aproveitamento das propriedades melhoradas que os novos betões de elevado desempenho exibem e que modificam o paradigma da sua utilização, nomeadamente podendo mesmo dispensar o uso de qualquer tipo de armadura estrutural.
A solução estrutural que se deseja otimizar tem vindo a ser utilizada em países com relevante atividade sísmica, pelo que a massa destes painéis é um parâmetro importante a ter em conta no seu desenvolvimento. Ao incluir fibras de aço na matriz do betão, é possível reduzir a espessura destes painéis pela dispensa da utilização de armaduras tradicionais, obtendo assim uma solução com uma menor massa e menor volume, assegurando ainda assim o desempenho desejado, resultando numa solução estrutural que conduz a menores forças devidas à sísmica e poupança nos custos de matéria-prima.
O presente trabalho consiste na avaliação do impacto do teor de fibras na composição de um betão auto-compactável base desenvolvido para estes painéis, tendo como objetivo otimizar o tipo e quantidade de fibras. As diversas misturas são testadas em ambos os estados, fresco e endurecido, através de ensaios de espalhamento, resistência à compressão e resistência à flexão, sendo todos os dados apresentados na forma de gráficos e tabelas.

Palavras-chave: Betão auto-compactável, Betão reforçado com fibras, Pré-fabricação

1. INTRODUÇÃO

Este estudo enquadra-se num projeto de investigação a decorrer atualmente para desenvolvimento de novas soluções estruturais pré-fabricadas para paredes aplicadas em edifícios, explorando as propriedades melhoradas que um betão auto-compactável reforçado com fibras (BACRF) proporciona. Estes painéis possuem dimensões de aproximadamente 3,4 m de altura por 5,0 m de largura, 6 cm de espessura, podendo ter aberturas até um máximo de 40%. Na solução estrutural original que se pretende otimizar estes painéis eram produzidos com uma espessura entre 8 e 12 cm em betão armado tradicional. Devido ao facto destes painéis necessitarem de acomodar as várias infraestruturas no seu interior (água, gás, eletricidade, etc.), face à redução da sua espessura, pretende-se substituir integralmente as armaduras de reforço tradicional pela inclusão de fibras de aço na matriz do betão, salvaguardando o desempenho estrutural necessário e a qualidade de acabamento das peças pela eliminação das obstruções à pasta de betão durante a betonagem.

Dado que estes elementos serão produzidos para países com atividade sísmica relevante, a redução de massa é uma enorme vantagem face à atual solução. Devido ao uso de fibras e ao tipo de betão é possível reduzir a sua espessura, resultando uma menor ação sísmica bem como num volume inferior de matéria-prima utilizada. Outra condicionante de elevada importância é a disponibilidade de certos constituintes do betão (adições, adjuvantes) nas regiões/países onde este será produzido, restringindo assim a formulação aos seus constituintes mais comuns.

Quando comparado com a betonagem *in-situ*, a pré-fabricação permite um melhor controlo de qualidade, um ambiente de trabalho com mais segurança, ciclos de produção mais curtos e melhores níveis de acabamento, dependendo essencialmente de:

- Tipo de cimento e adição utilizados;
- Formulação do betão;
- Qualidade do molde e do agente descofrante;
- Procedimento de betonagem.

De modo a atingir ciclos de produção curtos, entre 24 a 48h, é necessária resistência mecânica suficiente que permita o transporte e manuseamento dos elementos com segurança. Para assegurar as necessidades deste projeto foram estabelecidas algumas propriedades mecânicas de referência para que fosse uma solução estrutural viável, tendo sido fixadas as seguintes:

- Resistência à compressão (28 dias) f_{ck} = 70,0 MPa
- Resistência à compressão (24 horas) $f_{ck,24h}$ = 20,0 MPa
- Resistência à tração simples f_{ctm} = 4,6 MPa
- Resistência residual à tração f_{R3} = 6,6 MPa
- Módulo de Elasticidade E_c = 41,0 GPa

Em 1986, H. Okamura introduziu aquele que é hoje o conceito de betão auto-compactável (BAC), para resolver problemas relacionados com a durabilidade do betão e escassez de mão-de-obra qualificada. Para isso, propôs um método racional de formulação de betão onde o teor de agregados grossos se fixava em 50%, os agregados finos em 40% do volume de pasta, a relação água/ligante em volume entre 0,9 a 1,0, dependendo das propriedades desse mesmo ligante, e uma dosagem de superplastificante que assegurasse um comportamento auto-compactável [1]. Os princípios que guiam a formulação de um BAC são uma menor quantidade de agregado grosso, maior volume de pasta, menor relação água/ligante, maior dosagem de superplastificante e, por vezes, uso de um agente modificador de viscosidade [2]. De acordo com *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete* [3], o desempenho do BAC pode ser definido por quatro características principais e cada uma pode ser caracterizada por um ou mais ensaios, conforme se apresenta no Quadro 1.

Quadro 1. Ensaios para as diversas características de um BAC

Característica	*Ensaio*
Fluidez	Slump-flow test [4]
Viscosidade	T_{500} Slump-flow test [4] or V-funnel test [5]
Capacidade de atravessamento de obstáculos	L-box test [6]
Resistência à segregação	Sieve segregation test [7]

Normalmente, um BAC tem um espalhamento entre 550 a 850 mm e, quando comparado a um betão corrente, apresenta um acabamento de maior qualidade, maior homogeneidade e de maior compacidade, melhorando assim a durabilidade da peça.

Neste trabalho foi desenvolvido um BACRF e estudado o impacto que a dosagem de fibras provoca no comportamento do betão. O *American Concrete Institute* (ACI) [4] descreve as fibras de aço como pequenos elementos de aço, com dimensões suficientes para que se possam dispersar na matriz cimentícia. O seu comprimento varia geralmente entre 6,4 a 76 mm de comprimento e tanto a sua forma como o seu fator de forma (l/d), desempenham um papel fundamental na aderência ao betão, balizando assim o seu fator de forma entre 20 e 100. Geralmente as fibras de aço são retilíneas, com ou sem ancoragem nos topos, com secção retangular ou redonda e uma resistência à tração acima de 1000 MPa.

Para este estudo a quantidade e o tipo de fibras necessitaram de ser otimizados de modo a proporcionar uma elevada resistência à compressão e à flexão/tração, com um comportamento dúctil após fissuração,

já que a quantidade de fibras afeta significativamente as propriedades do betão, como referido por Madandoust [5] num estudo semelhante.

A Figura 1 ilustra os tipos de fibras utilizados neste trabalho e o Quadro 2 apresenta as suas principais características.



a) b)

Figura 1. Fibras utilizadas: a) Dramix 3D 65/35BG, b) Dramix OL 13/.20 (Adaptado do catálogo comercial da Dramix)

Quadro 2. Características das fibras utilizadas

	Dramix 3D 65/35BG	*Dramix OL 13/.20*
Tipo de Fibra	*Lisa com ancoragem*	*Lisa sem ancoragem*
Comprimento [mm]	35	13
Diâmetro [mm]	0,55	0,20
Fator de forma [l/d]	65	65
Resistência à tração [MPa]	1345	2000
Módulo de Elasticidade [GPa]	210	210

2. BETÃO AUTOCOMPACTÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS

Conforme mencionado no §1, este material foi desenvolvido para elementos pré-fabricados esbeltos usando apenas constituintes comuns. Os materiais escolhidos para o BAC base e as suas quantidades encontram-se apresentadas no Quadro 3, como resultado de um estudo desenvolvido anteriormente pelos autores [6]. Este refere que, por ser um estudo destinado para a indústria de pré-fabricação, existe a necessidade de mobilizar resistências em idades jovens que assegurem os atuais ciclos de produção. Este requisito ditou a definição das seguintes opções e condicionamentos: uso de cimento Portland CEM I 42,5R devido ao rápido desenvolvimento de resistência em idades jovens que proporciona, com uma quantidade de ligante máxima fixada em 600 kg/m^3, uma relação entre agregados grossos e finos de aproximadamente 0,38, com uma dimensão máxima do agregado de 15 mm condicionada pelas dimensões físicas do elemento e pela necessidade de assegurar uma melhor fluidez à pasta.

Quadro 3. Constituintes do BAC base

Material	*Quantidade*
Cimento (CEM I 42,5R) [kg/m^3]	500,0
Filler calcário [kg/m^3]	100,0
Água [l/m^3]	156,0
Brita 0,5 (2/6,3 mm) [kg/m^3]	700,0
Areia de rio (0/4 mm) [kg/m^3]	657,0
Areia de duna (0/2 mm) [kg/m^3]	289,0
Superplastificante (BASF MasterGlenium SKY 526) [l/m^3]	7,48

O método de gradação de constituintes utilizado foi o da curva de referência de Faury, conforme é ilustrado na Figura 2, com parâmetros A e B iguais a 44 e 2, respetivamente. A utilização deste método teve como objetivo garantir uma granulometria extensa com elevada compacidade, minimizando o

volume de vazios, obtendo ao mesmo tempo uma elevada fluidez da pasta sem que exista segregação ou exsudação, tendo já sido validado anteriormente em estudos anteriores [6], [7], [8].

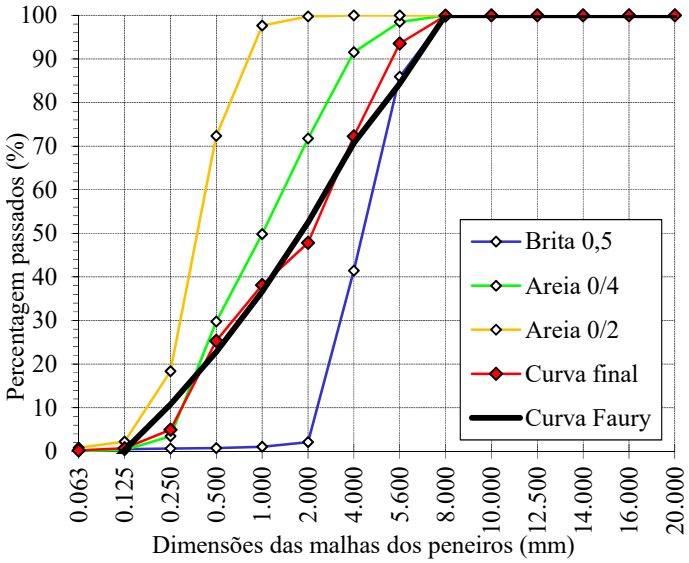


Figura 2. Curvas granulométricas dos agregados

De acordo com os testes realizados anteriormente [6], [7], [8], o intervalo de compacidade mais adequado situa-se entre [0,82;0,83], os níveis de resistência em idades jovens obtidos foram essencialmente garantidos através de uma baixa relação água/ligante [0,31;0,33] e da utilização de um superplastificante de 3ª geração. No Quadro 4 resumem-se vários parâmetros referentes ao SCC base.

Quadro 4. Parâmetros do SCC base

Parâmetros	
Compacidade	0,822
Índice de vazios	0,178
Volume absoluto de ligante [m³]	0,195
Percentagem de ligante [%]	23,80
Volume de vazios [l/m³]	15,00
Volume absoluto do total agregados [m³]	0,626
(A+Adj)/C	0,33
(A+Adj)/(Ad+C)	0,27
Ad/C	0,20
Ad/(Ad+C)	0,16
Percentagem Adjuvante [%]	1,60
Volume Agregados/Volume Cimento	3,94
Volume Agregados/Volume (Cimento+Ad)	3,20
Volume Agregados Grossos/Volume Agregados Finos	0,38
Percentagem fibras metálicas 65/35 [%/m³]	0,00
Percentagem fibras metálicas 13/0,20 [%/m³]	0,00
Parâmetro "A" da curva de *Faury*	44
Parâmetro "B" da curva de *Faury*	2

A introdução de fibras na matriz do betão provoca uma redução na sua trabalhabilidade, e como o uso de agentes modificadores de viscosidade está inviabilizado devido à sua possível escassez nos mercados de destino, é de extrema importância otimizar não só a pasta da mistura base, mas também o tipo e conteúdo de fibras do betão. Apesar de o aumento do conteúdo de cimento, conteúdo de agregados finos ou inclusivamente através de adições pozolânicas, possam ser boas soluções para assegurar uma melhor

dispersão das fibras, pode não ser suficiente para certas dosagens das mesmas, visto que, apesar de manter uma boa fluidez da pasta, perde-se uma grande capacidade de atravessamento de obstáculos. Tal como referido por Sahmaran, Yurtseven e Yaman [9], existem outros parâmetros que têm de se ter em conta, tais como a sua forma e rugosidade.

A formulação e caracterização de betões autocompactáveis reforçados com fibras, bem como o seu comportamento mecânico, carecem ainda de maior desenvolvimento e controlo de forma a que o seu uso seja mais generalizado, tirando partido de todas as suas vantagens, de onde se destacam a total ou quase total ausência de vibração, a possibilidade de não utilizar armaduras ordinárias reduzindo bastante o custo do elemento e da mão de obra, a maior ductilidade e capacidade de absorção de energia e até mesmo melhorar a capacidade resistente ao corte [10].

Num trabalho realizado por Aslani e Natoori [11], foram compilados diversos estudos referentes a várias composições de BACRF. No Quadro 5 apresentam-se os constituintes de algumas dessas composições e no Quadro 6 os resultados obtidos para as mesmas, expressos em termos do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cm}) e pelo valor médio da tensão de rotura à flexão ($f_{c,fl}$), ambos para a idade de 28 dias.

Quadro 5. Composições de BACRF de diversos autores (adaptado de [11])

Referência	*Tipo de cimento*	*Tipo de filler*	*Tipo de fibra*
Grünewald [10]	CEM I 52.5R	Sílica de fumo	Com ancoragem
Corinaldesi e Moriconi [12]	CEM II/ A-L 42.5R	Calcário	Sem ancoragem
Schumacher [13]	CEM I 52.5R	Cinzas volantes	Com ancoragem
Torrijos et al. [14]	CEM II 32.5R	Calcário	Com ancoragem
Corinaldesi e Moriconi [15]	CEM II/A-L 42.5R	Calcário	Com ancoragem

Quadro 6. Resultados obtidos pelos diversos autores (adaptado de [11])

Referência	*Composição*	*Espalhamento [mm]*	$f_{cm,28}$ *[MPa]*	$f_{c,fl,28}$ *[MPa]*	*Tipo de fibras*	V_f *[kg/m³]*
Grünewald [10]	LR-40-100	ND	51,85	6,34	Dramix 65/40	100
	MR-20-60	ND	75,64	7,42	Harex 65/20	60
	MR-40-100	ND	73,51	8,85	Dramix 65/40	100
Corinaldesi e Moriconi [12]	SCC-0.40	650	44,00	5,00	l/d=11/0,4=28	50
Schumacher [13]	B45.45/30.60	695	55,70	5,84[1]	Dramix BN 45/30 L	60
	B45.45/30.120	645	56,40	6,81[1]	Dramix BN 45/30 L	120
	B105.80/30.60	640	56,10	11,69[1]	Dramix BP 80/30 C	60
Torrijos et al. [14]	SFR-SCC 25	560	45,20	ND	l/d=50/1=50	25
	SFR-SCC 50	390	42,50	ND	l/d=50/1=50	50
Corinaldesi e Moriconi [15]	S-RP	700	63,50	13,90	l/d=30/0,7=43	50
	S-LP	700	60,00	13,20	l/d=30/0,7=43	50

V_f – Volume de fibras, ND – Não Disponível, [1] Ensaio de tração por compressão diametral segundo a norma EN 5969

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

De modo a aferir o impacto que as fibras provocam no betão, foi definida uma composição base do estudo (Quadro 3). O estudo paramétrico foi idealizado com um total de nove combinações diferentes de fibras, incluindo macrofibras de aço (Dramix 3D 65/35BG), com dosagens entre 0,25% e 0,75% em volume, e microfibras (Dramix OL 13/.20), com dosagens entre 0,00% e 0,10%, também em volume.

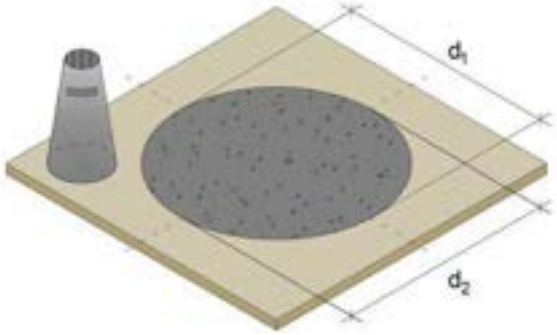
Estes volumes de fibras foram contabilizados na gradação dos constituintes em conjunto com os volumes de agregados sólidos e ajustados os respetivos volumes de brita e areias. As diferentes combinações de dosagens de fibras encontram-se definidas no Quadro 7.

Quadro 7. Dosagens de fibras em volume

Combinações	*BACRF*								
	1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*
3D 65/35BG [%]	0,25[1]	0,25	0,25	0,50[2]	0,50	0,50	0,75[3]	0,75	0,75
OL 13/.20 [%]	0,00	0,05[4]	0,10[5]	0,00	0,05	0,10	0,00	0,05	0,10

[1](≈20kg/m³), [2](≈40kg/m³), [3](≈60kg/m³), [4](≈4kg/m³), [5](≈8kg/m³).

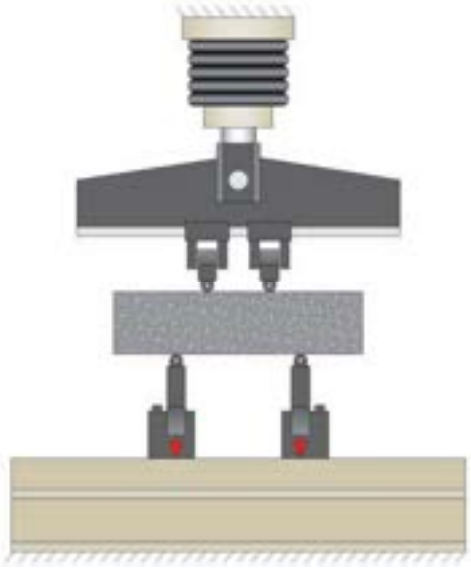
O programa experimental consistiu em variar as diferentes quantidades de fibras, ensaiando cada uma das composições através do ensaio de espalhamento (Figura 3 a), ensaio de resistência à compressão (Figura 3 b) e ensaio de resistência à flexão em 4 pontos (Figura 3 c), para as idades de 24 horas, 7 dias e 28 dias. Estes ensaios destinam-se a averiguar o impacto que a variação da quantidade e tipo de fibras provocam no desempenho da mistura, obtendo assim dados para comparação da resistência à compressão direta e de resistência à tração indireta por flexão de 4 pontos. Terminada esta campanha experimental, proceder-se-á à caracterização mecânica completa da mistura escolhida, com todos os ensaios já realizados e ainda resistência à tração direta, resistência à tração indireta por flexão de 3 pontos (energia de fratura), módulo de *Young*, retração e fluência.



a) Ensaio de Espalhamento [16]



b) Ensaio compressão [17]



c) Ensaio flexão [18]

Figura 3. Esquemas de ensaio

Os provetes utilizados para os ensaios de compressão tinham dimensões de 150×150×150 mm³ e para o ensaio de flexão 100×100×400 mm³.

4. RESULTADOS

Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 8 e ilustrados na Figura 4. Representam o valor médio das dimensões d_1 e d_2 (ver Figura 3 a) para o espalhamento, os valores médios obtidos pelo ensaio de 3 provetes por idade, para o ensaio de compressão e flexão, e o valor médio do peso volúmico dos provetes ensaiados à compressão.

Apresentam-se igualmente os resultados para a composição do betão auto-compactável base (BAC base) como referência de interpretação.

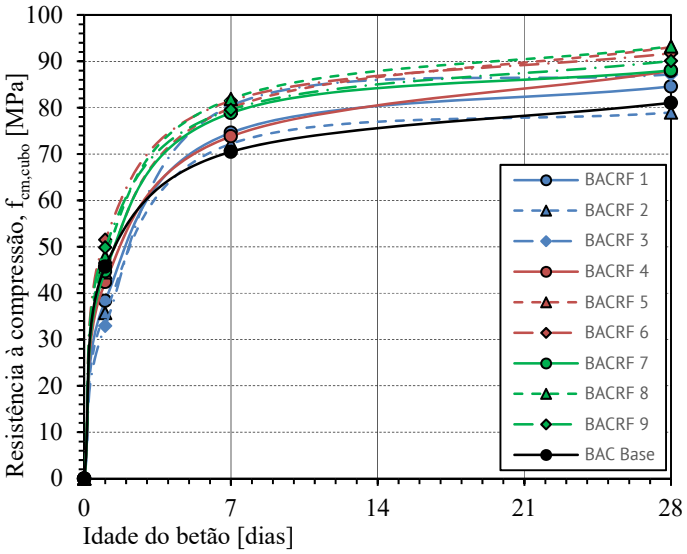
Quadro 8. Resultados obtidos

	BAC	*BACRF*								
	Base	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*
Espalham. [mm]	785	730	720	732,5	745	775	775	720	710	700
$f_{cm,24h}$ [MPa]	45,70	38,35	35,73	32,96	42,39	44,47	51,52	44,70	47,84	49,86
$f_{cm,7d}$ [MPa]	70,50	74,62	72,21	80,40	73,83	79,94	81,49	78,87	81,90	79,59
$f_{cm,28d}$ [MPa]	81,05	84,59	78,95	87,18	87,94	93,07	91,73	88,06	93,23	90,11
Classe de resistência [1]	C70	C70	C70	C70	C70	C80	C80	C80	C80	C80
$f_{c,fl,24h}$ [MPa]	5,15	5,09	4,79	4,06	6,23	6,32	8,26	9,43	8,78	9,14
$f_{c,fl,7d}$ [MPa]	8,12	8,07	9,01	8,62	9,90	10,92	10,79	11,98	11,76	12,57
$f_{c,fl,28d}$ [MPa]	9,07	9,04	10,94	10,19	10,38	11,18	11,17	10,61	11,24	11,39
Classe de resistência[2]	C70	C70	C70	C80	C80	C80	C80	C80	C80	C80
Peso vol. [kg/m³]	2434	2437	2405	2438	2481	2456	2456	2491	2482	2482

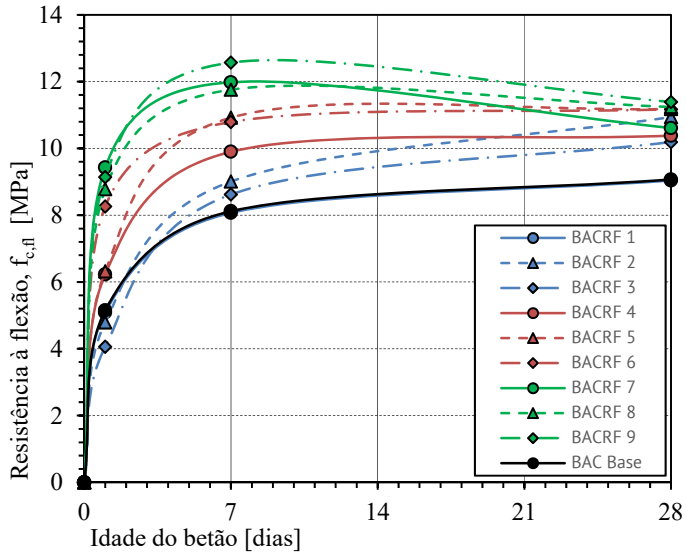
[1]Segundo o preconizado pelo Model Code 2010 [19]
[2]Calculado segundo expressão 5.1-3b do Model Code 2010 [19]

Da observação destes resultados destaca-se que as composições que exibiram melhor trabalhabilidade foram as 5 e 6, aproximando-se muito da verificada pela composição base, sem qualquer quantidade de fibras metálicas. Estes resultados destacaram-se muito dos restantes não se tendo identificado claramente uma razão para os resultados obtidos.

No que respeita à resistência em idades muito jovens (24 horas) verificou-se que à compressão a composição 6 foi a exibiu melhor desempenho, logo seguida da composição 9 com um valor muito próximo. Já na resistência à flexão (com o ensaio utilizado) os melhores resultados com valores de 9,43 e 9,14 MPa foram atingidos nas composições 7 e 9 respetivamente.



a) Evolução da resistência à compressão



b) Evolução da resistência à flexão

Figura 4. Evolução da resistência ao longo do tempo

Quando analisados os resultados da resistência nominal, aos 28 dias de cura, verifica-se que a composição 5 e 8 atingiram valores médios superiores a 93 MPa seguida de muito perto pela composição 6 com valores perto dos 92 MPa. No ensaio utilizado para avaliar a resistência nominal à flexão, ensaio de resistência à flexão em 4 pontos, observou-se uma reduzida variação dos resultados, com os melhores resultados a serem exibidos pelas composições 5, 6, 8 e 9, todas com valores acima dos 11 MPa.

5. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados é possível concluir que a formulação mais equilibrada nos parâmetros analisados é a composição 5 ou 6, exibindo ambas boas trabalhabilidades, boas resistências à flexão e compressão, tanto em idades muito jovens (24 horas) como nos valores nominais (28 dias).

No entanto para responder às especificações do projeto considerou–se que a composição 4 era mais adequada, pois apesar de não ser a formulação que exibe melhores propriedades mecânicas e desempenho, é uma das formulações que apresenta menor redução da trabalhabilidade relativamente ao BAC base associada a boas resistências à flexão e compressão em idades muito jovens e aos 28 dias, sem necessidade de recurso à utilização de microfibras, o que se traduz numa redução significativo do custo de produção deste betão auto-compactável reforçado com fibras.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi apoiado pela Lena, Engenharia e Construções, S.A. através do Programa Português de ID associado aos grandes Contratos Públicos (Contrato nº10/2269/CA/C), sob a designação "HIPERFORMWALLS – Desenvolvimento de novas soluções para prefabricação de edifícios por recurso a betão reforçado com fibras". Os autores também gostariam de agradecer à Vigobloco S.A., SECIL S.A., BASF Portugal e Sika Portugal, pelo apoio prestado no decorrer do trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] H. Okamura and M. Ouchi, "Self-Compacting Concrete," *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 1, no. 1, pp. 5–15, 2003.

[2] P. A. L. Fernandes, J. Veludo, N. Almeida, J. Baptista, and H. Rodrigues, "Study of a self-compacting fiber-reinforced concrete to be applied in the precast industry," *Innov. Infrastruct. Solut.*, pp. 1–11, 2018.

[3] The European Project Group, "The European Guidelines for Self-Compacting Concrete," *The European Guidelines for Self Compacting Concrete*, no. May. p. 63, 2005.

[4] ACI Committee 544, "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete 544.1R," ACI Comittee 544, 2002.

[5] R. Madandoust, M. M. Ranjbar, R. Ghavidel, and S. Fatemeh Shahabi, "Assessment of factors influencing mechanical properties of steel fiber reinforced self-compacting concrete," *Mater. Des.*, vol. 83, pp. 284–294, 2015.

[6] P. A. L. Fernandes, J. Veludo, N. Almeida, J. Baptista, and H. Rodrigues, "Study of a self-compacting fiber-reinforced concrete to be applied in the precast industry," *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 3, no. 1, p. 28, 2018.

[7] P. A. L. Fernandes, "Vigas de Grande Vão Prefabricadas em Betão de Alta Resistência Pré-Esforçado – Viabilidade, Dimensionamento, Fabrico e Comportamento," Universidade de Coimbra, 2007.

[8] E. N. B. S. Júlio and P. A. L. Fernandes, "A Importância do Tipo e Dosagem de Adjuvante na Composição de Betões de Elevados Desempenhos," *Construlink*, no. 3 (8), pp. 14–21, 2005.

[9] M. Sahmaran, A. Yurtseven, and I. Ozgur Yaman, "Workability of hybrid fiber reinforced self-compacting concrete," *Build. Environ.*, vol. 40, no. 12, pp. 1672–1677, 2005.

[10] S. Grunewald, *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*. 2004.

[11] F. Aslani and M. Natoori, "Stress-strain relationships for steel fiber reinforced selfcompacting concrete," *Struct. Eng. Mech.*, vol. 46, no. 2, pp. 295–322, 2013.

[12] V. Corinaldesi and G. Moriconi, "Durable fiber reinforced self-compacting concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 2, pp. 249–254, 2004.

[13] P. Schumacher, "Rotation capacity of self-compacting steel fiber reinforced concrete.," 2006.

[14] M. C. Torrijos, B. E. Barragán, and R. L. Zerbino, "Physical-mechanical properties, and

mesostructure of plain and fibre reinforced self-compacting concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 8, pp. 1780–1788, 2008.

[15] V. Corinaldesi and G. Moriconi, "Characterization of self-compacting concretes prepared with different fibers and mineral additions," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 33, no. 5, pp. 596–601, 2011.

[16] CEN, "EN 12350-8 Testing fresh concrete—part 8: self-compacting concrete - slump-flow test." CEN, 2010.

[17] "NP EN 12390-3, Ensaios do betão endurecido, Parte 3: Resistência à compressão de provetes." Instituto Português da Qualidade, 2011.

[18] "NP EN 12390-5, Ensaios do betão endurecido, Parte 5: Resistência à flexão de provetes." Instituto Português da Qualidade, 2009.

[19] FIB, *Model Code 2010, Volume 1*. 2012.

Energia de Fratura Interna a Altas Temperaturas de Betões Fibrosos de Alta Resistência





Hugo Caetano[1] **João Paulo C. Rodrigues**[1]

RESUMO

O principal objetivo deste trabalho experimental foi o de estudar a resistência à flexão e energia de fratura interna à temperatura ambiente e a altas temperaturas de um betão fibroso de alta resistência. Neste sentido foram produzidas duas composições de betão, a composição de referência (RC) que possui apenas fibras de polipropileno e outra composição a que foram adicionadas fibras de aço (3D_45). A ambas as composições foram adicionadas 2 kg/m^3 de fibras de polipropileno e à composição 3D_45 foi adicionado 45 kg/m^3 de fibras de aço, comercialmente designadas por DRAMIX 3D. Os provetes foram sujeitos a diferentes temperaturas (20, 300, 500 e 700 °C) e depois ensaiados. Os resultados permitiram-nos concluir que a composição com fibras de aço possui maior ductilidade e capacidade de absorção de energia do que a composição sem fibras de aço. Com o aumento da temperatura verificou-se uma diminuição da resistência à flexão em ambas as composições. Além disso, enquanto que para a composição RC a energia de fratura interna diminui aos 300 ºC e aumenta aos 500 e 700 ºC em relação à temperatura ambiente, a composição 3D_45 apresenta um comportamento oposto, pois a energia de fratura interna aumenta aos 300 ºC e diminui aos 500 e 700 ºC. No entanto, em valores absolutos, a energia de fratura interna da composição 3D_45 é muito superior quando comparada com a composição RC.

Palavras-chave: betão, energia de fratura interna, fibras de aço, fibras de polipropileno, altas temperaturas

1. INTRODUÇÃO

Embora o betão seja um material conhecido por possuir um bom comportamento mecânico à temperatura ambiente pode apresentar um comportamento frágil a temperaturas elevadas. De acordo com diferentes autores [1-3] as propriedades do betão alteram-se significativamente quando exposto a altas temperaturas, principalmente no que à redução da resistência mecânica e rigidez dizem respeito. Parte dos efeitos provocados pelo aumento da temperatura devem-se à ocorrência de reações químicas na pasta cimentícia e nos agregados e devido à incompatibilidade térmica entre ambos.

[1]LAETA, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal. jpaulocr@dec.uc.pt

Além disso, quando o betão é sujeito a altas temperaturas, fenómenos como o spalling podem aparecer e provocar um destacamento explosivo da camada superficial do betão. Apesar deste fenómeno poder ocorrer em todo o tipo de betões, é comumente aceite na comunidade científica que os betões de alta resistência são mais suscetíveis de sofrer spalling que os betões correntes uma vez que os primeiros apresentam uma permeabilidade e uma razão água/cimento mais baixa [4, 5].

Vários investigadores sugerem que o spalling pode ser minimizado pela adição de fibras de polipropileno, uma vez que quando o betão atinge temperaturas entre os 160 e os 170°C, a fibras de polipropileno sublimam e criam microcanais na matriz cimentícia do betão, permitindo a libertação de água no estado de vapor e, consequentemente, diminuição da pressão interna no betão [6, 7]. Devido aos novos desafios da engenharia civil, o betão tem vindo a ser desenvolvido de forma a melhorar o seu desempenho, tendo sido feitas alterações na sua composição de modo a melhorar a sua resistência, ductilidade e densidade [8-12]. Um dos parâmetros que mais contribui para obter essas melhorias mecânicas no betão é a adição de fibras de aço.

Desde que sejam adotadas dosagens de fibras de aço adequadas, obtém-se um retardamento da fissuração no betão, uma melhoria na sua ductilidade e um aumento na sua capacidade de absorção de energia. É, essencialmente, a capacidade de absorção de energia (e consequentemente a energia de fratura interna do betão) a propriedade mecânica que mais beneficia da introdução de fibras de aço na composição do betão [13-18].

A energia de fratura pode ser determinada através de ensaios de tração uniaxial ou através de ensaios de flexão, sob controlo de deformações. Apesar dos ensaios de tração serem o tipo de ensaio mais indicado para determinação desta propriedade, estes exigem uma rigidez do sistema experimental muito elevada quando comparada com a rigidez do provete, por forma a garantir a estabilidade do ensaio. Como alternativa, pode recorrer-se ao ensaio de flexão em provetes prismáticos com entalhe a meio vão sob três pontos de carga, solução adotada neste trabalho experimental. A determinação da energia da fratura é muito importante para se caraterizar o comportamento mecânico da fratura nos materiais e dos elementos construtivos de betão com e sem fibras.

Neste sentido, este trabalho de investigação teve como principal objetivo a determinação da resistência à flexão e energia de fratura interna à temperatura ambiente e a altas temperaturas de um betão fibroso de alta resistência. Para a realização destes ensaios foi desenvolvido um novo sistema experimental que aqui se apresenta e descreve.

2. ANÁLISE EXPERIMENTAL

Nas composições de betão em estudo foram usados os seguintes materiais: cimento Portland CEM I 42,5 R (C), superplastificante HE 200P (SP), agregado calcário com dimensões de 12 a 18 mm (B1), dimensões de 5 a 12 mm (B2), dimensões de 2 a 5 mm (B3), areia siliciosa (A), filer calcário (FC), fibras de polipropileno (PP) e fibras de aço do tipo Dramix 3D (FA3D). As fibras de PP são comercialmente designadas como Duro-Fibril e têm 31 μm de diâmetro e um comprimento de 6 mm. As fibras de aço do tipo Dramix 3D (FA3D) possuem uma simples curvatura nas suas extremidades, têm um comprimento (l) de 60 mm, um diâmetro (d) de 0,90 mm, uma relação comprimento/diâmetro (l/d) de 65, uma tensão de cedência de 1160 MPa e um módulo de elasticidade de 210 GPa. Na Fig. 1 é possível observar os dois tipos de fibras usadas nas composições.



Figura 1. a) Fibras DRAMIX 3D, b) fibras de polipropileno e c) conjunto de fibras usadas.

2.1 Composições

No Quadro 1 é possível identificar os diferentes materiais e respetivas dosagens usadas na fabricação dos betões em estudo.

Quadro 1. Composições de betão – dosagem dos constituintes.

(por m³)										
Designação das Composições	C [kg]	SP [kg]	B1 [kg]	B2 [kg]	B3 [kg]	A [kg]	FC [kg]	PP [kg]	FA3D [kg]	A/C
RC	400	8	543	290	373	479	200	2	0	0,36
3D_45	400	8	525	290	373	479	200	2	45	

O betão no estado fresco e no que ao ensaio de slump diz respeito, a composição a RC e a 3D_45 apresentou um abaixamento de 150 e 190 mm, respectivamente. Para cada composição de betão, foram realizados ensaios de compressão em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, determinando a resistência à compressão do betão, à temperatura ambiente aos 7, 14 e 28 dias e aos 3 meses. A determinação da classe de resistência do betão para cada composição (Quadro 2) foi obtida através da Norma Portuguesa NP EN 206-1 (2007) [19] e obteve-se a seguinte classificação:

Quadro 2. Classificação da resistência do betão.

Composições de betão	f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)	Classe de resistência
RC	67	63	C50/60
3D_45	72	68	C55/67

2.2 Programa Experimental

Esta investigação experimental foi realizada no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LEME) da Universidade de Coimbra. O programa experimental (Quadro 3) englobou um total de 22 ensaios mecânicos, sendo que cada conjunto de três provetes utilizados nos ensaios mecânicos, serviram para determinar um valor médio de resistência para cada cenário de ensaio e obter uma melhor correlação de resultados. Com o intuito de determinar os diferentes tempos de aquecimento dos provetes de cada composição, até atingirem a temperatura desejada, foram realizados 6 ensaios de aquecimento simples, em provetes de referência, com termopares usados somente para esse fim.

Quadro 3. Programa Experimental.

Ensaios Mecânicos	22 Provetes			
Temperatura (°C)	20	300	500	700
RC	3	3	3	2
3D_45	3	3	3	2

2.3 Provetes

O processo de fabricação, forma e dimensões respeitaram as recomendações indicadas na norma do RILEM TC 162-TDF [20]. Deste modo as dimensões dos provetes prismáticos, quer mecânicos, quer térmicos, possuíam uma secção quadrangular de 150 mm de aresta e um comprimento de 600 mm (Fig. 2). Após desmoldagem do provete, foi criado um entalhe, na base inferior do provete, a meio do comprimento do mesmo com uma espessura de 3 mm e 25 mm de profundidade com o objetivo de garantir que a superfície de fratura no provete tivesse início na zona do entalhe e que não dissipasse energia fora da zona de fratura. (ver representação esquemática na Fig. 2) [20].



Figura 2. Provetes da composição RC em cura e representação esquemática do provete com dimensões em mm.

A medição da temperatura nos provetes térmicos teve em linha de conta as recomendações do RILEM TC 129 MHT – Part 4 (2000) [21] e foi realizada através da colocação de 9 termopares do tipo K. Os termopares foram dispostos com diferentes profundidades ao longo do provete tal como representado na figura 3 com o propósito de avaliar a distribuição de temperaturas ao longo do provete quer em altura, quer longitudinalmente. Com esta distribuição de termopares, e assumindo um aquecimento simétrico no provete, é possível prever a temperatura em todo o provete.

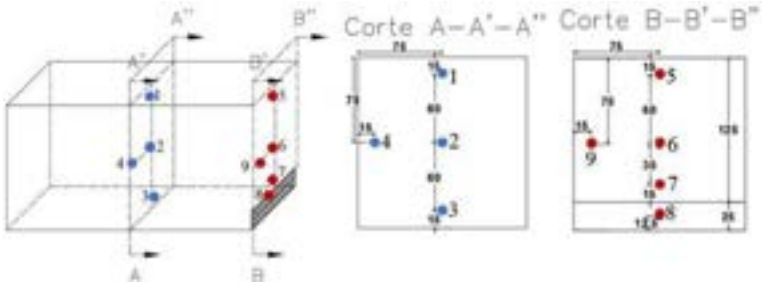


Figura 3. Disposição e designação dos termopares.

2.4 Sistema Experimental

O sistema experimental utilizado neste trabalho (Fig. 4) era constituído por um controlador do atuador hidráulico de tração-compressão (a) e respetivo atuador hidráulico de tração/compressão da marca Dartec com capacidade de 200 kN (e), um controlador do forno (b) e respetivo forno paralelepipédico com dimensões interiores de 750 x 250 x 750 mm e com capacidade para atingir uma temperatura máxima de 1200 °C (f), um pórtico metálico (c) para suspender o atuador hidráulico, um Datalogger TDS-601 para aquisição de dados (d) e uma célula de carga para medição da força atuante no provete (g).

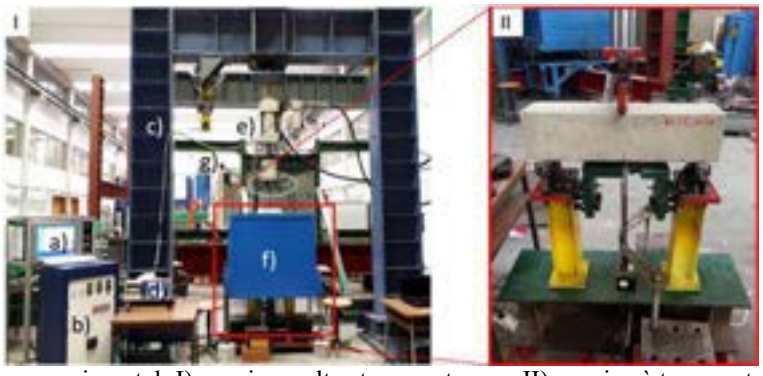


Fig.4. Sistema experimental: I) ensaios a altas temperaturas e II) ensaios à temperatura ambiente.

Os tipos de apoios usados na realização dos ensaios foram do tipo rolete e encontram-se representados na Fig. 5. O apoio 1 é um rolete de apoio suscetível de rotação e de inclinação, o apoio 2 é um rolete

para aplicação de carga suscetível de rotação e de inclinação e o apoio 3 é um rolete fixo de apoio. A distância entre os eixos dos apoios inferiores (vão) era de 550 mm.

Na Fig. 6 é possível visualizar que o deslocamento vertical era medido por intermédio de duas barras de aço-inox que se encontravam encostadas à base inferior do provete de forma permanente através de uma acoplação de molas. As referidas extremidades das barras encontravam-se a 5 mm de ambos os lados do entalhe do provete e nas extremidades opostas foram colocados LVDT´s (Linear Variable Differential Transformer, ou seja, transdutor para medição de deslocamento linear) a fim de se poder medir o deslocamento vertical do provete ao longo do ensaio. A influência que a dilatação térmica das barras metálicas poderia ter na medição do deslocamento no provete ao longo do ensaio pode ser considerada nula, uma vez que os ensaios foram realizados em regime de temperatura constante e não em regime transiente, ou seja, a aplicação da força no provete só tinha início uma hora após a estabilização da temperatura no provete de betão.

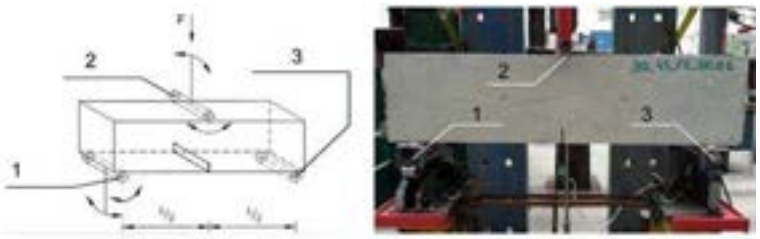


Figura 5. Provete colocado em posição antes de ser ensaiado e representação esquemática da aplicação da carga e tipos de apoios em aço-inox.



Figura 6. Sistema de medição dos valores de deslocamento vertical na base inferior do provete.

2.5 Procedimento de Ensaio

O procedimento adotado para a realização dos ensaios experimentais seguiu as recomendações do RILEM TC 50 – FMC [22]. O provete era colocado entre os apoios numa posição adequada por forma a garantir a ortogonalidade em todas as direções entre si e dos apoios, minimizando qualquer tipo de excentricidade. Após colocação do provete na posição pretendida, aplicava-se uma carga na parte superior do provete a uma velocidade de 0,005 mm/segundo até, se possível, ser atingido o valor de 10 % do valor máximo de rotura. Nos ensaios mecânicos a altas temperaturas, após colocação do provete na posição correta nos apoios, dava-se início ao aquecimento do provete com uma taxa de aquecimento de 3ºC/minuto até ser atingido o nível de temperatura pretendido (300, 500 e 700 ºC). Uma vez estabilizada a temperatura nos provetes, dava-se início ao carregamento à velocidade de 0,005 mm/segundo. Nos ensaios térmicos, media-se a evolução da temperatura nos provetes e no forno ao longo do tempo afim de se determinar o tempo de aquecimento necessário para uniformizar a temperatura nos provetes para cada patamar de temperatura.

3. RESULTADOS

No Quadro 4 pode observar-se os valores máximos de rotura nos ensaios de flexão e os respetivos valores médios para cada composição para cada temperatura. Além disso, é possível visualizar os valores de energia de fratura e a respetiva média dos mesmos.

Quadro 4. Valores das propriedades mecânicas dos ensaios de flexão.

Designação da composição e do Provete	Valor Máximo de Rotura (N)	Desvio Padrão (N)	Valor Máximo de Rotura Médio (N)	Valor de Energia de Fratura (Gf*) (J/m^2)	Desvio Padrão (J/m^2)	Valor de Energia de Fratura Médio (J/m^2)
20 °C						
RC_S01	14612,98			140,81		
RC_S02	14220,58	181	14476,94	256,80	54	180,46
RC_S03	14597,28			143,75		
3D_45_S02	23279,13			7756,93		
3D_45_S05	18148,50	2419	19858,71	5638,33	1098	6219,18
3D_45_S07	18148,50			5262,27		
300 °C						
RC_S08	13979,25			149,49		
RC_S10	7622,37	2974	9774,03	51,31	46	83,98
RC_S11	7720,47			51,14		
3D_45_S08	19855,44			8017,05		
3D_45_S06	21582,00	749	20538,87	9355,73	710	9007,27
3D_45_S10	20179,17			9649,04		
500 °C						
RC_S13	7651,80			232,01		
RC_S15	7946,10	367	7553,70	344,73	46	285,55
RC_S16	7063,20			279,93		
3D_45_S12	15401,70			3196,28		
3D_45_S13	13537,80	2368	12883,80	3155,36	186	3286,43
3D_45_S15	9711,90			3569,22		
700 °C						
RC_S20	1177,20	687	1863,90	220,31	65	285,21
RC_S25	2550,60			350,12		
3D_45_S18	3825,90	589	4414,50	1288,49	177	1465,29
3D_45_S26	5003,10			1642,08		

Gf - O valor de energia de fratura total (betão e fibras) é um valor aproximado uma vez que não se mediu o valor de esmagamento do betão nos apoios, não se entrou em linha de conta com a energia de fratura residual, exceto para algumas temperaturas como 500 e 700 °C.*

A energia de fratura (Gf) foi calculada através da Eq. (1), onde W é o trabalho realizado pela força exercida pelo atuador hidráulico durante a deformação do provete (área sob a curva força-deslocamento) e onde A é a área da superfície de fratura projetada para o plano acima do entalhe e na ortogonal ao eixo longitudinal do provete.

$$Gf = W/A \quad (1)$$

Com base nos valores apresentados no quadro anterior tornou-se possível avaliar, para cada composição, a relação entre a energia de fratura obtida à temperatura ambiente e as restantes temperaturas testadas (Quadro 5 e Fig. 9). Além disso, foi possível quantificar o impacto que a introdução das fibras de aço

na composição 3D_45 provocou no aumento dos valores de energia de fratura quando comparados com os respetivos valores obtidos na composição da RC (Quadro 5).

Quadro 5. Evolução da energia de fratura de cada composição com a temperatura e relação da energia de fratura entre a composição RC e 3D_45.

Temperatura (°C)	Gf^*_T / $Gf^*_{20°C}$		$Gf^*_{3D_45\ (Ti)}$ / $Gf^*_{RC\ (Ti)}$
	RC	3D_45	(%)
20	1,00	1,00	3346
300	0,47	1,45	10625
500	1,58	0,53	1058
700	1,58	0,24	414

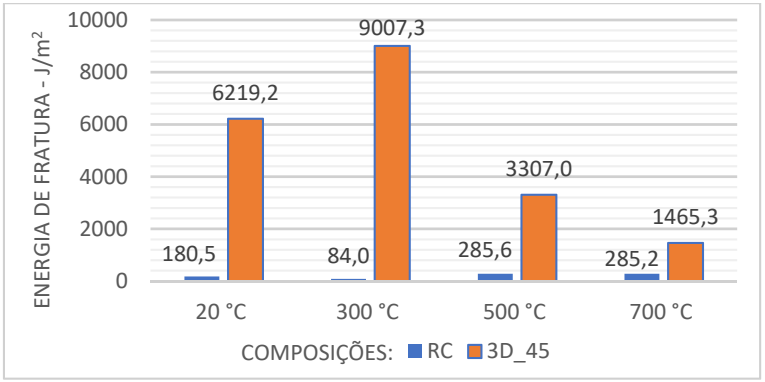


Figura 9. Evolução da energia de fratura (J/m²) em função da temperatura.

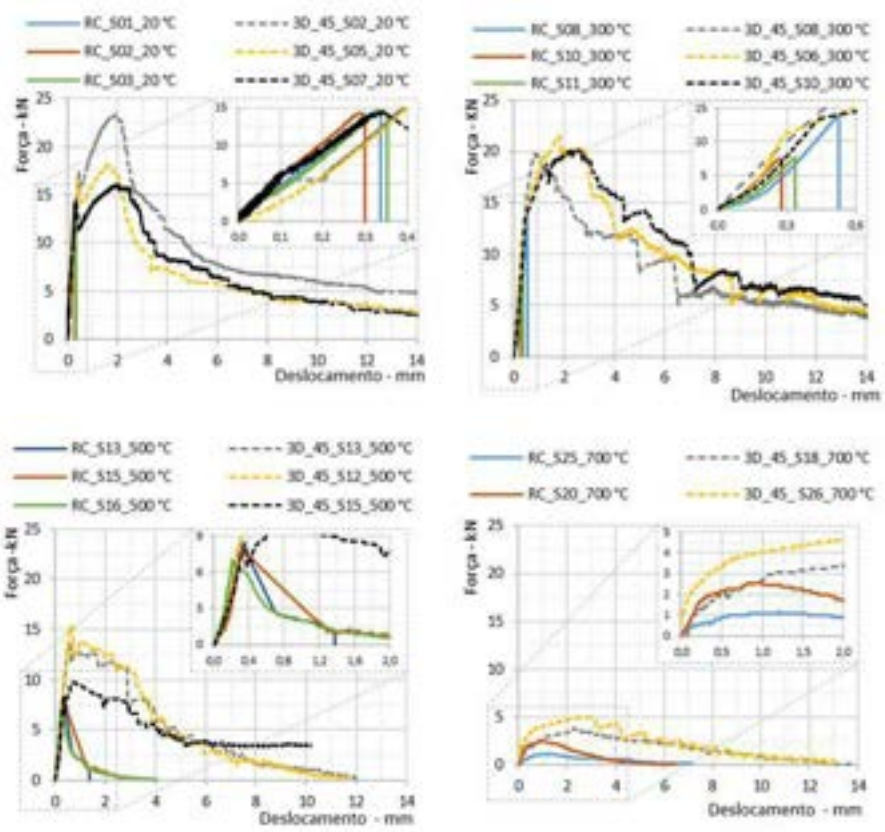


Figura 10. Relação força-deslocamento de cada composição para cada temperatura.
Quadro 6. Provetes antes e após ensaio.

20 °C	
Provete antes de ensaiado	Provete depois de ensaiado
RC_S02	
	
3D_45_S05	
	
300 °C	
RC_S08	
	
3D_45_S06	
	
500 °C	
RC_S13	
	
3D_45_S13	
	
700 °C	
RC_S25	
	
3D_45_S26	
	

Da análise da Fig. 9 verifica-se que a evolução da energia de fratura com o aumento da temperatura para a composição RC e 3D_45 têm comportamentos opostos. Enquanto que para a composição RC, em relação à temperatura ambiente, há uma redução no valor de energia de fratura para 47% a 300 °C e um aumento de 58% para 500 e 700°C, respetivamente. Para a composição 3D_45, em relação à temperatura ambiente, há um aumento no valor de energia de fratura para 145% a 300 °C e um decréscimo para 53% e 24% para 500 e 700°C, respetivamente. Além de apresentarem um comportamento distinto entre si, a introdução das fibras de aço no betão, traduz-se num aumento considerável na capacidade de absorção de energia deste material a altas temperaturas. Esta melhoria verifica-se quando se compara o valor de energia de fratura do material entre a composição RC e 3D_45, em que se verifica que para 20, 300, 500 e 700 °C há um aumento no valor de energia de fratura de 3346, 10625, 1058 e 414 %, respetivamente.

Na Fig. 10 é possível visualizar a representação gráfica da evolução da carga/deslocamento dos ensaios de flexão das duas composições a diferentes temperaturas. A Fig. 10 evidencia de forma clara a mais valia da introdução de fibras de aço no aumento da capacidade de absorção de energia do betão reforçado com fibras quer à temperatura ambiente, quer a altas temperaturas. Associado a isso, verifica-se também o aumento da ductilidade, pelo que em estruturas de suporte de elevado grau de hiperestaticidade (estruturas de suporte de túneis e pavimentos), a carga de colapso seja consideravelmente superior à carga de fendilhação, traduzindo-se num aumento da segurança destas estruturas.

No Quadro 6 encontram-se ilustradas fotografias com o tipo de rotura verificada nos provetes de cada composição e para os diferentes níveis de aquecimento. Uma observação mais cuidada sobre as fotografias verifica-se que na composição onde foram introduzidas fibras de aço, há uma clara tendência para ocorrer uma rotura mais dúctil quando comparada com a composição sem fibras de aço (composição RC), uma vez que após a rotura dos provetes sem fibras, o provete fica separado em duas partes de betão completamente separadas, enquanto que nos provetes da composição 3D_45 mantém-se parcialmente unidos.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Comparando o valor máximo de rotura médio à tração por flexão da composição RC com a composição 3D_45 verifica-se que houve um aumento de 37, 110, 71 e 137 % destes valores, à temperatura ambiente, 300, 500 e 700 °C, respetivamente, devido à introdução de fibras de aço. A introdução de fibras de aço na composição 3D_45, quando comparada com a composição RC, provocou um aumento de 3346, 10625, 1058 e 414% no valor de energia de fratura à temperatura ambiente, 300, 500 e 700 °C, respetivamente. Na composição RC, devido ao aumento da temperatura, verifica-se uma diminuição do valor médio da resistência à tração por flexão para 68, 52 e 13% aos 300, 500 e 700 °C, respetivamente, quando comparada com a resistência apresentada à temperatura ambiente. Na composição 3D_45 o valor médio da resistência à tração por flexão, aos 300 ºC apresenta um aumento para 103%, enquanto que aos 500 e 700 ºC apresenta uma diminuição para 65 e 22 % da resistência quando comparada com a da temperatura ambiente. Em relação à energia de fratura, o aumento da temperatura provoca comportamentos opostos nas composições RC e 3D_45. Enquanto que para a composição RC, em relação à temperatura ambiente, há uma redução no valor de energia de fratura para 47% a 300 °C e um aumento de 58% para 500 e 700°C. A composição 3D_45, em relação à temperatura ambiente, há um aumento no valor de energia de fratura para 145% a 300 °C e um decréscimo para 53% e 24% para 500 e 700 °C, respetivamente.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas SECIL SA, BEKAERT e SIKA pelo apoio prestado na investigação.

REFERÊNCIAS

[1] Neville, A.M. (2011). Properties of Concrete, 5th Edition, Longman Group Ltd., Harlow, England.
[2] Schneider, U. (1988). Concrete at high temperatures-A general review, Fire Safety Journal, 13 (1), pp. 55–68
[3] Baiant, Z.P. and Kaplan, M.F. (1996). Concrete at High Temperatures, Longman Group Ltd., Harlow, England.
[4] Noumowe, A. N.; Siddique, R. and Debicki, G. (2009). Permeability of high-performance concrete subjected to elevated temperature (600°C), Construction and Building Materials, 23 (5), pp. 1855–1861.
[5] Boel, V.; Audenaert, K. and De Schutter, G. (2008). Gas permeability and capillary porosity of self-compacting concrete, Materials and Structures, 41 (7), pp. 1283–1290.
[6] Hertz, K. D. (2003). Limits of spalling of fire-exposed concrete, Fire Safety Journal, 38 (2), pp. 103–116.
[7] Kodur, V. K. R. (2003). Fiber reinforcement for minimizing spalling in high strength concrete structural members exposed to fire, ACI Special Publication, Innovations in Fibre-Reinforced Concrete for Value, 216-14, pp. 221–236.
[8] Kodur, V. K. R. (2007). Design solutions for enhancing the fire resistance of high strength concrete columns, Indian Concrete Journal, 81 (10), pp. 9-20.
[9] Kodur, V. K. R. (2003). Fire Resistance Design Guidelines for High Strength Concrete Columns, ASCE/SFPE Specialty Conference of Designing Structures for Fire and JFPE, Baltimore, MD, October 2003, pp. 1-11
[10] Bilodeau, A.; Malhotra, V. M. and Hoff, G. C. (1998). Hydrocarbon fire resistance of high strength normal weight and light weight concrete incorporating polypropylene fibres, Proceedings of the International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete, Canada.
[11] Bilodeau, A.; Kodur, V. K. R. and Hoff, G. C. (2004) Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire, Cement and Concrete Composites, 26 (2), pp. 163–174.
[12] Bentz, D. P. (2000) Fibers, percolation and spelling of high performance concrete, ACI Structural Journal, 97 (3), pp. 351–359.
[13] Perumal, P. and Thanukumari, B. (2010). Use of fibre cocktails to increase the seismic performance of beam-column joints, Int. Journal of Eng. Science and Technology, 2 (9), pp. 3997-4006
[14] Balaguru, P.; Narahari, R. and Patel, M. (1992). Flexural toughness of steel fibre reinforced concrete, ACI Materials Journal, 89 (6), pp. 541-546.
[15] Balendran, R.V.; Zhou, F.P.; Nadeem, A. and Leung, A.Y.T. (2002). Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete, Building and Environment, 37 (12), pp. 1361-1367.
[16] Gencel, O.; Brostow, W.; Tea, D. and Thedford, M. (2011). Workability and mechanical performance of steel fiber reinforced self-compacting concrete with fly ash, Composite Interfaces, 18 (2), pp. 169-184.
[17] Barros, J.A.O.; Cunha, V.M.C.F., Ribeiro, A.F. and Antunes, J.A.B. (2005), Post-Cracking Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete, Materials and Structures, 38 (1), pp. 47–56.
[18] Yining, D.; Azevedo, C.; Aguiar, J. B. and Jalali, S. (2012). Study on residual behaviour and flexural toughness of fibre reinforced self-compacting high-performance concrete after exposure to high temperature, Construction and Building Materials. 26, pp. 21–31.
[19] NP EN 206-1 (2007): Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Instituto Português da Qualidade. Caparica, Portugal, junho 2007.
[20] RILEM TC 162-TDF, (2000). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Materials and Structures, vol. 33, pp. 75-81.
[21] RILEM TC 129-MHT, (2000). Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Materials and Structures, 33 (4), pp. 219-223.
[22] RILEM TC 50 FMC (1985), Détermination de l'énergie de rupture des mortiers et bétons par flexion «trois points» de poutres encochées, Materials and Structures, 18 (4), pp. 285-290.

Sessão 7A

Reforço sísmico do viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa


Júlio Appleton[1]


António Costa[2]


João Sousa Dias[3]


João Paulo Costa[4]

RESUMO

O Viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa tem um desenvolvimento total de 206m. O tabuleiro com uma largura de 25m tem 7 vãos e é constituído por 7 vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado de 1,3m de altura e uma laje com 0,18m de espessura. As viga, com vãos de 24,4m, apoiam em pórticos transversais constituídos por 2 pilares em forma de H encimados por uma travessa tipo caixão, em betão armado pré-esforçado, com 7 m de largura. O tabuleiro, em cada vão, está simplesmente apoiado nas travessas dos pórticos.

O viaduto foi construído em 1974 em regime de conceção-construção pelo empreiteiro JOSÉ MATIAS – ALVES RIBEIRO, em 1999 (entre Abril e Dezembro) houve uma intervenção de reforço do tabuleiro com cabos de pré-esforço não aderentes e trabalhos de reparação geral.

Por iniciativa da CML o ICIST realizou uma avaliação da segurança sísmica dos viadutos em Lisboa tendo identificado a necessidade de intervenção neste viaduto. Com efeito a análise sísmica realizada no âmbito do projeto em apresentação mostrou que os pórticos transversais apresentavam uma relação entre os esforços actantes e os esforços resistentes muito superior a 1, em particular na direção longitudinal devido à elevada rigidez dos pilares nessa direção. Concluiu-se que não era viável nem recomendável o reforço dos pilares e fundações mas sim a implementação de um isolamento sísmico do tabuleiro.

A intervenção consistiu no corte do topo dos pilares e na introdução de isolamento de base do tabuleiro em relação aos pilares e encontros, com aparelhos HDRB e LRB. A comunicação tem como objetivo a apresentação do projeto e obra desta intervenção.

Palavras-chave: [pontes e viadutos, comportamento sísmico, reforço de estruturas de betão]

[1]A2P Consult Estudos e Projectos Lda, Lisboa, Portugal. julio.appleton@a2p.pt
[2]A2P Consult Estudos e Projectos Lda, Lisboa, Portugal. antonio.costa@a2p.pt
[3]A2P Consult Estudos e Projectos Lda, Lisboa, Portugal. joao.sousadias@a2p.pt
[4]S.T.A.P. Reparação Consolidação e Modificação de Estruturas, jpcosta@stap.pt

1. INTRODUÇÃO

Refere-se o presente artigo à intervenção de reforço sísmico do Viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa, junto ao centro comercial Fonte Nova.

O viaduto foi construído em 1974 em regime de conceção-construção pelo empreiteiro JOSÉ MATIAS – ALVES RIBEIRO, em 1999 (entre Abril e Dezembro) houve uma intervenção de reforço do tabuleiro com cabos de pré-esforço não aderentes e trabalhos de reparação geral.

Por iniciativa da CML o ICIST realizou uma avaliação da segurança sísmica dos viadutos em Lisboa tendo identificado a necessidade de intervenção neste viaduto. Com efeito a análise sísmica realizada no âmbito do projeto em apresentação mostrou que os pórticos transversais apresentavam uma relação entre os esforços actantes e os esforços resistentes muito superior a 1, em particular na direção longitudinal devido à elevada rigidez dos pilares nessa direção.

Concluiu-se que não era viável nem recomendável o reforço dos pilares e fundações mas sim a implementação de um isolamento sísmico do tabuleiro. A intervenção consistiu no corte do topo dos pilares e na introdução de isolamento de base do tabuleiro em relação aos pilares e encontros, com aparelhos HDRB e LRB.

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DO VIADUTO

O Viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa tem um desenvolvimento total de 206m. O tabuleiro com uma largura de 25m tem 7 vãos de 30,75m e é constituído por 7 vigas pré-fabricadas de 1,3m de altura e uma laje com 0,18m de espessura, 'Fig. 3'. As vigas com vãos de 24,4m apoiam em pórticos transversais constituídos por 2 pilares em forma de H encimados por uma travessa tipo caixão em betão armado pré-esforçado com 7,0m de largura na direção longitudinal do viaduto. O tabuleiro, em cada vão, está simplesmente apoiado nas travessas dos pórticos, 'Figs. 1 e 2'.

Longitudinalmente a ligação entre o tabuleiro e a travessa dos pilares é alternadamente fixa ou móvel conforme indicado na planta, 'Fig. 2'.

Os encontros são do tipo perdido, constituídos pela viga de estribo. As fundações dos pilares e dos encontros são indiretas por estacas moldadas in situ com 1.00m de diâmetro, no caso dos encontros a viga de estribo está fundada em 2 fiadas de 4 estacas e no caso dos pilares existem 2 estacas sob cada "perna" e dois lintéis que ligam os maciços dos dois pilares paralelos transversalmente.



Figura 1. Fotografias do viaduto antes da intervenção

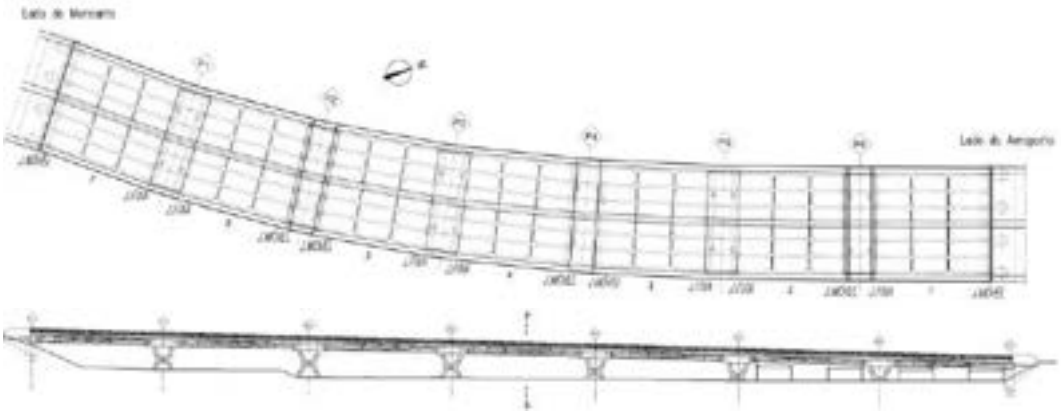


Figura 2. Planta e alçado longitudinal. Na planta identificam-se os alinhamentos de pilares e encontros e as juntas fixas e móveis do tabuleiro.

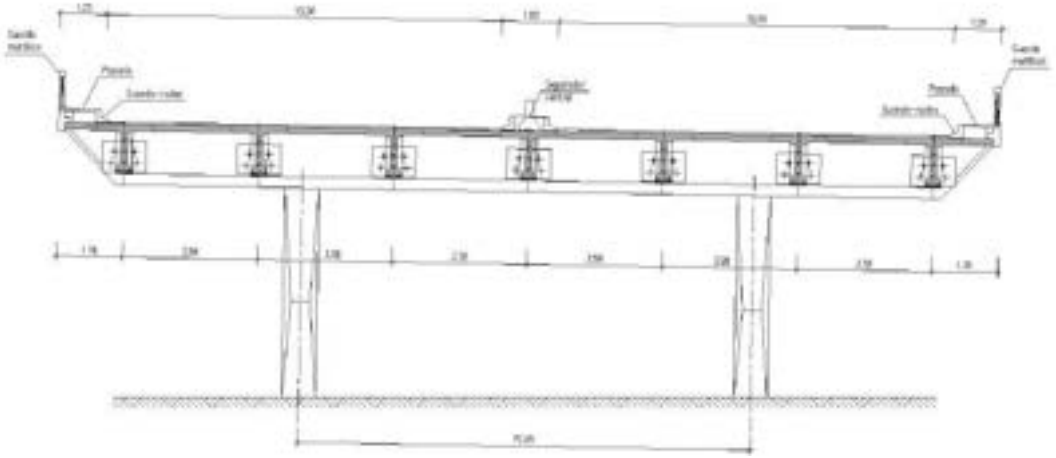


Figura 3. Corte transversal

3. A CONCEPÇÃO E EXECUÇÃO DA INTERVENÇÃO DE ISOLAMENTO DE BASE

A intervenção de reforço sísmico realizada em 2017 consistiu no corte do topo dos pilares e na introdução de isolamento de base do tabuleiro em relação aos pilares e encontros, com aparelhos de apoio de elastómero cintado com núcleo de chumbo (LRB – Lead Rubber Bearings) nos quatro alinhamentos de pilares centrais e de aparelhos de borracha de alto amortecimento (HDRB – High Damping Rubber Bearings) nos alinhamentos de pilares de extremidade e nos encontros. A introdução do sistema de isolamento de base corresponde a uma estratégia de intervenção que tem por objetivo reduzir os efeitos da ação sísmica. A implementação do isolamento de base permitiu reduzir a frequência própria de 2,2 Hz (longitudinal) e 1,1 Hz (transversal) para 0,53 Hz (longitudinal) e 0,38 Hz (transversal), o que se traduziu numa significativa redução, das acelerações espectrais e, deste modo, dos esforços desenvolvidos na estrutura do viaduto. A análise não linear no tempo com acelerogramas artificiais confirmou a verificação da segurança dos pilares e fundações existentes e determinou os movimentos expectáveis para o tabuleiro.

Essa intervenção incluiu os seguintes trabalhos:

1. Corte do topo dos pilares e introdução dos aparelhos de apoio para o isolamento sísmico.
2. Introdução de novos aparelhos de apoio do tabuleiro nos encontros.
3. Estabelecimento de continuidade axial do tabuleiro.
4. Introdução de novas juntas de dilatação nos encontros.
5. Trabalhos de reparação geral.

3.1 Corte do topo dos pilares e introdução dos aparelhos de apoio

É introduzida uma travessa em betão armado no topo dos pilares, interligando as duas pernas superiores dos pilares, estas, para além da sua função de travamento dos montantes dos pilares, permitirão no futuro uma fácil substituição dos apoios, se tal vier a ser necessário, 'Fig. 4'.

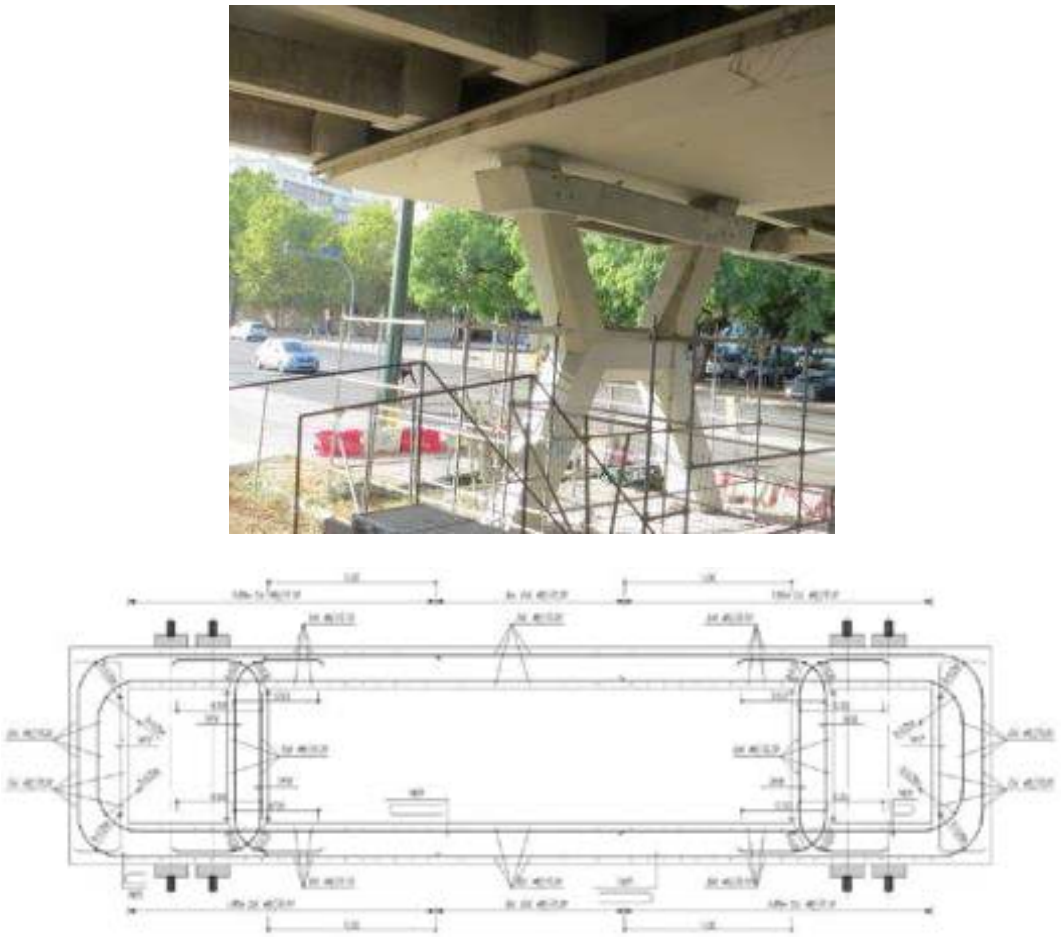


Figura 4. Execução de nova travessa para interligação dos montantes dos pilares e para apoio dos macacos hidráulicos utilizados para a transferência provisória de carga, até à instalação dos novos apoios. Vista da travessa executada e da planta de armaduras da viga.

A transferência de carga do pilar para as novas travessas é realizada através de um par de macacos hidráulicos para cada perna do pilar (4 por pilar), colocados entre a viga de betão armado e a face inferior das travessas, 'Fig. 5'. Previamente à instalação de carga nos macacos é necessário interligar as travessas e os pilares, mobilizando por compressão o atrito na interface travessa/pilar através da instalação de 4 varões pré-esforçados $\phi 36$, sendo instalada uma força útil igual a 800 kN em cada varão. A reação por apoio nos pilares foi estimada em 2170 kN para a carga permanente e 3240 kN para a carga permanente e sobrecarga. Os macacos hidráulicos são colocados em carga de forma progressiva, com instrumentação dos deslocamentos mediante réguas metálicas graduadas, sendo bloqueados para uma carga igual à carga permanente.

Os varões de pré-esforço são removidos após a instalação dos aparelhos de apoio, o furo foi mantido o que permite uma nova montagem em caso de necessidade de, no futuro, se substituir novamente os aparelhos de apoio.



Figura 5. Montagem dos macacos hidráulicos e instalação de barras de pré-esforço (provisórias) para ligação entre a viga e os pilares

Transferida a carga para os macacos hidráulicos, procede-se ao corte do topo dos montantes dos pilares em cerca de 30 cm de altura, realizado com equipamento de corte do betão com fio diamantado, 'Fig. 6'.



Figura 6. Corte do topo dos pilares com fio diamantado (durante e após o corte)

Procede-se à montagem dos novos aparelhos de apoio HDRB e LRB e sua fixação à travessa do pórtico e aos montantes dos pilares. A operação termina com a remoção dos macacos hidráulicos e dos varões de pré-esforço, 'Figs 7 e 8'.

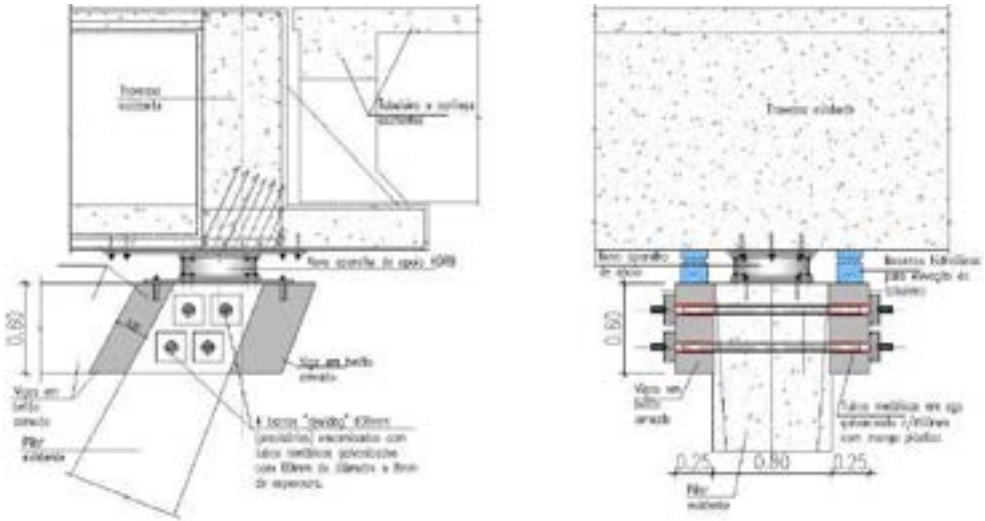


Figura 7. Pormenores para a montagem dos novos aparelhos de apoio



Figura 8. Montagem dos novos aparelhos de apoio em pilares (durante e após)

Nos alinhamentos P2 a P5 foram introduzidos aparelhos LRB 0.4-10 ø550 x126 (amortecimento de 39% e rigidez horizontal equivalente igual a 1590kN/m) e nos alinhamentos P1, P6 e encontros foram adotados aparelhos HDRB 0.8-10 ø500x80 (amortecimento de 10% e rigidez horizontal equivalente igual a 1960kN/m). A rigidez total destes aparelhos é de 68 560 KN/m (38 aparelhos, dos quais 24 sobre os pilares e 2x7 sobre os encontros).

3.2 Introdução de novos aparelhos de apoio nos encontros

Indica-se em seguida a sequência dos trabalhos relativos à introdução dos aparelhos de apoio do tabuleiro nos encontros, 'Fig. 9'. Em primeiro lugar é preparada a base de assentamento dos novos aparelhos de apoio através do corte e reforço o topo da viga de estribo com uma lâmina de microbetão armada. O novo aparelho de apoio é introduzido sob um macaco plano, a transferência de carga dos apoios existentes para os novos aparelhos de apoio é realizada através da introdução de pressão por injeção dos macacos planos, para uma carga igual à carga permanente, 450kN. Segue-se a selagem dos vazios em torno do macaco plano com calda de cimento (grout) e a fixação das chapas de posicionamento dos aparelhos de apoio.

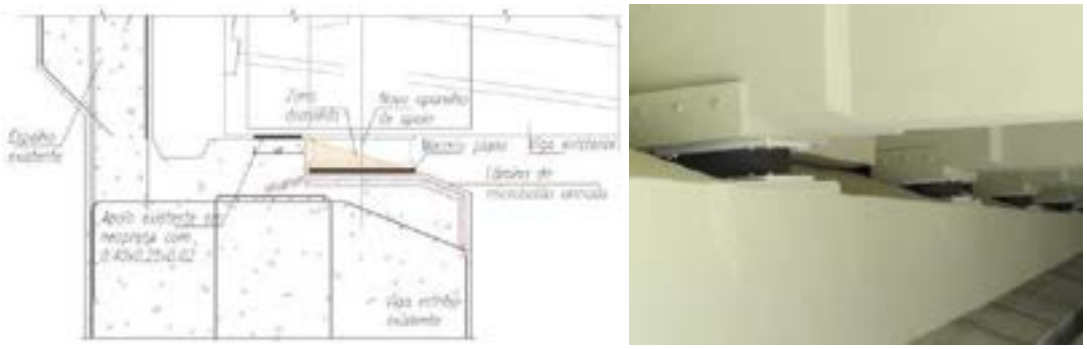


Figura 9. Introdução de novos aparelhos de apoio nos encontros

3.3 Estabelecimento de continuidade axial do tabuleiro

A continuidade do tabuleiro é estabelecida nas juntas móveis existentes nos alinhamentos P2, P4 e P6 e inclui o preenchimento do espaço existente entre a carlinga e a travessa dos pilares com betão projetado, a ligação da carlinga à travessa através de varões roscados com um diâmetro de 25mm afastado de 0.25m em furos com um diâmetro de 30mm injetados com resina epóxi, 'Fig. 10'.

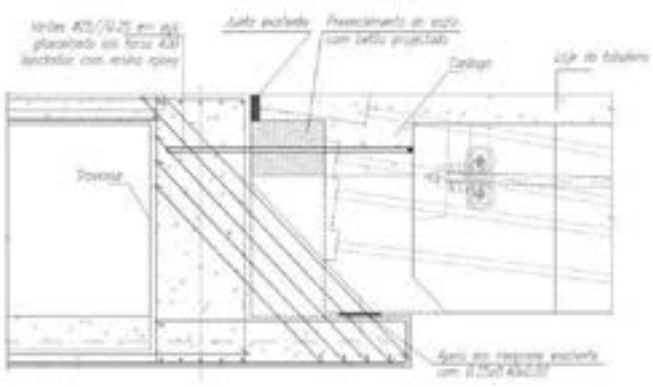


Figura 10. Pormenor para estabelecimento de continuidade axial do tabuleiro

3.4 Introdução das novas juntas de dilatação nos encontros

Foram introduzidas novas juntas de dilatação nos encontros para acomodar os movimentos previstos de 65 mm na direção longitudinal e 40mm na direção transversal, para a combinação de ações envolvendo o sismo frequente (tomou-se um deslocamento de 50% do valor obtido para o sismo de projeto) e a variação de temperatura. Inclui-se nesta tarefa o corte do betão para aumentar o espaço entre o tabuleiro e o espelho da viga de estribo, conforme ilustrado nas 'Figs 11 e 12'.

Esta intervenção foi realizada durante o período noturno e uma vez que não foi possível o desvio de tráfego durante o período diurno foi necessário montar juntas provisórias, realizadas com chapas metálicas amovíveis, instaladas durante o período diurno e removidas durante o período noturno para a realização dos trabalhos.



Figura 11. Montagem das juntas provisórias para assegurar a circulação diurna e introdução das novas juntas de dilatação nos encontros

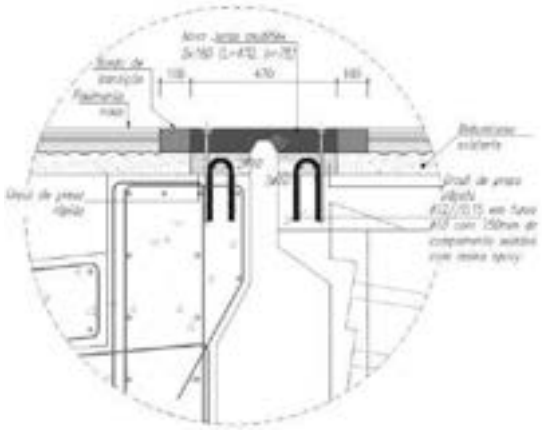


Figura 12. Pormenor da nova junta

3.5 Trabalhos de reparação geral

Estes trabalhos incluíram a reparação das superfícies de betão delaminado, limpeza da rede de drenagem e proteção do betão com uma pintura acrílica.

O betão apresentava delaminação em especial na viga de bordadura e na base dos pilares até uma profundidade de 0.50m. O betão deteriorado foi removido e substituído com argamassa de reparação, na base dos pilares aumentou-se a proteção das armaduras através da aplicação de um revestimentos espesso na superfície do betão.

A 'Fig. 13' mostra uma vista do viaduto antes e após a intervenção sendo de realçar a reduzida alteração do especto visual do viaduto.



Figura 13. Vista do viaduto antes e após a intervenção

4. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Os materiais considerados para a avaliação da estrutura existente foram os de projeto: betão B35 e aço A400 em pilares, vigas e lajes, betão B30 e aço A240 em encontros e maciços de encabeçamentos das estacas, betão B18 e aço A240 em estacas.

Foram consideradas as sobrecargas rodoviárias e forças de frenagem para uma ponte da classe I, sobrecargas nos passeios, temperatura, ação do vento e ação sísmica.

Para as condições de terreno existentes no local do viaduto verifica-se que a ação sísmica do RSA (zona A, terreno tipo II, sismo tipo 2) majorada pelo coeficiente de segurança de 1,5 apresenta valores da aceleração espectral idênticos ao da ação sísmica da NP EN 1998-1 (EC8) (zona 1.3, terreno C, sismo tipo 1) para períodos de vibração superiores a 1,0 s (frequências inferiores a 1 Hz). Na 'Fig. 14' estão indicados os espectros de resposta elástica do RSA e do EC8.

Para efeito da avaliação da segurança considerou-se a ação sísmica do EC8.

Devido à baixa frequência própria da estrutura com isolamento de base (f≈0,5Hz longitudinal e f≈0,4Hz transversal) a ação sísmica tipo 1 (sismo afastado) é a condicionante. Foram utilizados 7 acelerogramas artificiais, gerados de forma a serem compatíveis com o espectro de resposta para a ação sísmica tipo 1, terreno tipo C e amortecimento de 5%.

A simulação do comportamento da estrutura foi realizada recorrendo a um modelo de elementos de barra, representado na 'Fig.15', com o objetivo de quantificar o nível de segurança sísmica existente e o nível de segurança sísmica após a realização dos reforços propostos.

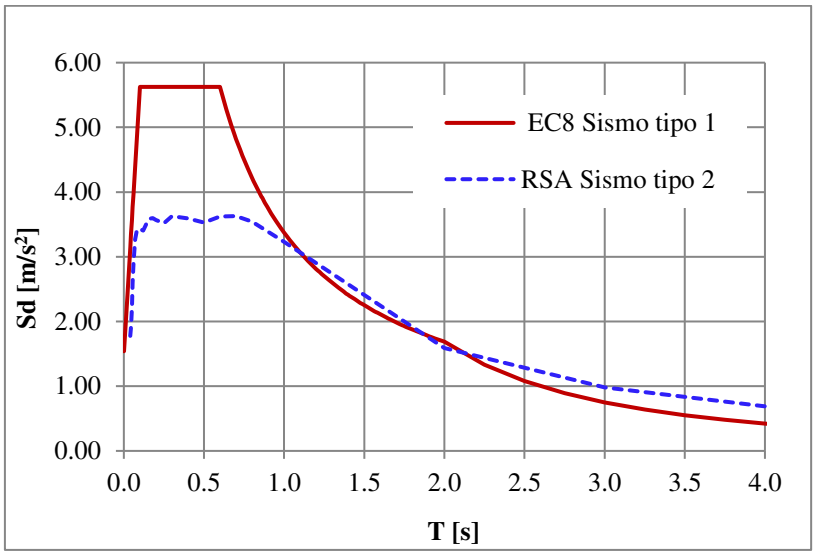


Figura 14. Espectro de resposta do RSA (majorado por 1,5, zona A, terreno II, sismo tipo 2) e do EC8 (zona 1.3, terreno C, sismo tipo 1)

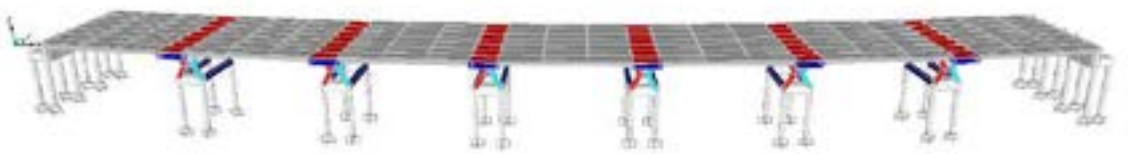


Figura 15. Modelo de cálculo

O isolamento é tanto mais eficaz quanto maior for a diferença entre a frequência da estrutura existente e a estrutura isolada. Para pré-dimensionamento dos apoios poderá adotar-se o critério proposto por (Skinner et. al, 1993) que aponta como 1/3 a relação máxima entre frequências para um isolamento eficaz.

As frequências na direção longitudinal e transversal são respetivamente iguais a 2,2Hz e 1,1Hz, assumindo a relação de 1/3, resulta que o valor de objetivo para a frequência da estrutura isolada é igual a 0,73 Hz e 0,37 Hz para as duas direções em causa. A massa suportada pelos apoios é a do tabuleiro isolado e é igual a 5775 t. Com base na frequência pretendida para o tabuleiro sobre os apoios (estrutura isolada) determina-se a rigidez total dos apoios pela 'Eq. (1)':

$$K_{Total} = (f_i \times 2\pi)^2 \times M_{isol} \quad (1)$$

Obtêm-se os seguintes valores para a rigidez total dos apoios: 121000 kN/m para a direção longitudinal e 31200 kN/m para a direção transversal. Os valores que foram adotados para a rigidez dos apoios conduzem a um valor total de rigidez intermédio entre as rigidezes acima referidas.

Para conseguir controlar o comportamento da estrutura a um nível adequado relativamente a esforços e a deslocamentos houve a necessidade de aumentar o amortecimento da estrutura. Deste modo equacionou-se a utilização de apoios com alta capacidade de dissipação de energia (aparelhos de borracha com núcleo de chumbo) e realizaram-se vários testes com o objetivo de chegar a uma solução equilibrada que garanta por um lado esforços compatíveis com a capacidade resistente da estrutura e por outro deslocamentos que evitem efeitos de 2ª ordem demasiado elevados.

Nos 4 alinhamentos centrais de pilares (P2 a P5) foram introduzidos aparelhos LRB, tipo LRB 0.4-10 ø550x126. Este aparelho tem amortecimento equivalente de 30%, uma rigidez horizontal equivalente igual a 1590kN/m para o deslocamento de 100mm, capacidade máxima de deformação de 175 mm, capacidade para suportar cargas verticais de 2100 kN para a combinação sísmica. Até um nível de força

horizontal da ordem de 100kN, este tipo de aparelhos funcionam elasticamente. Após esse valor e até 200kN, entram em regime não linear por plastificação do núcleo de chumbo. Como a rigidez elástica inicial deste tipo de aparelhos é muito elevada, o deslocamento horizontal até se atingir a força de cedência do núcleo de chumbo será muito reduzido, até para a força de frenagem.

Nos restantes alinhamentos foram adotados aparelhos HDRB, tipo HDRB 0.8-10 ø500x80. Este aparelho de apoio tem um amortecimento de 10%, suporta um deslocamento máximo de 153mm, tem uma rigidez horizontal de 1960kN/m e capacidade de suportar cargas verticais de 2550kN durante a ocorrência do sismo de projeto.

Os aparelhos de apoio LRB foram modelados no programa de cálculo automático por elementos com relação força-deslocamento bilinear para simular o comportamento histerético. Estes elementos modelam o comportamento dos sistemas LRB antes e depois da cedência do núcleo de chumbo.

Na 'Fig. 16' apresenta-se a forma da relação força-deslocamento do aparelho de apoio onde os parâmetros indicados são os seguintes:

F_y – força de cedência;
d_y – deslocamento de cedência;
K_e – rigidez elástica;
d_{bd} – deslocamento de cálculo do aparelho de apoio induzido pelo sismo;
F_{max} – força máxima no aparelho correspondente ao deslocamento máximo d_{bd};
K_p – rigidez pós-cedência;
K_{eff} – rigidez efetiva;
E_d – energia dissipada por ciclo.

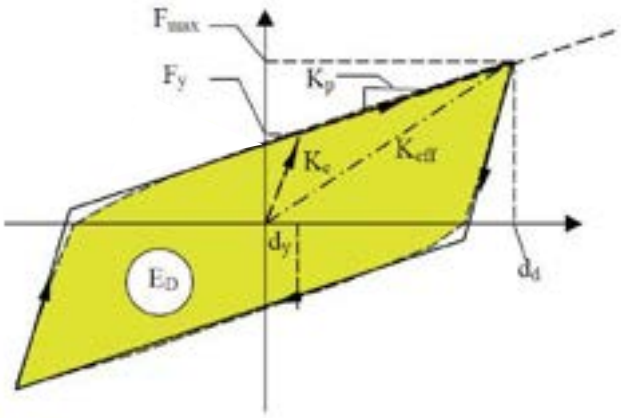


Figura 16. Relação força-deslocamento bilinear de um apoio tipo LRB

Os aparelhos do tipo HDRB foram introduzidos no modelo de cálculo como elementos com relação força-deslocamento linear.

Na 'Fig. 17' apresenta-se a resposta de um aparelho de apoio LRB a um dos acelerogramas artificiais.

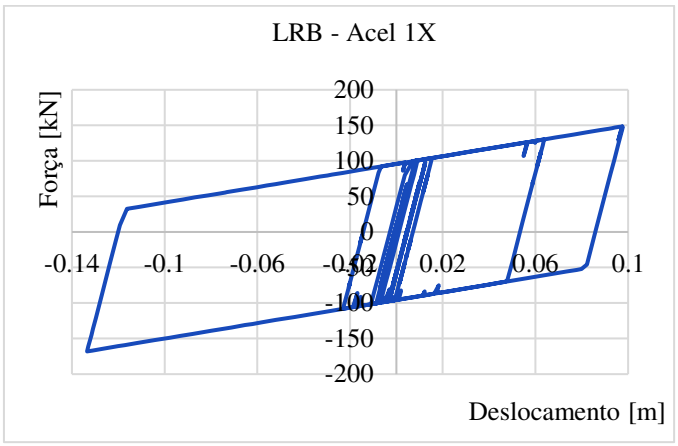


Figura 17. Resposta de um aparelho de apoio LRB a um acelerograma

A introdução do isolamento de base no viaduto teve os seguintes resultados principais:

- Redução das forças de corte basal: 75% na direção longitudinal e 70 % na direção transversal;
- Redução dos deslocamentos no topo dos pilares: de 23 mm para 8 mm na direção longitudinal e de 100 mm para 54 mm na direção transversal (pilares dos alinhamentos centrais);
- Aumento dos deslocamentos do tabuleiro: de 28 mm para 108 mm na direção longitudinal e de 102 mm para 175 mm na direção transversal (zona central);
- Os esforços de flexão nos pilares passam para valores da ordem de grandeza dos esforços resistentes reais (sem consideração de coeficientes de segurança) o que significa que os pilares se mantêm em fase elástica face às deformações induzidas pelo sismo de projeto;
- Os esforço transverso atuante é reduzido para um valor compatível com a capacidade resistente dos pilares. Refira-se que esta é a principal preocupação quanto ao comportamento do viaduto dado que as ruturas por corte são de natureza frágil.

Foram ainda realizadas as verificações de segurança para a estrutura isolada da nova travessa realizada com viga de betão armado, dos chumbadouros de ligação dos novos aparelhos de apoio, das fundações (estacas, maciços e lintéis), encontros e dimensionamento da abertura das juntas sobre os encontros.

5. CONCLUSÕES

A intervenção sísmica foi realizada com um custo reduzido, 570 000€, a que corresponde um valor por m^2 de tabuleiro de 114€/m^2, e dotou o viaduto de um comportamento e segurança adequados para a ação sísmica. A obra decorreu num período de 6 meses com perturbação mínima do tráfego da 2ª circular.

A importância de evitar colapsos em viadutos inseridos em vias de acesso fundamentais em caso de ocorrência de um sismo de elevada intensidade justifica esta e outras intervenções a realizar em outras obras.

AGRADECIMENTOS

Participou neste projeto para além dos autores o Eng. Tomás Nunes da Silva.

REFERÊNCIAS

[1] Skinner, RI.; Robinson, WH.; McVerry GH. (1993). An Introduction to Seismic Isolation. Wiley: England.

Confronting the historical with the contemporary, a proposal for the new Alcántara bridge





Jose Romo[1] **Javier León**[2] **Julio Sánchez**[3]

SUMMARY

The competition to design a new bridge over the Tagus River in Alcántara, sharing space with the great Roman Bridge, gave the authors the opportunity to reflect on how to face this extraordinary challenge, trying to conciliate historical and contemporary forms, views and functions.

This paper summarises some of the thoughts of the authors and describes the solution proposed which, in our view, would best fit the extremely delicate requirements. The authors describe their sources of inspiration, the proposed typology, the chosen material, the erection process, as well as several details which aim to minimise maintenance costs. The solution is elegant, with a high engineering value and with the sobriety required by the due respect to the existing Bridge.

Similarly to the work of Caius Iulis Lacer, the engineer of the Roman Bridge, referred to in the engraving by the Alcántara Bridge ("Lacer made this bridge according to an art that enables matter to self-vanquish"), the proposed solution shows how it is still possible to be innovative with a girder under bending.

Further, this paper refers to the additional options which are brought by a situation such as this one, such as the opportunity to explain to visitors the importance of engineering activity, in equilibrium with Nature, landscape, hydraulics, roads and bridges to support them.

Key words: Existing bridges; historical and contemporary bridge coexistence; compressive chord of variable height

1. INTRODUCTION

The regional government of Extremadura called for a design competition for a new bridge crossing the river Tagus, both to eliminate the traffic of cars and trucks on the Alcántara Roman Bridge (which we have capitalised due to the respect we feel for it) and to give an added value to a landscape dominated by the impressive stone bridge and, since 1970, a huge dam. Such added value consists on providing visitors with a new perspective of the Bridge from the new one and to erect an interpretation centre to explain the importance of Roman roads (and their bridges), the international natural park Tajo-Tejo (the Portuguese border is very close) as well as other aspects of interest.

[1]C.E.O. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. jrm@fhecor.es
[2]Technical Director. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. jlg@fhecor.es
[3]Technical Director. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. jsd@fhecor.es



Figure 1. On the left, the Roman Bridge of Alcántara after a photograph taken in the 1950's, before the erection of the dam (courtesy of F. Pedrazo). On the right, a recent panoramic view from a similar position, showing the Alcántara village and the dam (https://www.turismodeobservacion.com/foto/alcantara-desde-el-balcon-del-mundo/12141/)

The conception of a new bridge, in this special context of the history of engineering and, in particular in the area between the Roman Bridge and the Alcántara dam, is a formidable challenge (the bridge cannot be located further downstream since this area already belongs to the Natural Park). In this paper, we share a few thoughts and examples of bridges designed in a historical context, together with our proposal for a new bridge in Alcántara.

2. GENERAL CONSIDERATIONS

One of the critical aspects when designing a bridge in a historical context is the selection of the most appropriate design strategies. Nevertheless, the first reflection is related to the idea of, perhaps, not to intervene, that is, to declare the existing space like a "sacred" area to be fully respected in terms of forms, authenticity, etc. and, therefore, not to build a new bridge The question lies beyond the scope of this article since this consideration seems not to be the responsibility of the designer, but sensible engineers are obliged to reflect about this independently of their role. It is a delicate matter that depends mostly on the circumstances of each specific case. In truth, the first thought of the authors of this paper was to decline participating in the competition since the Alcántara Bridge (beginning of 2nd Century a.C), one of the most remarkable bridge engineering milestones, did not deserve neither to coexist with any other bridge in this special landscape, nor to be compared to a newly erected one inducing a false or non-intended debate.

The option not to erect a new bridge is, of course, legitimate and is perhaps the best one if neither a real need nor a well-studied programme are able to justify building a new bridge in the vicinity of the old one. This existing bridge must still play an important role, not merely as a "retired" bridge. In fact, the "enlarged life" of the existing bridge must be an indispensable part of the aforementioned programme. However, a systematic position against a new bridge runs the risk of denying the evidence that the evolution of construction throughout History is replete with plenty of examples of peaceful and fruitful coexistence of already existing structures with newly erected ones. Many of such examples were accompanied by heated debates, as is the case, as the master Carlos Fernández Casado [1] points out, of the Eiffel Tower, "which [when erected] was going to mean the dishonour of Paris" according to the opinion of the rather wide critical people, but nobody claimed, just a few years after completion of the Tower, incompatibility with Nôtre Dame, the dome of Invalides or, more recently, the Centre Pompidou. Any of such buildings are, undoubtedly, testimony of a given moment of social, political, cultural and of technology of construction. The list, far from being closed, is hopefully open to future contributions. Something similar may be said regarding the bridges in Manhattan, especially in its Lower part, or in London, Oporto, Paris, etc.

The aura of the Roman Alcántara Bridge, as the main protagonist of the landscape, was definitely broken in 1970, when the important dam upstream was completed (figure 1). Paradoxically, the dam

has allowed the majestic Bridge to survive till now, since the construction of the dam allowed to detect very serious degradation of foundations. The problems were corrected, additionally; the dam has laminated the erosive action of the river.

The Bridge is one of the Roman bridges in the best condition in the world. It underwent some alterations throughout time, due to wars, some "updating" tasks, all of them well documented, which is good news since the history of the Bridge is part of the collective memory. This key point is essential but, we insist, its analysis is beyond the scope of this paper.

The usual criteria used in social sciences, mainly Archaeology and History of Art, suggest that any intervention must be based on the principles of non-reconstruction and reversibility of the action, when this has to be done on a construction already considered as part of the Historical Heritage. However, these principles are not strictly applicable when conceiving a completely new bridge, although this may vary in the context of their historical value. The design strategies usually go through either the construction of a new bridge with an historicist formalism or, as is more common, a work with a contemporary formalism more or less consonant (in consonance) with the environment in which the work will be located.

The question is open to the debate among engineers and other professionals and, in the authors' opinion, it requires a deep reflection, as well as study of the complete history of the existing bridge (or existing historical environment), the region, the transportation network, and the natural and newly created landscape. It is a very enriching and stimulating process overall.

When a historicist construction is carried out, the bridge adopts the "falsehood" given by the anachronism of the work. The layperson will not be able to recognize the "age", the authenticity of the bridge. The "lack" of the reconstruction prescribed by the current trends in Archaeology and the History of Art is being incurred. In this regard, it is to remind that both the designer and the Administration promoting the "reconstruction" work shall be "judged" by History.

Opposite to this approach, which could be called "historicist", the norm today is to propose a contemporary bridge, both in terms of structural materials and of formal expression of the solution. It is not easy to project a bridge in a historical context from the contemporary perspective. The selection of shapes and materials is crucial to the success of the solution. In such cases, the designer faces the need to solve a sort of dilemma: either do something clearly dissonant and rabidly contemporary, or project a contemporary work which, without abandoning that attribute, fits correctly in the context in which it is integrated. The authors believe that this second option is generally the most appropriate.

The design without abandoning its contemporaneity must be in consonance with the historical environment in which it is constructed. This assertion, not as obvious as it may seem, is very difficult to accomplish in practice. For this, concrete is perhaps the material that allows this dialogue between the historical Bridge and the contemporary bridge. To fulfil this requirement it is also indispensable to choose an appropriate structural material for the new bridge. In our view, it is advisable to use concrete when, as is the case, the existing bridge is made of stone. Masonry bridges are rather massive, giving the impression, confirmed with time, of stability, robustness and power. Concrete, handled with elegance and care, is the material to be chosen in order to transmit, respectfully, a similar but updated sensation. In other words, in this specific case, since this assertion is not of universal validity, it is not adequate to use steel in form of defiant lightness that could be understood as a triumph of modern engineering over an old-fashioned structure; absolutely not.

3. INTERVENTIONS IN HISTORICAL CONTEXTS

Thanks to the versatility provided by the formwork, concrete structures can adopt any imaginable form. The formal and structural possibilities are unlimited. The works of Torroja, Nervi or Candela are examples of how the imagination of engineers has made possible countless works which clearly combine economy, structural efficiency and elegance. Nevertheless, it must be noted that the majority of the most celebrated works of these authors are buildings, in which the conditioning aspect is the

usual constructive process. The structurally intelligent and artistic use of formwork, in a time in history when the cost of labour compared to the cost of the materials was rather low, made possible these masterful works.

However, in this second decade of the 21st century we have to ask ourselves about the formal possibilities of structural concrete. Although such formal possibilities in the world of construction remain intact, the same cannot be said about the world of bridges. As such, the construction process of them is the fundamental conditioning factor of the design: the construction by the free cantilever method, either by thrust or by shoring section by section, are methods that do not contribute to a different formal expression or innovation in structural concrete bridges.

They are only a few unique specimens, those in which the formal expression of concrete contemporaneously reaches the values that had, amongst others, the bridges of Maillart (figure 2).



Figure 2. Saginatobel Bridge
(Robert Maillart, 1929-30, Switzerland)



Figure 3. Ganter Bridge
(Christian Menn, 1976-80, Switzerland)

Perhaps the Ganter Bridge, by Christian Menn (figure 3), or the bridge over the Ebro River by Javier Manterola (figure 4), are unusual examples of this expressiveness of concrete works, which skilfully combine technique and artistic expression, and are not frequent nowadays.



Figure 4. Ebro River Bridge
(Javier Manterola, 2000-02, Zaragoza, Spain)



Figure 5. Guadiana Bridge,
(Carlos Fernández Casado, 1958-59, Mérida, Spain)



Figure 6. Los Canónigos Bridge (J. Manterola, 2013, Zamora, Spain)

Also, as sublime examples of concrete bridges in historical contexts, we can cite the bridges of Mérida (figura 5) and Zamora (figura 6), in which the aesthetics of the moment is not dissonant with the environments in which they were built.

4. CONCEPTUAL DESIGN OF THE NEW ALCÁNTARA BRIDGE

4.1 General Approach

As stated in the introduction, the design of a new bridge in this special context for the history of engineering, and in particular in the area between the Roman Bridge and the Alcántara dam, is a formidable challenge. The new bridge has to match into an almost sacred space without distorting the views of the Roman Bridge (figure 7).

The competition organised by the Regional Government of Extremadura brings an opportunity to ennoble the environment of the Alcántara Bridge, which contributes to improving the enjoyment and knowledge of this masterpiece of the Engineering of Antiquity.



Figure 7. Photograph of the Alcántara Roman Bridge taken by Clifford (1860). Library of the Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid

The project is also understood as a way to free the Roman Bridge from heavy vehicle traffic, not so much because this is a real problem today, but as a way to avoid its long-term deterioration and interference with the pedestrian walkway. Thus, people shall have the security and ease of movement required to contemplate placidly the works and the environment. From the enormous respect for the Roman Bridge and its surroundings, we believe that the new structure should be absolutely deferential to the existing bridge, not obstructing or tarnishing the "classic" view of it.

The Alcántara Bridge has always attracted the attention of photography, and therefore we believe that we must preserve the mental image of those who love bridges, history and the general public. Consequently, the new bridge is regarded as something more than a utilitarian structure, as it will serve not only to road traffic, but also as a balcony to enjoy unprecedented perspectives of the Bridge

downstream. Indeed, the proposed structure will have a pedestrian walkway that will allow visitors to walk between the two banks of the river under safe conditions, thus creating unprecedented views that will become part of the image of the Bridge.

The Alcántara Bridge is an exceptional construction, a crowning achievement of the art and technique of the Roman Empire. The new bridge does not have to compete with this great work of Rome, but we think that it must be at the exceptional level that is expected of contemporary engineering when applied in such a committed intervention.

The new bridge has to be elegant, with the sobriety required by the due respect to the existing Bridge, with a high engineering value, a work of the 21st century that can coexist with the Roman Bridge, without subtracting the prominence that corresponds to it. The bridge must have both a high formal and structural value, both attributes that we consider essential for this new work to be inserted with dignity in this almost sacred space for lovers of Engineering and History.

4.2 Inspiration

The proposed work is based on the use of an outer wing that collects and follows the flow of compressions. The bridge over the river Alhama in Corella, Navarra, designed by Eduardo and José Antonio Torroja [3], uses two beams with a constant edge and a triangular cross section. In order to improve the conditions in the face of negative moments, the cross sections are completed with a wing that is situated in the area of negative moments (see figure 8).

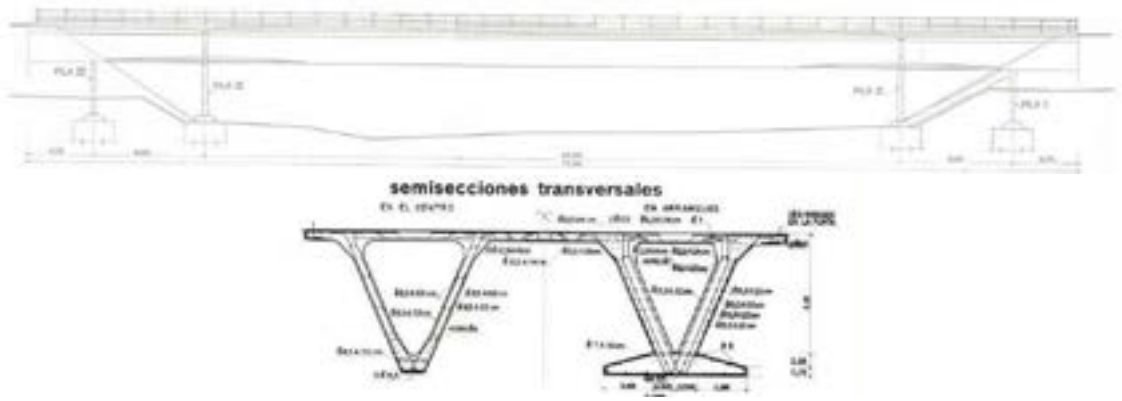


Figure 8. Bridge over Alhama river (Eduardo and José Antonio Torroja. 1960-62, Corella, Navarra)

The other bridge which inspired the proposal was the Gorostiza Bridge (figure 9). As his designer (J Manterola) wrote [2]: “This bridge represents the fulfilment of an ambition engineers have cherished since the beginning of time: an unobstructed leap from one shore to the other with no intermediate supports.”



Figure 9. Gorostiza Bridge (Javier Manterola, 2009-10, Barakaldo, Vizcaya, Spain)

The proposal for the Alcántara Bridge is, in fact, a combination of those two sources of inspiration, as outlined further below.

4.3 Concept

The proposed new bridge would have a single main span between the cliffs of the Tagus with no intermediate support. It was a question of not distorting the views of the Roman Bridge.

In this exercise of confronting the historical with the contemporary, we felt that prestressed concrete was the most suitable material for its rotundity and also for its great expressive force. It was clear from the rules of the contest that a special bridge had to be made which would serve as a balcony to enjoy the views of the Roman Bridge.

We also thought that the route of the road proposed by the Regional Government of Extremadura was too close to the Roman bridge and that any solution that was raised about it did not facilitate the generational dialogue between the existing structure and the future new one. The distance between old and new bridges in other historical environments, as indicated above (figures 5 and 6) was bigger.

As we moved away, to analyse the different perspectives in a global way, we realized that slight modifications of the route in plant and elevation gave us ample formal and functional possibilities. A new layout (figure 10) allowed separating the old and future structures, locating the new stretch of the road in the vicinity of the industrial facilities of the dam. This new route also would avoid affecting the Roman roadway of the right bank. An additional advantage of our proposal was that the access roads to the hydro-electrical plant could be reorganised and a large section of the current road was released to contextualize the interpretation centre.

For this reason, we thought that one important point of the proposal was to realign the new road to separate both bridges as much as possible (figure 10).



Figure 10. View of the initial alignment and the alternative road to separate both bridges, being the closest as possible to the Dam area of influence and, simultaneously, simplifying the itinerary

The solution that was finally proposed is a three-span bridge with 70-260-70m with a single central span and two lateral spans hidden in the cliff slopes. It was also a bridge built by cantilevering to avoid working on the Tagus, which at that point presents frequent changes in water levels.

The solution that was presented is a prestressed concrete box deck with outer wings that follow the flow of compressions (figure 11). Therefore, the wings were placed at the bottom of the section near the piers area and on the level over the road in the centre of the main span. This is an unprecedented solution that responds to the structural logic and, at the same time presents, a visually interesting and dignified formalisation that meets this demanding context.

The proposed bridge presents a great formal austerity, which solves the crossing of the riverbed with great structural efficiency. The use of simple forms allows for an easy integration in the environment dominated visually by the rotundity of the dam and the majestic presence of the Roman Bridge.



Figure 11. Elevation of the bridge

The deck section at the intermediate support, which corresponds to the point where the bridge emerges from the slope, has a trapezoidal box shape with a 12.00m depth and lower wings that increase the capacity of the compressed section. These wings move through the walls of the section until they are located above in the centre area of the span, where the edge of the section is 3.00m (figure 12).

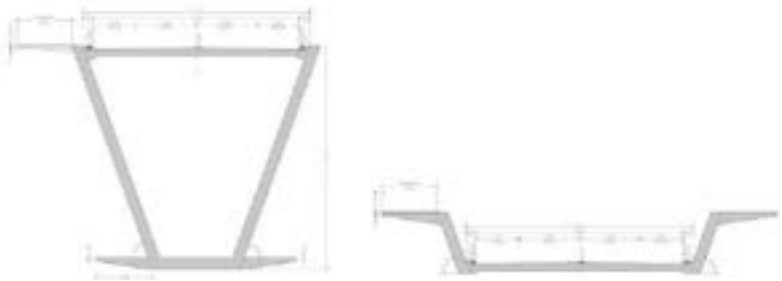


Figure 12. Cross sections at support (left) and at central midspan (right)

These structural shapes, in which the outer compressed wings follow the logic marked by the law of bending moments, also provides a special formal expression to the structure (figure 13). The structure almost vanishes visually in the centre of the main span as opposed to the massive starts that merge with the slopes.



Figure 13. Infographic showing a skew view of the proposed solution

In the central area of the span, on the downstream side, the wing also serves as part of the pedestrian walkway (figures 12 and 13), and creates a special space above the traffic that functions as a large balcony enabling the view both of the Roman Bridge and the dam of Alcántara, thanks to its elevated position on the ground.

The cross section in the two compensation spans is filled to act as counterweights so that there is no negative reaction in the abutments in any loading situation.

The foundations of the structure are proposed by means of footings supported possibly on rock.

In order to minimize maintenance costs, the structure is considered integral. Thus, the supports on the abutments and one of the intermediate supports are made up by double concrete hinges that allow for the longitudinal deformations and the rotation of the deck (figure 14). The other intermediate support is a single concrete hinge.
The construction of the central span may be done according to the free cantilever method, as sketched in figure 14.

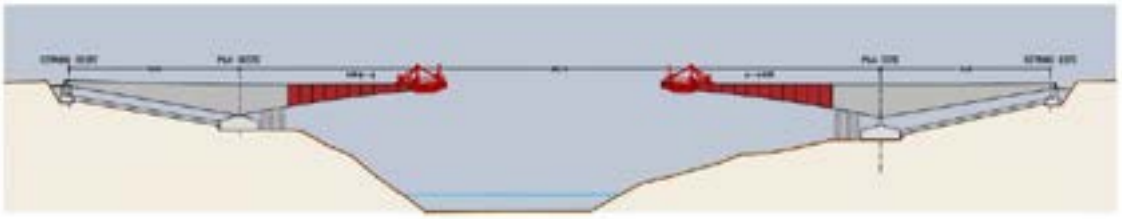


Figure 14. Execution of the central span according to the free cantilever method

4.4 Thoughts on the proposed solution and the competition experience

As E. Freyssinet stated [4], "The joy that a work gives to its creator does not depend on its dimension but on the love that it transmits". In this sense, the proposal conveys a great joy to the authors, since it is done with great love and dedication.

We have been able to make a proposal that we consider to be solid and respectful with the Roman Bridge (figure 15), without losing an iota of modernity, and fully exploiting the formal and structural possibilities of 21st century structural concrete.

Unfortunately, this proposal did not win the contest and therefore we will not experience the joy of seeing it built. However, we consider that the debate within the team, the project strategy to follow and the achieved final result reward us both, as to share our experience with the reader.



Figure 15. Infographics showing (up) from the left bank looking downstream and (below) another skew view from the right bank looking the dam and spillway

Figure 16 shows a view from a balcony, erected at the beginning of the 1970s, close to the dam and its spillway, but on the left bank, in order to allow visitors to enjoy an overall view of the dam and its facilities, as well as of the Roman Bridge. This infographics tries to represent, as realistically as possible, the respectful distance between the two bridges and the harmony between them.



Figure 16. Infographics showing (up) from the left bank looking downstream and (below) another skew view from the right bank looking the dam and spillway

5. CONCLUSIONS

Engineers must make ineluctable reflections when facing the possibility of erecting new bridges in special environments in general and, specifically, when, as is often the case, noble, existing bridges are present. Such "reflections" include the study of the history of this environment, its people, monuments and other circumstances, as well as the current and future functional requirements.

Once the reason of being for a new bridge is deeply understood, engineers must make an effort to face the challenge of respecting this environment, affording the corresponding conceptual design to find the shape and material that best fits the Vitruvian principles of loadbearing capacity, functionality and beauty; the three of them in mutual equilibrium. However, in addition to this, an indispensable condition is that it must be in equilibrium and reciprocal engineering dialogue with the previous work.

The proposal was developed in the search of a landscaped structure to evoke an empathetic response, reaffirming the high value of this "sacred" place for the History of Civil Engineering.

To potentiate the overall values of the area, our solution included the development of an "interpretation centre" to allow visitors to understand the role of engineers (road, bridge, hydraulics) and Nature. The authors believe that such "interpretation centre" must be an opportunity to give a pedagogic approach to engineering; not only to predisposed visitors, but also to ones that might unexpected surprises and sources of understanding.

REFERENCES

[1] Fernández Casado, C. (1976). Estética de las artes del ingeniero. Speech given on occasion of his incorporation to the Real Academia de Bellas Artes de San Fernando. Madrid, November 21st, 1976.

[2] Manterola, J. Gil, M. A. Puentes sobre el embalse de Gorostiza en la variante Sur Metropolitana de Bilbao. V Congreso ACHE Barcelona 2011

[3] Torroja, E.; Torroja, J.A. Puente sobre el río Alhama en Corella [Exp. 887]. Archivo Eduardo Torroja Miret. CEHOPU. http://www.cehopu.cedex.es/etm/expt/ETM-452-002.htm

[4] Freyssinet E. Souvenirs: Cent ans de Betón Armé. Travaux Magazine. Nº149 bis. Edition Science et Industrie 1949

Reabilitação e beneficiação da Ponte de S. João das Areias





Augusto Gomes[1] **Francisco Virtuoso**[2]

RESUMO

Neste artigo descreve-se o projecto de reabilitação do tabuleiro da ponte de São João das Areias. No âmbito do projecto foi realizada uma inspecção da superestrutura da ponte e uma inspecção subaquática, que permitiram identificar diversas anomalias, sendo as mais relevantes a existência de fendilhação por flexão nas vigas do tabuleiro e a existência de fendas típicas da reacção álcalis-sílica na zona submersa do fuste de um dos pilares e no embasamento de outro pilar.

Apresenta-se um resumo do projecto de reabilitação do tabuleiro descrevendo-se os principais trabalhos de reabilitação que foram executados.

Palavras-chave: Reabilitação, Reforço, Pontes, Reacções álcalis-sílica.

1. INTRODUÇÃO

A Ponte de São João das Areias, sobre o Rio Mondego, localiza-se na EN 234-6 no Concelho de Tábua, Distrito de Coimbra. A zona de implantação da Ponte está inserida na albufeira da Barragem da Aguieira, estando parte dos pilares centrais da ponte submersos.

A Ponte sobre a Ribeira de S. João das Areias está inserida na rede viária da Barragem da Aguieira a qual engloba também as Pontes sobre o Rio Dão em Santa Comba Dão e na Foz do Dão, sobre a Ribeira do Vimeiro, sobre a Ribeira de Breda (agora designada por Ponte sobre o Rio Criz I), sobre o Rio Criz (agora designada por Ponte Sobre o Rio Criz II), sobre o Rio Mondego em Cunhedo, sobre a Ribeira de Mortágua, entre Almaça e Cunhedo e o Viaduto da Raiva.

No presente artigo descreve-se o projecto de reabilitação e reforço do tabuleiro cuja empreitada decorreu em 2011 e 2012. As obras de reabilitação e reforço dos pilares e fundações foram executadas numa segunda fase, a qual foi objecto de um outro projecto, distinto do apresentado neste artigo.

[1] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. augusto.gomes@tecnico.ulisboa.pt; Civilser , Estudos e Projectos de Engenharia Lda. geral @civilser.pt,
[2] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. francisco.virtuoso@tecnico.ulisboa.pt; Civilser , Estudos e Projectos de Engenharia Lda. geral @civilser.pt,

A Ponte de São das Areias foi construída no final dos anos 70, sendo o projecto datado de 1975 da autoria do Prof. Edgar Cardoso. No projecto esta ponte é designada por Ponte sobre o Rio Mondego no trecho São João das Areias - Tábua.

2. OBRA DE ARTE EXISTENTE

Nesta secção apresenta-se a descrição da ponte, as características dos materiais e as condições geotécnicas do solo de fundação.

O tabuleiro da Ponte de São João das Areias tem um vão total de 260 m, correspondentes a sete vãos de 30+5x40+30 m. A largura total do tabuleiro é de 15,20 m, sendo o perfil transversal constituído por uma faixa de rodagem com 12,0 m, dois passeios com 1,30 m e duas cornijas com 0,30 m. A estrutura do tabuleiro é de betão armado pré-esforçado, sendo os pilares e os encontros em betão armado.

O comprimento dos encontros é de 13,80 m, sendo o comprimento total da ponte de 287,6 m. A altura máxima do Encontro Esquerdo é de 9.10 m e a do Encontro Direito é de 9.60 m. A altura máxima dos pilares é de 50,6 m no Pilar P3. A altura submersa desse pilar é de 29,2 m para a cota máxima da albufeira,que é de 126,30 m. Na Fig. 1 apresenta-se o alçado e um corte transversal da ponte.

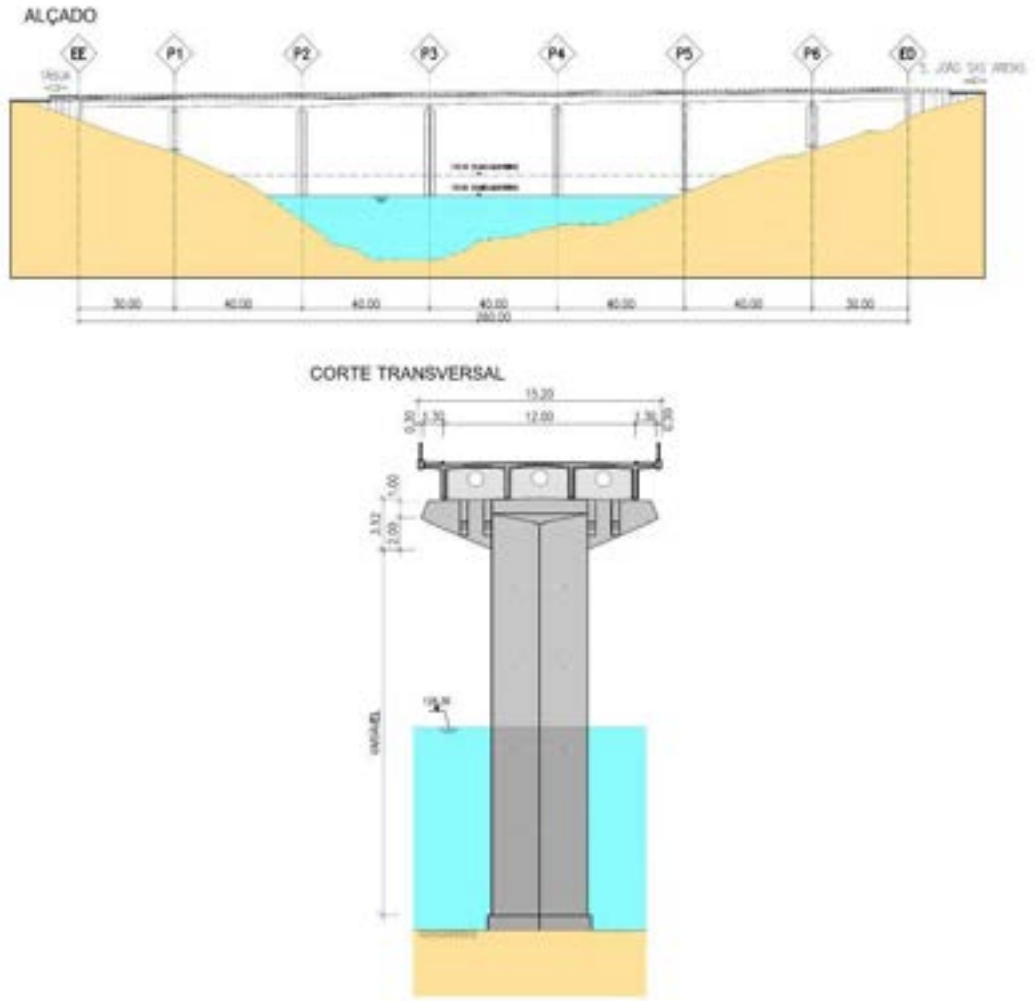


Figura 1. Alçado e corte transversal da Ponte de São João das Areias.

2.1 Tabuleiro

O tabuleiro é constituído por uma laje vigada com quatro vigas afastadas de 4,00m. As vigas são ligadas através de carlingas, localizadas nas secções sobre os apoios e a terços de vão. As vigas do tabuleiro têm uma secção transversal rectangular, tendo 2,0m de altura e 0,30m de largura na zona do terço central do vão. A secção sobre os apoios nos pilares é também rectangular com 2,50 m de altura e 0,50 m de largura. A altura e a largura das vigas variam linearmente no comprimento entre as carlingas de terço de vão e os apoios.

As vigas são pré-esforçadas com dois cabos contínuos de 75 ton cada, acrescidos de cabos de 50 ton centrados sobre os apoios intermédios. As carlingas são de betão armado. De acordo com os desenhos do projecto de aplicação de pré-esforço os cabos de 75 ton são constituídos por 19 fios de 7 mm de diâmetro e os cabos de 50 ton por 13 fios de 7 mm.

A laje do tabuleiro tem uma espessura variável entre 0,15 m a meio vão e 0,25 m na ligação às vigas. A laje prolonga-se para o exterior através de duas consolas com 1,60 m de vão, com espessura variável entre 0,25 m na ligação à viga e 0,15 m na ligação à viga de bordadura. A viga de bordadura é monolítica com a laje do tabuleiro, tendo uma secção transversal rectangular com 0,30 mx0,50 m. A laje é pré-esforçada transversalmente com cabos de 40 ton com um afastamento de 1,0 m.

O tabuleiro foi betonado *in situ* com recurso à utilização de um cimbre que se apoiou em cachorros que existem no topo dos pilares. De acordo com o projecto original as juntas de betonagem localizam-se a quarto de vão.

As ligações do tabuleiro aos pilares e aos encontros são materializadas por aparelhos de apoio fixos no encontro da margem esquerda e nos quatro primeiros pilares contados a partir da margem esquerda (P1 a P4). Os restantes dois pilares e o encontro direito possuem aparelhos de apoio móveis. Os aparelhos de apoio fixos são constituídos por chapas de chumbo, sendo os do encontro esquerdo atravessadas por ferrolhos de 32 mm de diâmetro. Os aparelhos de apoio móveis são formados por placas de neoprene assentes sobre um plinto de argamassa. Sobre a placa de neoprene existe uma camada de teflon e uma chapa de aço.

2.2 Pilares e Encontros

Os pilares têm uma secção oca de forma losangular, inscrita num rectângulo com 6,0 mx3,0 m, sendo a espessura das paredes de 0,20 m. Os pilares são encimados por um capitel com 0,80 m de espessura, com altura variável entre 3,0 m na ligação ao pilar e 1,10 m nas extremidades. O fuste dos pilares tem secção constante até próximo da ligação à sapata em que existe um embasamento do pilar de secção oca centrada na secção do fuste do pilar com 0,70 m de espessura. As fundações dos pilares são directas sendo constituídas por sapatas de forma octogonal irregular que envolve a secção do pilar. A altura das sapatas é de 1,50 m e a sua planta está inscrita num rectângulo com 8,0 mx4,0 m.

Os encontros são aparentes sendo formados por contrafortes que suportam paredes em forma de harmónio. O comprimento dos muros de testa é de 14,60 m, tendo dois contrafortes a meio afastados de 4,0 m, com uma secção de 1,80 mx0,50 m, e dois contrafortes nas extremidades. Os muros de ala possuem contrafortes afastados de 4,0 m com uma secção transversal de 2,00 mx0,50 m. As paredes em forma de harmónio têm uma flecha horizontal de 0,50 m, entre cada dois contrafortes, e uma espessura de 0,20 m. Os muros de ala apoiam uma laje que constitui o passeio. Os contrafortes do muro de testa do encontro esquerdo, em que existem apoios fixos do tabuleiro, têm uma secção transversal de 3,0 mx0,50 m.

As fundações dos encontros são também directas, sendo constituídas por uma sapata com 1,0 m de espessura que se desenvolve em três patamares de cota diferente. Abaixo desta sapata, e sob cada um dos contrafortes, existem pegões de secção quadrada com 1,50 m de lado. Na Fig. 2 a) apresenta-se a geometria do encontro esquerdo (alçado e corte existentes).

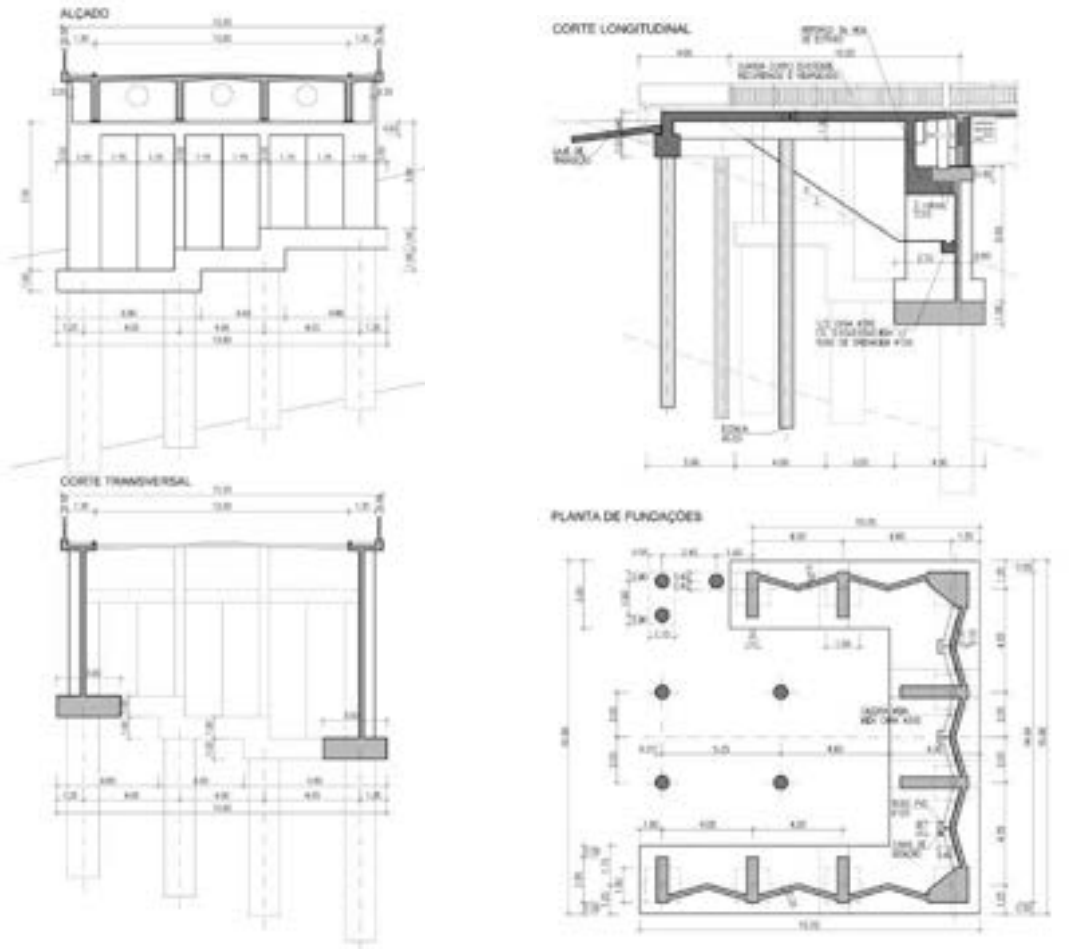


Figura 2. Encontro Esq. – a) Alçado e corte existentes; b) Corte longitudinal e planta após reforço.

2.3 Condições geotécnicas

Em relação à constituição geológica do solo de fundação o projecto da ponte refere que na zona do leito existe uma camada superficial, constituída por um complexo aluvionar com uma espessura média de aproximadamente 2,0 m, abaixo da qual ocorre um maciço de granito são a mediamente alterado. Na zona das encostas laterais ao rio existe uma camada superficial de terra vegetal com 1,0 m de espessura abaixo, da qual existe uma camada de granito alterado com uma espessura aproximada de 5,0 m. Inferiormente ocorre o maciço de granito são a mediamente alterado.

2.4 Materiais

Indicam-se seguidamente as classes de resistência dos materiais especificadas no projecto original da ponte.

Betão: - Tabuleiro – B300.1;
- Pilares – fundações, embasamento e elevação – B300.1;
- Encontros – Fundações – B225.1; Elevação – B300.1; Enchimento dos Passeios – B180;
- Dosagem mínima de cimento: B225.1 – 300 kg/m^3; B300 – 350 kg/m^3.

Aços: - Armaduras ordinárias – Vigas principais e pilares – A40 N Nervurado;
– Restantes Elementos – A24 Nervurado
- Aço de pré-esforço – fios Ø 7 mm com uma tensão de rotura garantida de 175-190 kgf/mm^2;
- Guardas Metálicas e juntas de dilatação – Aço corrente (Artº. 9º do R.E.A.E.).

3. ANOMALIAS EXISTENTES

No âmbito do desenvolvimento do projecto de reabilitação foi realizada uma inspecção principal à ponte e uma inspecção subaquática.

As principais anomalias observadas na estrutura resultavam da ocorrência de fendilhação nas vigas do tabuleiro e da exposição das ancoragens do pré-esforço das vigas do tabuleiro no apoio do encontro esquerdo, as quais apresentavam já alguma corrosão.

De uma forma geral, verificava-se a ocorrência de fendilhação na alma das vigas do tabuleiro. Esta fendilhação tinha, em geral, um desenvolvimento vertical, iniciando-se na zona inferior da alma da viga, a cerca de 0,30 m da base e prolongando-se até à proximidade da face inferior da laje. O espaçamento destas fendas era regular, com uma distância entre fendas da ordem de 1,0 m, e aberturas compreendidas entre, aproximadamente, 0,2 e 1,0 mm. Esta fendilhação surgia em todos os vãos e nas quatro vigas do tabuleiro, sendo mais evidente nas zonas de vão. Esta fendilhação não era visível nas zonas próximas dos apoios, que estão sujeitas a momentos flectores negativos. Este tipo de fendilhação existia também nas juntas de betonagem do tabuleiro, tendo aí uma maior expressão. A fendilhação das vigas manifestava-se de forma mais intensa nos vãos adjacentes aos tramos de extremidade, isto é no segundo e no sexto vão. Nestes vãos a fendilhação prolongava-se até à base das vigas sendo também visível na face inferior das vigas, conforme Fig.3 (esquerda).

Nalgumas zonas relativamente pontuais existia delaminação de betão com exposição de armaduras com corrosão superficial. Estas zonas localizavam-se principalmente nas vigas de bordadura e nas faces exteriores das vigas exteriores, manifestando-se, de forma mais significativa, no lado de jusante.

Eram também visíveis alguns sinais que indiciavam o início da corrosão das armaduras da laje do tabuleiro, observando-se a coloração da superfície inferior da laje com óxido de ferro, não existindo, porém, zonas significativas com betão delaminado.

A observação da face superior do tabuleiro permitia verificar que existiam deformações verticais associadas aos vãos.

As ancoragens dos cabos de pré-esforço das vigas do tabuleiro, localizadas no apoio do encontro esquerdo, encontravam-se desprotegidas, apresentando já alguma corrosão. A selagem do topo das ancoragens foi realizada através da betonagem de um prisma de betão, dando continuidade à secção transversal da viga. Porém, não existiam armaduras a ligar a viga àqueles prismas, tendo ocorrido a separação dos dois elementos de betão, como se pode observar na Fig.3 (direita).

As placas de chumbo de alguns dos aparelhos de apoio encontravam-se deformadas por esmagamento, como se ilustra na Fig. 4. Verificou-se também que alguns dos aparelhos de apoio em neoprene se encontravam deslocados.

A ligação entre o tabuleiro e o encontro esquerdo apresentava folgas insuficientes, existindo zonas em que as vigas do tabuleiro estavam encostadas à face lateral dos batentes do topo da viga de estribo.

Na inspecção subaquática constatou-se que não existiam infraescavações na base dos pilares. Nessa inspecção foi possível observar alguma fendilhação na zona submersa dos pilares, típica da consequência de reacções expansivas álcalis-sílica, embora não fossem ainda visíveis zonas com delaminações significativas do betão, nem existissem sinais de corrosão de armaduras.



Figura 3. Fendilhação na alma da viga; Destacamento do elemento de betão de protecção da ancoragem de pré-esforço.



Figura 4. Placa de Chumbo do aparelho deformada e placa de neoprene deslocada.

4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA EXISTENTE

A análise da estrutura para efeitos de avaliação do seu comportamento em serviço e verificação da segurança aos estados limites últimos foi efectuada com base em modelos estáticos lineares. A análise transversal da laje do tabuleiro foi efectuada com base em modelos de elementos finitos de laje. Para a análise das acções verticais (peso próprio, pré-esforço e sobrecargas rodoviárias) a estrutura foi analisada com base em modelos de pórtico plano, simulando cada uma das vigas e respectiva parcela de pilar, com base nos quais foi efectuada a análise longitudinal do tabuleiro.

Complementarmente, foi analisado um modelo tridimensional da toda a estrutura, para a verificação dos pilares e para avaliar os efeitos da acção sísmica. Para a análise dos efeitos da acção sísmica na direcção longitudinal e para a modelação de amortecedores viscosos, que foram instalados no âmbito da reabilitação da ponte, foi realizada uma análise dinâmica não linear.

A verificação da segurança no projecto original foi efectuada de acordo com o RSEP (1961) e com o REBA (1967). No projecto de reabilitação e beneficiação a verificação da segurança da estrutura existente e no dimensionamento de novos elementos ou de reforço, a quantificação das acções e suas combinações foram efectuadas de acordo com o RSA - Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (1984).

Da análise da segurança da estrutura existente constatou-se que a segurança não foi verificada nas seguintes situações:

- Vigas do tabuleiro - Estado limite de descompressão na zona de menor vão e sobre os apoios, sendo a tensão de tracção determinada de forma elástica compreendida entre 2,0 e 4,6 MPa. (o que justifica a fendilhação observada); Estado limite último de flexão das secções sobre os apoios intermédios (M_{sd}/M_{rd} = 1,08); Estado limite último de esforço transverso nas secções junto dos apoios (V_{sd}/V_{rd} = 1,24 a 1,50);
- Capitéis dos pilares – Estado limite último no tirante tracionado;
- Encontros – Os painéis de laje que formam os muros dos encontros em forma de harmónio e os contrafortes não verificam o Estado limite último de flexão.

5. SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

De acordo com as instruções do I.P. nas soluções de reforço e reabilitação que foram adoptadas na ponte de São João das Areias utilizaram-se os mesmos princípios que tinham sido adoptados para outras pontes da Rede Viária da Aguieira, dada a semelhança entre as diferentes obras.

5.1 Principais trabalhos de reabilitação e reforço

Descrevem-se seguidamente as principais intervenções realizadas na ponte.

a) Reforço por encamisamento e pré-esforço aderente dos capitéis dos pilares. Os capitéis foram reforçados por encamisamento através de um alargamento de 0,20m para cada lado, no qual foram introduzidos quatro cabos de sete cordões de 1,4cm^2, dois de cada lado. Nas zonas localizadas sob os aparelhos de apoio do tabuleiro as zonas de alargamento são ligadas transversalmente através de um conjunto de barras de pré-esforço de 26,5mm de diâmetro, que têm por função melhorar a ligação entre a zona de alargamento e o capitel existente e garantir resistência ao suporte dos aparelhos de apoio e aos cilindros (macacos) hidráulicos para levantamento do tabuleiro. A ligação entre o betão novo e o betão existente foi melhorada através de ferrolhos selados com resina. (Ver Fig.5)

b) **Reforço por encamisamento e pré-esforço aderente das carlingas dos alinhamentos dos apoios**. As carlingas dos apoios foram reforçadas por encamisamento em betão pré-esforçado com uma espessura de 0,25 m para cada lado, passando a espessura total das carlingas a ser de 0,80 m. Este reforço permitiu a substituição dos aparelhos de apoio, para a qual era necessário levantar o tabuleiro através da colocação de cilindros hidráulicos junto dos aparelhos de apoio existentes. O pré-esforço foi constituído por seis cabos de sete cordões de 1,4 cm^2. Nas carlingas dos apoios sobre os encontros executou-se um encamisamento de 0,30 m de espessura do lado do vão, tendo sido pré-esforçadas com três cabos de 7 cordões de 1,4 cm^2. Para permitir a aplicação dos cilindros para o levantamento do tabuleiro, e sobre as zonas de suporte dos novos aparelhos de apoio, as carlingas foram reforçadas transversalmente com um conjunto de barras de pré-esforço de 26,5 mm de diâmetro. (Ver Fig.5)

c) **Reforço das vigas do tabuleiro por aplicação de pré-esforço exterior**. As quatro vigas longitudinais foram reforçadas através da aplicação de pré-esforço exterior, constituído por dois cabos de 9 cordões de 1,4 cm^2 em cada viga, garantido-se a verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de acções e dos estados limites últimos de resistência à flexão e ao esforço transverso. Cada um dos vãos foi reforçado com dois cabos de 9 cordões, com um traçado trapezoidal definido por desviadores colocados a terços de vão, ligados às carlingas existentes, e ancorados na zona superior das carlingas de terço de vão dos vãos adjacentes. As ancoragens dos cabos exteriores foram inseridas em maciços executados à face das vigas e ligados entre si através de 12 barras de pré-esforço de 36 mm de diâmetro. (Ver Figs. 6 e 7)

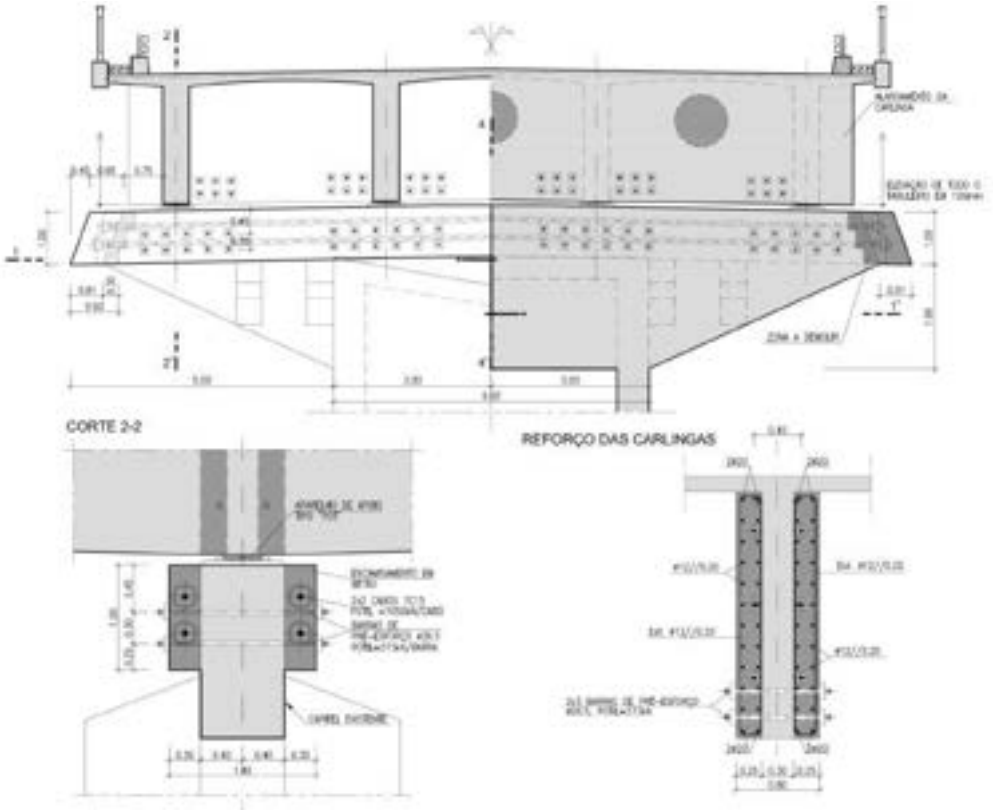


Figura 5. Reforço das carlingas e capitéis.

d) Substituição dos aparelhos de apoio. Para a substituição dos aparelhos de apoio foi necessário levantar o tabuleiro 100 mm através de cilindros hidráulicos, tendo sido colocados ao lado de cada aparelho de apoio dois cilindros reagindo entre o capitel e a carlinga. Foi efectuado o controlo dos deslocamentos verticais, tendo-se limitado a diferença de deslocamento entre dois alinhamentos de apoios consecutivos a 1/3 de 100mm e transversalmente entre os apoios de cada alinhamento a 3mm. Nos apoios fixos providos de ferrolhos procedeu-se ao seu corte depois de se transferir a carga para os cilindros. Foram colocados aparelhos de apoio do tipo "*Pot-bearing*". (Ver Fig. 8)

e) Colocação no encontro esquerdo de amortecedores viscosos para controle da acção sísmica. No encontro esquerdo foram instalados quatro amortecedores hidráulicos, tendo sido ligados dois amortecedores a cada uma das vigas interiores, sendo as característica de cada amortecedor: Força máxima de 410 kN para v=0,10m/s; Constante de amortecimento C = 1300 kN/(m/s)$^{\alpha}$; α=0,50; relação força velocidade do tipo F=Cv$^{\alpha}$; Deslocamentos para a acção sísmica = ± 0,03m; deslocamentos para as acções lentas + 0,07m (encurtamento do tabuleiro) e -0,02m (alongamento do tabuleiro); deslocamentos totais + 0,10m e -0,05m. Para a sua instalação foi necessário criar um espaço entre o espelho da viga de estribo e a carlinga tendo sido demolido o espelho existente, alargada a viga de estribo e construído um novo espelho onde foram construídos maciços de betão para a amarração dos amortecedores viscosos. Na Fig. 2 b) apresenta-se um corte do encontro com o posicionamento dos amortecedores.

f) Reforço dos encontros. A solução de reforço consistiu na alteração do sistema estrutural através da execução de uma laje horizontal com 0,40m de espessura na parte superior do encontro, apoiada no topo dos muros de ala e do espelho da viga de estribo e nos contrafortes, que apoiam o muro de testa. Esta laje apoia a parte superior dos contrafortes distribuindo essa reacção pelo topo das paredes perpendiculares, nas quais são aplicados esforços de corte tendo formado um efeito de "caixa".

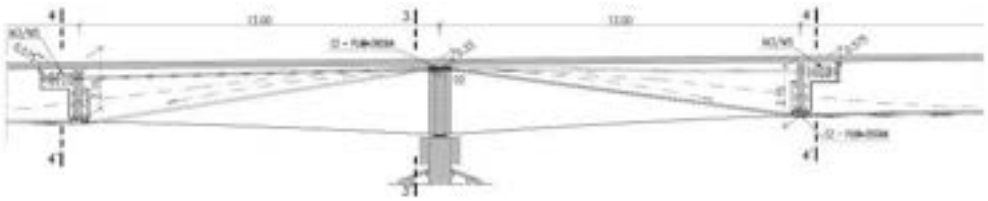


Figura 6. Reforço das vigas do tabuleiro - Pré-esforço exterior.



Figura 7. Reforço das vigas – Pré-esforço Exterior. Ancoragem do cabo e desviadores.



Figura 8. Substituição dos aparelhos de apoio a) Cilindros hidráulicos para levantamento do tabuleiro; b) Aparelho de apoio posicionado após levantamento do tabuleiro;

No encontro direito esta laje foi ainda apoiada num conjunto de 3 estacas de 0,60 m de diâmetro dispostas no prolongamento do eixo do tabuleiro. No encontro esquerdo a laje foi apoiada num conjunto de 4 estacas de 0,60m de diâmetro dispostas no prolongamento do alinhamento das duas vigas interiores. A viga de encabeçamento das estacas funciona também como elemento resistente para as forças horizontais dos amortecedores viscosos. No encontro direito foi reforçada a parte superior dos contrafortes e a viga de estribo. Na zona de reforço da viga de estribo, e em ambos os encontros, foram aplicados dois cabos de pré-esforço de sete cordões de 1,4 cm^2 com o objectivo de melhorar a transmissão das forças horizontais resultantes dos impulsos de terras sobre os muros de ala, melhorando-se também o comportamento das paredes em harmónio do muro de testa que geram impulsos horizontais. O reforço estrutural foi ainda complementado com a remoção de parte dos solos existentes no interior dos encontros de modo a reduzir os impulsos sobre as paredes dos encontros.

g) Reparação e pintura das superfícies de betão. As profundidades de carbonatação detectadas nos ensaios de caracterização dos materiais revelaram valores compreendidos entre 14 e 25 mm, nalgumas situações superiores aos valores do recobrimento das armaduras, o que justifica a existência de sinais de corrosão das armaduras em algumas zonas da face inferior do tabuleiro, embora não existissem ainda situações de delaminação do betão significativas. Assim, foi aplicada uma pintura de protecção da superfície do betão. A pintura foi precedida do tratamento superficial das zonas de betão degradadas. O tratamento da superfície do betão envolveu diversos trabalhos especificados em função do seu estado de degradação. Este trabalho envolveu as seguintes etapas: i) limpeza da superfície do betão através de jacto de água sob pressão; ii) identificação das zonas deterioradas; iii) reparação das

zonas deterioradas - as zonas delaminadas foram reparadas com a aplicação de argamassas de reparação pré-doseadas com retracção controlada; iv) tratamento de fendas; v) aplicação do revestimento por pintura com uma tinta de base acrílica.

h) Substituição das juntas de dilatação. As juntas de dilatação existentes constituídas por chapas de aço sobrepostas, que apresentavam alguma corrosão e não eram estanques, foram substituídas por juntas em neoprene reforçado, providas de uma membrana inferior com pendente transversal para recolha das águas que possam eventualmente passar através da junta.

i) Outros trabalhos de reabilitação. Substituição do sistema de drenagem. Execução do pavimento betuminoso. Reparação e pintura dos guarda corpos. Os passeios e lancis foram reformulados, tendo sido definido um novo lancil betonado *in-situ*, ao qual foram ligadas as guardas de segurança. No enchimento dos passeios foram colocadas tubagens para passagem de cablagens.

5.2 Materiais aplicados nos reforços

Para os elementos de reforço foram especificados os seguintes materiais:

- Betão – Estacas nos encontros – C30/37, XC2(P), Cl0,4, D_{max}35, S3, c=50mm
  – Encontros e lajes de transição – C30/37, XC4(P), Cl0,4, D_{max}25, S3, c=35mm
  – Encamisamento de capitéis, carlingas e maciços de ancoragem – C45/55, XC4(P), Cl0,1, D_{max}25, S3, c=35mm
- Aço em armaduras ordinárias – A500 NR,
- Barras de pré-esforço – $f_{p0,1k}/f_{puk}$ 835/1030
- Aço de pré-esforço em cordão com 1.4 cm^2 – $f_{p0,1k}/f_{puk}$ 1670/1860;
- Características da pintura de protecção do betão: permeabilidade ao CO_2 - Camada de ar de permeação equivalente $S_D > 100$m; Permeabilidade à água – $w < 0{,}1$ kg/m^2.$h^{0,5}$; Permeabilidade ao vapor de água - Camada de ar de permeação equivalente $S_D < 5$ m.

5.3 Condicionalismos à realização dos trabalhos

A execução dos trabalhos de reabilitação e reforço do tabuleiro foi efectuada mantendo-se o tráfego no tabuleiro com uma via de sentido único alternado com 4,0 m de largura e delimitada por perfis "*New Jersey*". O levantamento do tabuleiro foi realizado com interdição de tráfego. As lajes dos encontros foram realizadas em duas fases, correspondendo cada uma delas a meia largura do tabuleiro. Há ainda a referir a altura do tabuleiro e a existência da albufeira, tendo sido montadas plataformas de trabalho sob o tabuleiro cobrindo a totalidade da área de cada vão intervencionado.

6. CONCLUSÕES

Neste artigo apresentou-se o projecto de reabilitação e reforço do tabuleiro da Ponte de São João das Areias, sobre o rio Mondego. No âmbito do projecto foi realizada uma inspecção da ponte, que permitiu identificar diversas anomalias, sendo de referir a existência de fendilhação nas vigas do tabuleiro. Seguidamente apresentaram-se as conclusões da verificação de segurança efectuada. Por fim, descreveram-se os trabalhos de reabilitação e reforço mais relevantes que foram efectuados.

REFERÊNCIAS

[1] Gomes, A.; Virtuoso, F. (2006). EN 234-6 – Ponte de São das Areias. Projecto de Reabilitação e reforço Estrutural. Proj. de Execução. CivilSer, Estudos e Projectos de Engenharia, Lda

[2] ISQ (2005). Ensaio de Caracterização dos Materiais. Ponte de São João das Areias, sobre o Rio Mondego.

Building the two largest High-Speed Railway arch bridges in the world with fully autonomous MMS





António Póvoas[1] **Joana Delgado**[2]

ABSTRACT

This article describes the utilization of fully autonomous overhead Movable Scaffolding Systems (MSS) for building the decks of the largest High Speed Railway (HSR) arch bridges in the world – Tagus River Viaduct (central span - 324 m) and Almonte River Viaduct (central span - 384 m). The construction of these two bridges demonstrated the advantages of this model of MSS due to its versatility autonomy and consequent economy for the clients.

Key-words: MSS; Almonte Viaduct; Tagus River Viaduct; High Speed Railway Viaducts; Arch Viaduct

1. INTRODUCTION

During the last 14 years several autonomous MSS of this special model (AP-2005) were used to build most of the largest Viaducts for the Spanish High Speed Railway (AVE).

In both Tagus and Almonte viaducts the same MSS model was used to build the decks from the abutments to the center of the arch.

The equilibrium of loads over the arches during construction required to pour the concrete of two pairs of opposite decks over the arch simultaneously in Tagus Viaduct.

In Almonte Viaduct the opposite decks over the arch were poured one by one, alternating north and south, with a few days lag between them.

[1]António Póvoas – AP-Bridge Construction Systems-Portugal, Lda - Lisboa, antonio.povoas@sapo.pt
[2]Joana Delgado – AP-Bridge Construction Systems-Portugal, Lda - Lisboa, joana.a.delgado@gmail.com

2. TAGUS VIADUCT

The North access viaduct of 642 m has a first span of 45 m, 9 spans of 60 m and one span of 57 m.

The South access viaduct of 522 m has a first span of 45 m, 7 spans of 60 m and one of 57 m.

This viaduct has a central zone of 6 spans of 54 m over an arch of 324 m (Fig. 1).

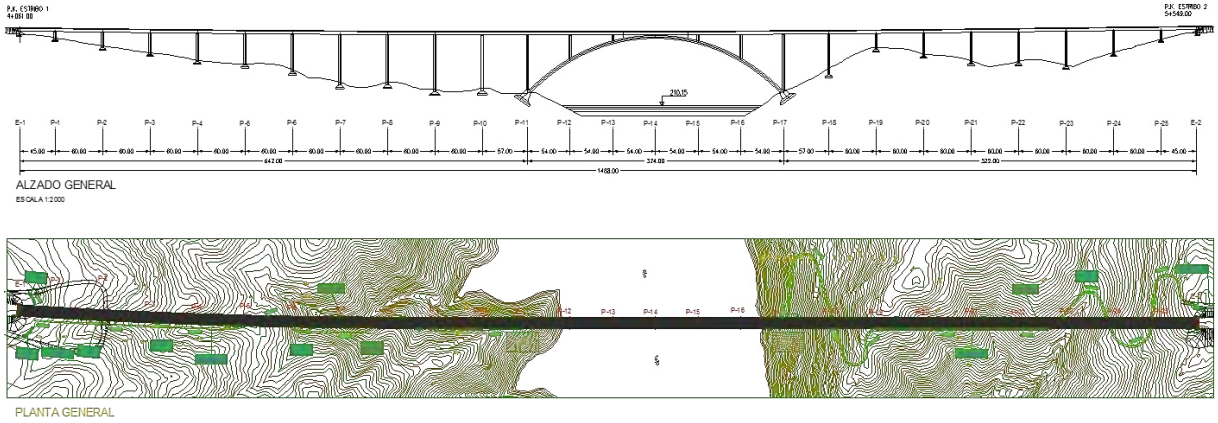


Figure 1. Geometry of Tagus Viaduct.

2.1 Deck geometry

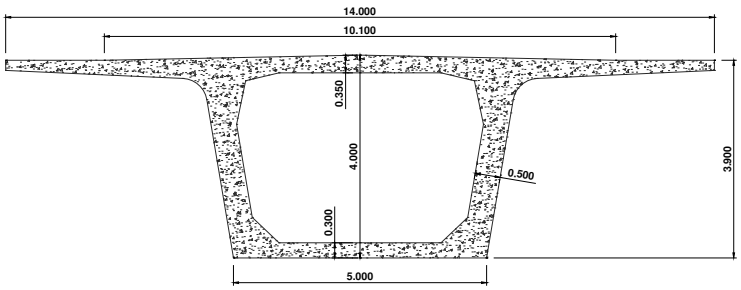


Figure 2. Tagus Viaduct – Geometry of the deck.

The deck has similar cross sections all along the viaduct and is box girder type (Fig. 2).

In order to use the same outside formwork the outside geometry was kept just varying the quality of concrete, the rebar and the pre-stressing along the viaduct.

Reinforcement blocks for pre-stressing were used along the deck but are not shown to protect author rights of bridge designer.

The 6 decks over the arch also have a substantial increase of passive steel from 110 ton/span of 54 m to 184 ton/span of 54 m.

The continuity of pre-stressing between spans was done using cables overlapping blocks at the construction joint.

The average deck self-weight was optimized to 250 kN/m
.
During deck construction over the arch, decks had fixed points at piers (P11 and P17). These fixed points were released after connecting the deck to the arch (P14).

Concrete is C50/60 along the access viaduct spans, except the last ones before the arch ends, and the 6 central spans where it is C70/85.

2.2 Arch

The arch is rectangular tubular shape, starting with 12 m wide cross section, diminishing to 6 meters at center of the arch. The height starts at 4.0 m and ends at 3.50 m (Figs 3 and 4).

Due to the arch rigidity, in this construction it was required to concrete both opposite decks over the arch at the same time in order to have minor vertical and longitudinal deformations.

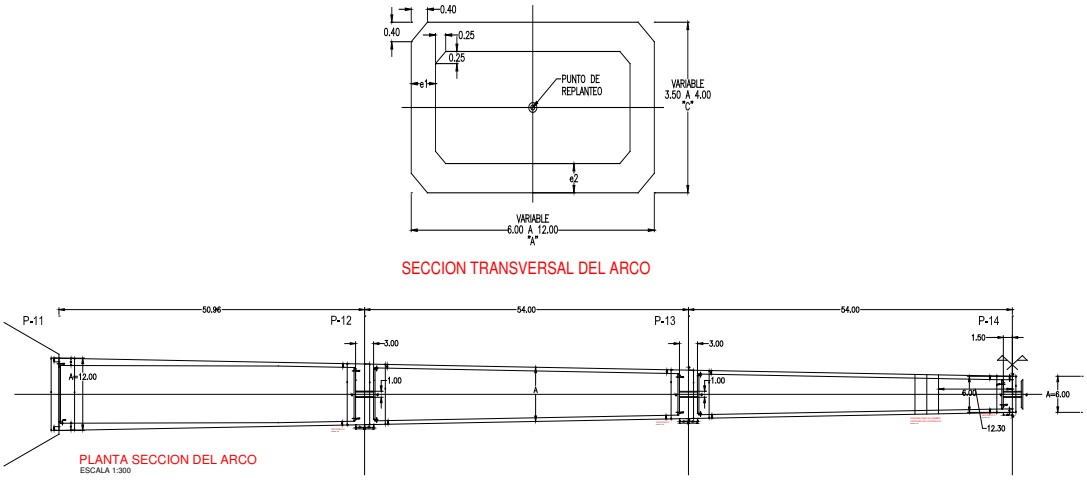


Figure 3. Tagus Viaduct – Cross section of the arch (half).

The arch was built by travellers (from Rúbrica Engineering) while suspended by cables to high steel pylons. The cables were tied to the last columns before the arch and to the foundations of 2 piers before the last one (Fig.4).



Figure 4. Tagus Viaduct – Building the arch.

2.3 Deck construction over the arch

In Figs 5, 6 and 7 it is shown different positions of the MSS during the deck construction over the arch.



Figure 5. Tagus Viaduct – Pouring position for first two spans over the arch.

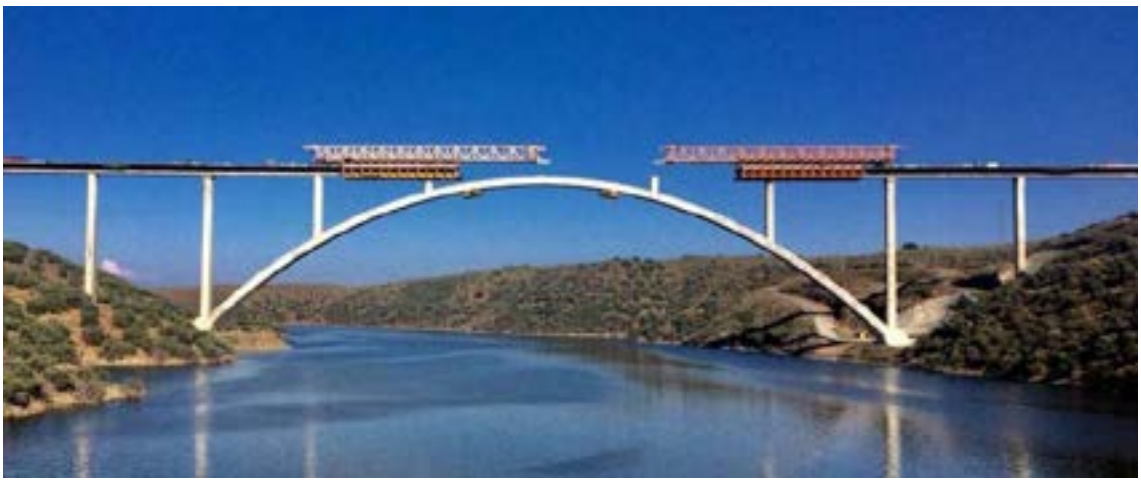


Figure 6. Tagus Viaduct – Launching to second two spans over the arch.



Figure 7. Tagus Viaduct – Pouring position for span 3 and 4.

In the following link it is shown the official video for this bridge construction https://www.youtube.com/watch?time_continue=645&v=y17zGG0oZkU.

3. ALMONTE VIADUCT

Almonte River Viaduct has 2 central spans of 45 m and 7 spans of 42 m over an arch of 384 m that were constructed by two overhead MSS.

Approach viaducts have spans of 45 m, 6 spans on North side and 8 spans on South side (Fig 8).

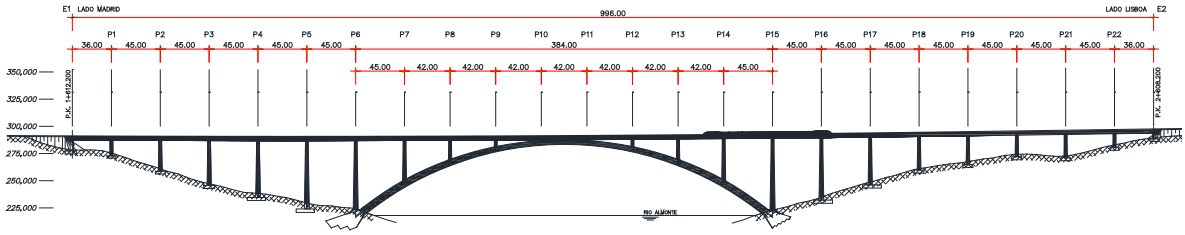


Figure 8. Geometry of Almonte Viaduct.

The deck is a box girder type (Fig. 9) and the same cross section is used all along the viaduct.

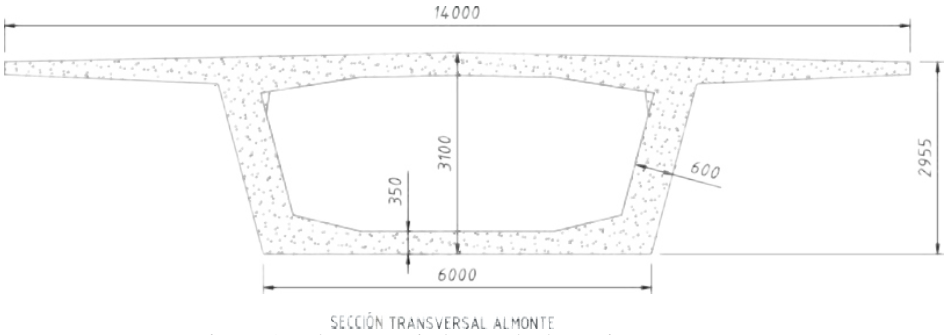


Figure 9. Almonte Viaduct – deck section

The distance between pouring supports of the MSS is 45 m on the access viaducts and 40.5 m on the central viaduct decks. The construction joint of the deck is made at 1/5th of the span. The average deck weight is 256 kN/m.

Piers 6 and 15 are fully solid in their upper part due to the heavy loads brought by the arch suspension cables that pass through the piers and the vertical reaction of the pylons during arch construction.

During deck construction over the arch, decks had fixed points at piers (P6 and P15). After finishing the connection of the deck to the arch, with 17 m long in the central zone between P10 and P11 (Fig. 16), the fixed point was transferred to the arch.

3.1 Deck construction of access viaducts construction

The access viaducts were built with an MSS from the abutment to the span just before the arch (Fig. 10).

The supporting structure over piers P6 and P15 was strongly conditioned by the size of deck supports leading to the use of a complex supporting structure (Fig. 11).



Figure 10. Almonte Viaduct – MSS on last span of South Access Viaduct.



Figure 11. Almonte Viaduct – MSS supporting structure over piers before the arch (P6 and P15).

3.2 Arch

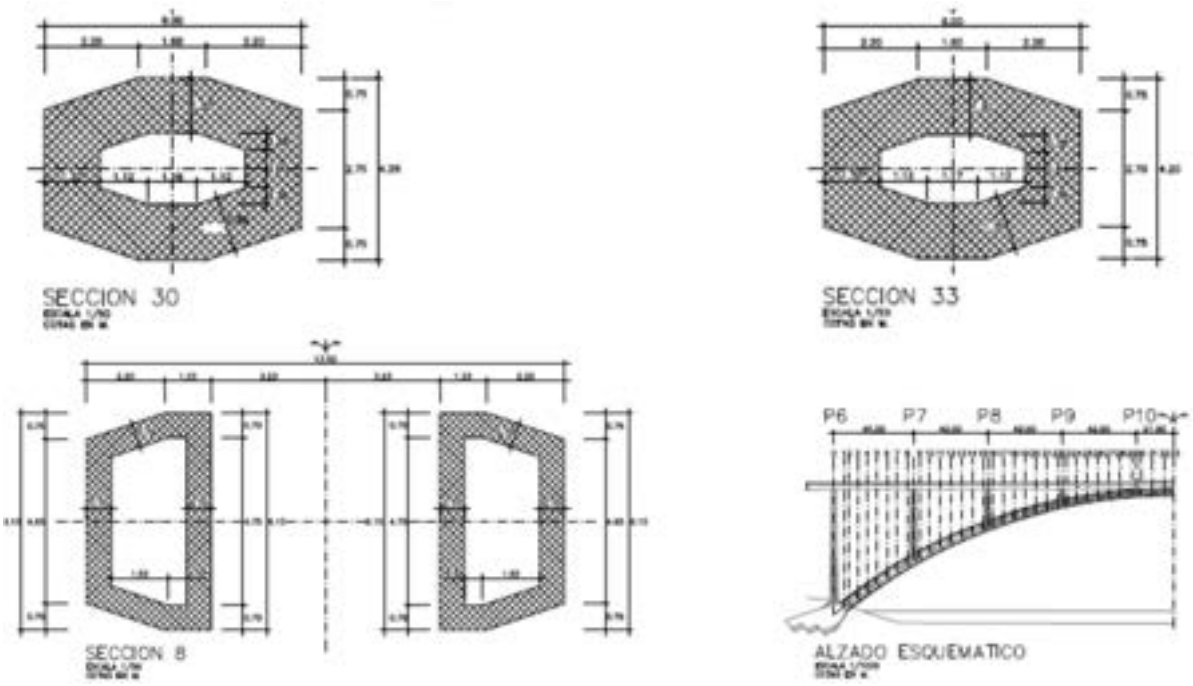


Figure 12. Almonte Viaduct – Arch cross section.

The arch has double section (bifid section -Fig. 12) from foundation to second pier (P8 and P13) and octagonal tubular shape in the central zone.

The arch was built by form travellers (from Rúbrica Engineering). Pylons were placed on top of piers P6 and P15 to hold the cables that anchored the arch girder to the pylons and piers (Fig. 13).



Figure 13. Almonte Viaduct – Arch construction.

The deck construction was interrupted during the arch construction.

3.3 Deck construction over the arch

The decks over the arch were built with two MSS working almost simultaneously as it is shown in Figs. 14 and 15.



Figure 14. Almonte Viaduct – 1st decks over the arch.

For the deck construction over the arch each MSS travelled from the abutments to the beginning of the arch (P6 and P15) over the access viaducts. Then they were launched for the first spans over the arch on different days.

The decks were poured separately with a few days lag, one in one side, then another one on the other side, in order to compensate the horizontal and vertical forces transferred to the arch and the consequent deformations (Figs 14 and 15).

To be able to cast the three central spans the North MSS dismantled part of its nose and also a part of the nose of the South MSS (Fig. 16).

A central span of 30 m was left for the final pouring including the rigid connection between arch and deck (Figs 17 and 18).

In the following link it is shown the official time-lapse video for this bridge construction (https://vimeo.com/195972236).



Figure 15. Almonte Viaduct – 2nd decks over the arch.



Figure 16. Almonte Viaduct – North MSS dismantling the nose of the South MSS.



Figure 17. Almonte Viaduct – Concreting of the last span.



Figure 18. Almonte Viaduct – Viaduct concluded.

4. CONCLUSIONS

Only these MSS with specific capacities could have performed such difficult challenges as those required by these two bridges.

The most important requirements of these MSS are undoubtedly:

1. Safety – In order to guarantee safe access to all working points these MSS model have platforms to access the outside formwork and the pier heads (for the supports assembly).

2. Versatility – These machines can build bridges with different deck types such as box girders, double T sections, composite decks (steel beams + concrete slabs), etc. They also can build decks of different span lengths along the same bridge.

3. Adaptability – These machines are modular, allowing their assembly with different lengths, enabling its use in bridges with different spans. The larger MSS for 72-90 m can be divided into 2 for 36-45m just by adding some supports and some auxiliary equipment.

In Almonte Viaduct they self-dismantle its nose and part of the nose of the other MSS and were also capable of auto-disassembling the bottom of its formwork allowing the connections to the arch underneath (this capability also allows building decks with variable heights).

They are reversible and can build parallel viaducts in opposite directions.

The same MSS can be easily transformed into a launching girder for precast beams, precast slabs or even precast decks sections by span by span method.

4. Operational speed – These MSS have brought to the construction industry solutions to build multi-span bridges with great efficiency and remarkable construction speed.

Some outstanding performances achieved by North MSS (AP-2005) were:
2 spans of 45 m in one week (double T section), Portugal;
1 span of 45 m in 72 hours (double T section), Portugal;
18 spans of 55m in 18 working weeks (box girder section), Spain.

5. Exploration Costs – These machines are autonomous for changing their supports between spans, unloading trucks, carrying the rebar and pre-stressing cables on board, allowing the viaduct construction without auxiliary equipment such as: cranes, telescopic platforms, trucks, boats and avoiding extra costs for the client such as access roads and platforms, or the need to build "0 segment" over next pier.

These MSS are easily transported overseas (all parts fit inside 40 fit containers), require minimal storing space when disassembled, have little dependence from the weather conditions and require minimum man power due to is automatisms.

Over water or in very high bridges these MSS are unbeatable due to its independence from the ground underneath and auxiliary equipment.

The inclusion of so many skills was done to optimize the costs for the first and subsequent jobs, enabling the owners of such machines to have more adaptable and versatile machines and not one-job-only machine.

REFERENCES

[1] Póvoas, A. (2004). A modern concept of movable scaffolding systems. BE2004, Porto.

[2] Póvoas, A. (2008) Viaductos de la Linea de Alta Velocidad Española. ACHE2008, Valencia.

[3] Póvoas, A. (2010). Movable Scaffolding Systems for 72m span in one casting stage. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization. Frangopol, Sause & Kusko (eds). Taylor & Francis Group, London. ISBN 978-0-415-87786-2.

[4] Póvoas, A. (2010). The utilization of movable scaffolding systems in large spans. IABMAS2010. Philadelphia.

[5] Póvoas, A. (2015). Building the World Largest High-Speed Train Arch Bridges with Movable Scaffolding Systems. MSLB.

[6] AP – Bridge Construction Systems – Portugal, Ltd. http://www.ap-bridge.com/

Análise do colapso de um viaduto em concreto pré-esforçado: Viaduto Batalha dos Guararapes


Sebastião Salvador Real Pereira[1]


Hermes Carvalho[2]


Victor Roberto Verga Mendes[3]

RESUMO

Nesse trabalho é descrito o projeto do viaduto Olímpio Mourão Filho, também conhecido como Viaduto Batalha dos Guararapes, incluindo uma análise das causas que levaram ao colapso de um trecho desse viaduto. O tabuleiro do viaduto era composto por sete vãos em seção transversal caixão, moldados no local, pré-esforçados com armadura pós-tracionada, perfazendo um comprimento total de 375 metros. Sete dias após a remoção do escoramento de um trecho central constituído de dois vãos hiperestáticos de 77,5 metros de comprimento, ocorreu o colapso da estrutura. Ressalta-se que nenhuma ação adicional foi aplicada desde o início da remoção do escoramento até o colapso. O bloco de apoio do pilar que apresentou a falha era suportado por dez estacas escavadas com 80 centímetros de diâmentro. A ruptura ocorreu bruscamente e foi causada pela insuficiência de armadura longitudinal do bloco de fundação. No instante do colapso, a carga atuante no pilar foi integralmente transferida para as duas estacas centrais, cravando-as no solo.

Palavras-chave: colapso estrutural, viaduto em betão pré-esforçado, fundação estaqueada.

1. INTRODUÇÃO

1.1 O projeto do viaduto

O viaduto Guararapes é constituído por um tabuleiro de seção transversal em caixão pré-esforçado, com um trecho extremo hiperestático constituído por dois tramos de 20 metros de comprimento e 17,65 metros de largura, suportado pelo encontro E1 e pilares P1 e P2, conforme indicado na Fig. 1. Em P2 o tabuleiro bifurca, dando origem às alças Norte e Sul. A Alça Norte possui um trecho hiperestático constituído de dois tramos de 77,5 metros de comprimento, suportados pelos pilares P2, P5 e encontro E3. A Alça Sul possui um trecho hiperestático constituído de dois tramos de 77,5 metros de comprimento, suportados pelos pilates P2, P3 e P4, e de um trecho isotático de 25 metros de comprimento, suportado pelo Pilar P4 e encontro E2. O tabuleiro de cada uma das alças possui 8,80 metros de largura, conforme consta do projeto disponível no Portal da Copa 2014 [1].

[1]Departamento de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil. ssrp@dees.ufmg.br
[2]Departamento de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil. hermes@dees.ufmg.br
[3]Departamento de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil. victor.verga.eng@gmail.com

A fundação dos pilares centrais P3 e P5 das alças Sul e Norte era constituída de um bloco de 4,3 m de largura, 9,3 m de comprimento e 2 m de espessura, suportado por duas filas de cinco estacas escavadas de 80 cm de diâmetro, com capacidade nominal de 2.500 kN cada uma. A distância entre centros de estacas era de 3 metros na direção transversal ao bloco e de 2 metros na direção longitudinal, conforme indicado na Fig. 2.

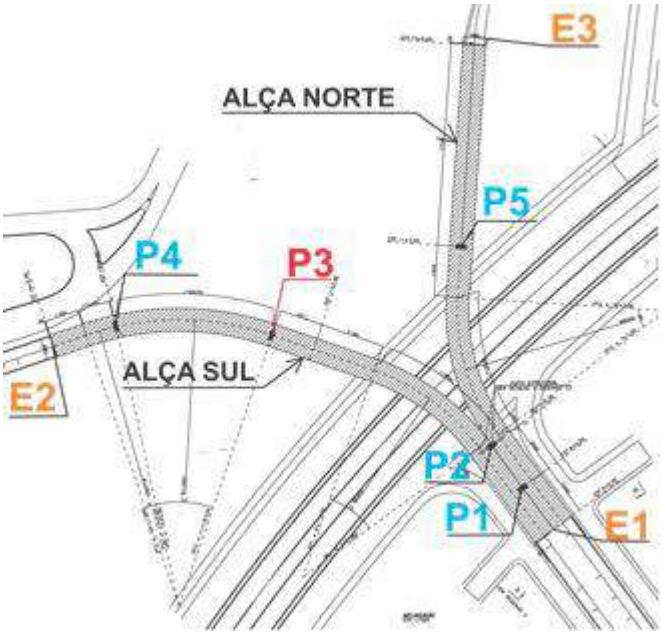


Figura 1. Planta do Viaduto, Porta da Copa 2014 [1]

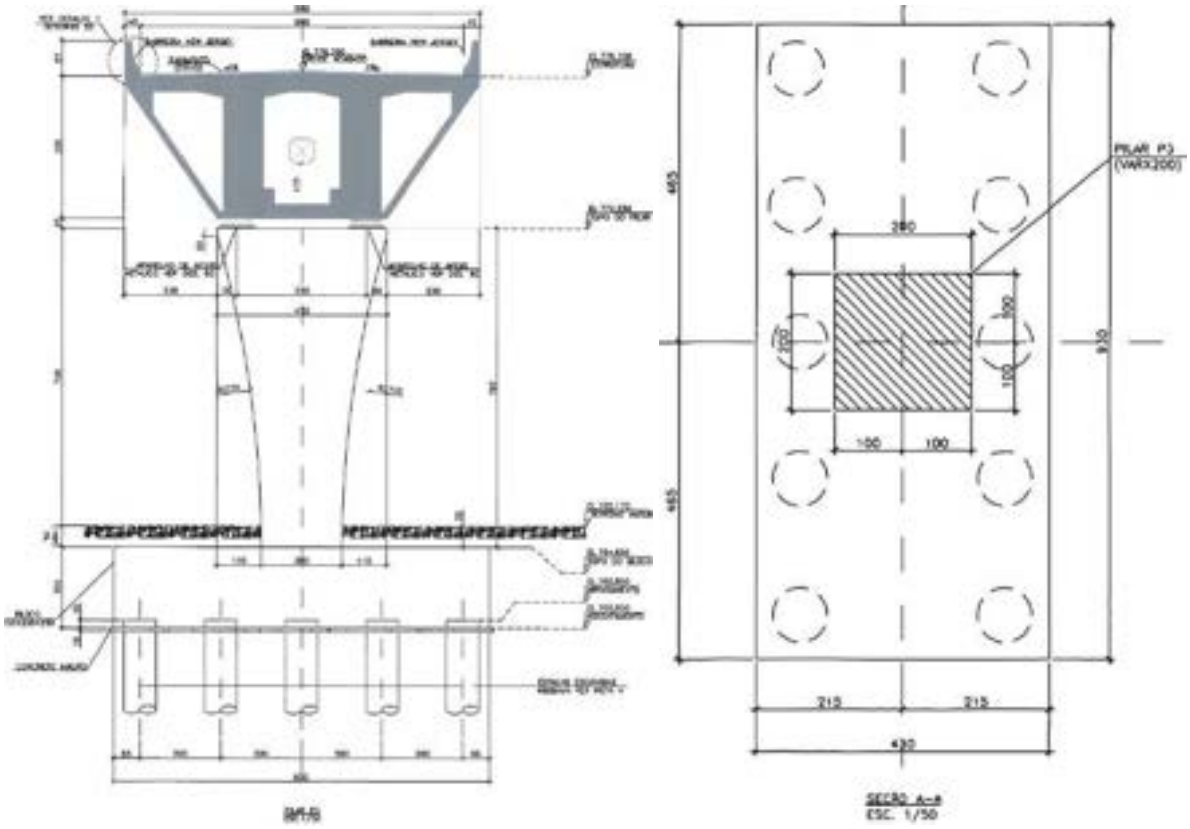


Figura 2. Fundação dos pilares P3 e P5, Portal da Copa 2014 [1].

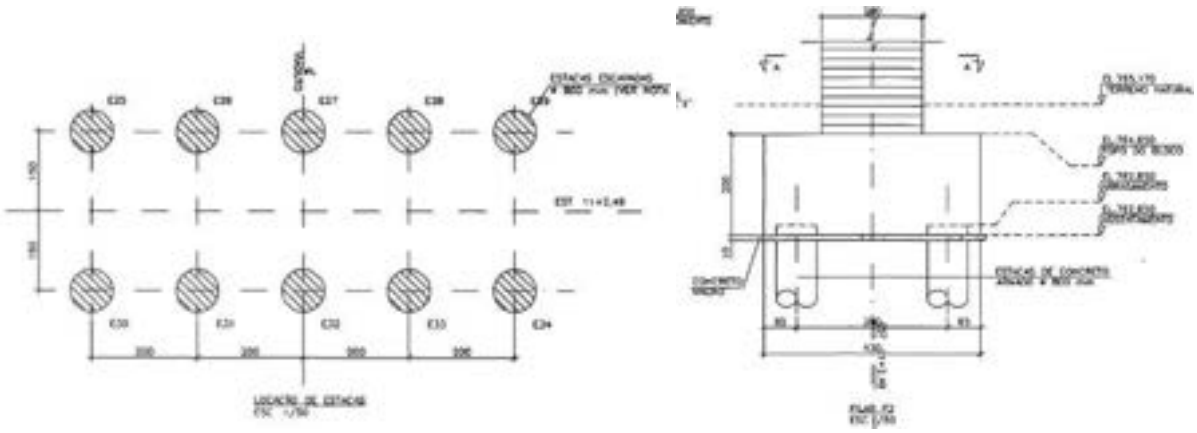


Figura 2. Fundação dos pilares P3 e P5, Portal da Copa 2014 [1] (Continuação).

A seção transversal dos pilares varia de 2,0 x 2,0 m na interface com o bloco, até 4,2 x 2,0 m no topo, conforme Fig. 2. Os blocos foram projetados com betão f_{ck} igual a 30 MPa e aço CA-50. A armadura longitudinal inferior dos blocos era composta de 18 barras de 16 mm, com área total de 36 cm^2, conforme indicado na Fig. 3. Essa armadura era apenas 15% da armadura necessária.

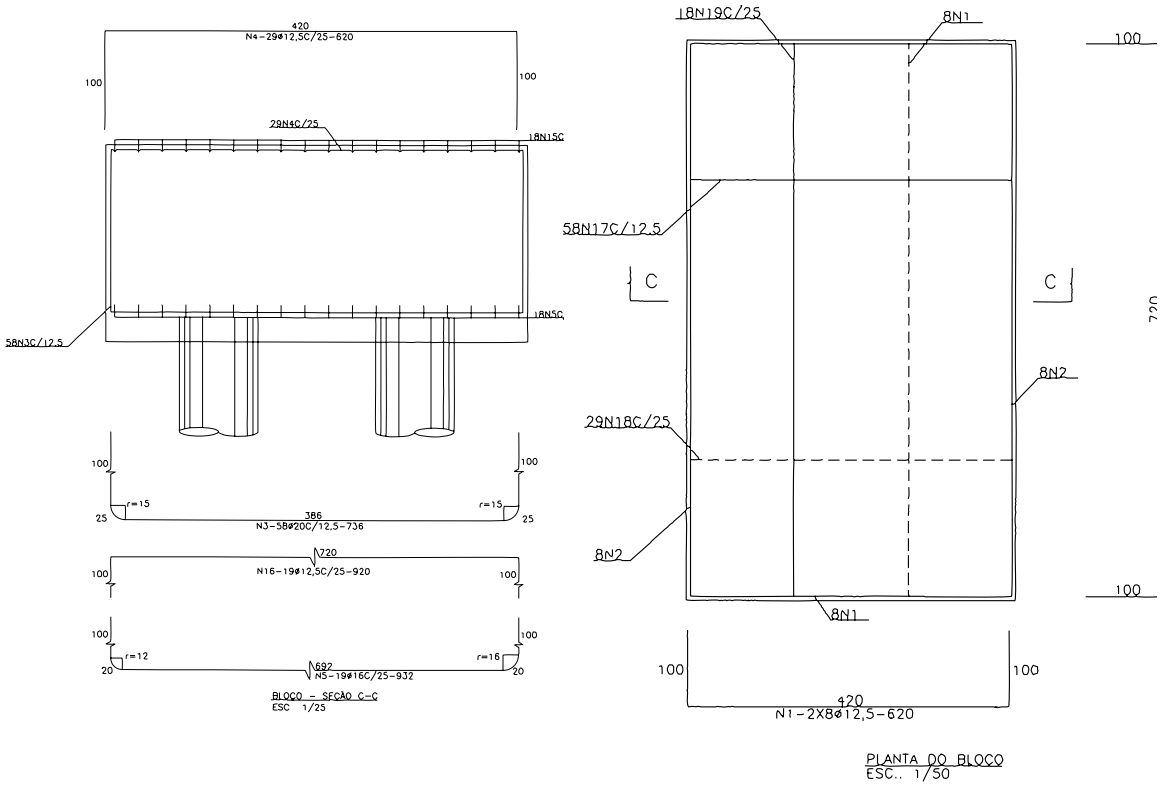


Figura 3. Armação dos blocos de P3 e P5, Portal da Copa 2014 [1].

Embora os traçados das alças Sul e Norte sejam um pouco diferentes, o projeto estrutural da super, meso e infraestrutura eram os mesmos para as duas alças.

1.2 O colapso da alça Sul

Após a remoção do escoramento da Alça Sul procedeu-se a remoção do escoramento da Alça Norte. Não foi aplicada nenhuma carga adicional nos tabuleiros dessas alças após o início de remoção do escoramento. Aproximadamente sete dias depois da remoção total do escoramento da Alça Sul, o bloco do pilar central P3 rompeu, levando ao colapso os dois tramos de 77,5 metros dessa alça (ver Fig. 4).



Figura 4. Alça Sul. Colapso do bloco do Pilar P3. Fotografia tomada no dia do colapso. Vê-se ao fundo o pilar P2 e a esquerda a alça Norte, sem escoramento no trecho visível na foto.

No instante do colapso da Alça Sul, a quase totalidade do escoramento da alça Norte já havia sido removida, restando somente parte do escoramento próximo ao pilar central P5 (ver Figs. 5 e 6).



Figura 5. Alça Norte, trecho P5-P2 depois do escoramento removido. Fotografia tomada depois da demolição e remoção da Alça Sul. Vê-se ao fundo o pilar P2.



Figura 6. Alça Norte com parte do trecho entre P5 e E3 ainda escorado. Foto tomada alguns dias após o colapso da Alça Sul. Na parte anterior e posterior da foto pode-se observar pequeno trecho de escoramento que foi reinstalado.

2. RESULTADOS E DISCUSSÕES

2.1 Momento de fissuração do bloco de P3

A resistência á tração do betão pode variar amplamente para um mesmo traço de betão. Na falta de dados experimentais, a ABNT NBR 6118/2014 [2] fornece equações para determinar o domínio de variação da resistência á tração conforme Eqs. (1) e (2) a seguir:

$$f_{\text{ctk,min}} = 0{,}7 \,.\, 0{,}3 \,.\, 30^{2/3} = 2{,}03\ MPa \tag{1}$$

$$f_{\text{ctk,max}} = 1{,}3 \,.\, 0{,}3 \,.\, 30^{2/3} = 3{,}77\ MPa \tag{2}$$

O momento de fissuração para seções retangulares de dimensões *bxh* pode ser determinado pela Eq. (3) :

$$M_{\text{r}} = 1{,}5 f_{ctk} \frac{bh^2}{6} \tag{3}$$

Considerando a resistência a tração do betão na região de ruptura do bloco variando entre $f_{\text{ctk,mín}}$ e $f_{\text{ctk,máx}}$, o momento de fissuração deveria estar entre os valores dados pelas Eqs. (4) e (5).

$$M_{\text{r,min}} = 1{,}5 \,.\, 2{,}03 \,.\ 4{,}30 \,.\, 2{,}0^2/6 = \ 8{,}73\ MN.m \tag{4}$$

$$M_{\text{r,max}} = 1{,}5 \,.\, 3{,}77 \,.\ 4{,}30 \,.\, 2{,}0^2/6 = \ 16{,}2\ MN.m \tag{5}$$

2.2 Solicitação que provocaria o surgimento do momento de fissuração no bloco de P3

No estádio I, o bloco pode ser considerado de rigidez a flexão infinita. Considerando simplificadamente que a força aplicada pelo pilar estaria centrada no bloco, essa força seria igualmente distribuída igualmente entre as estacas, que ficariam então submetidas a uma mesma força de compressão F, conforme indicado na Fig. 7. Sendo o peso do bloco igual a 2.000 kN e o peso do pilar igual a 1.090 kN, a carga transmitida ao pilar pelo tabuleiro que provocaria o surgimento da primeira fissura no bloco, deveria estar entre os valores $P_{\text{tabuleiro,min}}$ e $P_{\text{tabuleiro,máx}}$, dadas pelas Eqs. (6) e (7) a seguir:

$$P_{\text{tabuleiro,min}} = \frac{10}{8}\ (M_{r,min} + P_{bloco} \,.\, 3{,}65^2/(9{,}30 \,.\, 2)) = \ 12.703\ kN \tag{6}$$

$$P_{\text{tabuleiro,máx}} = \frac{10}{8}\ (M_{r,máx} + P_{bloco} \,.\, 3{,}65^2/(9{,}30 \,.\, 2)) = \ 22.040\ kN \tag{7}$$

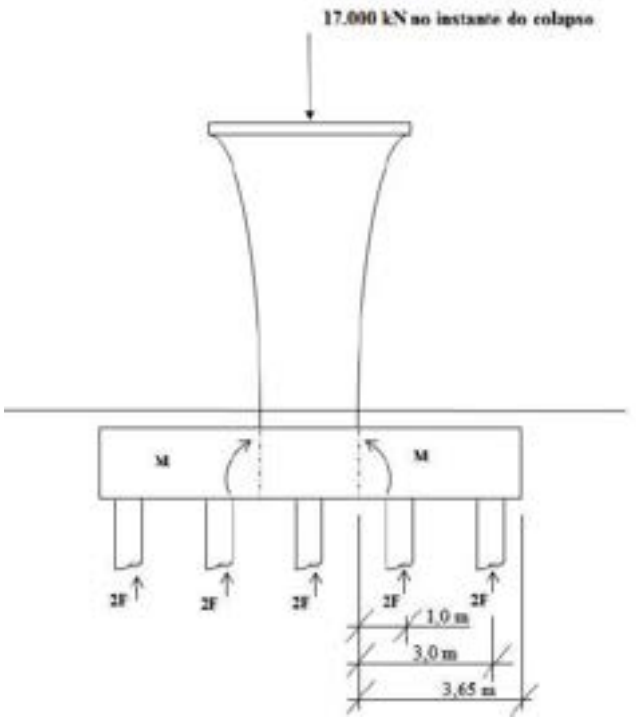


Figura 7. Forças no topo das estacas antes da formação da primeira fissura no bloco.

2.3 Porque o bloco do pilar P3 rompeu bruscamente?

A carga atuante no topo do bloco no instante do colapso era de 17.000 kN, e se encontrava dentro do domínio definido pelo momento de fissuração máximo e mínimo, e mais próximo do valor máximo. O betão sob força mantida tem resistência decrescente em função do tempo. Após a remoção do escoramento da Alça Sul, a tensão de tração na face inferior do bloco era próxima da resistência à tração do betão. Certamente houve diminuição da resistência à tração com o tempo, sendo que sete dias após a remoção do escoramento a resistência à tração do betão foi alcançada, provocando o surgimento da primeira fissura no bloco. Como a armadura longitudinal de tração na face inferior era muito menor que a necessária para a formação de um mecanismo resistente capaz de distribuir a carga para todas as estacas, o bloco rompeu, conforme indicado nas Figs. 8 a 10.

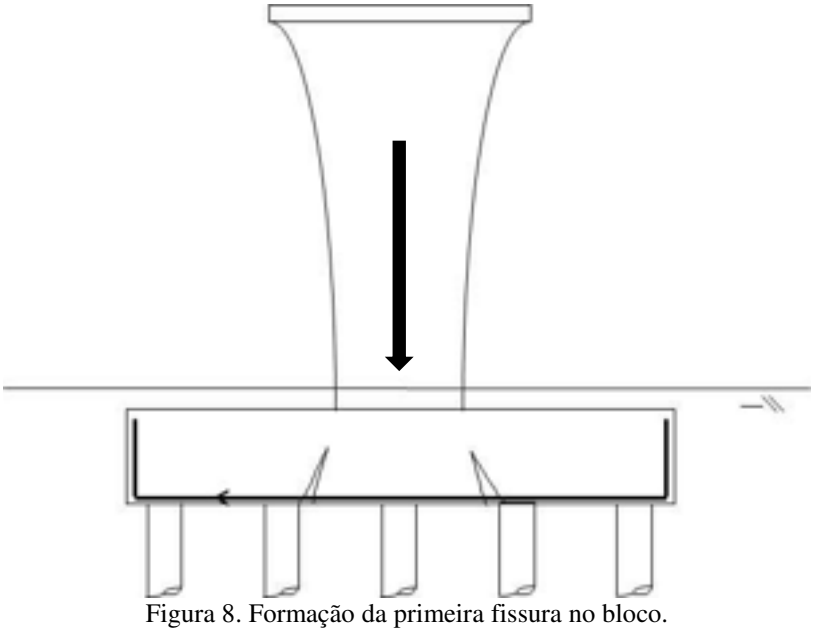


Figura 8. Formação da primeira fissura no bloco.

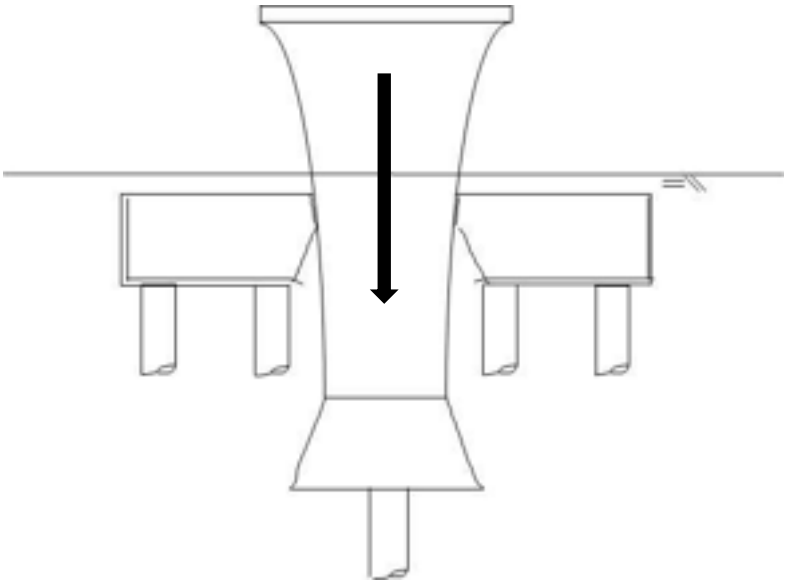


Figura 9. Ruptura do bloco e afundamento do pilar juntamente com as duas estacas centrais.

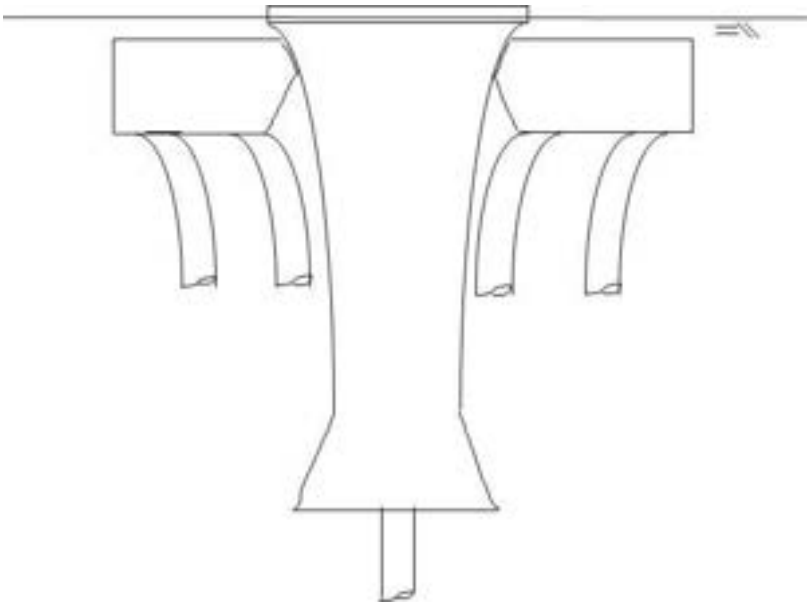


Figura 10. Posição final do pilar após o tabuleiro se apoiar no solo.

O pilar P3 possuía 7,87 metros de comprimento. Após o colapso, o pilar permaneceu aproximadamente 30 cm acima da face superior do bloco de fundação. A região central do bloco e as duas estacas centrais foram cravadas no solo aproximadamente 7,50 metros. Houve ruptura por cisalhamento das seis estacas mais externas do bloco, decorrente da movimentação lateral dos dois trechos laterais do bloco imposta pela forma do pilar, que possuía largura variando de 2,0 m na base a 4,2 m no topo (Fig 9 e 10). Na Fig. 11, o pilar se encontra lavado, na cor cinza. Vê-se nas suas laterais dois trechos do bloco que se rompeu. A demolição e remoção do tabuleiro da Alça Sul já havia sido executada. Ao fundo, vê-se o tabuleiro da Alça Norte, com parte do escoramento remontado. Na Fig. 12 vê-se a armadura longitudinal inferior rompida.



Figura 11. Posição do pilar P3 após colapso da Alça Sul. Foto tomada após a demolição e remoção do tabuleiro da Alça Sul.



Figura 12. Armadura longitudinal inferior do bloco rompida, constituída de 18 barras de 16 mm.

2.4 Por que o bloco do pilar P5 não rompeu?

O projeto das Alças Norte e Sul possuem pequenas diferenças no traçado geométrico, mas o mesmo projeto estrutural. As cargas atuantes nos pilares centrais no instante do colapso eram praticamente as

mesmas para as duas alças. No instante do colapso, o escoramento da Alça Norte estava sendo removido, restando apenas o escoramento próximo ao pilar central (ver Figs. 6 e 13).



Figura 13. Pilar P5. À direita trecho de escoramento entre P5 e E3 que nunca foi removido. À esquerda trecho de escoramento entre P5 e P2 que foi reinstalado após o colapso de P3.

Alguns dias depois do colapso da Alça Sul, a alça Norte foi parcialmente reescorada. Pode-se observar que no trecho em que o escoramento foi reinstalado, não existe a forma da face externa do tabuleiro. No trecho onde o escoramento nunca foi removido, a forma do tabuleiro lá permaneceu. Mesmo que as escoras reinstaladas tenham sido forcadas, a força suportada por elas era insignificante. Somente o trecho do escoramento próximo ao pilar P5 continuou suportando parte do peso do tabuleiro. Durante a operação de protensão do tabuleiro, o escoramento na região central de cada vão de 77,5 metros foi aliviado pelo efeito da protensão, transferindo carga para os pilares e para o escoramento próximo ao pilar central. A transferência de carga para esse trecho do escoramento ocorreu também pelo deslocamento vertical da fundação do pilar. A carga recebida por esse trecho de escoramento, que nunca foi removido, impediu que parte do peso do tabuleiro fosse transmitido para o pilar P5, evitando o colapso da fundação.

Os pilares da Alça Norte foram implodidos aproximadamente setenta dias após o colapso da Alça Sul (ver Fig. 14). Esse intervalo de tempo seria suficiente para restaurar as condições de segurança na obra, e estudar uma solução de reforço. O reforço do bloco de fundação poderia ser executado através de protensão longitudinal, conforme proposto por Logeais (1982) [3]; através da construção de um bloco sobre o bloco existente, ou por algum outro método. Antes da execução do reforço a carga no bloco central poderia ser aliviada através da desprotensão do tabuleiro conforme Pereira (2014) [4], já que o escoramente da Alça Norte havia sido reinstalado.

Logo após a implosão do pilar, foi executado um ensaio de desprotensão de um cabo chapéu de 15 metros de cmprimento composto de 27 cordolhas de 15,2 mm dentro do tabuleiro, conforme Pereira (2014) [4]. Esse cabo não rompeu na queda do tabuleiro provocada pela implosão dos pilares, tendo sido possível a realização do ensaio uma vez que as bainhas não haviam sido injetadas. A desprotensão foi executada em um curto intervalo de tempo, a baixo custo, e sem colocar em risco a vida de qualquer operário. Cabe observar que para implosão dos pilares foram necessárias dezenas de horas de trabalho sob o tabuleiro do viaduto para execução de furação e instalação de explosivos nos pilares, e para remoção do escoramento que havia sido reinstalado, o que certamente colocou em risco a vida dos operários.



Figura 16. Posição do tabuleiro da Alça Norte após a implosão de P2, P5 e E3. Na foto é possível ver as escoras próximas a P5 que nunca foram removidas e parte da forma lateral do tabuleiro.

3. CONCLUSÕES

O bloco da fundaçao do pilar P3 rompeu devido a insuficiência de armadura longitudinal inferior. A armadura que consta do projeto (36 cm2) era apenas 15% da armadura necessária para garantir a formação de um mecanismo resistente. Sete dias após a remoção do escoramento do tabuleiro o bloco de fundação de P3 sofreu ruptura brusca, logo após a formação da primeira fissura. Antes da ruptura, todo o carregamento transmitido pelo pilar P3 ao bloco de fundação era resistido por todas as dez estacas do bloco. No instante da ruptura, toda a solicitação foi transmitida apenas para as duas estacas centrais, cravando-as no solo até o tabuleiro se apoiar no terreno. O bloco do pilar P5 da Alça Norte, embora de projeto idêntico, e suportando carregamento similar, não rompeu durante os setenta dias contados desde o colapso da Alça Sul, provavelmente porque o tabuleiro dessa alça permaneceu parcialmente escorado. A implosão da Alça Norte foi uma decisão político-administrativa e executada sem a realização de estudos de recuperação do viaduto, o que é tecnicamente injustificável. A recuperação seria certamente tecnicamente possível.

4. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Defesa Civil e à Prefeitura de Belo Horizonte e à UFMG pelo apoio financeiro e de infraestrutura para a realização desse trabalho.

Referências bibliográficas

[1] Copa 2014. Portal da Transparência da Prefeitura de Belo Horizonte. http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=transparenciacopa2014&tax=37660&lang=pt_BR&pg=9841&taxp=0&, 2013.

[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

[3] Logeais, L. La pathologie des fondations – Causes des désordres et remédes, Paris, 1982.

[4] S.S.R., Pereira. Desprotensão de um cabo de 27 cordoalhas de 15,2 mm com as extremidades já cortadas. YOUTUBE 2014; 50:540-548.

Sessão 7B

Prémio Jovens Mestres

Innovative building protection system against blast loads consisting of reinforced concrete facade panels supported by thin-walled steel energy absorption connectors





Vítor Pereira[1] **Eduardo Júlio**[2] **Gabriel Gomes**[3]

ABSTRACT

The present study aims at developing a simple, efficient, modular and economical protection system (PS), capable of absorbing energy from a blast load. This protection system was planned to withstand the effects of a terrorist attack, using explosives near the buildings' facades, by absorbing part of the energy and by transmitting the remaining part to the slabs' level, this way mobilizing the seismic resistance of the building and thus preventing its progressive collapse and minimizing damages to the structure.

The developed protection system consists of precast reinforced concrete (RC) panels connected to the structure by means of metallic energy-absorption connectors, made of thin-walled (TW) tubular elements confined in a metallic box, from which plastic deformation capacity is to be exploited. The design of the system was based on the energy method applied to a simplified equivalent single degree of freedom system (SDOF) and on other simplified analytical expressions. The energy performance of the connectors was first evaluated through quasi-static compression tests and energy absorption indicators. Then, the system was subjected to an experimental campaign using explosives that validated the design hypotheses, the suitability of the methods used and the success of the invention. Finally, a design method was proposed for this type of protection strategy based on the whole work developed.

The proof of concept has been made and, therefore, it can be stated that the developed protection system can be applied to both new and existing structures and that it efficiently absorbs the energy from an explosion for a wide range of attack scenarios, this way effectively protecting both the structure and the lives of its occupants.

Keywords: Explosion, Blast load, Building protection system, Energy absorption connector (EAC), Facade panels

[1] Academia Militar, CCPI, Lisboa, Portugal. pereira.vmm@mail.exercito.pt
[2] Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt
[3] Academia Militar, CCPI, Lisboa, Portugal. gomes.gj@mail.exercito.pt

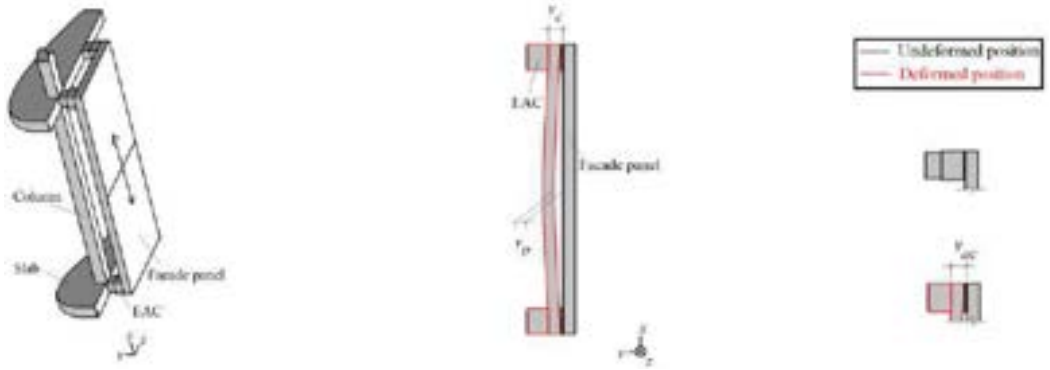
1. INTRODUCTION

Explosive devices have become a preferential means to carry out terrorist attacks, in many cases against critical structures. These attacks raise a special interest in the protection of buildings against blast loads and in the development of measures to avoid or, at least, mitigate their effects. When a building is subjected to a blast load, the facades are the most vulnerable components, including structural elements such as columns and shear-walls. Besides the projection of fragments from non-bearing components, their failure may trigger the progressive collapse of the structure. Thus, the facade of a building plays a vital role in protecting its occupants from blast load.

In the past, blast protection capability has been provided mostly by increasing the size of RC members. However, because of the increasing protection level required for buildings and the possibility of more severe attack scenarios, this solution became ineffective. In Portugal, as part of the ongoing project entitled SI4E, several studies were carried out mainly based on the addition of concrete overlays to existing RC walls. This leads to a significant increase in deadweight and the energy transmitted to the structure is considerably high since the RC wall is rigidly connected to the structure [1]. To overcome this drawback, researchers have proposed the use of precast panels linked with energy absorption (EA) connectors to the structure [1]–[3]. In a recent past, the demand for lighter components with more efficient EA properties stimulated an interest on TW structural elements. These components are usually made of metallic parts, because of their ductile properties, which allows progressive plastic deformation. Among them, tubular elements proved to be a good option [4].

The geometric shape of a TW tube and the way it is deformed are determining factors for its EA performance. Lateral loading of tubes has a distinct advantage because of its stable and progressive response, even when loaded off their axis [4]. The round section was the most studied for laterally loaded TW tubes and depends on localized deformation phenomena, which may be treated as 'plastic hinges', to absorb energy [1]. Reid and Reddy [5] conducted an experimental study in one-dimensional metal ring systems subjected to an end impact, which registered lower deformation levels at the distal end. Being the level of deformation in the distal end an indicator of the force applied to the structure, it is evident that this system reduces the transmission of load to the building. Later, these authors studied the quasi-static lateral compression of round tubes with side constraints. The EA by the confined system was circa 3 times higher than that by the open system. Recently, a system consisting of tubes with varying diameter placed within each other with an eccentric configuration was developed and its EA capacity improved, when compared to the traditional single round tube [1].

In this paper, an innovative protection system (PS) consisting of precast RC panels connected to the structure by means of metallic EA connectors (EAC) was developed, as illustrated in Fig. 1 (a). The EAC are made of TW round tubular elements confined in a metallic box, from which plastic deformation capacity is to be exploited. The energy performance of the EAC was first evaluated through quasi-static compression tests and EA indicators. Then, the system was subjected to an experimental campaign using explosives that proved the success of the invention.



(a) 3D application example (b) 2D deformation model (c) EAC detail

Fig. 1. Application of the protection system to a building

2. BLAST LOAD DESCRIPTION

The explosion output is a complex set of interactions and effects with the environment, e.g., release of gases at high temperatures and propagation of blast waves (highly compressed air membranes) [6].
Fig. 2 illustrates the idealized pressure-time variation profile of a free-air burst, measured in a building at a distance from the detonation. Initially, ambient pressure (P_0) surrounds the building and, on the arrival of the blast wave, after an arrival time (t_a), it increases instantaneously to a maximum value designated by positive overpressure (P_{so}). An exponential pressure reduction follows next until the ambient pressure is reached again at time $t_a + t_o$, in an infinitesimal time corresponding to the duration of the positive phase (t_o). The positive phase is followed by a negative phase, with duration t_o^-, characterized by pressures lower than the ambient pressure. The minimum is designated by negative overpressure, P_{so}^-. During this phase, the building is subjected to suction forces, which is why, sometimes, after the explosion, shards of glass from the facades are found outside the building rather than inside, as would be intuitively expected [6]. The profile is usually defined by modified Friedlander's equation:

$$P(t) = P_{so} \cdot \left(1 - \frac{t}{t_o}\right) \cdot e^{\frac{-b \cdot t}{t_o}}, \tag{1}$$

where b is the decay coefficient of the curve, a dimensionless variable dependent on the magnitude of the pressure, which characterizes its shape. It is generally assumed a constant value for this parameter.

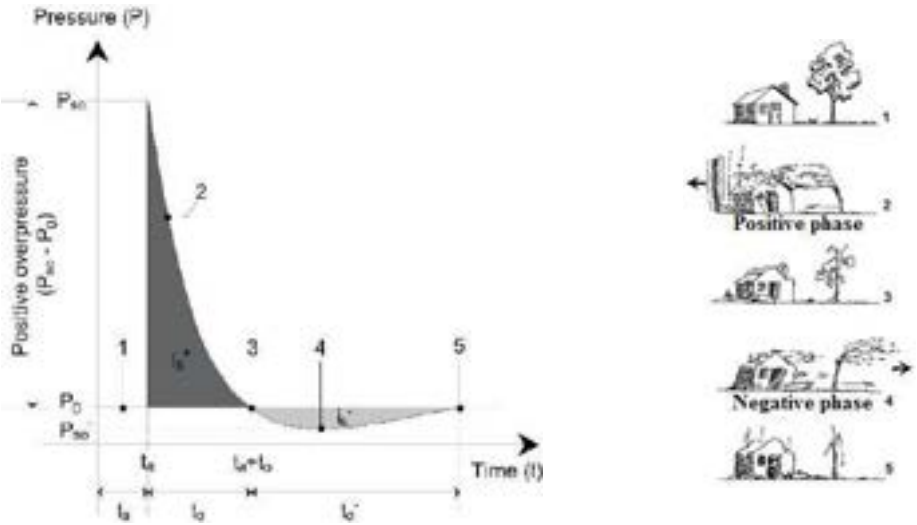


Fig. 2. Pressure-time variation and blast wave effects, adapted from [7], [8]

The approaches most frequently used to define blast wave parameters are those proposed by Kingery and Bulmash in 1984, which are at the base of UFC 3-340-02 abacuses [7], and the expressions of Kinney and Graham [6]. These formulations are internationally adopted in the design of blast-protection systems. All expressions used in this study are presented in Pereira [9].

This study focuses on free-air burst explosions [7], in accordance with the explosives testing facility setup configuration. In these explosions, the explosive charge is detonated in the air, the blast waves propagate radially outwards and act directly onto the structure without prior interaction with other obstacles or the ground.

3. ANALYTICAL MODEL

The dynamic response analysis of blast-loaded structures or structural elements involves high strain rates effects, non-linear inelastic material behavior, uncertainties of blast load calculations and time -- dependent deformations. Therefore, to simplify, some assumptions related to the response of structures have been suggested and widely accepted.

3.1 SDOF system

To establish the principles of this analysis, the structure is an idealized SDOF system and the link between the positive duration of the blast load and the natural period of vibration of the structure is established. Short duration loads imply impulse-sensitive structural responses, this being the case of most structures, with a natural period higher than t_o, and with an order of magnitude of milliseconds [10]. The studied RC facade panel may be analysed as an equivalent system of one lumped mass and one weightless spring representing the resistance of the structure against deflection [11]. This idealized system is illustrated in Fig. 3. The structural mass, M_{eq}, is subjected to an external force, $Q_{eq}(t)$, and the structural resistance, R, is expressed in terms of the vertical displacement, y, and the equivalent spring stiffness, K_{eq}.

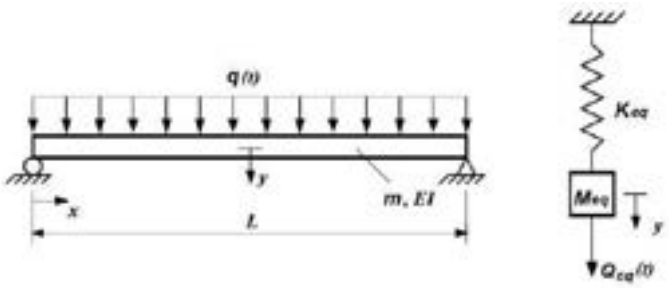


Fig. 3. One-way RC facade panel SDOF system

To properly convert the properties of the original system, transformation factors are used. According to Biggs [11], a single transformation factor can be deducted from the load, K_Q, and mass, K_M, factors – the mass-load factor. It can be found in several documents [7], [11], for different loading and support conditions. The equation of motion of an undamped SDOF system becomes [11]:

$$K_{MQ} \cdot m \cdot \ddot{y} + k \cdot y = q(t) \ . \tag{2}$$

where m stands for the distributed mass, $\ddot{y}$ for the acceleration, k for the stiffness and $q(t)$ for the distributed external force in the original system.

3.2 RC panel mechanical properties

Because of its loading and support conditions, the RC panel exhibits a one way (unidirectional) behaviour. A representative and idealized elasto-plastic model of the latter is shown in Fig. 4. The panel is simply supported in opposite sides and subjected to a uniformly distributed load, which is similar to a simply supported beam. In case of a 4-corner supported rectangular panel, its behavior resembles a flat slab. Essentially, this type of panel has a bidirectional bending mode that can be analysed and designed separately as unidirectional panels in both directions. The analysis of RC panels with these conditions is developed in relation to the longest span, this being the most conditioning one.

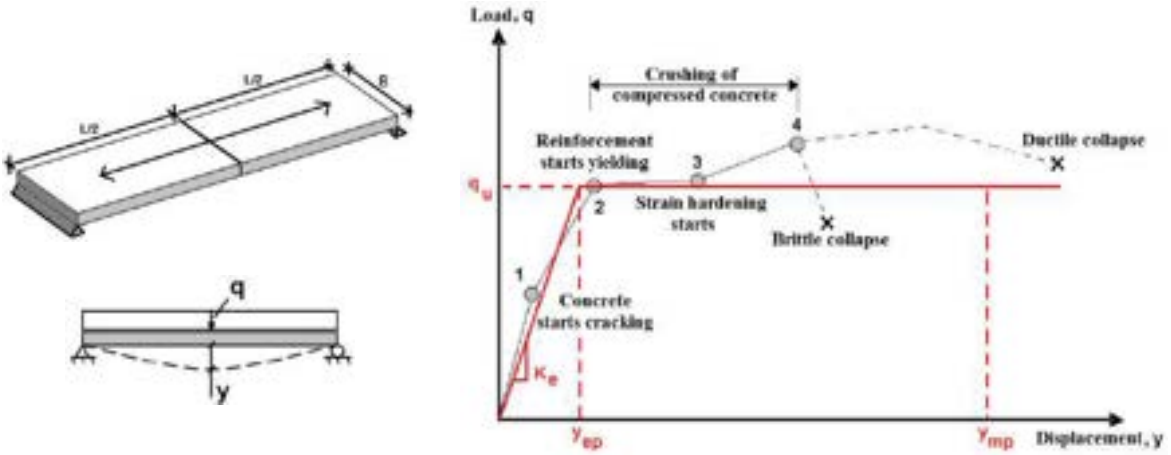


Fig. 4. Idealized elasto-plastic response of a one-way RC panel

In Fig. 4, q_u, K_e, y_{ep} stand for the ultimate load, elastic stiffness, and elastic deflection, respectively, obtained through equilibrium considerations, whereas y_{mp} is the maximum deflection of the RC panel.

3.2.1 Ultimate capacity

The ultimate dynamic bending moment, $M_{u,din}$, of a blast-loaded RC can be estimated by equation (3) [7]:

$$M_{u,din} = \rho \cdot f_{yk,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{yk,din}}{2 \cdot f_{ck,din}}\right), \tag{3}$$

where $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ is the reinforcement geometric rate, $f_{yk,din}$ and $f_{ck,din}$ are respectively the dynamic characteristic stresses of steel and concrete, A_s is the reinforcement area, and b and d are geometric dimensions of the cross-section.

3.2.2 Moment of inertia

The moment of inertia of a blast-loaded RC panel, I_s, is estimated by averaging the moments of inertia of the element in states 1 and 2 (Fig. 4), i.e., in uncracked, I_1, and in cracked, I_2, states, as shown below [7].

$$I_s = \frac{I_1 + I_2}{2} = \frac{\frac{h^3}{12} + I_2}{2}. \tag{4}$$

I_2 is calculated through the position x of the neutral line (NL) and based on internal equilibrium of static moments (tension and compression), as illustrated in Fig. 5.

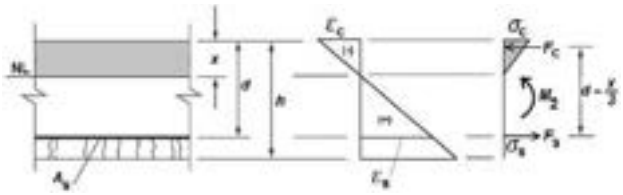


Fig. 5. Cracked RC panel section

$$x = \sqrt{A_s \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \cdot A_s + 2 \cdot d\right)} - \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \tag{5}$$

$$I_2 = \frac{x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \tag{6}$$

E_s and E_c are the Young's modulus of steel and concrete, respectively.

3.3 Energy method

The energy method is based on the energy conservation principle in structural elements subjected to a blast load. It means that the external work carried out by the explosion is balanced by the internal work produced with element's deflection – equilibrium impulse vs structural resistance.

Based on Newton's second law, the definition of impulse, I, and specific impulse, i_s, and assuming that the external work of the explosion, W_e, is equal to the kinetic energy of the structural element, E_c, [11] it follows that, for continuous systems (those with distributed mass, m) and for discrete systems (with lumped mass, M):

$$W_e = \frac{i^2}{2 \cdot m} \Leftrightarrow W_e = \frac{I^2}{2 \cdot M}. \tag{7}$$

The internal work, W_i, of a structural element is a function of its internal resistance, R, and its deformation, y. It corresponds to the area defined by the structural response curve of the respective element. In this paper, it relates to the idealized response defined in Fig. 4 and given by:

$$W_i = q_u \cdot \left(y_{mp} - \frac{y_{ep}}{2}\right). \tag{8}$$

This method can be applied to SDOF systems:

$$\frac{i^2}{2 \cdot m \cdot K_{MQ}} = \frac{i^2}{2 \cdot m_{eQ}} = q_u \cdot \left(y_{mp} - \frac{y_{ep}}{2}\right). \tag{9}$$

4. EXPERIMENTAL PROGRAM

4.1 Material properties and specimens

The RC facade panel was prefabricated using C30/37 concrete and an upper (#ϕ5//0,15) and a lower (#ϕ10//0,20) S 500 steel meshes, Fig. 6, with 25 mm concrete cover. Four facade panels were produced, using two different concrete mixtures on two different days. Uniaxial compression tests were carried out and the compressive strength of concrete was evaluated according to EN 12390-3 [12], using six cubic specimens collected from each concrete mixture and tested in pairs at 7, 14 and 21 days of age. The results were adjusted through an Eurocode 2 [13] curve, assuming a C40/50 concrete strength class, as shown in Fig. 7. Mixture 1's 20 days' results deviated considerably from the trend of previous ages and from the values of mixture 2. These values were assumed as outsiders and thus their influence was not considered. By the time of the explosive campaign, the average concrete's compressive strength and Young's modulus were estimated as $f_{cm} = 52{,}8$ MPa and $E_{cm} = 35$ GPa.

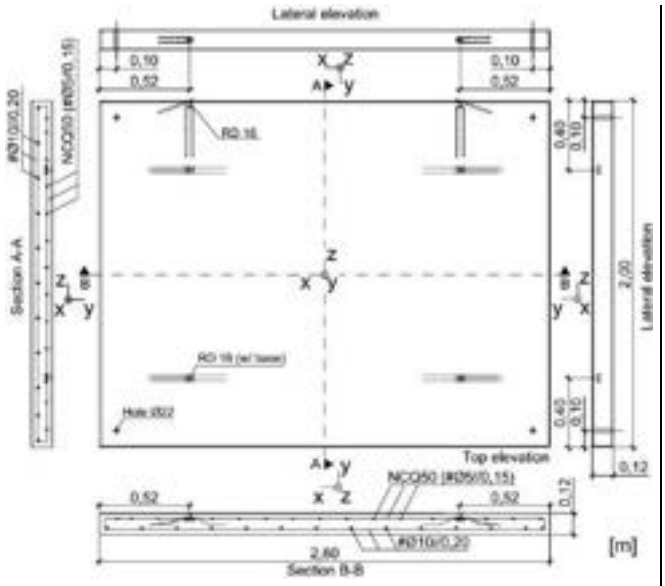


Fig. 6. RC facade panel detail

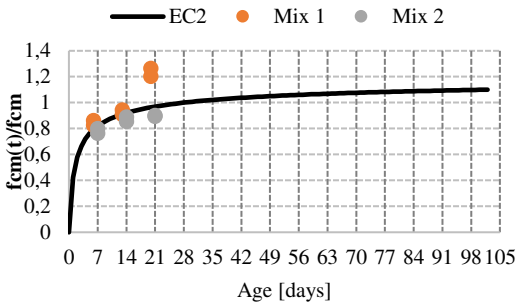


Fig. 7. EC2 C40/50 curve fitting of uniaxial compression test results

The EAC are made of TW round tubes, confined in a box. Fig. 8 presents the geometry profiles and the dimensions of all the tube arrangements (specimens) considered in this study and eligible for placement inside the box. Three boxes were designed, as shown in Fig. 9, being dimensions given in Table 1. All boxes result from the welding of 8 mm thick steel plates. The components had yet to be evaluated in the various test phases, so openings were made on boxes' faces to assess the tubes' deformation modes and threaded holes were opened in the upper, lower and side faces. The first two connect the panel to the building, whereas the side ones are to guide a bolt that prevents the opening of the box.

The elements of the EAC were manufactured in accordance with EN 10025-2 and EN 10305-3 standards for hot-rolled products or structural steels and welded and cold-sized tubes for precision applications, respectively. The main mechanical properties and composition of the EAC elements are displayed in Table 2.

Table 1. Dimensions of the boxes (millimeters))

Box	B	y_c	$B1$	$H1$	$B2$	$H2$	e	w	w_v	ϕ	a
A	125	60	115	105	97	105					
B	200	67,5	195	105	177	105	8	15	33	12	14
C	200	100	195	145		145					

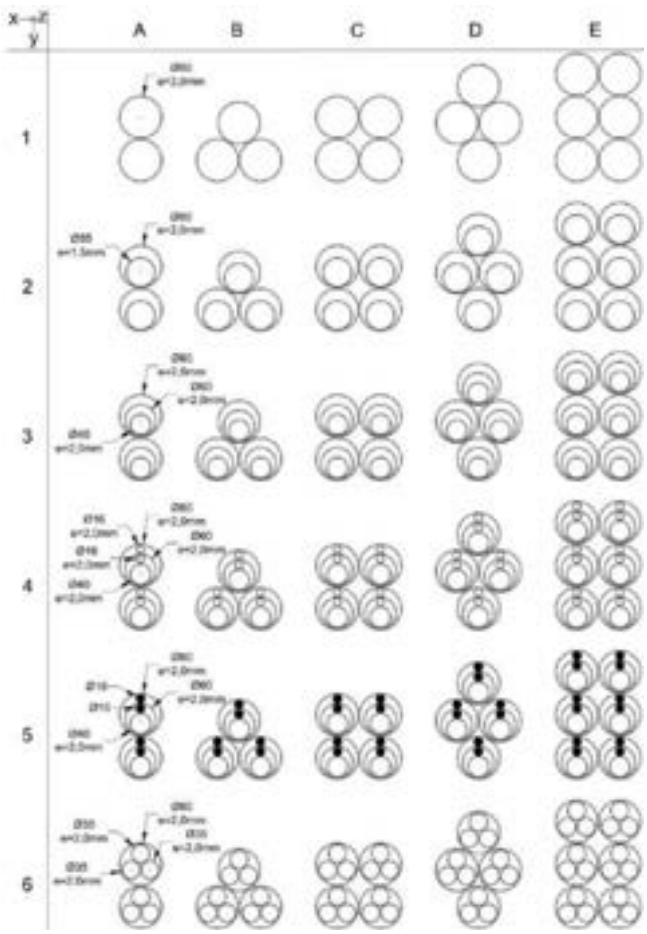


Fig. 8. Tube arrangements eligible for in-box placement

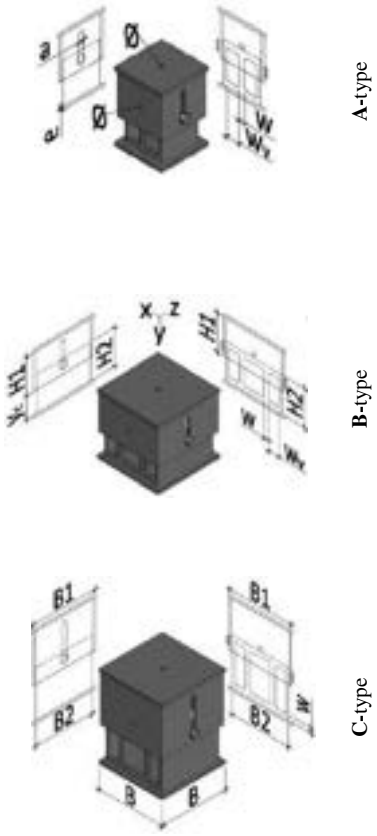


Fig. 9. Box types

Table 2. Main properties of EAC elements (according to the supplier)

Element	Standard	Material	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_{su} [%]	C [%]	Mn [%]	Si [%]	P [%]	S [%]	Al [%]	N [%]
Plate	EN	S235JR	235	360	20,0	0,190	1,500	-	0,045	0,045	-	0,014
ϕ16 rod	10025-2	S275JR	349	533	31,5	0,150	0,690	0,150	0,029	0,024	-	0,009
ϕ80x2,0mm		DX51D+Z275	397	435	18,5	0,030	0,143	0,021	0,006	0,008	0,037	-
ϕ60x2,0mm		E220+CR2S2	314	388	32,0	0,056	0,360	0,017	0,011	0,001	0,049	0,005
ϕ55x1,5mm	EN	DC01	175	324	38,0	0,040	0,185	0,012	0,021	0,020	0,021	-
ϕ40x2,0mm	10305-3	E220+CR2S2	290	377	36,0	0,050	0,220	0,010	0,019	0,007	0,029	-
ϕ35x2,0mm		E220	253	368	30,0	0,050	0,324	0,015	0,009	0,004	0,026	0,005
ϕ16x2,0mm		E220+CR2S2	269	371	30,0	0,045	0,219	0,009	0,018	0,005	0,038	0,002

4.2 Tests setup, methodology and instrumentation

The quasi-static test was performed on an *Instron 8800D* universal testing machine with an adjustable hydraulic clamp system and 250 kN load capacity. The specimens were centered with the loading shaft between two steel bearing plates, fixed to the heads of the test machine. The loading was applied with displacement control and with a speed of 0.4 mm/s. Both the load and the displacement between heads were recorded using a data logger, with an acquisition rate of 10 Hz. The specimens were tested up to a displacement level prior to the closure limit of the box, thus avoiding the maximum deformable stroke and likely damaging the test instrument. The main goal of this test was to obtain the force-displacement curves of the specimens for EA analysis. To assess the EAC that had the best EA performance, it was decided to test the combinations shown on the 1st line of Fig. 8 and to select the most advantageous specimen. Once the rows evolve with the introduction of the same changes for all its elements, the next step was to analyze the column and choose the element that meets the best EA characteristics.

Explosive charge levels (CL) were established based on the theoretical models of Section 2 and deformation limits for both panel and EAC, in accordance to other studies and international codes previously referred. The test campaign is presented in Table 3. Test 3 (R), with 4 closed EAC, served as reference. The difference between this and the other tests was assessed. Two CL1 trials were performed aiming at test 1 redundancy. A final test was conducted to explore the PS's behavior. The PS was tested in a horizontal position, with 4 EAC screwed to the panel's corners and supported in 4 sets of 3 RC plates. The EAC were closed in test 3 (R). In order to avoid changes in charge's position, this was fixed by means of 3 sisal threads to the ground. Fig. 10 shows the scheme of the test system. The explosive was a *Eurodyn 2000*™ dynamite, which has a 75% force ratio in relation to TNT. A monitoring system was developed to measure PS's maximum displacements. The measurement is achieved accounting the difference in free length of the rods (rod portion outside the PVC w/PU tube) before and after the explosion. Residual deformation and cracking measurements were also performed.

Table 3. PS's explosive test campaign plan

Test	CL	EAC	W_{Din} [kg]	W_{TNT} [kg]	R [m]	Z [m/$\sqrt[3]{\text{kg}}$]
1	1	1E	**6,00**	4,50	**1,75**	1,060
2	1	1E	**6,00**	4,50		1,060
3 (R)	1	Closed box	**6,00**	4,50		1,060
4	2	1E	**9,24**	6,93		0,918



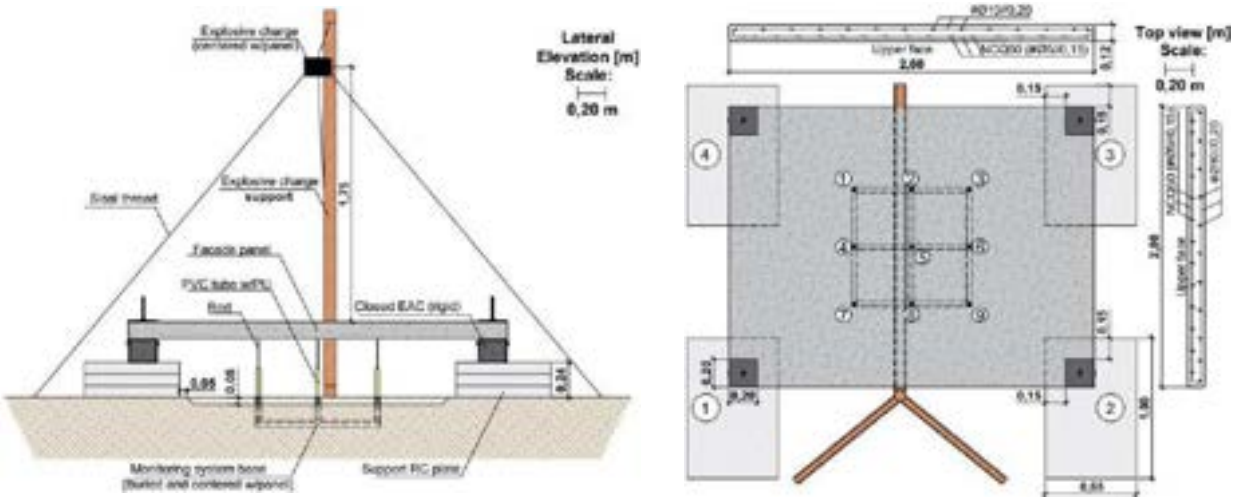


Fig. 10. PS' explosive test setup

5. RESULTS AND DISCUSSION

5.1 EAC Quasi-static compression tests

A compilation of load-displacement responses is presented in the graphs of Fig. 11 and Fig. 12, for 1st line and column E from Fig. 8, respectively. The remainder can be consulted in Pereira [9].

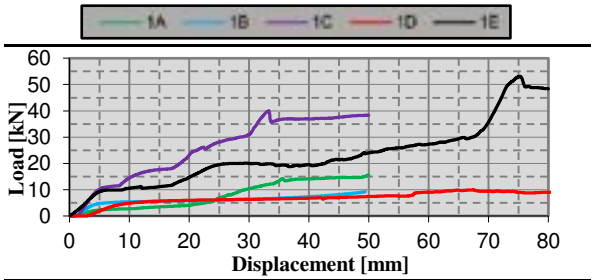


Fig. 11. 1st line specimens

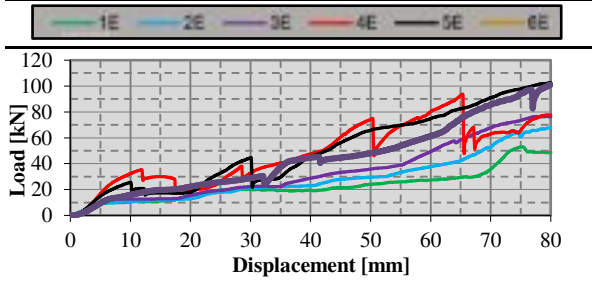


Fig. 12. Column E specimens

5.1.1 Load-displacement responses

The first line specimens' response relies on their arrangement inside the EAC. In the double symmetry configurations (1A, 1C and 1E), the upper layers presented higher deformations than the lower ones, being predictably responsible for the higher part of the EA. In single tube layers (1B and 1D), the deformation was symmetric and concentrated on the single tube. Single tube layers have a well-defined initial linear phase developing then a characteristic hardening phase. In double symmetry configurations, the curve's final phase of a layer's deformation occurs simultaneously with the initial phase of the next layer. Considering that the bottom layers' deformation indicates the force transmitted to the structure, it turns evident that these tubular systems meet the requirements. Specimens 1B and 1D present an almost rectangular shape, which is a desirable behavior for EA systems. However, their resistance is lower relative to the other specimens, as they depend on the deformation of a single tube to absorb the energy.

In relation to column E, with exception of 1E, all specimens are internally nested configurations. 1E shows the most regular curve. The arrangement is symmetrical with respect to the loading direction and, unlike the former behavior, the layers registered similar deformation levels. Considering the criteria used previously, the use of such systems (2E-6E) may not be the most suitable way of preventing structural damage. The response of specimens 4E, 5E and 6E had an irregular progress and abrupt variations of resistance and, therefore, are unsuitable for application in EA systems.

5.1.2 Energy absorption characteristics

The performance of EA systems were evaluated through the indicators proposed by Thornton et al. [14], such as total energy absorption (TEA), specific energy absorption (SEA), mean crushing force (MCF), crushing force efficiency (CFE), crushing efficiency (CE), effective work (W_{ef}) and energy absorbed per unit height (EHL), which are described in [9]. In terms of EA, according to Table 4, 1E presented the best behavior, and according to Table 5, 1E would be the worst option. However, the specimen 1E was chosen to take part in the explosive campaign because of its simple configuration, available stroke and resistance stood out.

Table 4. Energy absorption characteristics – 1st line

Specimen	M [kg]	PCF [kN]	δ_{max} [mm]	EA [J]	SEA [J/kg]	MCF [kN]	CFE [%]	CE [%]	Wef [J/kg]	EHL [J/mm]
1A	6,8	15,6	50	394	57,9	7,9	50,4	28,4	16,4	2,2
1B	14,4	9,2	50	297	20,6	6,0	65,4	29,9	6,2	1,8
1C	14,9	40,0	50	1276	85,4	25,5	63,7	28,4	24,3	7,2
1D	17,8	9,9	80	547	30,8	6,8	68,0	34,5	10,6	2,3
1E	18,7	53,1	80	1815	96,9	22,7	42,7	31,3	30,3	7,1

Table 5. Energy absorption characteristics – column E

Specimen	M [kg]	PCF [kN]	δ_{max} [mm]	EA [J]	SEA [J/kg]	MCF [kN]	CFE [%]	CE [%]	Wef [J/kg]	EHL [J/mm]
1E	18,7	53,1	80	1815	96,9	22,7	42,7	31,3	30,3	7,1
2E	20,3	67,8		2255	111,2	28,2	41,6		34,8	8,8
3E	22,3	76,7		2703	121,1	33,8	44,1		37,8	10,6
4E	23,4	93,7		3837	164,0	48,0	51,2		51,2	15,0
5E	25,0	102,7		4027	161,1	50,3	49,0		50,3	15,7
6E	22,4	101,1		3552	158,4	44,4	43,9		49,5	13,9

5.2 PS' explosive test campaign

Table 6 summarizes the results of the PS' explosive test campaign.

Table 6. Explosive test campaign results' synthesis

Test		1	2	3 (R)	4	Observations
CL		1	1	1	2	• 1 cm settlement of the no. 3 RC support plates in Test 1; • Fluid and efficient PS installation; • EAC support panel with no initial displacement; • Monitoring system and EAC's boxes intact throughout the campaign; • Panels' bidirectional flexion; predominance along greater span; • Cracking in the mid-span area (panel edges and the bottom face); • Max crack [mm]: 0,20 in Test 4; 0,15 in the remainder.
EAC		1E	1E	Closed	1E	
W_{Din} [kg]		6,00	6,00	6,00	9,24	
W_{TNT} [kg]		4,50	4,50	4,50	6,93	
R [m]		1,75				
Z [m/$\sqrt[3]{\text{kg}}$]		1,060	1,060	1,060	0,918	
i_r [MPa · ms]		0,617	0,617	0,617	0,689	
Protection System						
Max displacement, y_{SP} [cm]		6,0	5,8	4,0	8,9	
Energy Absorption Connectors						
Max displacement, y_{mc} [cm]		2,4	2,8	0,0	4,5	
Panel						
Residual deflection	**Initial [mm]**	0	0	0	0	
	Final [mm]	3,0	3,0	3,5	8,0	
Max def $y_{mp} = y_{SP} - y_{mc}$ [cm]		3,6	3,0	4,0	4,4	

6. CONCLUSIONS

The following conclusions were drawn:

- PS presented an excellent behaviour in terms of load distribution and transmission to the EAC, not registering any phenomenon of localized deformation;
- Deformation in tubes of the bottom layers was very small, indicating that the use of this type of PS materializes a means to reduce the transmission of the applied load to the structure; the deformation of the EAC also indicates an adequate stiffness' relation between the panel and the EAC, allowing both to deform and absorb the energy from the explosion;
- Deformation modes were very similar to those of the compression test, thus the compression test meets the conditions to reproduce the effects of an explosive test in the EAC;
- The reduction of the facade panel maximum deflection with the introduction of EAC was over 25% - estimated to be as high as 30% under optimum test conditions; the use of this type of EAC clearly indicates the possibility of taking advantage of the deformation capacity of the used RC panels;
- For lower CL, PS absorbed energy mainly through the flexural deformation of the facade panel; for the upper CL (about 54% higher than the lower one), the panel deformation increased by a small percentage compared to the reference test (10%) and the maximum PS displacement increased considerably (75%); the increase in the maximum displacement was absorbed in great majority by the deformation of the connectors; the EAC proved to be effective in absorbing the increase of energy associated with the increase of the CL;
- A design approach was proposed based on the experimental results of the test campaigns which may be found in [9]; the proposed methodology uses the energy method applied to a simplified SDOF model, which conservatively estimates values of maximum panel deflection and displacement of the connectors, with errors in the order of 15%; for its definition, the following assumptions were made: (a) the deformation mode of the EAC subjected to the blast load is the same as that obtained in the quasi-static compression test and (b) the increase in the resistant capacity of the EAC due to the effect of the high strain rate is negligible, which leads to a conservative estimation of the EA.
- The theoretical and simplified analysis methods used for planning the experimental campaign and for PS design were validated.

The developed PS met all the objectives proposed for the present study. This building protection strategy meets the conditions to be developed and adopted in both new and existing structures in an effective, practical and efficient way.

REFERENCES

[1] Y. Wang, J. Y. R. Liew, S. C. Lee, and W. Wang, "Experimental and analytical studies of a novel aluminum foam filled energy absorption connector under quasi-static compression loading," *Eng. Struct.*, vol. 131, pp. 136–147, Jan. 2017.
[2] M. G. Whitney, "Blast Damage Mitigation Using Reinforced Concrete Panels and Energy Absorbing Connectors," in *Explosives Safety Seminar*, 1996.
[3] D. Lavarnway and M. Pollino, "Mitigation of Air-Blast Pressure Impulses on Building Envelopes through Blast Resistant Ductile Connectors," *J. Eng. Archit.*, vol. 3, no. 2, pp. 9–24, 2015.
[4] A. Baroutaji, M. D. Gilchrist, and A. G. Olabi, "Quasi-static, impact and energy absorption of internally nested tubes subjected to lateral loading," *Thin-Walled Struct.*, vol. 98, pp. 337–350, 2016.
[5] S. R. Reid and T. Y. Reddy, "Experimental investigation of inertia effects in one-dimensional metal ring systems subjected to end impact — I. Fixed-ended systems," *Int. J. Impact Eng.*, vol. 1, no. 1, pp. 85–106, Jan. 1983.
[6] G. F. Kinney and K. J. Graham, *Explosive Shocks in Air*, 2nd ed. Berlin: Springer Berlin Heidelberg, 1985.
[7] D. of Defense, "UFC 3-340-02 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions." 2014.
[8] U. Nyström, "Design with regard to explosions," Department of Civil and Environmental Engineering - Chalmers University of Technology, 2006.
[9] V. Pereira, "Sistema Inovador de Protecção de Edifícios face a Explosões, composto por Painéis de Fachada em Betão Armado e Conectores em Aço de Parede Fina com Capacidade de Absorção de Energia," AM / IST, 2017.
[10] V. Karlos and G. Solomos, "Calculation of blast loads for application to structural components," 2013.
[11] J. M. Biggs, *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill Book Company, 1964.
[12] IPQ, *NP EN 12390-3: Ensaios do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes*. Lisboa, 2009.
[13] IPQ, *NP EN 1992-1-1: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Lisboa, 2010.
[14] C. Magee and P. Thornton, "Design Considerations in Energy Absorption by Structural Collapse," in *SAE Paper No. 780434*, 1978.

Seismic analysis of structures: stress-resultant interaction based on response spectra



Ana Rita Tomaz[1]

ABSTRACT

The focus of this dissertation is to explore a methodology that characterizes a structure response to a dynamic excitation more accurately and less conservatively than the one currently adopted in the application of design codes.

For the design of a reinforced concrete section there is a set of *n* variables that need to be quantified: the axial force, bending moments or displacements. The studied method produces a surface in a *n*-dimension space that reproduces the interactions between those variables. Afterwards this surface can be superimposed to the capacity curve of that section to optimize its design.

The method input is routinely calculated in the typical modal analysis that resorts to response spectra to characterize each mode response and then uses a combination criteria to obtain the final (maximum) value of each variable. Instead of assuming the simultaneity of all the variables maximum values it is computationally possible to evaluate the correlation between variables, calculating their final interaction surface.

Besides being an interesting theoretical problem, it has clear applications in the design of columns subjected to a combination of axial force with a single or two bending moments, leading to significant reductions of steel reinforcement ratios and allowing a material economy without compromising the structural safety.

Keywords: Seismic Analysis, Modal Combination Methods, Stress-resultant Interaction

1. INTRODUCTION

The design of a reinforced concrete section relies on the evaluation of a set of variables, such as axial forces, bending moments or displacements. These can be estimated by the response spectra method associated with a combination method for all the necessary individual linear analyses: for the *n*

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ana.rita.tomaz@tecnico.ulisboa.pt

relevant modes and the $k = 3$ possible seismic directions. The most common combination methods are the ABS, the SRSS and the CQC ([1]).

The response spectra method provides the peak value for each of the variables. However, when more than one quantity is necessary for design, the widely used approach is to assume their most unfavorable combination. This can be overly conservative as the extreme values do not occur all at the same time. The underlying idea is to properly consider the interactions between the stress-resultants in all the $n \times k$ structural analysis. This method can produce a surface in a x-dimension space that reproduces the interactions between the x variables, [2].

Afterwards this surface can be superimposed to the capacity curve of that section to optimize its design. We remark that the critical combination of a set of values on the interaction surface cannot be determined without the knowledge of the resistant capacity surface. In fact, the critical combination does not necessarily include the maximum value of any of the variables, as it is the one closest to the capacity surface. Gupta, [3], detailed the nature of the interaction surfaces constructed for a chosen set of design variables. It is proven that for 2 variables, as N and M in a column section, the result is an ellipse. For $n > 2$ this entity is a hyper-ellipsoid in a n-coordinate space where each point represents a set of simultaneous seismic response values. As the structures are also subjected to static loads the center of these elliptical envelopes must be shifted to include this effect. Finally, the interaction surface is completely defined and can be used for design. Being completely inscribed in a resistant capacity surface guarantees the section safety.

This dissertation intends to explore the construction of interaction envelopes, using not only the method presented in [2] but also new ones that allow the display of the envelopes built with different mode combination.

2. THEORY

Without loss of generality let us consider just two variables (x_1, x_2), for example (M, N), whose maximum responses are calculated by the response spectra method and then combined. The two final values of these variables can be written as a vector $\boldsymbol{x_f} = [X_{f1}, X_{f2}]^T$ and represented in a coordinate space. The classical envelope we would get is a rectangle constructed from the intersections of the straight lines defined by: $x_i = X_{fi}$ and $x_i = - X_{fi}$. As not all the points inside this rectangle reproduce a feasible response of the structure it should be reduced, see Fig. 1.

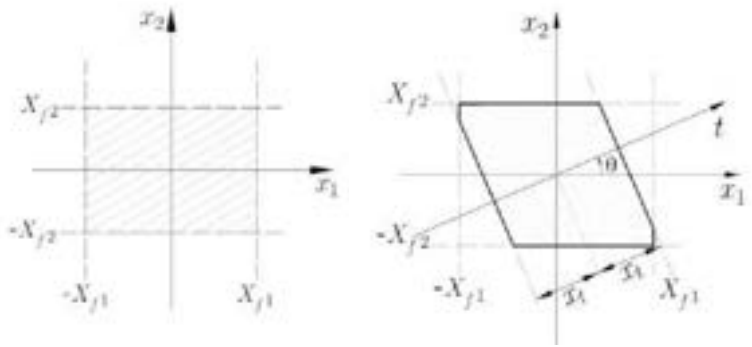


Figure 1. Rectangular and reduced envelope.

The starting point for this study has to be the analysis of each mode where there is an unequivocal relation between the stress-resultants. The information of each mode, i, is organized in a vector $\boldsymbol{x_i} = [x_{i1}, x_{i2}]^T$. We also define the counterclockwise angle θ in the same coordinate space (x_1 - x_2) and its vectorial representation $\boldsymbol{t} = [\cos \theta, \sin \theta]^T$. Considering the projection of $\boldsymbol{x}$ on any vector $\boldsymbol{t}$ is introduced a distance x_t. For one mode x_{ti} and its square value are simply defined as:

$$x_{ti} = \boldsymbol{t}^T \boldsymbol{x_i} \tag{1}$$

$$x_{ti}{}^2 = \boldsymbol{t}^T \boldsymbol{x_i} \boldsymbol{t}^T \boldsymbol{x_i} = \boldsymbol{t}^T \boldsymbol{x_i} \boldsymbol{x_i}^T \boldsymbol{t} \tag{2}$$

Extending this to all the *n* relevant modes and adopting the SRSS combination one is led to:

$$x_t{}^2 = \sum_{i=1}^{n} x_{ti}{}^2 = \sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{t}^T \boldsymbol{x_i} \boldsymbol{x_i}^T \boldsymbol{t} = \boldsymbol{t}^T \sum_{i=1}^{n} (\boldsymbol{x_i} \boldsymbol{x_i}^T)\, \boldsymbol{t} = \boldsymbol{t}^T \boldsymbol{X} \boldsymbol{t} \tag{3}$$

Here is introduced the interaction matrix, $\boldsymbol{X}$, which should to be adjusted to each combination method. For the SRSS combination, the definitions above direct us to:

$$\boldsymbol{X} = \sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{x_i} \boldsymbol{x_i}^T = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{n} x_{i1}{}^2 & \sum_{i=1}^{n} x_{i1} x_{i2} \\ \sum_{i=1}^{n} x_{i1} x_{i2} & \sum_{i=1}^{n} x_{i2}{}^2 \end{bmatrix} \tag{4}$$

On the other hand, for the CQC combination the definition of $x_t{}^2$ should be adapted to:

$$x_t{}^2 = \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} \mu_{ij} x_{ti} x_{tj} \tag{5}$$

Causing the matrix $\boldsymbol{X}$ to be rewritten as:

$$\boldsymbol{X} = \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} \mu_{ij} \boldsymbol{x_i} \boldsymbol{x_j}^T \quad \text{with,} \quad \mu_{ij} = \frac{8\xi^2 (1+r) r^{(3/2)}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r (1+r)^2} \text{ and } r = \frac{p_j}{p_i} \tag{6}$$

The value x_t is the maximum distance any point of the envelope can take along the direction $\boldsymbol{t}$. This is why we can add two new straight lines to the set of lines that define the boundary of the interaction envelope. These new lines are perpendicular to $\boldsymbol{t}$ at a distance of x_t from the origin and will reduce the size of the original rectangular envelope, see Fig. 1.

2.1 Intersection Method

Continuing the previous derivation, it should be noted that the point defined by $\boldsymbol{p} = x_t \times \boldsymbol{t}$ is not a point of the interaction envelope. In fact, the point of the envelope can be any one belonging to the line perpendicular to $\boldsymbol{t}$ that contains $\boldsymbol{p}$, see the lines R_A and R_B in Fig. 2.

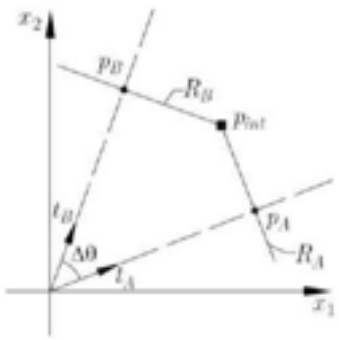


Figure 2. Intersection method: p_{int}.

Taking two values of θ sufficiently close and their x_t, the envelope point is the intersection of the two perpendicular lines. Defining Point A as: $\boldsymbol{p}_\mathbf{A} = x_{t\mathrm{A}}\boldsymbol{t}_\mathbf{A}$, with $\boldsymbol{t}_\mathbf{A}$ associated with a given θ_A and $x_{t\mathrm{A}}$ given by Eq. (5). The perpendicular line is: $R_\mathrm{A} = x_{t\mathrm{A}}\boldsymbol{t}_\mathbf{A} + k_\mathrm{A}\boldsymbol{n}_\mathbf{A}$, where k_A is any real number and $\boldsymbol{n}_\mathbf{A}$ as a realization of $\mathbf{n} = [-\sin\theta, \cos\theta]^\mathrm{T}$. Doing the same for Point B and matching the two perpendicular lines, produces the desired point, p_{int}. By applying the same procedure to a range of θ values contained in [0 - 2π], the shape of the envelope becomes apparent. The method developed, here called "intersection method", is directly applicable to the CQC and SRSS combinations by altering the matrix $\boldsymbol{X}$. Moreover, it is possible to adapt it for the ABS combination by changing the x_t definition:

$$x_t = \sum_{i=1}^{n} |\boldsymbol{t}^T \boldsymbol{x}_i| \tag{7}$$

Each graphic of Fig. 3 displays a typical resultant envelope for the chosen combination and also the previous envelopes were drawn in gray to ease their comparison (315 points were used, which corresponds to $\Delta\theta = 0.02$ rad.) It is apparent that the resultant shape for the SRSS combination is elliptical with a significant correlation between the two variables, meaning that one of the semi-axis is significantly larger than the other.

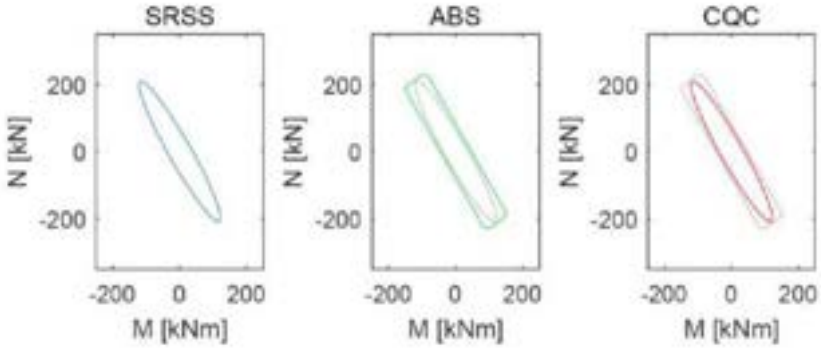


Figure 3. Intersection method: *SRSS, ABS, CQC*.

The ABS envelope is a convex polygon exhibiting the same correlation which encloses SRSS envelope, showing it behaves as an upper bound to the other envelopes. It can be depicted as a group of pairs of parallel lines, each one introduced by one mode and whose length translates the mode relevance to the behavior of the structure. Even though the envelope could be constructed this simplified way, it is more systematic to span the θ angles, calculate its x_t and use the intersection method. Lastly, in this example the CQC envelope is so close to the SRSS solution that they overlap, meaning the modes have separated frequencies.

2.2 Resistent Interaction Surfaces

This solution will be obtained numerically and so the cross-section is subdivided in $n_c = 100$ rectangular divisions with concrete properties and $n_s = 16$ circular ones in the contour, simulating the steel bars. The numbering of the divisions and the sign convention is illustrated in Fig. 4.

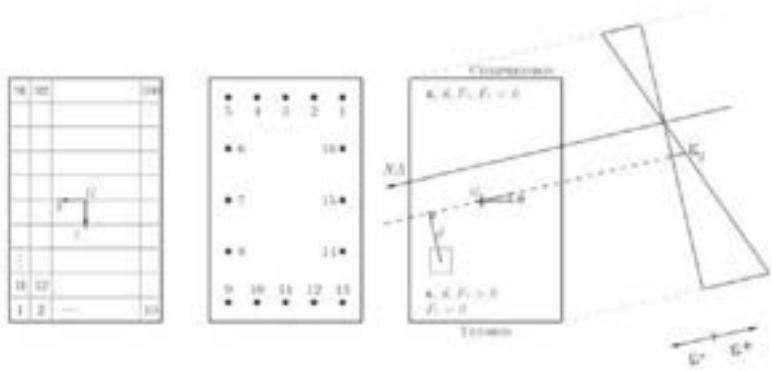
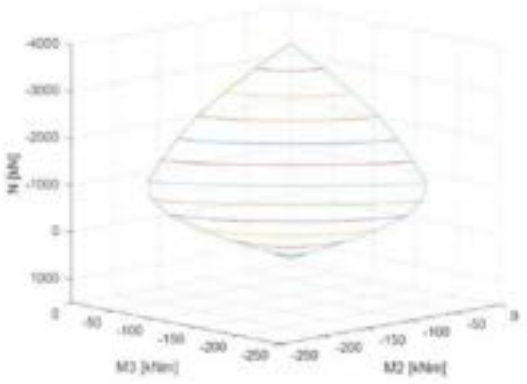


Figure 4. Discretization and sign convention.

The neutral axis will be defined by two variables: the counterclockwise angle θ and ε_g, the strain at the origin, *G*, the geometric center of the cross-section. Since the representation of the interaction curves of *N*, M_2 and M_3 is a 3D surface, the intersection of this surface with horizontal planes will be drawn. These horizontal planes correspond to given values of the axial force, $N = Np$.

The angle θ will vary in 360º and for each value, will be determined the ε_g that produces the desired axial force of the horizontal plane, *Np*, using a Newton method. It consists in determining the maximum curvature that can be applied to the section, evaluating the strain of each concrete and steel division and calculating the stress-resultants, *N*, M_2 and M_3. The calculated value of the axial force, N_{calc}, will be used to adjust the initial ε_g value of the following iteration, until it matches the desired *Np* value.

The resultant surface, for a particular choice of steel bars, is presented in Fig.5. This figure was made using 37 iterations of θ, in each plane of $N = Np$ to complete a quarter of the total capacity surface. The maximum number of iterations to approximate the value of ε_g was 32.



Section	
concrete	C30/37
steel	A500
b	0.3 m
h	0.3 m
c	0.05 m
ω_{tot}	0.78 (16ϕ16)

Figure 5. Interaction curves in 3D.

2.3 Safety Verification

To verify a section safety in a systematic way we begin by creating two vectors of points that describe the resistant and action curves in polar coordinates (r , θ), for each given value of *N*. For the action envelope it is done by inverting the interaction matrix:

$$\boldsymbol{X}^{-1} = \left[\begin{array}{c|c} \boldsymbol{C_{MM}} & \boldsymbol{c_{MN}} \\ \hline \boldsymbol{c_{MN}}^{T} & C_{NN} \end{array}\right] \tag{8}$$

With these smaller matrices we can write the equation of the ellipses that result of the intersection of the ellipsoid with horizontal planes at given values of *N*:

$$(\boldsymbol{m}^T - \boldsymbol{m_0}^T)\frac{\boldsymbol{C_{MM}}}{{R_0}^2}(\boldsymbol{m} - \boldsymbol{m_0}) = 1$$
$$\text{with,} \quad \boldsymbol{m} = [M_2, M_3]^T \tag{9}$$
$$\boldsymbol{m_0} = -\boldsymbol{C_{MM}}^{-1}\boldsymbol{c_{MN}}N$$
$${R_0}^2 = 1 - NC_{NN}N + \boldsymbol{m_0}^T\boldsymbol{C_{MM}}\boldsymbol{m_0}$$

The resistant surface is also defined by an assembly of intersections with the same horizontal planes. We divide the plane into sectors centered in each point of the resistant vector and analyze if any of the action vector points are within that section. If so we compare all the action point radii in the sector with the radius of the resistant point. Given the case that in all sectors, all action point radii are smaller than the resistant point radius, we can ensure the safety of the cross-section, Fig 6.

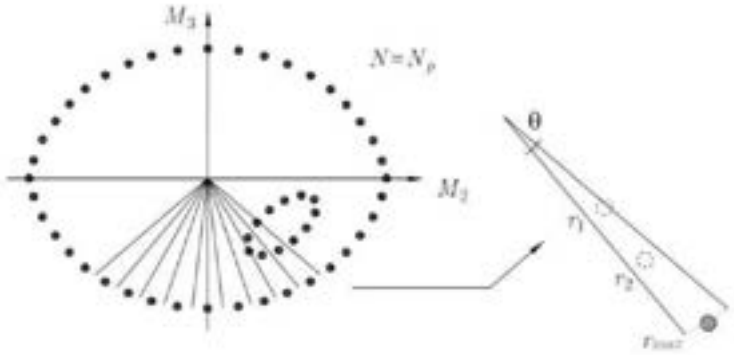


Figure 6. Safety verification mechanism.

Additionally, this verification can be done inside a cycle that increments the value of the total percentage of reinforcement, w_{tot}, allowing to find the optimized solution for the cross-section design. Note the increments do not need to be fixed and can be associated with a specific choice of commercials diameters for the steel bars.

3. IMPLEMENTATION

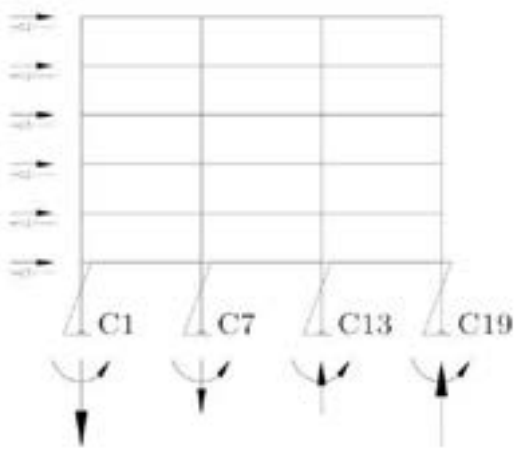
All the presented examples assume the same seismic action whose main parameters are in Table 1.

Table 1. Seismic Definition.

Earthquake	*Zone*	*Ground*	γ_I	*q*
Type 1	1.3	Type B	1	2.5

3.1 2D Example

This example will address the design of the base section of the columns of a simple 2D structure, see Fig. 7. To resist the overturning moment of the seismic action (schematically represented as a horizontal force that can have both directions), the structure has two main mechanisms: bending moments in the fixed supports and a frame effect, materialized by axial forces with symmetrical signs in each pair of columns.



story height	span	concrete	steel
3 m	6 m	C30/37	A500
columns	beams	load	
0.3×0.3 m^2	0.3×0.6 m^2	34.5 kN/m	

Figure 7. 2D example: Structure description.

As it can be seen in Fig.8 there is a substantial difference in the static values of *N* between interior and exterior columns. Additionally, the exterior ones have larger static *M* that slightly deviate the center of the envelopes. The seismic action produces a symmetric outcome between the left and right columns: the base sections have equal *M* combined with symmetric *N* to create a binary. This phenomenon is predominant in the outside columns which can draw larger values of *N*. The critical column is *C*13, requiring $w_{tot} = 0.5$.

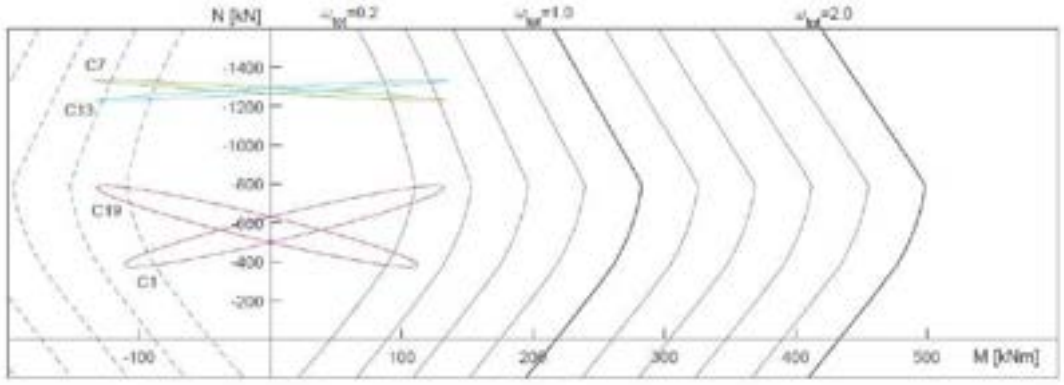


Figure 8. 2D example: Action and resistant interaction curves.

Additionally, we should analyze column *C*1, isolated in Fig.9. In a dashed blue line is indicated the rectangular envelope commonly used for design. With this criteria would be necessary to design the section for $w_{tot} = 0.4$ ($A_s = 17$ cm^2). Conversely, using the interaction envelope $w_{tot} = 0.3$ would suffice. This corresponds to $A_s = 12$ cm^2 that can be materialized with 12ϕ12, allowing a saving of 25%.

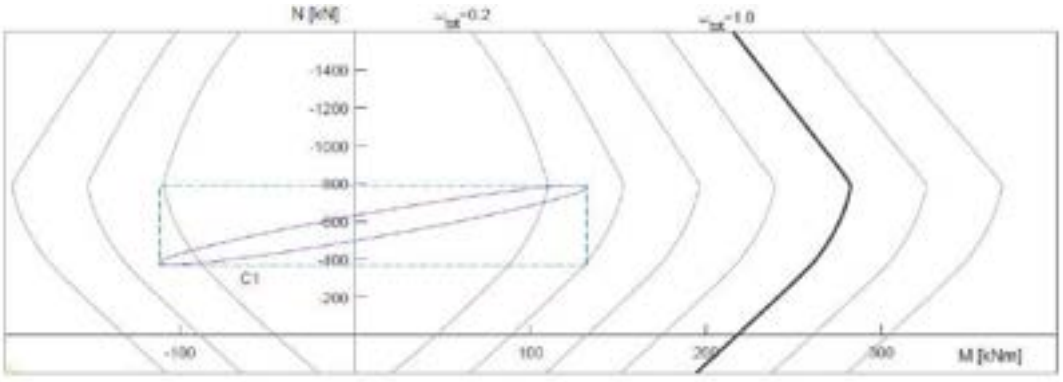
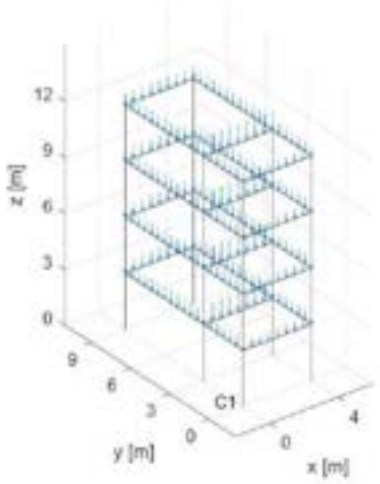


Figure 9. 2D example: Comparison of envelopes for column *C*1.

3.2 3D Example

The subject of the next study is a 3D structure that has an asymmetrical disposition of the columns, intended to correlate one earthquake direction to both bending moments, M_2 and M_3. The same material and geometrical properties of the 2D structure were used, plus the ones indicated in Fig. 10.



concrete	C30/37
steel	A500
columns	0.3×0.3 m^2
beams	0.3×0.6 m^2
story height	3 m
span x	4 m
1st span y	3 m
2nd span y	6 m

Figure 10. 3D example: Structure description.

To ease the visualization of the interaction ellipsoid, constructed for the base section of the column *C*1 with coordinates ($x = 0$; $y = 0$), its projections in the three coordinate planes are presented in Fig. 11. We also present the individual responses for the earthquakes acting along the *x* and *y* directions.

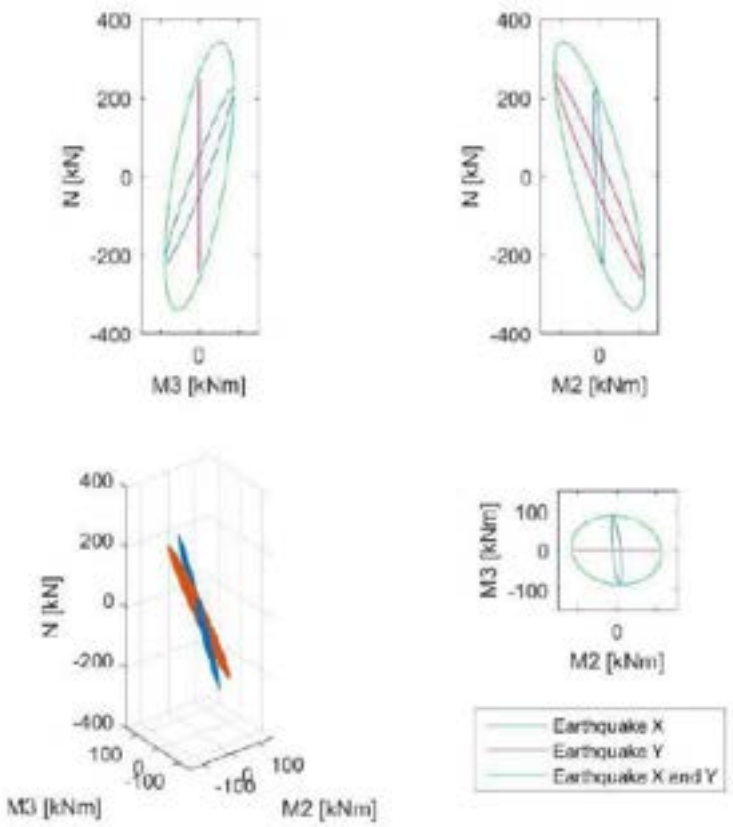


Figure 11. 3D example: Ellipsoid projections (Column *C*1).

Additionally, the *x* global axis is aligned with the e_2, in the elements referential, and the *y* with e_3. As it can be seen, the direction *X* produces *N* and both moments, as the direction *Y* only produces *N* and M_2. Again this can be explained by the symmetry in the disposition of columns in one direction but not in the other. For design purposes, we need to add the static stress-resultants, which will change the position of the ellipsoid center. With the correct placement, we can compare the action interaction ellipsoid with the resistant curves, using the safety verification method described previously.

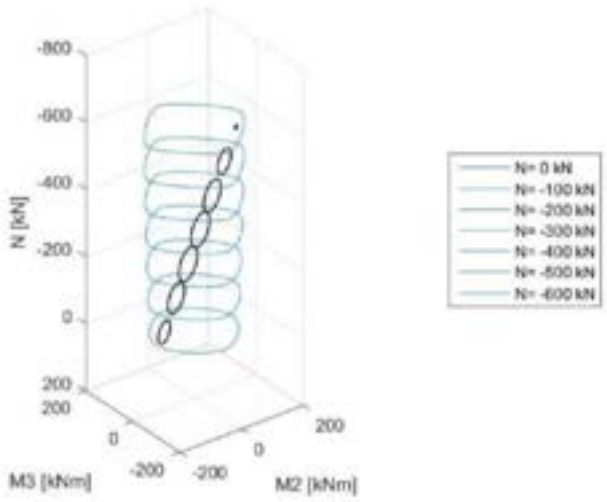


Figure 12. 3D example: Action and resistance curves for given values of *N* (Column *C*1).

From it, we can conclude that the optimal total percentage of reinforcement is w_{tot} = 0.7. This correspond to A_s = 29 cm^2 that may be materialized with 16 ϕ16. Visually, it is clear in Fig. 12 that this section verifies the safety criteria as the action curves are within the resistance curves for each value of the axial force, *N*, chosen to plot the curves.

CONCLUSIONS

The present dissertation was elaborated with the main goal of exploring the construction and application of interaction surfaces to the design of structures subjected to seismic actions.

The interaction surfaces replace the common practice of assuming that the multiple stress-resultants maximum values calculated with a response spectrum method can be simultaneous. This can lead to an over-design of a structure since the most unfavorable combinations of all the stress-resultants relevant for the design of each section are picked. The interaction surfaces refine the data used for design by evaluating the correlations between those stress-resultants in each vibration mode and combining them properly. It also presents a geometric representation of points whose coordinates are sets of stress-resultant values (for example: M_2, M_3 and *N*) that can occur together in a given section.

To support the use of these interaction surfaces we remark that it resorts to the information typically calculated in seismic analysis, based on modal combinations and response spectra. The increase of computational effort to process that information can be compensated by the material savings it allows in the design phase, by being less conservative to describe the effects of the seismic action. Such savings are described by specialized literature and reconfirmed in this dissertation.

Using the intersection method to construct the interaction envelopes allowed the comparison of the three modal combinations (SRSS, CQC and ABS), not just when applied to one variable but to combinations of two variables (such as *M* - *N*). As a result, we produced graphical representations of these common combinations in 2D.

The safety verification of a reinforced concrete cross-section was implemented by defining both the action and resistant interaction surfaces as an assembly of intersections with the same horizontal planes (which represent given values of axial force, *N*). Additionally, was developed a procedure to automatically calculate the necessary steel ratio of a list of desired sections: the top and base sections on columns.

Furthermore, the principle of establishing correlations of variables in each individual mode and constructing a final interaction surface can be applied in different contexts such as the design of combined footings. In this case, the interaction exists between the stress-resultants of the two columns that share the same footing. Using the modal information, procedures to quantify the action envelope and also the resistant capacity surface were developed, once again to allow its design.

Lastly, we investigated an alternative to the construction of interaction surfaces, avoiding building an interaction matrix and its graphic representation for each individual section. The idea is based on calculating a set of static forces equivalent to the seismic action that is applied once to the structure and originates the design stress-resultants in every desired section.

These examples are detailed in the companion dissertation [4] as they are not commonly addressed in the specialized literature.

AKNOWLEDGMENTS

The author would like to thank her supervisors: Prof. Manuel Corrêa and Prof. Luís Guerreiro for their guidance and endless dedication during the development of this work.

REFERENCES

[1] A. Der Kiureghian. Structural response to stationary excitation. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 106(6):1195–1213, 1980.

[2] C. Menun and A. Der Kiureghian. Envelopes for seismic response vectors. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*, 126(4):467–473, 2000.

[3] A. Gupta and M. Singh. Design of column sections subjected to three components of earthquake. *Nuclear Engineering and Design*, 41(1):129–133, 1977.

[4] A. Tomaz. Seismic analysis of structures: Stress-resultant interaction based on response spectra. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, 2017.

Comportamento à flexão de vigas de betão eco-eficientes e de ultra-elevada durabilidade

Ricardo Martins[1] **Ricardo do Carmo**[2] **Hugo Costa**[3] **Eduardo Júlio**[4]

RESUMO

A ideia inovadora do uso de uma *superskin* em elementos estruturais foi desenvolvida no âmbito do projeto "*Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members"* no que se refere à componente material, propriedades mecânicas e durabilidade, e consiste na utilização de betões de ultra-elevada durabilidade apenas na camada de recobrimento (onde é mais solicitado), sendo o núcleo produzido com um betão com desempenho inferior. O objetivo é produzir elementos estruturais mais eficientes, não só do ponto de vista económico, mas também ecológico.

O trabalho desenvolvido consistiu em explorar o conceito de *superskin* do ponto de vista do comportamento estrutural, nomeadamente, estudar o comportamento de vigas à flexão, compostas por uma camada de recobrimento em betão de ultra-elevada durabilidade, associado a um núcleo constituído por um betão eco-eficiente com baixa dosagem de cimento, de modo a obter uma solução mais durável e, ao mesmo tempo, ecologicamente mais eficiente. Foram ensaiadas oito vigas com diferentes taxas de armadura longitudinal de tração permitindo avaliar a influência da *superskin* em vigas com roturas dúcteis e frágeis. Com base nos ensaios experimentais estudou-se: (i) a relação carga-deslocamento; (ii) a relação entre o momento resistente experimental e teórico; (iii) a evolução da curvatura nas secções críticas; (iv) a evolução da rigidez à flexão com a carga aplicada; (v) a ductilidade; e (vi) a fendilhação e tipo de rotura. Os resultados demonstraram que o uso do recobrimento com um betão de ultra-elevada durabilidade é uma solução igualmente interessante do ponto de vista estrutural, sendo de destacar o aumento da resistência à flexão das vigas.

Palavras-chave: betão, durabilidade, sustentabilidade, flexão, resistência.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, é unânime a preocupação da comunidade científica pela elevada poluição do meio ambiente, o que leva a apostar em medidas que reduzam o consumo de energia e a optar por energias limpas. Esta questão conduziu a que a sustentabilidade da construção seja igualmente uma prioridade neste sector. Assim, a manutenção e a reabilitação do espaço construído surgem como algumas das medidas mais eficazes para prevenir ou reduzir o consumo de energia no setor da construção [1].

Sendo o betão armado o material mais utilizado na construção de edifícios correntes e obras de arte, como pontes, barragens e túneis, uma das principais preocupações resultantes da sua utilização está relacionada com a sua durabilidade. Deste modo, o desenvolvimento de betões de ultra-elevada durabilidade (UHDC – *ultra high durability concrete*) permitirá o aumento dos períodos de vida útil das estruturas de betão armado, assim como o uso em novas aplicações e ambientes mais agressivos [2]. O UHDC é um material caraterizado por uma baixa relação água/cimento e uma matriz ultra-compacta, originando consequentemente, não só uma redução significativa da sua permeabilidade (e portanto um

[1]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, DECivil, Coimbra, Portugal. ricardo.martins93@hotmail.com
[2]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. carmo@isec.pt
[3]Instituto Politécnico de Coimbra-ISEC, Coimbra, Portugal; CERIS, IST, Lisboa. hcosta@isec.pt
[4]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. ejulio@civil.ist.utl.pt

bom comportamento em termos de durabilidade), mas também um aumento da resistência à compressão e à tração. O elevado desempenho deste tipo de betões é conseguido devido à elevada percentagem de cimento, adições e fibras, o que resulta em elevados custos, não só económicos como também ambientais e, por este motivo, a sua produção não deve ser realizada em grandes quantidades. De modo a maximizar a sua aplicação, devido às excelentes propriedades mecânicas e à sua durabilidade e, simultaneamente, reduzir o impacte negativo da sua utilização, foi proposto um novo conceito o qual consiste na utilização do UHDC exclusivamente na camada de recobrimento dos elementos estruturais, tendo sido desenvolvido no âmbito do projeto PTDC/ECM/098497/2008 - *Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members*, financiado pela Fundação Portuguesa para a Ciência e Tecnologia (FCT).

De modo a minimizar ainda mais o impacte ambiental, neste estudo é proposto um melhoramento do conceito atrás referido, o qual consiste em considerar no núcleo dos elementos estruturais um betão eco-eficiente com baixa dosagem de cimento (LBC – *low binder concrete*). Esta filosofia de utilização permite obter elementos compósitos de betão armado simultaneamente com um bom comportamento mecânico, uma elevada durabilidade, ecologicamente mais eficientes e com um custo competitivo, quando comparado com outras alternativas [3]. Na Fig. 1 é apresentada a solução proposta e desenvolvida neste estudo. O conceito de *superskin* pode ser explorado tanto numa perspetiva de pré-fabricação, onde a *superskin* é pré-fabricada e colocada na cofragem antes da betonagem do núcleo, como de reabilitação, onde a *superkin* é adicionada a um núcleo de um elemento já existente.

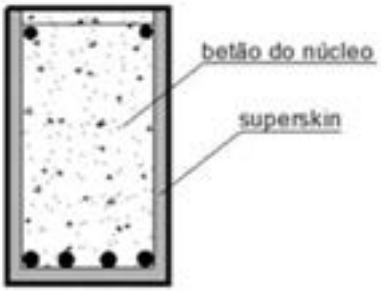
a)  b) 

Figura 1. Exemplo de uma viga com *superskin*: a) perspetiva de uma viga; b) corte transversal.

Apresenta-se seguidamente um estudo experimental, onde é analisado em detalhe o comportamento à flexão de vigas com *superskin* e com um LBC no núcleo, variando a taxa de armadura longitudinal de tração das vigas, desde vigas fracamente armadas até vigas fortemente armadas. A variação deste parâmetro permite estudar as vantagens e desvantagens da aplicação da *superskin* em vigas com roturas dúcteis e frágeis.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Composição e características dos betões LBC e UHDC

Foram utilizados dois betões diferentes para a produção das vigas: (i) um betão com baixa dosagem de cimento; e (ii) um betão com ultra-elevada durabilidade. No Quadro 1 apresentam-se os materiais utilizados e as proporções de cada constituinte, para a produção de 1 m^3 de betão. No LBC foram utilizados parâmetros de formulação adequados para permitir uma boa trabalhabilidade e maior facilidade de compactação [4], com compacidade de 0,82 e dosagens de cimento e de pó da pasta de 125 e 350 kg/m^3, respetivamente. Para o betão UHDC estudou-se uma formulação com uma dosagem moderada de cimento, para este tipo de betões, cerca de 750 kg/m^3, com adições de cinzas volantes e 2%vol. de microfibras de aço.

Para a determinação das propriedades dos betões foram realizados ensaios no estado endurecido de acordo com as normas em vigor [5, 6, 7], cujos resultados são apresentados no Quadro 2. Para avaliar o

contributo das fibras metálicas no UHDC, nomeadamente, as tensões residuais de flexão das fibras, f_{Rmi}, foram realizados ensaios de resistência à tração por flexão [8], e os resultados estão no Quadro 3.

Quadro 1. Composição dos betões para produção de 1 m^3 [kg/m^3]

Constituintes	*LBC*	*UHDC*
CEM I 52,5 R	125,0	750,0
Fíler calcário	125,0	130,0
Cinzas volantes	100,0	220,0
Superplastificante	1,0	15,0
Areia fina (0-1 mm)	164,0	867,0
Areia média (0-4 mm)	801,1	-
Brita 1 (5-14 mm)	859,2	-
Água	158,4	240,0
Microfibras aço	-	157,2

Quadro 2. Resultado dos ensaios dos betões

Propriedades	*LBC*	*UHDC*
Resistência à compressão, $f_{cm,cil}$ [MPa]	22,8	102,4
Resistência à tração, f_{ctm} [MPa]	-	27,6
Módulo de elasticidade, E_{cm} [GPa]	29,6	39,7

Quadro 3. Resultados do ensaio de flexão

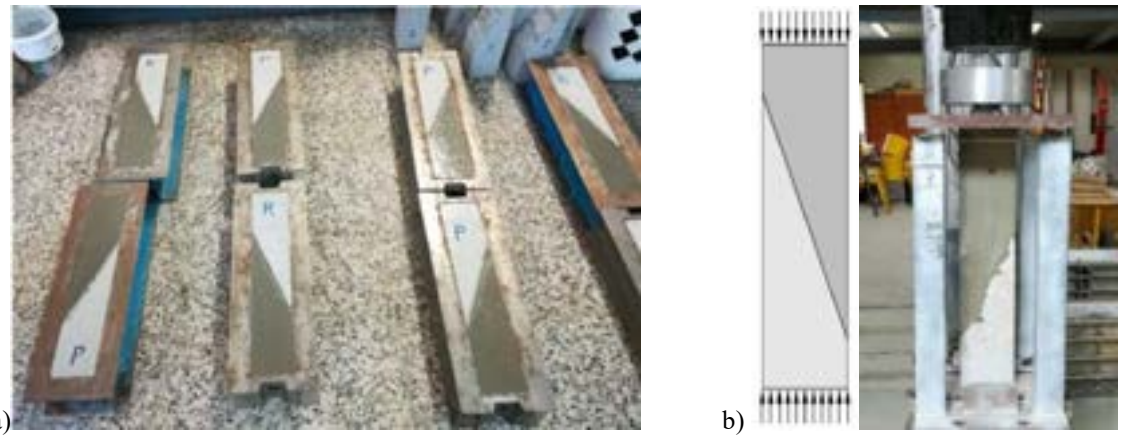
f_{Rm1} [MPa]	f_{Rm2} [MPa]	f_{Rm3} [MPa]	f_{Rm4} [MPa]
27,4	23,3	16,6	11,7

2.2 Descrição do ensaio para avaliar a resistência da interface LBC-UHDC

A resistência das interfaces entre betões diferentes e com diferentes idades é um parâmetro extremamente importante a ter em consideração quando se pretende produzir e, posteriormente, compreender o comportamento das vigas analisadas neste estudo [9]. Com o objetivo de quantificar a resistência da interface entre o LBC e o UHDC, e definir o tipo de rugosidade a utilizar nas vigas, foram realizados vários ensaios de corte inclinado (SST – *Slant Shear Test*) com diferentes tipos de interface entre os betões: (a) lisa; (b) rugosa, com superfície desativada com retardador superficial de presa, removendo a matriz ligante superficial após a desmoldagem; (c) com conetores de aço; e (d) superfície indentada (Fig. 2). Foram produzidos quatro provetes prismáticos para cada tipo de rugosidade, usando os dois tipos de betão e uma interface formando um ângulo de 25º com o eixo longitudinal do prisma (Fig. 3a). Posteriormente, os provetes foram ensaiados em compressão, com aplicação de carga até à rotura (Fig. 3b), permitindo assim obter a resistência ao corte e a tensão normal na interface.



Figura 2. Interfaces LBC-UHDC avaliadas: a) lisa; b) rugosa; c) conectores de aço; d) indentada.



a) b)

Figura 3. Ensaio de corte inclinado (SST): a) produção dos provetes; b) vista geral do ensaio.

2.3 Produção das vigas

Para testar o conceito de *superskin* no comportamento à flexão de vigas com roturas frágeis e dúcteis foram produzidas oito vigas com quatro taxas de armadura longitudinal diferentes, usando aço A500 NR SD: (i) 2∅10 (ρ = 0,65%); (ii) 4∅10 (ρ = 1,30%); (iii) 4∅12 (ρ = 1,86%); e (iv) 4∅16 (ρ = 3,32%). As vigas foram divididas em duas séries: (a) quatro vigas produzidas apenas com LBC, usadas como vigas de referência; e (b) quatro vigas com o núcleo em LBC e recobrimento de 2 cm em UHDC. As dimensões médias de todas as vigas foram: 1,50 m de comprimento e 0,12x0,24 m^2 de secção. Na Fig. 4 é apresentado o aspeto das vigas de referência e das vigas com *superskin*.



a) b)

Figura 4. a) vigas de referência e b) vigas com *superskin*.

A produção foi realizada por duas fases, começando-se pela produção das vigas de referência e pelos núcleos (com devida preparação da interface), ou seja, com a produção e aplicação do betão LBC, e depois procedeu-se à produção dos recobrimentos com o UHDC (Fig. 5).

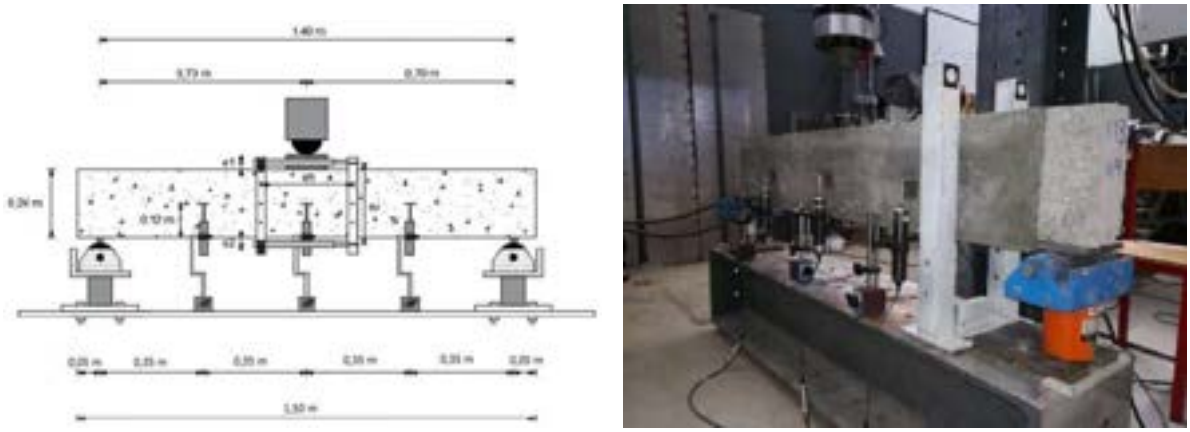


a) b) c)

Figura 5. Produção das vigas: a) cofragens com armaduras; b) amassaduras dos betões; c) betonagem.

2.4 Ensaios realizados

Cada viga foi ensaiada à flexão, aplicando uma carga concentrada a meio vão através de um atuador, com controlo de deslocamento e à velocidade de 0,02 mm/s. As reações de apoio foram medidas com células de carga, colocadas sob os apoios da viga. Os deslocamentos verticais e as extensões de alongamento e encurtamento foram medidos usando transdutores de deslocamentos. A aquisição e controlo dos dados foi realizada através do software *Dynatester*. Na Fig. 6 é apresentado o esquema de ensaio das vigas.



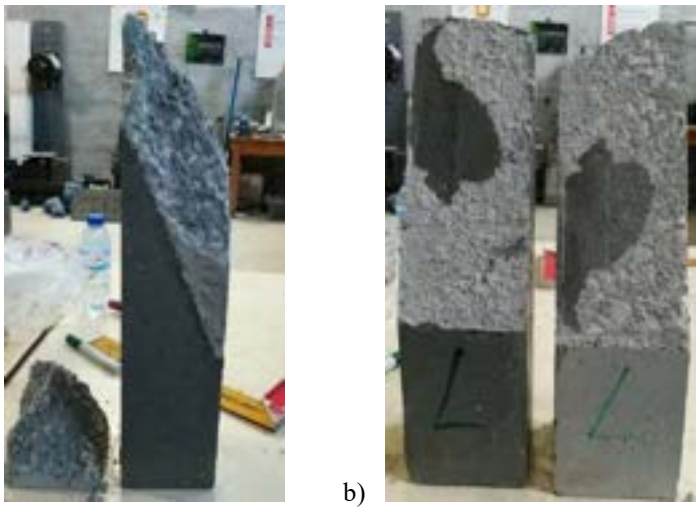
a) b)

Figura 6. a) Esquema de ensaio e equipamentos e b) ensaio de viga com *superskin*.

3. ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Resistência da interface LBC-UHDC

Nos ensaios SST verificou-se a ocorrência de dois tipos de rotura: (a) rotura coesiva, por esmagamento do betão mais fraco (LBC); e (b) rotura adesiva, ou seja, descolamento pela interface (Fig. 7). Como se pode verificar pelos resultados obtidos da tensão normal e da resistência ao corte, apresentados no Quadro 4, verifica-se que o aumento da rugosidade da interface origina um aumento da resistência ao corte. A interface rugosa foi a que conferiu uma maior resistência à ligação entre os betões e, portanto, foi este o tipo de rugosidade utilizado na produção das vigas com *superskin*.



a) b)

Figura 7. Tipos de rotura do SST: a) rotura coesiva; b) rotura adesiva.

Quadro 4. Resultado dos ensaios SST na rotura

Interface	*Tensão normal (média)* [MPa]	*Resistência ao corte (média)* [MPa]
Rugosa	3,5	7,6
Indentada	2,7	5,8
Conetores	1,4	3,0
Lisa	1,3	2,7

3.2 Relação carga-deslocamento

A relação entre a carga aplicada a meio vão (F) e o deslocamento vertical da secção a meio vão (δ) das oito vigas ensaiadas é apresentado na Fig. 8a). Na designação das vigas, R identifica as vigas de referência, SK as vigas com *superskin*, e o último número a taxa de armadura de tração ρ (%). Na Fig. 8 é possível observar o diferente comportamento das vigas, desde fracamente armadas (ρ = 0,65%) a vigas fortemente armadas (ρ = 3,32%). As referidas curvas F-δ permitem também observar a influência da *superskin* no comportamento das vigas, comparando as vigas de referência com as vigas com *superskin* usando a mesma taxa de armadura de tração, verificando-se que tanto a resistência como a ductilidade são diferentes. Através da Fig. 8b), que relaciona a carga máxima suportada com a taxa de armadura de tração, é possível constatar com maior detalhe que as vigas com *superskin* obtiveram maiores valores de carga máxima, isto é, a *superskin* confere claramente maior resistência às vigas. Esse incremento de resistência é tanto maior, quanto maior é a taxa de armadura longitudinal de tração, atingindo um aumento percentual de 73% para a maior taxa de armadura utilizada (ρ = 3,32%).

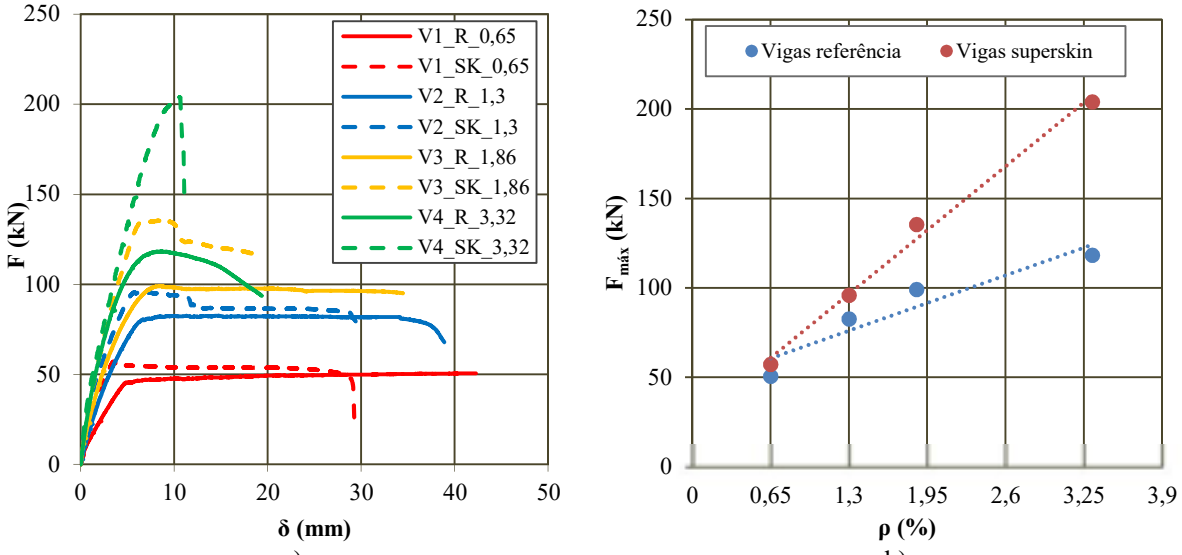


Figura 8. a) Relação carga-deslocamento, F-δ; b) Relação carga máxima-taxa de armadura longitudinal de tração, $F_{máx}$-ρ.

Outro aspeto importante a analisar é a deformação das vigas para diferentes níveis de carga. Na Fig. 9 apresentam-se as deformadas de todas as vigas para um valor de carga comum e igual a 50 kN, para ser possível realizar uma análise comparativa e perceber, em termos relativos, o efeito da *superskin* na rigidez à flexão das vigas. A viga V1_R_0,65 encontra-se separada das restantes, para ser percetível a deformada de todas as vigas, uma vez que, para o mesmo estádio de força, esta viga apresenta claramente uma deformação bastante superior. Conclui-se que, para o mesmo valor de carga, as vigas com *superskin* deformaram menos que a respetiva viga de referência, ou seja, a *superskin* aumenta também a rigidez à flexão das vigas, como se comprova de seguida, na análise da rigidez (Secção 3.5).

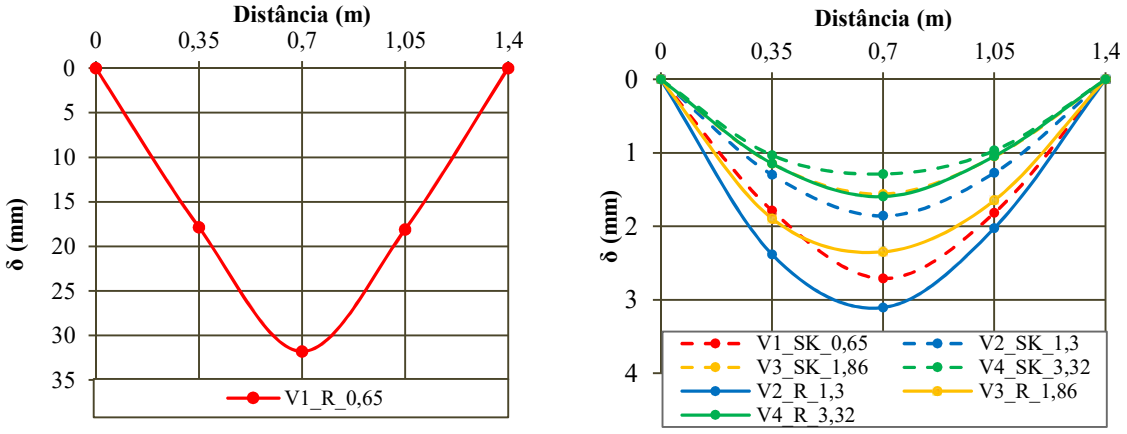
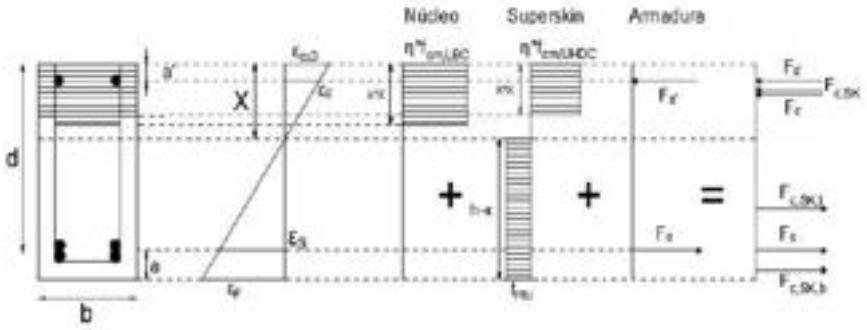


Figura 9. Deformadas das vigas ensaiadas para F = 50 kN.

3.3 Análise do momento fletor (teórico e experimental)

Os valores dos momentos fletores máximos determinados experimental e teoricamente são apresentados no Quadro 5, comprovando de forma mais fundamentada e quantitativa que a aplicação da *superskin* aumenta a resistência à flexão das vigas, comparativamente às respetivas vigas de referência. Da relação entre o momento teórico e o momento experimental, conclui-se que, regra geral, os valores teóricos são inferiores aos valores experimentais, com exceção das vigas *superskin* com taxa de armadura, ρ, de 0,65 e 1,30%, comprovando genericamente o modelo como conservador. Salienta-se que na análise teórica da resistência à flexão das vigas com *superskin* contabilizou-se o contributo adicional da força de tração e de compressão resultante da adição de fibras metálicas no UHDC, adotando os pressupostos definidos em [10] (Fig. 10).



ε_{cu3} - extensão última do betão; $\varepsilon_{s'}$ - extensão do aço da armadura comprimida; ε_s - extensão do aço da armadura tracionada; ε_F - valor da extensão das fibras; F_c - força no betão comprimido; $F_{c,sk}$ - força no UHDC comprimido; $F_{c,sk,l}$ - força no UHDC tracionado das laterais da seção ; $F_{c,sk,b}$ - força no UHDC tracionado da base da seção; F_s - força na armadura tracionada; F_s'- força na armadura comprimida; f_{Ftu} - tensão residual máxima das fibras.

Figura 10. Distribuição das tensões para o cálculo do momento teórico das vigas com *superskin.*

Quadro 5. Momentos fletores das vigas

Viga	M_{teo} [kN.m]	$M_{máx}$ [kN.m]	$M_{teo}/M_{máx}$
V1_R_0,65	14,4	17,7	0,81
V1_SK_0,65	23,4	20,0	1,17
V2_R_1,30	25,8	28,9	0,89
V2_SK_1,30	35,6	33,6	1,06
V3_R_1,86	34,8	34,7	1,00
V3_SK_1,86	44,6	47,4	0,94
V4_R_3,32	38,9	41,4	0,94
V4_SK_3,32	60,7	71,4	0,85

3.4 Relação Momento – Curvatura

Para o cálculo da curvatura (1/r) foram utilizados dois métodos diferentes: (i) usando as leituras dos LVDTs horizontais e isso permitiu determinar a curvatura na zona crítica da viga; e (ii) usando as leituras dos LVDTs verticais e a integração da linha elástica. O traçado das curvas momento-curvatura é muito semelhante ao das curvas F-δ. Na Fig. 11 relaciona-se a curvatura máxima obtida na zona dos momentos máximos, determinada pelo segundo método, com a taxa de armadura longitudinal de tração. Verifica-se, pela análise do gráfico, que a curvatura diminui com o aumento da taxa de armadura de tração. Constata-se também que a *superskin* provoca a redução do valor da curvatura máxima.

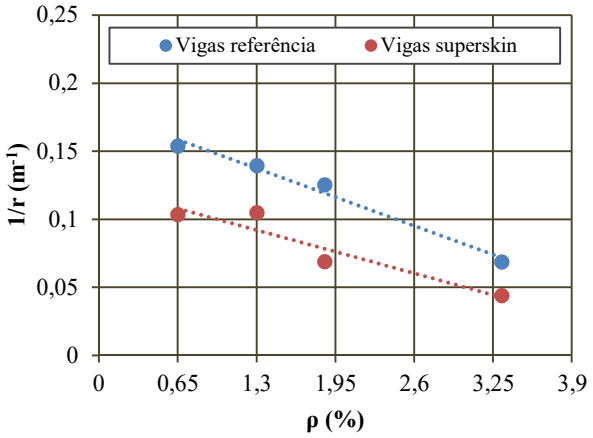


Figura 11. Relação entre a curvatura e a taxa de armadura longitudinal de tração.

3.5 Análise da rigidez à flexão

Foram determinados os valores teóricos da rigidez no estado "não fendilhado" ($EI_{I,teo}$), estado I, e no estado "totalmente fendilhado" ($EI_{II,teo}$), estado II (Quadro 6). Com base na relação entre a curvatura determinada experimentalmente e o valor do momento aplicado foi também possível determinar a rigidez à flexão experimental das vigas ($EI_{II,exp}$), depois da fendilhação do betão, e relacioná-la com as taxas de armadura longitudinal de tração (Fig. 11). Regra geral, registou-se a tendência clara para a rigidez à flexão aumentar com a utilização da *superskin* em UHDC.

Quadro 6. Valores teóricos da rigidez das vigas

Viga	$EI_{I,teo}$ [kN.m^2]	$EI_{II,teo}$ [kN.m^2]
V1_R_0,65	4369	885
V1_SK_0,65	5034	889
V2_R_1,30	4478	1321
V2_SK_1,30	5168	1430
V3_R_1,86	4596	1822
V3_SK_1,86	5240	1731
V4_R_3,32	4688	2675
V4_SK_3,32	5413	2622

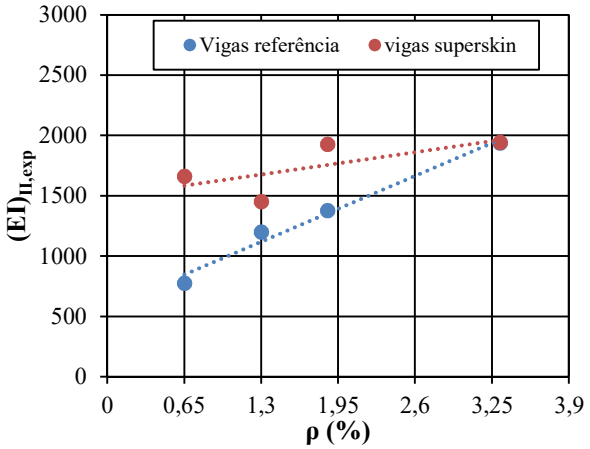
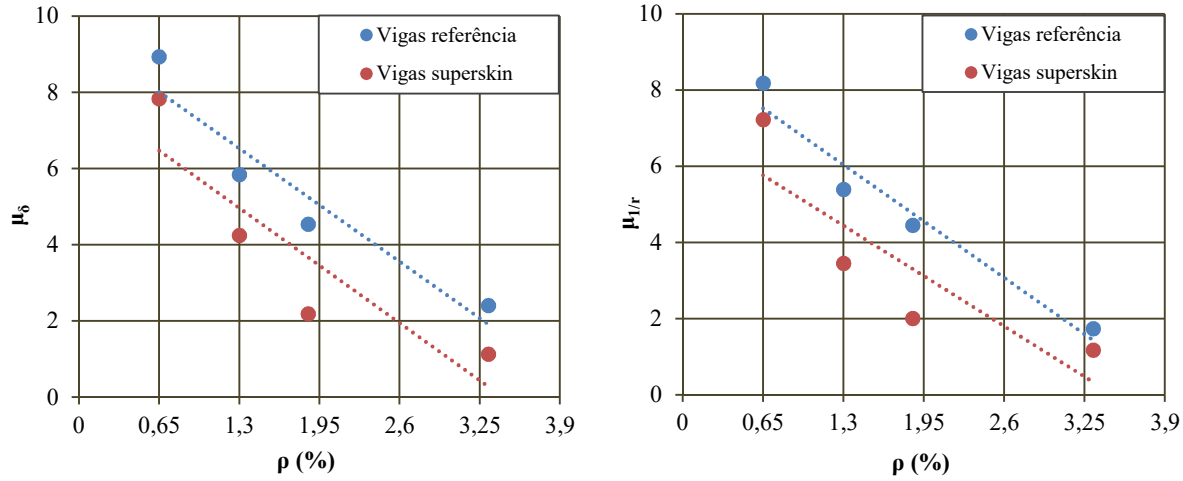


Figura 11. Relação entre a rigidez à flexão experimental, $EI_{II,exp}$, e a taxa de armadura longitudinal de tração, ρ.

3.6 Análise da ductilidade

De modo a caraterizar a ductilidade das vigas foram avaliados os índices de ductilidade (i) em deslocamento (μ_δ) e (ii) em curvatura ($\mu_{1/r}$). Na Fig. 12 relacionam-se os valores dos índices obtidos com as taxas de armadura longitudinal de tração utilizadas. Verifica-se que os índices tendem a diminuir com o aumento da taxa de armadura de tração, ou seja, quanto menor é a taxa de armadura mais dúctil é viga, confirmando a previsão. Em relação ao efeito da *superskin*, verifica-se também que a sua utilização reduz os índices de ductilidade, isto é, torna as vigas menos dúcteis.



a) b)

Figura 12. Relação entre os índices de ductilidade em função da taxa de armadura longitudinal de tração: a) índice de ductilidade em deslocamento; b) índice de ductilidade em curvatura.

3.7 Padrão de fendilhação e tipo de rotura

Através da análise visual da fendilhação das vigas para os mesmos instantes de carga, observou-se que as vigas com *superskin* ficaram menos danificadas, principalmente na zona comprimida, registou-se um menor destacamento do betão de recobrimento nessa zona, o que significa que o recobrimento em UHDC proporciona também um certo efeito de confinamento ao betão do núcleo (Fig. 13). Verificou-se também que as vigas com *superskin* apresentaram um menor número de fendas, havendo, todavia, uma distribuição mais concentrada na zona central e uma maior abertura da fenda principal. Na Fig. 13 é apresentada, como exemplo, a comparação do estado das vigas com ρ = 1,30% e ρ = 3,32%, para o valor de carga máxima.



a) b) c) d)

Figura 13. Comparação das vigas para o valor de carga máxima: ρ = 1,30% a) viga referência e b) viga *superskin*; ρ = 3,32% c) viga referência e d) viga *superskin*

4. CONCLUSÕES

Os ensaios à flexão das oito vigas produzidas e ensaiadas permitiram identificar de forma clara o efeito da *superskin* no comportamento estrutural das vigas. Verificou-se que o recobrimento em UHDC confere às vigas uma maior capacidade resistente e uma maior rigidez à flexão, comparativamente às vigas de referência. Constatou-se também que esse aumento da capacidade resistente à flexão não é constante para as vigas com diferentes taxas de armadura de tração, uma vez que aumenta com o aumento da taxa de tração, chegando a atingir um aumento de 73% na viga com maior taxa de armadura de tração (ρ = 3,32%). Os índices de ductilidade das oito vigas ensaiadas permitem concluir que a ductilidade das vigas diminui não só com o aumento da taxa de armadura de tração, mas também com a aplicação do UHDC na camada de recobrimento. Através da análise da evolução da fendilhação, verificou-se que a *superskin* proporciona um certo efeito de confinamento ao betão do núcleo na zona comprimida, sendo uma das razões para o aumento da capacidade resistente das vigas com *superskin*. Observou-se ainda, comparando com as vigas de referência e para um mesmo nível de carga, correspondente aproximadamente às condições de serviço, que as vigas com *superskin* têm um menor número de fendas mas, em contrapartida, há uma maior abertura da fenda principal. Quanto ao comportamento da interface dos betões, apenas se verificou um ligeiro descolamento das camadas laterais da *superskin* na viga com maior taxa de armadura de tração, V4_SK_3,32.

Com base no trabalho experimental realizado, pode-se afirmar que o conceito da *superskin*, usando um betão de ultra-elevada durabilidade, produz, em geral, um efeito positivo no comportamento estrutural das vigas, para além da vantagem já identificada e estudada no aumento da durabilidade das estruturas. Salienta-se que a solução aqui apresentada, que combina a *superskin* com um betão com baixa dosagem de cimento, permite produzir estruturas ainda mais sustentáveis e eco-eficientes, ou seja, estruturas mais duráveis, sem recurso a recobrimentos elevados, e simultaneamente diminuir o consumo do cimento.

REFERÊNCIAS

[1] Júlio, E. (2006). Interfaces estruturais betão-betão. Aplicações em préfabricação, reabilitação e reforço de estruturas e fundações. Construção Magazine, nr 18, pp. 46-48.

[2] Ghafari, E; Costa, H; Júlio, E; Portugal, A; Durães, L. (2016). Effect of supplementary cementitious materials on autogenous shrinkage of ultra-high performance concrete. Construction and Building Materials, Vol. 127, pp. 43-48.

[3] Saldanha, R; Santos, P; Júlio, E. (2012). Utilização de betões de ultra-elevada durabilidade (UHDC) na pré-fabricação e reabilitação de estruturas. Encontro nacional de betão estrutural, Universidade do Porto, Porto.

[4] Alves, H. (2015). Formulação e caracterização mecânica de betões com baixa dosagem de cimento. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, dezembro de 2015.

[5] LNEC E 397 (1993). Betões – Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão. LNEC, Lisboa.

[6] NP EN 12390-3 (2011). Ensaios de betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes. IPQ, Portugal.

[7] NP EN 12390-6 (2011). Ensaios de betão endurecido. Parte 6: Resistência à Tracção por compressão de provetes. IPQ, Portugal.

[8] EN 14651 (2007). Test method for metallic fibered concrete—measuring the flexural tensile strength.CEN, Bélgica.

[9] Costa, H. (2012). Betões estruturais de agregados leves – Aplicações em prefabricação e reforço de estruturas. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra.

[10] FIB (2010). Model Code 2010: First complete draft – Volume 2. FIB, Suíça, Abril de 2010.

Pontes do tipo "Stress Ribbon" – Concepção e dimensionamento


Rita Almeida[1]


Miguel Ferraz[2]


Renato Bastos[3]

RESUMO

As pontes do tipo *stress ribbon* são pontes de elevada esbelteza e flexibilidade, cujo comportamento é muito influenciado pelo processo construtivo, pelos efeitos diferidos dos materiais e pela resposta geometricamente não linear, característica das estruturas com cabos. O presente artigo incide no estudo do comportamento estático das pontes do tipo *stress ribbon*, analisando a influência das referidas variáveis no funcionamento desta tipologia estrutural.

Assim, neste artigo, faz-se uma breve apresentação do estado da arte acerca desta temática e, de forma a dominar a modelação numérica e a compreender a influência de alguns parâmetros no desempenho deste tipo de estruturas, analisa-se um caso de estudo. Recorrendo ao *software* de análise estrutural Evolution realiza-se a análise estrutural de uma ponte existente, composta por vãos múltiplos e formada por elementos pré-fabricados e laje moldada *in situ*, desde o processo construtivo e durante a fase de exploração. O *software* utilizado permite a modelação do faseamento construtivo, a consideração das não linearidades geométricas e dos efeitos diferidos dos materiais, como a fluência e retração do betão e a relaxação do aço de pré-esforço, e desta forma estimar com precisão o estado de tensão e deformação em todos os elementos constituintes da estrutura ao longo do seu faseamento construtivo e da sua vida útil. Através da comparação dos resultados obtidos numericamente com resultados obtidos em obra foi possível aferir o modelo numérico e, posteriormente, utilizar o mesmo para realizar análises paramétricas que permitiram estudar a influência das variáveis atrás referidas na resposta estrutural deste tipo de ponte.

Por fim, de forma a aplicar o conhecimento obtido, concebeu-se uma ponte *stress ribbon,* proposta para a cidade do Porto, denominada de ponte pedonal dos "Caminhos do Romântico". Analisaram-se as características e condicionantes do local, concebeu-se o esquema estrutural e pré-dimensionaram-se os cabos de pré-esforço e respetivas tensões iniciais. Seguidamente, utilizando o *software* Evolution, procedeu-se à modelação numérica e à análise estrutural da ponte, durante o faseamento construtivo e em fase de serviço, o que permitiu após alguns ajustes chegar à solução final em termos de secções de betão, áreas de cabos de pré-esforço e respetivas tensões iniciais.

Palavras-chave: Pontes *Stress Ribbon*, Modelos Numéricos, Estruturas Evolutivas, Não linearidades Geométricas, Efeitos Diferidos

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. up201305621@fe.up.pt
[2]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. ferraz@fe.up.pt
[3]Adão da Fonseca – Engenheiros consultores, Lda, Porto, Portugal. renato.bastos@adfconsultores.com

1. INTRODUÇÃO

As pontes do tipo *stress ribbon* são estruturas formadas por um tabuleiro esbelto em betão assente em cabos de aço de alta resistência em forma de catenária. Sendo, normalmente, estruturas muito flexíveis, as pontes *stress ribbon* respondem a incrementos de carga através de uma combinação de incrementos do seu estado de tensão e de alteração da sua geometria. Eis a razão do seu comportamento marcadamente não linear geométrico.

Os processos construtivos usualmente utilizados nestas estruturas impõem um carácter fortemente evolutivo, quer ao nível do esquema longitudinal global, quer, muito especialmente, ao nível das suas secções transversais. A estimativa das tensões instaladas, quer no betão quer no aço de pré-esforço, ao longo da vida da obra requer que sejam tidos em consideração o comportamento não linear geométrico da estrutura, o carácter evolutivo das secções transversais e do carregamento e, ainda, o comportamento diferido dos materiais. Assim sendo, a complexidade deste comportamento estrutural inviabiliza que sejam utilizadas abordagens simplificadas, que costumam ser "suficientes" para o estudo de estruturas ditas correntes, como por exemplo, os tabuleiros de betão pré-esforçado utilizados nas pontes em laje vigada. É neste contexto que o principal objetivo deste trabalho, consiste em expor as principais características do comportamento estático, instantâneo e diferido, das pontes *stress ribbon*.

2. ESTADO DA ARTE

O conceito de pontes do tipo *stress ribbon* foi introduzido pelo engenheiro alemão Ulrich Finsterwalder, na década de 60, tendo como princípio o de uma catenária que transmite a carga aos encontros. Na Fig. 1 encontram-se apresentados alguns exemplos de aplicação do sistema estrutural em discussão.



Figura 1. Exemplos de aplicação do sistema estrutural *stress ribbon*: (a) Ponte de *Redding*; (b) Ponte pedonal no campus da FEUP; (c) *Olomouc Bridge*.

O sistema estrutural *stress ribbon* apresenta duas grandes variantes em relação ao modo como o tabuleiro é composto, podendo ser formado por elementos pré-fabricados de secção completa ou parcial, ou ainda, moldado totalmente *in situ*. A opção em que se recorre a elementos pré-fabricados é a mais frequente, dada a facilidade e rapidez de execução, pois evita o escoramento do tabuleiro. No entanto, esta opção é a mais complexa em termos de análise estrutural, uma vez que o processo construtivo é bastante evolutivo ao nível da secção transversal e do esquema estrutural, pelo que neste trabalho apenas se estudou e analisou esta variante.

O processo construtivo de uma ponte de vãos múltiplos formada por elementos pré-fabricados e laje betonada *in situ*, depois de executadas as fundações, blocos de ancoragem e pilares intermédios, é dividida nas seguintes etapas:

1. Colocação das aduelas dos encontros nos suportes e das "selas" de aço nos apoios intermédios e escoramento temporário dos pilares;
2. Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação e disposição dos elementos pré-fabricados;
3. Cofragem das "selas" dos apoios intermédios;
4. Colocação dos cabos de pré-esforço, betonagem das "selas" e da parte do tabuleiro moldada *in situ,* e aplicação do pré-esforço;
5. Aplicação da calda de cimento aos cabos de pré-esforço;
6. Montagem dos guarda-corpos e execução do pavimento.

3. CASO DE ESTUDO

A estrutura objeto de estudo é a ponte de *Redding*, localizada na Califórnia (Fig. 1a)) [1]. Esta é uma ponte pedonal formada por um vão de 127.41 m do tipo *stress ribbon*, que apresenta um tabuleiro composto por elementos pré-fabricados de betão e uma laje betonada *in situ*. Possui quatro cabos de sustentação de 28 cordões de 13 mm de diâmetro cada, sendo pré-esforçada por quatro cabos adicionais de 31 cordões de 13 mm de diâmetro cada, conforme apresentado na Fig. 2.

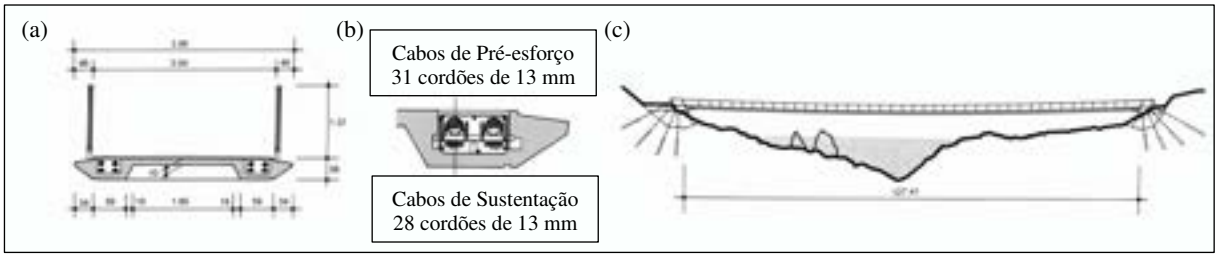


Figura 2. Ponte de *Redding*, Califórnia: (a) Secção transversal; (b) Cabos de sustentação e pré-esforço; (c) Alçado (Adaptado de [1]).

3.1 Modelação numérica

Uma vez que a generalidade dos programas de cálculo automático de análise estrutural não contempla em simultâneo todas as variáveis consideradas necessárias para a correta modelação de pontes do tipo *stress ribbon*, a análise do caso de estudo foi efetuada recorrendo ao modelo de análise estrutural baseado no Método dos Elementos Finitos incluído no *software* Evolution [2]. O programa, de origem académica, recorre a uma formulação tridimensional em elementos finitos de viga, baseada na formulação de Timoshenko e na discretização da secção transversal por fibras. Através de um processo incremental e iterativo, permite, entre outros parâmetros, considerar a variável tempo, permitindo a consideração das componentes instantâneas e diferidas dos materiais e o caráter evolutivo das estruturas e carregamentos, e a análise não linear geométrica.

Foi feito um esforço na tentativa de modelar com realismo a geometria da estrutura e o faseamento construtivo, incluindo as datas de aplicação de cargas e das alterações do esquema estrutural, no entanto, devido à ausência de alguns dados relativos à obra, como, por exemplo, a data de aplicação do pré-esforço, a classe dos betões utilizados nos elementos pré-fabricados e na laje betonada *in situ*, a estrutura modelada poderá não corresponder fielmente à real. Desta forma, admitiram-se valores plausíveis para os dados em falta, e verificou-se a sua adequabilidade comparando os resultados obtidos numericamente com os resultados disponíveis na bibliografia.

Na Fig. 3 podem observar-se pormenores do modelo numérico onde foram utilizados 381 nós com espaçamentos de 1 m, agrupados em 378 elementos de viga com dois nós e um ponto de Gauss cada. Uma vez que a obra tem um desenvolvimento longitudinal retilíneo em planta, e o presente trabalho consiste na análise do comportamento sob ações verticais, a discretização das secções transversais do tabuleiro foi efetuada privilegiando a divisão da secção em fibras, na direção vertical. Na introdução dos cabos de sustentação, de forma a não aumentar desnecessariamente o volume de cálculo, os quatro cabos foram reunidos em grupos de dois, conforme apresentado na Fig. 3.

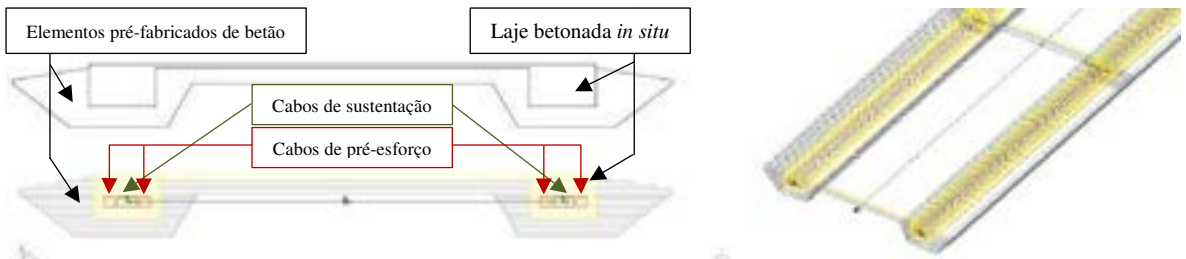


Figura 3. Secção transversal e perspetiva tridimensional do modelo numérico do tabuleiro.

Para a análise da resposta da estrutura ao longo do faseamento construtivo e vida útil, foram simuladas no *software* Evolution oito operações gerais, incluindo aplicação de cargas e alterações do esquema estrutural, tal como descrito no Quadro 1, e um incremento de verificação da resposta a "tempo infinito", 10000 dias após o término da obra. O processo de convergência foi definido em termos de deslocamentos para uma tolerância admitida entre iterações igual a 0.1%.

Quadro 1. Operações gerais e respetivo planeamento temporal considerados na modelação.

Operação	*Descrição da atividade*	*Planeamento temporal*	
		Escala [dias]	*Duração da atividade* [dias]
Primeira fase	Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação	0	1
Segunda fase	Montagem dos elementos pré-fabricados	1	14
Terceira fase	Betonagem da laje moldada *in situ* e juntas	15	0
Quarta fase	Colocação do betão no modelo numérico	15	7
Quinta fase	Tensionamento dos cabos de pré-esforço	22	7
Sexta fase	Aplicação das restantes cargas permanentes	29	0
Sétima fase	Análise a tempo infinito	29	10000

3.2 Análise estrutural

Em pontes do tipo *stress ribbon* as áreas dos cabos de sustentação e pré-esforço apresentam uma grandeza relativamente elevada comparativamente às estruturas pré-esforçadas correntes, por esse motivo, ocorre uma redistribuição de tensões significativa entre betão e aço que necessita de ser considerada. A modelação do caso de estudo desenvolvido permitiu analisar o estado de tensão e deformação em toda a estrutura ao longo de todo o faseamento construtivo e vida útil, tendo em consideração o comportamento não linear geométrico da estrutura, o carácter evolutivo das secções transversais e do esquema estrutural e o comportamento diferido dos materiais.

Seguidamente, apresenta-se a resposta da estrutura em estudo ao longo do processo construtivo e fase de exploração face aos efeitos diferidos preconizados de acordo com o Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [3], tecendo-se alguns comentários aos resultados obtidos. Com o intuito de avaliar a sensibilidade do sistema estrutural aos efeitos diferidos estudou-se o contributo conjunto e separado de cada fenómeno reológico, nomeadamente, a retração e fluência dos betões que compõe os elementos pré-fabricados e laje betonada *in situ* (betões de idades diferentes), e a relaxação do aço dos cabos de sustentação e pré-esforço. Tendo consciência que os referidos fenómenos são interdependentes, a sua análise em separado visa apenas tornar mais percetível a possível influência de cada um deles. São apresentados os resultados obtidos sob a forma gráfica efetuando a avaliação dos seguintes parâmetros: deslocamento vertical a meio vão, reação horizontal dos apoios e, por último, esforço axial nos cabos de sustentação, cabos de pré-esforço e betão.

Inicia-se a análise dos resultados pela evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os vários cenários reológicos extremos, representada na Fig. 4. Atentando na figura referida constata-se que as contribuições fictícias dos fenómenos de retração e fluência do betão a "tempo infinito" são bastante similares e ambas provocam uma diminuição da flecha. Já a linha de tendência evolutiva do fenómeno de relaxação do aço dos cabos de sustentação e de pré-esforço é praticamente coincidente com o traçado do modelo em que não se inseriram as leis reológicas dos materiais, "Sem Efeitos Diferidos", pelo que a sua relevância é reduzida. Assim, torna-se igualmente evidente que a consideração dos efeitos diferidos, nomeadamente da retração e fluência, tem uma influência considerável no estado de deformação ao longo da fase de exploração de uma estrutura deste tipo.



Figura 4. Evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os diferentes cenários reológicos.

A reação horizontal ao longo do tempo no decurso do faseamento construtivo e fase exploração do sistema, representada na Fig. 5, acompanha, naturalmente, a evolução do deslocamento vertical da Fig. 4. Para os vários modelos reológicos, a redução da flecha induz, por equilíbrio, um aumento da força horizontal de solicitação dos apoios. Observando o gráfico da Fig. 5 depreende-se que a relaxação do aço não possui expressividade, induzindo apenas uma ligeira diminuição da reação horizontal.

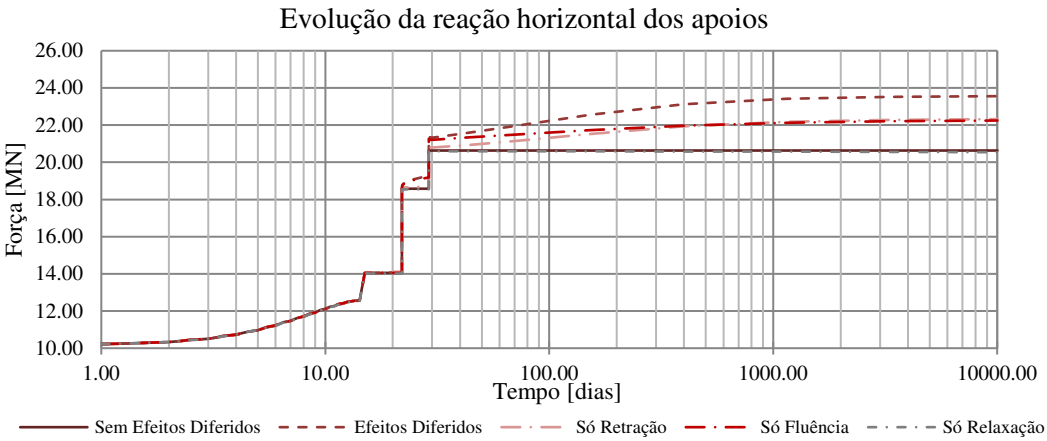


Figura 5. Evolução temporal da reação horizontal dos apoios para os diferentes cenários reológicos.

Apresenta-se na Fig. 6, a evolução dos esforços axiais nos cabos de sustentação, cabos de pré-esforço e betão, na secção a meio vão, devido à redistribuição de esforços por efeitos diferidos para as situações reológicas tratadas. Analisando os gráficos da Fig. 6 depreende-se que a "tempo infinito" os esforços axiais nos cabos de sustentação e de pré-esforço tendem a diminuir, pelo que, a situação crítica de carregamento para os cabos de sustentação é logo após a fase de betonagem da laje e juntas. Já nos cabos de pré-esforço, o esforço axial é máximo quando as restantes cargas permanentes são aplicadas à estrutura. A avaliação do terceiro gráfico da Fig. 6 permite aferir que o esforço axial no betão apresenta uma grande variabilidade ao longo da sua vida útil, e, como seria de prever, tende a diminuir. Constata-se igualmente que o fenómeno de relaxação do aço dos cabos de sustentação e de pré-esforço apresenta um contributo reduzido na resposta estrutural, manifestando maior influência na alteração do estado de tensão dos cabos de sustentação.

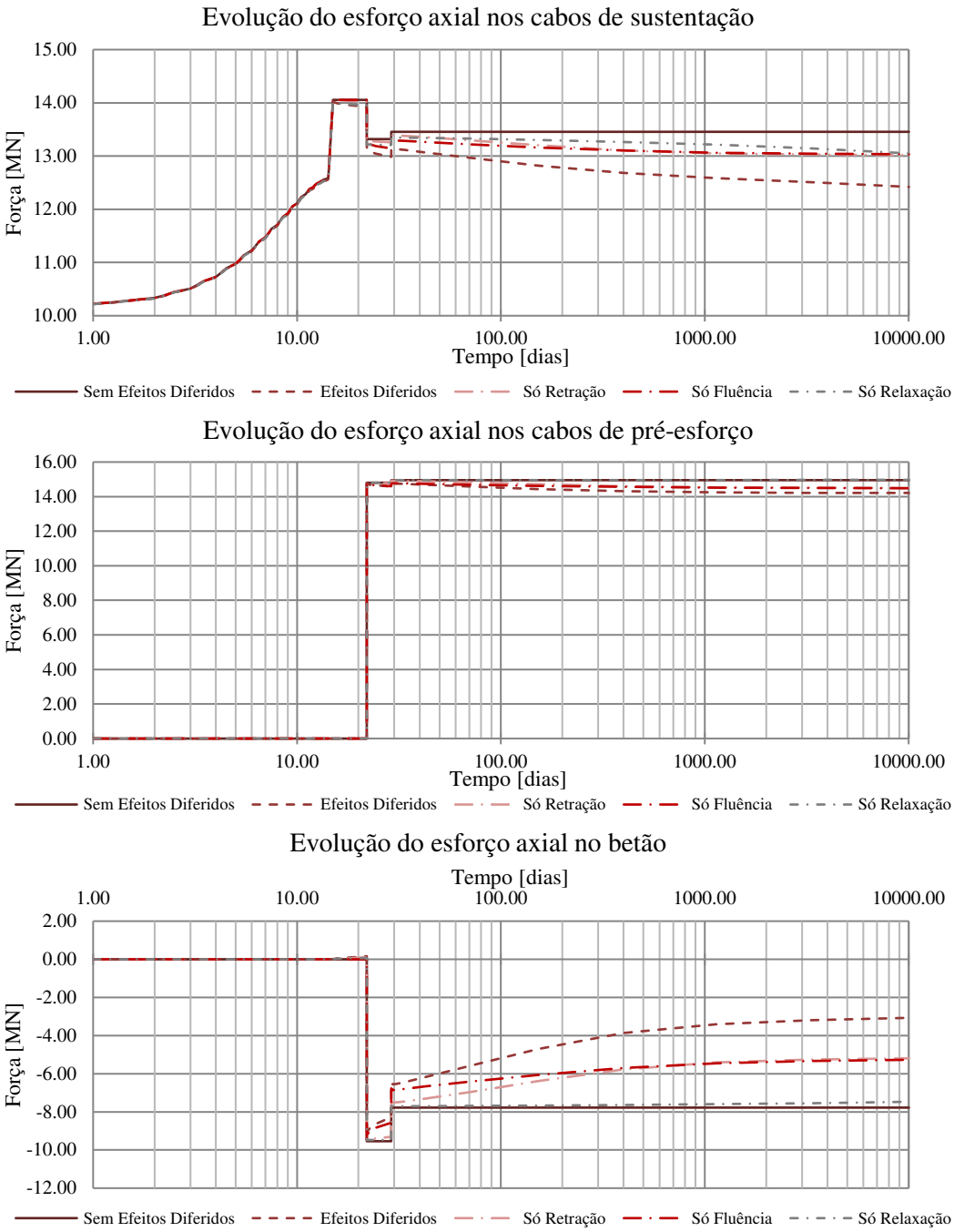


Figura 6. Evolução temporal do esforço axial nos elementos constituintes da estrutura para os diferentes cenários reológicos do EC2.

Para além dos fenómenos reológicos dos materiais na resposta estrutural da ponte em análise, averiguou-se ainda o efeito da variação uniforme de temperatura na alteração da geometria do sistema após a entrada em serviço e a "tempo infinito", com a atuação em simultâneo da sobrecarga de utilização (aplicada ao longo de todo o desenvolvimento longitudinal da estrutura). O deslocamento vertical a meio vão da estrutura em função da atuação de uma variação uniforme de temperatura é apresentado na Fig. 7, onde igualmente se analisa a atuação simultânea da sobrecarga de utilização definida em projeto. Identifica-se na referida figura que a introdução de uma variação negativa de temperatura provoca uma redução da flecha, e, portanto, um aumento da reação horizontal dos apoios. Em contraste, a introdução de uma variação positiva de temperatura, induz um aumento da flecha que, por sua vez, origina uma diminuição da força horizontal de solicitação dos apoios. A consideração da totalidade da sobrecarga de utilização implica uma resposta bastante elevada, com o aumento da flecha em cerca de $25\ cm$.

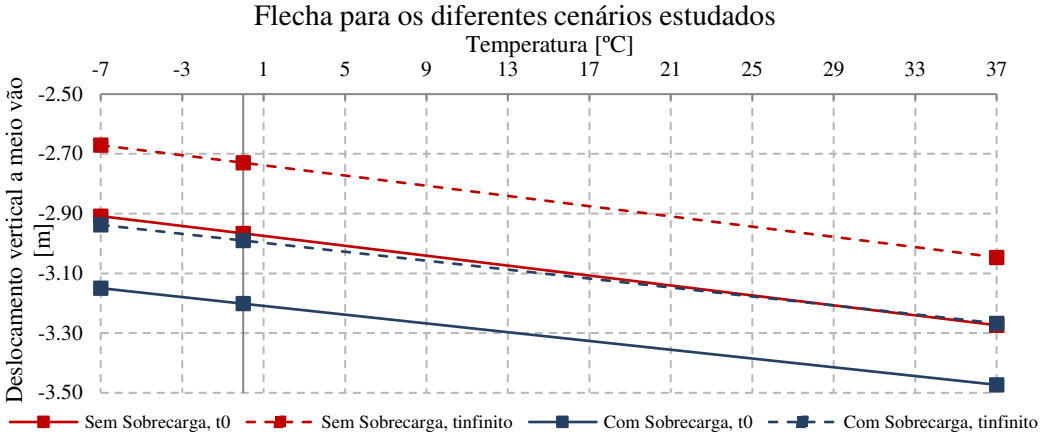


Figura 7. Evolução do deslocamento vertical a meio vão para uma variação uniforme de temperatura a t_0 e a t_∞.

Concluiu-se assim que a flecha máxima em serviço ocorre devido à atuação em simultâneo da sobrecarga de utilização e de uma variação uniforme de temperatura positiva, a t_0.

Na sequência dos resultados apresentados anteriormente, em que é demonstrada a dependência da resposta da estrutura a "tempo infinito" perante os efeitos diferidos e dada a incerteza associada à determinação dos valores reológicos regulamentares definidos no Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [3], procedeu-se a uma análise paramétrica de forma a estimar a amplitude da variação da resposta da estrutura do tipo *stress ribbon* em função da variabilidade do comportamento diferido do betão. Para tal, aplicaram-se coeficientes de majoração e minoração aos valores regulamentares da retração e fluência propostos na norma europeia.

A tensão na fibra menos comprimida de betão (fibra superior) a "tempo infinito" na combinação quase-permanente de ações definida no Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas [4], com a atuação simultânea da sobrecarga de utilização e de uma variação uniforme de temperatura negativa está apresentada na Fig. 8. Numa primeira análise constata-se que a condição de descompressão do betão para a reologia preconizada no EC2 (100% Retração e 100% Fluência) não é verificada.

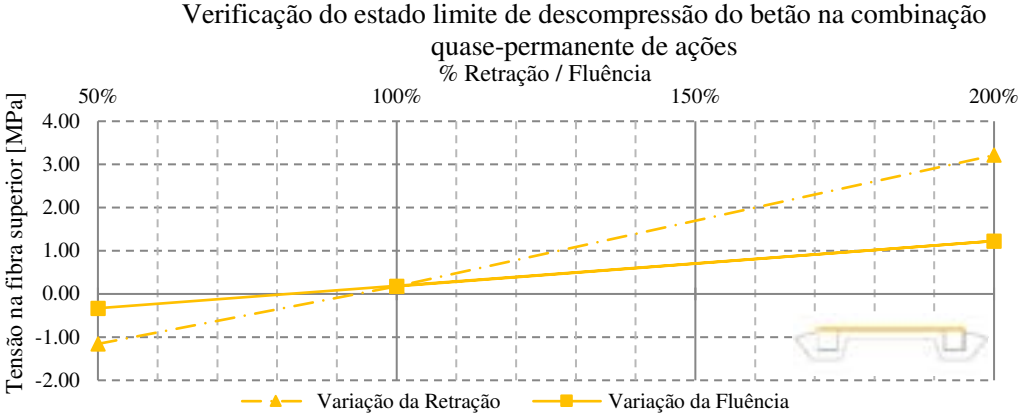


Figura 8. Tensão instalada na fibra superior na combinação quase-permanente de ações em função das reologias consideradas, a "tempo infinito" (10029 dias após o início da obra).

Atentando na Fig. 8 conclui-se que as tensões instaladas são extremamente sensíveis a variações dos fenómenos de retração e fluência. Quanto mais gravosa é a reologia considerada, mais desfavorável é a distribuição de tensões na fibra superior, sendo o cenário em que se considera 200% da retração, o mais desfavorável em termos de perda da compressão. Um aumento do valor médio da retração em 100%

implica uma perda da tensão de compressão do betão igual a de $3035\ kPa$, valor esse bastante elevado e que indica que estas variações reológicas devem ser devidamente analisadas em situação de projeto.

4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A utilização do sistema estrutural *stress ribbon* em pontes pedonais tem vindo a crescer ao longo dos anos. Apesar de a sua composição geométrica ser bastante mais simples comparativamente a uma ponte corrente, os fenómenos a que o sistema estrutural em análise se encontra sujeito, não só durante a fase construtiva, mas também ao longo da sua vida útil, diferem em muito das estruturas correntes. Nesse contexto, justifica-se a opção de incluir neste trabalho a aplicação do sistema estrutural *stress ribbon* a um caso concreto, para o qual se estudou a solução e se realizou a análise estrutural. Assim, como exemplo de aplicação concebeu-se uma passagem superior pedonal do tipo *stress ribbon* sobre o Vale de Massarelos e a rua de D. Pedro V, localizada na cidade do Porto, proposta no âmbito da iniciativa *Porto 2001*. Esta ponte, denominada de "Ponte pedonal dos Caminhos do Romântico", pretende ligar o polo universitário à zona de Vilar (ver Fig. 9).



Figura 9. Traçado sugerido para a ponte (Adaptado de [5]).

Apresenta-se neste artigo uma condensação do estudo elaborado e dos cálculos realizados no estudo prévio conduzido [6], em particular, expõe-se o raciocínio utilizado na definição da posição dos encontros, na definição da secção transversal e na escolha dos materiais utilizados, e, por último, faz-se uma pequena descrição do processo de dimensionamento.

4.1 Características e condicionantes do local

Na definição da localização dos encontros da ponte devem-se verificar as condições topográficas existentes, bem como as questões de acessibilidade à estrutura e que melhor permitem à população tirar partido da sua existência. Para além disso, devem ser tidos em conta aspetos relevantes, tais como: o rácio entre flecha e desenvolvimento longitudinal, respeitando as normas vigentes de acessibilidade que garantem o conforto de todos os utilizadores e o acesso a deficientes físicos, bem como o respeito da cota livre regulamentar acima do nível do pavimento na travessia da rua D. Pedro V. Como tal, fazendo uso das condições atuais existentes na envolvente definiu-se a localização dos apoios da ponte, esquematicamente representados na Fig. 10.



Figura 10. Localização dos encontros: (a) Zona do polo universitário; (b) Zona de Vilar.

Para que seja respeitada a inclinação máxima atingida pelo tabuleiro, que permita o acesso a pessoas de mobilidade reduzida, propôs-se a elevação da cota do encontro "Sudeste" da zona de Vilar (atualmente à cota 41.46 m) até à cota 47.35 m, tal como apresentado na Fig. 11. Como se pode observar, o tabuleiro vence uma distância de 110 m e os encontros localizam-se à mesma cota, sendo respeitado o *gabarit* mínimo de 5 m definido na regulamentação.

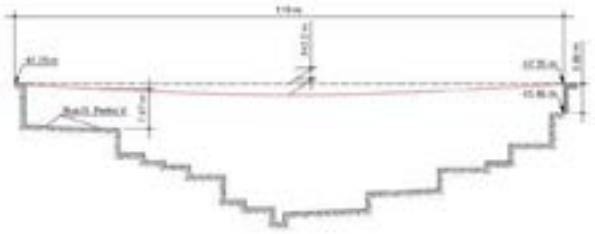


Figura 11. Traçado longitudinal para a ponte *stress ribbon* proposta.

4.2 Caracterização do sistema estrutural a adotar

Conforme foi já referido, o emprego do sistema estrutural do tipo *stress ribbon* em pontes é mais vantajoso quando se recorre a elementos pré-fabricados de betão para formarem o tabuleiro dada a facilidade de execução, para além disso, neste caso, a existência de um vale profundo inviabiliza a utilização de uma secção transversal moldada totalmente *in situ* com recurso a escoramento. Deste modo, neste exemplo de aplicação optou-se por uma secção formada por elementos pré-fabricados de betão e uma laje moldada *in situ*, suspensa por cabos de sustentação e pré-esforçada por cabos adicionais de carácter pós-tensionado.

Tratando-se de uma ponte pedonal e sendo expectável o seu uso também por ciclistas, foi considerada uma largura total de 4.0 metros de forma a assegurar uma largura útil igual a 3.5 metros. A secção transversal adotada no pré-dimensionamento está representada na Fig. 12a). Na definição das características dos materiais considerou-se que o betão dos elementos pré-fabricados e da laje betonada *in situ* possuem uma classe de resistência C40/50. Já para o aço a utilizar nos cabos de sustentação e de pré-esforço optou-se pela classe 1860/1670.

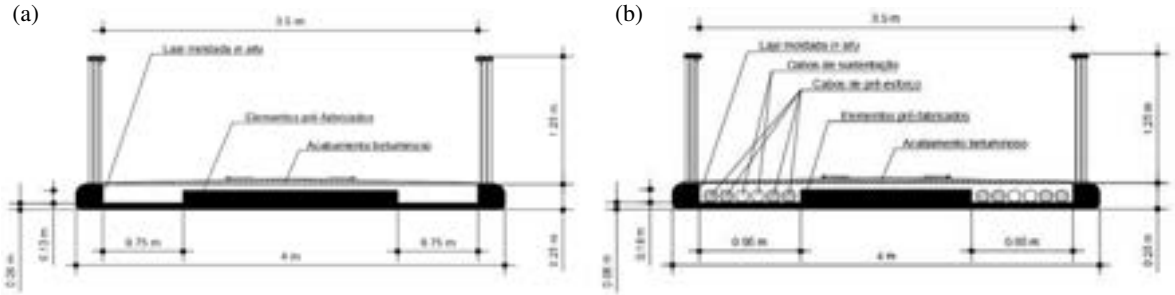


Figura 12. Dimensões da secção transversal: (a) Adotada no pré-dimensionamento; (b) Final.

4.3 Pré-dimensionamento dos cabos

Antes de proceder ao pré-dimensionamento dos cabos de sustentação e de pré-esforço é necessário definir as cargas a que a estrutura estará sujeita no decurso do processo construtivo e ao longo da fase de serviço. Desta forma, as ações consideradas relevantes para a análise da estrutura foram as ações permanentes, a sobrecarga de utilização e a variação uniforme de temperatura, definidas nas normas europeias. Nas ações permanentes incluem-se o peso próprio da estrutura e as restantes cargas permanentes, que por sua vez são constituídas pelo peso dos guarda-corpos e acabamento do tabuleiro.

A existência de diversas variáveis que influenciam o comportamento da estrutura, entre as quais, os efeitos diferidos, a temperatura e o faseamento construtivo (secção transversal fortemente evolutiva), conjugadas com a não linearidade característica deste sistema estrutural, torna complexa a metodologia de pré-dimensionamento. Apesar disso, as estruturas do tipo *stress ribbon* são dimensionadas como estruturas comuns de betão, e como tal, é razoável verificar todos os membros que constituem a estrutura

como parcialmente pré-esforçados e efetuar a verificação da largura máxima de fendas e da tensão nos cabos. Para além destas verificações é ainda importante efetuar o controlo da tensão máxima de compressão no betão, resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuem no momento de aplicação do pré-esforço, de forma a evitar o esmagamento do betão ou o aparecimento de fendilhação longitudinal.

Relativamente à tensão máxima a aplicar aos cabos, de acordo com a proposta de Strasky [1], tomou-se como condição de pré-dimensionamento que a tensão máxima em condições de serviço nos cabos de sustentação e de pré-esforço, na combinação quase-permanente de ações, não deveria ultrapassar, respetivamente, os 70% e 60% da tensão máxima à tração do aço que os compõe.

O dimensionamento dos cabos foi realizado com base nos regulamentos europeus e seguindo a recomendação da limitação das tensões de tração aos valores descritos no parágrafo anterior. O processo de cálculo teve início com a determinação da área dos cabos de sustentação em Estado Limite Último e em Estado Limite de Utilização, para a sua condição crítica de carregamento. Determinada a área dos cabos de sustentação procedeu-se à modelação numérica no *software* Evolution, o que permitiu realizar um processo iterativo de análise e ajuste que teve como resultado a verificação de todas as limitações impostas pelo EC2 e a recomendação de limitação das tensões máximas admitidas nos cabos para este sistema estrutural em particular. Decorrido este processo, obteve-se uma solução final formada por 4 cabos de sustentação de 22 cordões de 0.6” cada e 8 cabos de pré-esforço constituídos por 22 cordões de 0.6” cada, cuja secção transversal se apresenta na Fig. 12b). Na Fig. 13 está representado o alçado da ponte pedonal proposta.

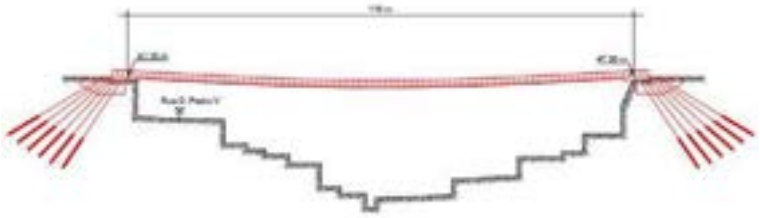


Figura 13. Alçado da ponte pedonal dos "Caminhos do Romântico" proposta.

5. CONCLUSÕES

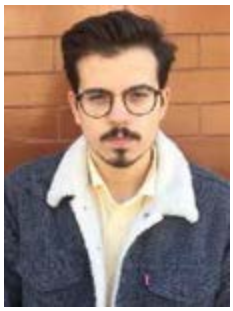
A realização do estudo do comportamento estático de uma ponte do tipo *stress ribbon*, ponte de *Redding,* e o estudo prévio conduzido para um exemplo de aplicação, permitiu redigir algumas reflexões que a seguir se apresentam, e que podem ser extrapolados a outras estruturas semelhantes:

1. Ao longo do processo construtivo e vida útil da estrutura, a tensão no betão apresenta uma grande variabilidade que necessita de ser considerada no pré-dimensionamento;
2. O sistema estrutural é bastante sensível à variação dos efeitos diferidos, em particular do betão;
3. O processo de análise e dimensionamento de pontes do tipo *stress ribbon* é iterativo e exigente, com a impossibilidade de adoção de cálculos simplificados adotados em estruturas ditas “correntes”.

REFERÊNCIAS

[1] J. Strasky, *Stress ribbon and cable-supported pedestrian Bridges*. Thomas Telford, 2005.
[2] M. Â. C. Ferraz, "Modelo para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte", Tese de Douturamento, FEUP, Porto, 2010.
[3] *NP EN 1992-1-1, Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.,* I. P. d. Qualidade, 2010.
[4] *NP EN 1990, Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas.,* I. P. d. Qualidade, 2009.
[5] G. Maps. Disponível em: https://www.google.com/maps. Acedido em: 23/04/2018
[6] R. M. S. V. de Almeida, "Pontes do tipo" Stress ribbon"-Concepção e dimensionamento", Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2018.

Estruturas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP: caracterização da aderência e do comportamento em flexão



Sérgio Soares[1]

RESUMO

O recurso a FRP (*Fiber Reinforced Polymers*), no reforço de estruturas de betão armado (BA), tem vindo a ganhar grande notoriedade. Entre as técnicas mais utilizadas destacam-se a EBR (*Externally Bonded Reinforcement*) e a NSM (*Near Surface Mounted*).

O presente trabalho está inserido no projeto de investigação *FRPLongDur*, projeto este que pretende estudar a durabilidade de estruturas de BA reforçadas com FRP, sendo constituído por um conjunto de estudos preliminares que visa esclarecer dúvidas sobre geometria e configurações de ensaio, diferentes soluções de reforço com laminados CFRP (*Carbon* FRP) e influência de vários parâmetros no comportamento dos elementos reforçados. A investigação realizada integra parte experimental, analítica e numérica. A primeira incluiu ensaios de arranque direto para estudar a aderência do sistema EBR CFRP e ensaios de flexão em lajes de BA reforçadas com sistemas EBR e NSM CFRP. Posteriormente foram melhoradas formulações analíticas existentes relativas à aderência e, numa fase final, todos os ensaios experimentais foram simulados numericamente com recurso ao software de elementos finitos *Femix 4.0*.

O protocolo dos ensaios de arranque direto foi concebido e implementado no âmbito deste trabalho, verificando-se o seu bom desempenho. As variáveis de estudo foram (i) o método de tratamento superficial de betão e (ii) o comprimento de ancoragem do reforço. Os resultados demonstraram que o maior nível de rugosidade da superfície de betão permitiu melhorar a aderência do laminado CFRP. Adicionalmente, foi proposta uma formulação analítica que previsse a resistência da ligação em função da rugosidade superficial do betão, uma vez que as formulações existentes na literatura, apesar de reconhecerem a importância deste parâmetro, não têm este relevante aspeto em consideração.

Relativamente aos ensaios de flexão, as variáveis de estudo consideradas foram (i) a largura do laminado CFRP (lajes EBR) e (ii) várias soluções de reforço (lajes NSM) que recorriam à mesma quantidade de material compósito, mas com diferentes disposições. Os resultados demonstraram maior eficiência da técnica NSM. O comportamento das lajes NSM foi melhorado com a maior distribuição do reforço pela sua secção transversal.

Palavras-chave: EBR, NSM, laminados CFRP, aderência, reforço à flexão, simulações numéricas.

[1] Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Azurém, Portugal. a65181@alunos.uminho.pt

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho insere-se no projeto de investigação *FRPLongDur* que visa estudar a durabilidade de elementos de BA reforçados com laminados CFRP em ambiente real, visto que, até aos dias de hoje, a investigação tem sido mais direcionada para o seu comportamento a curto prazo, comportamento diferido e ensaios de envelhecimento acelerado em laboratório. Assim, torna-se crucial obter respostas que permitam perceber quais os sistemas de reforço que dão maiores garantias e em que condições ambientais as estruturas reforçadas são mais afetadas. No projeto de investigação foram adotados provetes à mesoescala para ensaios de caracterização dos materiais e da aderência laminado/betão e provetes à escala real com recurso a faixas de laje. Estes são reforçados com laminados CFRP recorrendo às técnicas EBR (sistemas ativos e passivos) e NSM. Uma vez reforçados, os provetes foram instalados em diferentes locais do país, onde permanecerão durante dez anos, de modo a avaliar efeitos ambientais, fundamentalmente no que respeita ao envelhecimento por efeitos da carbonatação (Lisboa), indução de cloretos (Porto), fenómenos de gelo-degelo (Serra da Estrela), temperaturas elevadas (Elvas) e compará-los com ambiente laboratorial controlado (referência). Por sua vez, o trabalho apresentado neste documento integra um programa de estudos preliminares com objetivo de contribuir na tomada de decisões que promovam o sucesso do projeto onde se insere. Dúvidas em termos de configurações de ensaio, geometria dos provetes, níveis de reforço adotados e incertezas sobre a influência de outros parâmetros no comportamento estrutural dos provetes foram esclarecidas por via experimental e analítica/numérica. A Fig. 1 apresenta o fluxograma do trabalho desenvolvido.

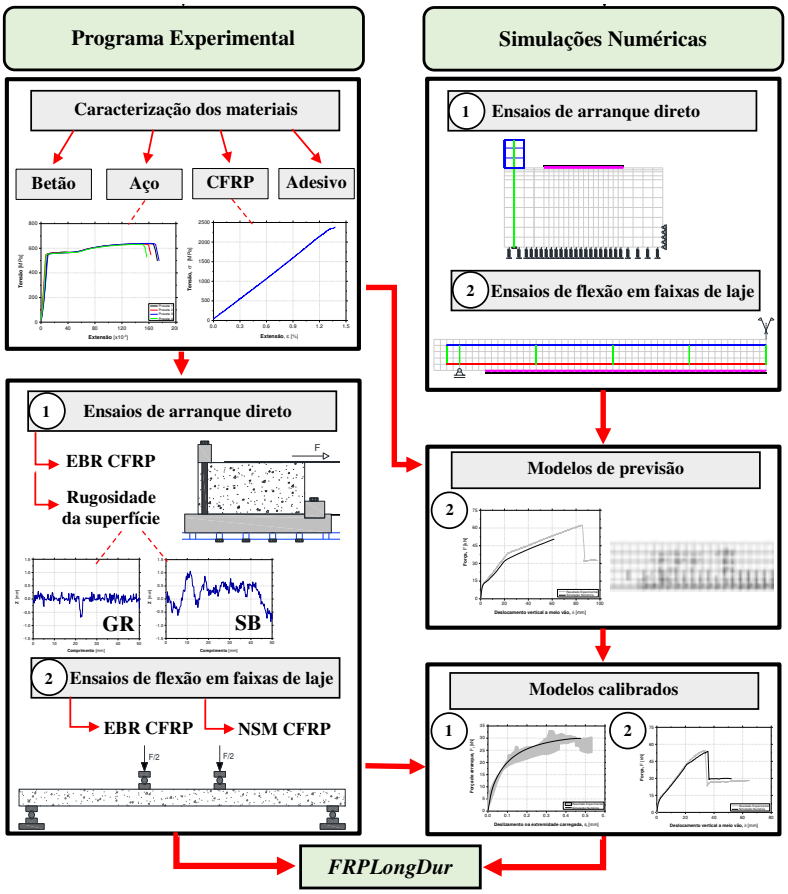


Figura 1. Fluxograma do trabalho desenvolvido.

O comportamento de aderência FRP/betão é um aspeto crítico que influencia a eficácia da técnica EBR. O sistema EBR FRP é obtido, fundamentalmente, através da adesão química proporcionada pelo uso de um adesivo e a rotura ocorre frequentemente ao nível da ligação. Assim, torna-se essencial realizar estudos ao nível da interface pois o mecanismo de rotura por destacamento do FRP é frágil e ocorre sem aviso prévio [1]. Vários autores têm verificado que quando a técnica EBR é aplicada, a

resistência da ligação depende de fatores como as propriedades físicas e mecânicas do betão, do FRP e do adesivo, que impedem que a resistência do reforço seja esgotada [2]. Além disso, tem vindo a reconhecer-se a importância de se proceder a um tratamento da superfície de betão eficaz que lhe garanta um nível de rugosidade adequado e que permita aumentar a resistência da ligação, retardando a rotura por destacamento [3]. Em termos de projeto, embora muitas normas reconheçam a importância de se proceder ao tratamento de superfície de betão (*e.g.* CNR, FIB e ACI), estas não incluem a influência da sua rugosidade nas formulações analíticas de previsão da resistência da ligação. Com o propósito de aumentar o conhecimento neste tópico, realizou-se um programa de ensaios de arranque direto em provetes de betão reforçados com sistema EBR CFRP. Com base nesses resultados, foi proposta uma atualização da formulação analítica disponibilizada na CNR-DT 200/2013.

Relativamente ao comportamento em flexão de elementos de BA reforçados com FRP, vários têm sido os autores que lhe têm dedicado estudo, principalmente quando aplicadas as técnicas EBR e NSM. De acordo com alguns destes, a técnica EBR tem demonstrado bom desempenho, proporcionando um aumento da resistência do elemento em serviço e capacidade última. Segundo estes, apesar de o modo de rotura mais frequente ser o destacamento do sistema EBR FRP, é possível que este ocorra para uma carga superior à que resulta na cedência das armaduras [4,5]. Por sua vez, quando é aplicada a técnica NSM, estudos referem que alguns dos fatores que influenciam o comportamento em flexão são a taxa de reforço adotado, a sua disposição pela secção transversal do elemento, o tipo de FRP e sua geometria, tipo de adesivo, resistência do betão, geometria das ranhuras onde se insere o FRP e comprimento de ancoragem. Contudo, nem todos estes fatores se encontram convenientemente estudados apesar de ser unânime que a técnica NSM é muito eficaz no aumento da capacidade última de flexão [6,7]. Com o propósito de aumentar o conhecimento neste tópico, realizou-se um programa de ensaios de flexão em lajes de BA nas quais se investigaram parâmetros como a (i) geometria da secção transversal dos laminados (técnica EBR e NSM) e (ii) diferentes disposições geométricas dos laminados e diferentes profundidades das ranhuras onde estes foram instalados (técnica NSM).

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi constituído por (i) ensaios de arranque direto em provetes de betão reforçados com laminados CFRP (técnica EBR) e (ii) ensaios de flexão em faixas de laje, reforçadas com laminados CFRP (técnicas EBR e NSM). Nesta secção, os programas de ensaio e respetivas configurações são apresentados de forma sintética.

2.1 Ensaios de arranque direto

2.1.1 Programa de Ensaios

Os ensaios de arranque direto tiveram como objetivo desenvolver um protocolo de ensaio para investigar o comportamento da ligação CFRP/betão, quando aplicada a técnica EBR. Esta opção resultou do facto de na UMinho não existir um sistema de ensaio para este tipo de estudos e os existentes na bibliografia apresentarem limitações face aos objetivos pretendidos. O programa foi constituído por 24 ensaios divididos em dois grupos, de acordo com o método de preparação da superfície de betão utilizado: GR-esmeril e SB-jato de areia. Em cada grupo foram considerados três comprimentos de ancoragem (L_b): 150, 200 e 250 mm. Cada série de ensaios foi constituída por 4 provetes nas mesmas condições. A denominação genérica dos ensaios é X_LBY_Z, onde X representa o método de preparação da superfície (GR ou SB), Y o comprimento de ancoragem em milímetros (150, 200 ou 250) e Z o número do provete testado nas mesmas condições (1, 2, 3 ou 4). Após a preparação da superfície de betão procedeu-se à medição do nível de rugosidade de todas as superfícies onde o laminado viria a ser colado, através de um sensor laser. O objetivo foi estudar a influência do nível de rugosidade e a eficácia de cada tratamento superficial no desempenho da técnica EBR. Assim, foi possível obter um perfil de rugosidade para cada provete e, consequentemente, obter indicadores estatísticos como o coeficiente de rugosidade média (R_m). Na Fig. 2 estão representados dois perfis representativos da rugosidade superficial de betão proporcionada por cada um dos métodos. Os resultados evidenciam o maior nível de rugosidade proporcionado pelo SB relativamente ao GR.

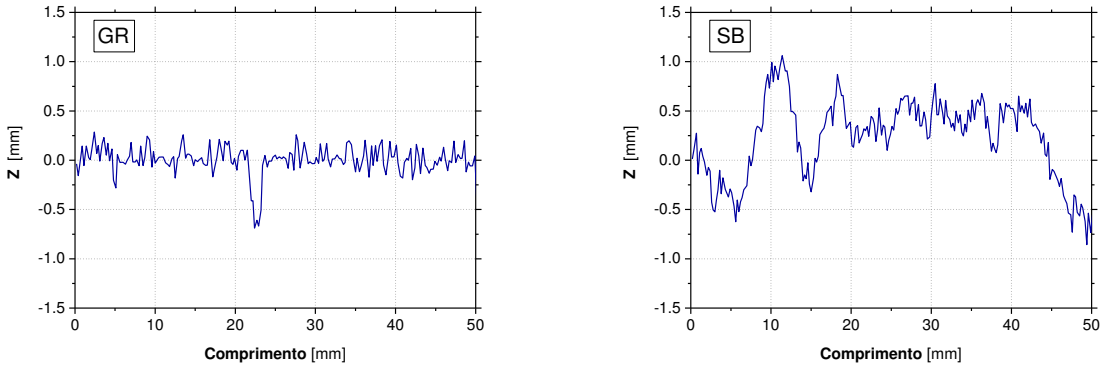


Figura 2. Perfis de rugosidade quando aplicados os diferentes métodos de preparação da superfície.

2.1.2 Geometria e configuração de ensaio

Um dos objetivos do trabalho de investigação desenvolvido foi o dimensionamento do ensaio incluindo a definição da geometria do provete, do sistema de suporte e aplicação da carga. A análise do seu desempenho foi realizada através de modelos numéricos, nos quais foram analisados deslocamentos e estados de tensão no provete. Estes procedimentos e resultados obtidos encontram-se detalhados em [8]. Na Fig. 3 é apresentada a configuração de ensaio final desenvolvida. O provete consiste num prisma de betão de dimensões 400×200×200 [mm]. O sistema em causa permite acomodar provetes em que são instalados laminados CFRP (*e.g.* secção 50×1.2 [mm]) em duas faces opostas. O deslocamento relativo entre o CFRP e o betão (deslizamento) é medido na extremidade carregada (s_l) do comprimento de ancoragem, através da média dos deslocamentos registados pelos LVDTs 1 e 2 (±5 mm e 0.24% F.S.). Por sua vez, a força de arranque é registada através de uma célula de carga de capacidade 200 kN (0.05% F.S.). Foi adotado um controlo de ensaio através do LVDT 2, a uma velocidade de 2 µm/s.

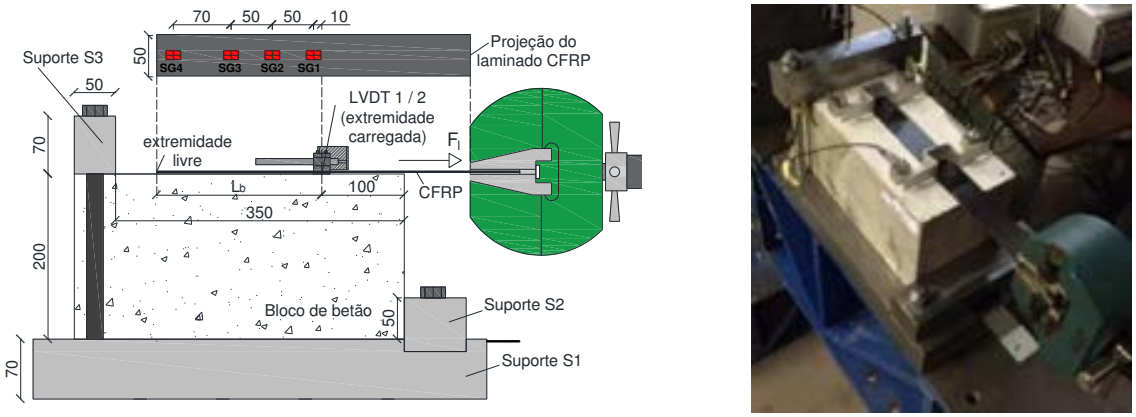


Figura 3. Configuração do ensaio: esquema e foto. Nota: dimensões estão em milímetros.

2.2 Ensaios de flexão em faixas de laje

2.2.1 Programa de Ensaios

Os ensaios de flexão tiveram o objetivo de analisar a influência da (i) geometria da secção transversal dos laminados (lajes EBR e NSM), (ii) diferentes disposições dos laminados pela secção transversal das lajes NSM e (iii) diferentes profundidades das ranhuras onde foram instalados os laminados (lajes NSM). O programa foi constituído por 7 faixas de laje: (i) 4 NSM, (ii) 2 EBR e (iii) 1 não reforçada como referência. Todas possuíam a mesma geometria e a mesma taxa de armadura longitudinal de reforço (varões de aço). As lajes NSM foram reforçadas com a mesma quantidade de material compósito. O Quadro 1 apresenta um resumo do programa de ensaios. A designação adotada para as lajes NSM foi NSM_LW_XY, onde "W" representa a largura dos laminados utilizados em milímetros, "X" o parâmetro que está a ser estudado (P-posição do laminado ou G-profundidade da ranhura) e Y a posição ou profundidade da ranhura utilizada (1 ou 2), visto que duas disposições de laminados e duas

profundidades de ranhuras foram estudadas. Relativamente às lajes EBR, a designação adotada foi EBR_LW, onde "W" representa a largura do laminado em milímetros.

Quadro 1. Programa de ensaios de flexão em faixas de laje e respetivas designações.

Séries		**Técnica de reforço**	**Número de laminados utilizados no reforço**	**Secção transversal do laminado**(1) [mm^2]	**Profundidade da ranhura** [mm]	**Distância transversal entre laminados** [mm]	$\rho_{s,eq}$ (%)	**Designação**
Referência		-	-	-	-	-	0.436	REF
Série 1	Subsérie 1.1	NSM	2	20×1.4	25	324	0.503	NSM_L20_P1
		NSM				200	0.503	NSM_L20_P2
	Subsérie 1.2	NSM	4	10×1.4	25	150	0.505	NSM_L10_G1
		NSM			15		0.502	NSM_L10_G2
Série 2	-	EBR	1	80×1.2	-	-	0.544	EBR_L80
		EBR		100×1.2			0.571	EBR_L100

Notas: (1) Largura × espessura.

2.2.2 Geometria e configuração de ensaio

A geometria das faixas de laje e a configuração de ensaio estão apresentadas na Fig. 4. A solução de armaduras foi adotada de modo a que a rotura por corte fosse evitada e se assegurasse a plastificação das armaduras de flexão tracionadas. Os laminados foram instalados num comprimento longitudinal de 2200 mm. Foram monitorizados os deslocamentos verticais ao longo do eixo longitudinal das faixas de laje através de cinco transdutores de deslocamento (LVDT1 e LVDT5: ±25 mm e 0.09% F.S.; LVDT2 a LVDT4: ±75 mm e 0.08% F.S.). A força aplicada foi monitorizada através de uma célula de carga de capacidade 200 kN (±0.05% F.S.). Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento através do LVDT3 a uma velocidade de 20 µm/s. Para mais detalhes sobre a geometria, configuração do reforço usado em cada uma das faixas de laje, bem como a respetiva instrumentação, aplicação dos sistemas de reforço, entre outros aspetos, recomenda-se a consulta de [8].

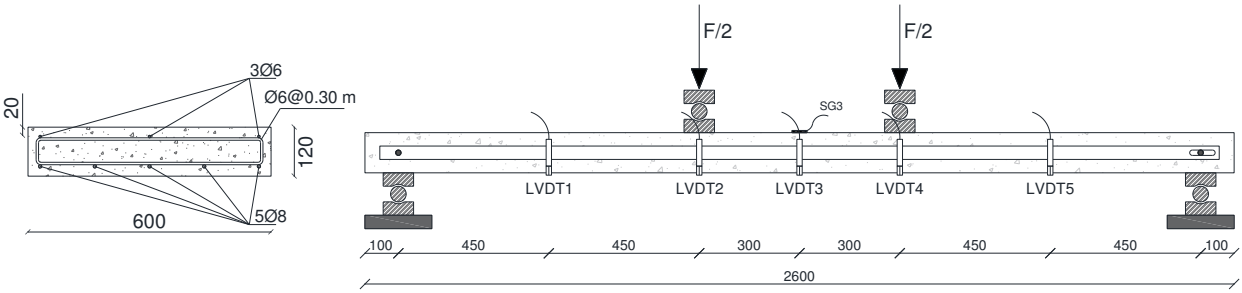


Figura 4. Geometria das faixas de laje: secção transversal e configuração do ensaio de flexão em quatro pontos de carga. Nota: dimensões estão em milímetros.

2.3 Caracterização dos materiais

O Quadro 2 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, incluindo as recomendações seguidas na sua realização. No caso do betão foram realizadas duas betonagens, uma para cada tipo de provete (prismas e faixas de laje). Os parâmetros E_{cm}, E_f e E_{sm} representam o valor médio do módulo de elasticidade do betão, CFRP e varões de aço, respetivamente; f_{cm} representa o valor médio de resistência à compressão do betão; f_{fu} e ε_{fu} representam respetivamente os valores médios de resistência à tração e de extensão na tensão de pico do CFRP; f_{ym} e f_{um} representam respetivamente a tensão de cedência e a tensão última dos varões de aço. O adesivo epóxi foi caracterizado num programa experimental anterior e os resultados encontram-se em [9].

Quadro 2. Propriedades mecânicas dos materiais envolvidos no programa experimental.

Betão (NPEN 12390-13:2014 e NPEN 12390-3:2011)			
Tipo de provetes	**Idade** (dias)	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
Prismas	28	33.4 (4.33%)	30.8 (2.84%)
Lajes	41	33.3 (1.31%)	24.7 (5.26%)
	77	41.3 (1.64%)	25.8 [(1)]
CFRP *S&P Laminates CFK* (ISO 527-5:2009)			
Secção transversal [mm^2]	f_{fu} [MPa]	E_f [GPa]	ε_{fu} (%)
10×1.4	2305.0 (2.0%)	164.8 (2.5%)	1.4 (2.7%)
20×1.4	2784.0 (3.9%)	161.8 (0.9%)	1.7 (3.0%)
50×1.2	2222.4 (4.7%)	176.4 (2.0%)	1.2 (2.2%)
80×1.2	2428.0 (4.6%)	170.5 (0.3%)	1.5 (6.7%)
100×1.2	2480.2 (4.0 %)	169.4 (1.4%)	1.4 (1.6%)
Varões de aço (NPEN ISO 6892-1 2012)			
Diâmetro [mm]	E_{sm} [GPa]	f_{ym} [MPa]	f_{um} [MPa]
Ø6	219.9 (1.61%)	543.9 (1.80%)	670.0 (0.92%)
Ø8	209.3 (7.69%)	551.2 (0.77%)	635.4 (0.46%)

Notas: [(1)] Valor obtido a partir de uma amostra; Valores entre ( )=coeficiente de variação (CoV).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta secção serão apresentados e discutidos alguns dos principais resultados obtidos no programa experimental. Para uma análise mais completa e detalhada, recomenda-se a consulta de [8].

3.1 Ensaios de arranque direto

O Quadro 3 sumariza os principais resultados obtidos, no qual: $F_{l,max}$=força de arranque máxima; $s_{l,max}$=deslizamento na extremidade carregada para $F_{l,max}$; G_f=energia total até um valor de s_l igual a 0.3 mm; ε_{fmax}=extensão normal no CFRP para $F_{l,max}$; FM=modo de rotura. Na Fig. 5 são apresentados modos de rotura representativos dos observados em todos os ensaios. Na Fig. 6(a) são apresentadas as curvas médias força de arranque *vs.* deslizamento na extremidade carregada (F_l-s_l).

Com base nos resultados apresentados, as seguintes principais conclusões podem ser destacadas: (i) o destacamento do sistema EBR CFRP com remoção de uma fina camada de betão foi o modo de rotura observado em todos os ensaios, embora essa camada tenha sido mais espessa no caso dos provetes SB; (ii) o método de preparação da superfície de betão claramente influenciou o comportamento da ligação: o SB permitiu obter um maior valor de $F_{l,max}$ relativamente ao GR (até 27% no caso da série Lb200); (iii) como seria expectável, com o aumento do L_b, valores mais elevados de $F_{l,max}$, $s_{l,max}$ e G_f foram obtidos; (iv) nas curvas (F_l-s_l), duas fases distintas podem ser observadas: uma primeira fase com resposta quase linear, seguida por uma degradação da rigidez até ser atingido $F_{l,max}$, devido ao processo de destacamento; (v) as curvas (F_l-s_l) também revelaram a influência do método utilizado na preparação da superfície de betão: a ligação dos provetes SB demonstrou maior rigidez e resistência.

Quadro 3. Resultados obtidos em cada série de ensaio de arranque direto (valores médios).

Série	$F_{l,max}$ [kN]	$s_{l,max}$ [mm]	G_f [kN.mm]	ε_{fmax} [%]	**FM**
GR_Lb150	23.8 (6.9%)	0.34 (11.7%)	5.08 (5.4%)	[%]	D [4]
GR_Lb200	23.8 (4.7%)	0.34 (18.0%)	5.37 (6.6%)	0.22	D [4]
GR_Lb250	26.8 (7.9%)	0.35 (19.2%)	5.89 (6.2%)	0.22	D [4]
SB_Lb150	27.2 (6.7%)	0.31 (12.5%)	5.79 (3.0%)	0.25	D [4]
SB_Lb200	30.2 (9.7%)	0.41 (8.2%)	5.92 (3.7%)	0.26	D [4]
SB_Lb250	31.3 (5.7%)	0.52 (24.0%)	6.07 (2.9%)	0.29	D [4]

Notas: Valores entre ( )=coeficiente de variação (CoV). FM: D=Destacamento do sistema EBR CFRP - rotura coesiva no betão; Os valores entre [ ] são o número de provetes na série com o FM especificado.



Figura 5. Modos de rotura representativos dos observados em todos os provetes.

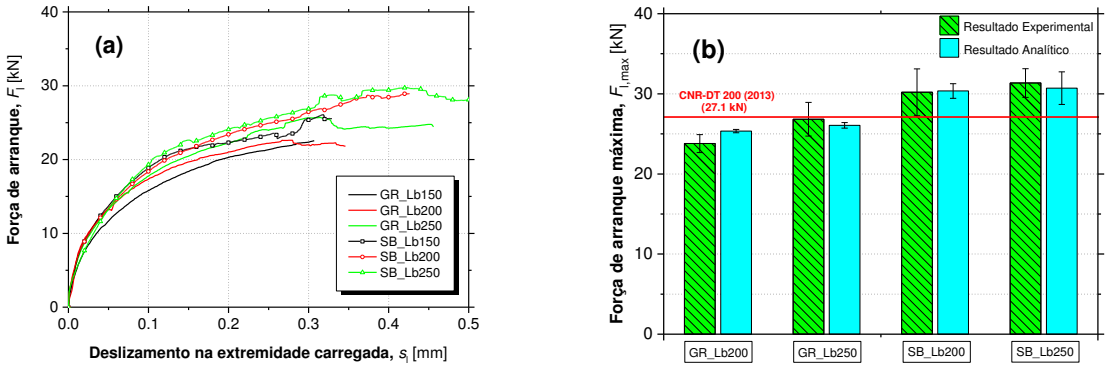


Figura 6. (a) Força de arranque *vs.* deslizamento na extremidade carregada (curvas médias); (b) Efeito da rugosidade no comportamento da ligação – precisão do modelo analítico proposto.

Com base nos resultados experimentais, a formulação proposta em CNR-DT 200/2013, para previsão da força de arranque máxima do sistema EBR CFRP, foi atualizada, uma vez que a fórmula atual não tem em consideração o efeito da rugosidade apresentada pela superfície de betão. Aplicando essa mesma formulação (Eq. (1)) aos ensaios realizados, seria obtida uma força de arranque máxima (F_{max}) de 27.1 kN. Na Eq. (1) b_f, t_f, e E_f são respetivamente a largura, espessura e módulo de elasticidade do CFRP, enquanto Γ_{Fm} representa a energia de fratura estimada pela Eq. (2). Os parâmetros f_{cm} e f_{ctm} são respetivamente os valores médios de resistência à compressão e tração do betão. Por sua vez, k_b e k_G representam fatores corretivos geométrico e experimental, respetivamente. De acordo com a mesma norma, para o presente caso, o comprimento efetivo da ligação é igual a 200 mm. Estabelecendo uma comparação entre o valor previsto de F_{max} com os valores obtidos e incluídos no Quadro 3, torna-se evidente a necessidade de recalibração da formulação.

$$F_{max} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fm}} \quad (1)$$

$$\Gamma_{Fm} = k_b \cdot k_G \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \quad (2)$$

Reconhecida a influência da rugosidade da superfície de betão no comportamento da ligação, um novo parâmetro (k_R - coeficiente de rugosidade) foi incluído na formulação proposta pela CNR-DT 200/2013. Assim, é proposta uma formulação analítica capaz de prever F_{max} em função deste parâmetro. Com esse propósito foi adotado o seguinte procedimento: (i) usando a Eq. (1) e considerando valores de F_{max} iguais aos valores de força máxima de arranque obtida experimentalmente, foram determinados os valores experimentais de Γ_{Fm}; de seguida, (ii) usando os valores de Γ_{Fm} na Eq. (2), e todos os outros parâmetros conhecidos, determinaram-se os valores de k_G, que, de acordo com a CNR-DT 200/2013, para o caso de sistemas FRP pré-curados, teria um valor de 0.063 mm. Os valores de k_G foram estimados em função dos valores do coeficiente de rugosidade média (R_m) correspondentes. De forma a que a formulação analítica proposta mantivesse os valores de k_G sugeridos na norma, o novo parâmetro (k_R) foi introduzido no cálculo Γ_{Fm}, sendo definido em função de R_m, tal como demonstrado na Eq. (3) e (4). De forma a avaliar a precisão da formulação analítica proposta, os valores de força de arranque máxima obtida através da formulação foram comparados com os obtidos experimentalmente na Fig. 6(b). Com a sua análise, é possível verificar a boa precisão do modelo proposto na previsão de F_{max}. Através da inclusão do parâmetro k_R na formulação existente, o erro entre os resultados analíticos e experimentais foram reduzidos de 11.3% para 4.5%.

$$k_R = (0.07R_m + 0.05)/0.063 = 1.1\ R_m + 0.8 \quad (3)$$

$$\Gamma_{Fm} = k_b.k_G.k_R\sqrt{f_{cm}.f_{ctm}} \quad (4)$$

3.2 Ensaios de flexão em faixas de laje

O Quadro 4 sumariza os principais resultados obtidos, no qual: K_I, K_{II} e K_{III} representam a rigidez à flexão nas três fases que constituem a resposta típica das lajes reforçadas com laminados CFRP: fase elástica, fase fendilhada e fase pós-cedência da armadura longitudinal; F_{cr}, F_y e F_{max} representam, respetivamente, a força no início da fendilhação, na plastificação das armaduras e a carga máxima registada, sendo δ_{cr}, δ_y e δ_{max} os respetivos deslocamentos verticais medidos a meio vão; ε_{fmax}=extensão máxima no laminado CFRP; MR=modo de rotura de cada faixa de laje. Na Fig. 7 são apresentados modos de rotura representativos dos observados nas lajes EBR e NSM. Na Fig. 8(a) são apresentados os resultados em termos de curvas força *vs.* deslocamento vertical a meio vão (F-δ). Por sua vez, na Fig. 8(b) é estabelecida a comparação entre o valor de F_{max} obtido em cada laje.

Quadro 4. Resultados obtidos nos ensaios de flexão em faixas de laje.

Faixa de laje	**Rigidez à flexão**			**Início da fendilhação**		**Plastificação das armaduras**		**Carga máxima**		**Extensão CFRP**	**MR**
	K_I	K_{II}	K_{III}	δ_{cr}	F_{cr}	δ_y	F_y	δ_{max}	F_{max}	ε_{fmax}	-
	[kN/mm]			[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[10^{-3}]	-
REF	6.7	1.1	-	0.9	8.1	19.2	25.9	117.3(1)	29.3(1)	-	-
EBR_L80	8.9	1.7	-	1.0	9.6 (19%)	21.9	44.5 (72%)	33.4	54.4 (86%)	5.98	D
EBR_L100	10.5	1.9	-	1.7	12.5 (55%)	23.0	50.8 (96%)	34.5	61.1 (109%)	5.96	D
NSM_L20_P1	8.4	1.4	0.4	3.0	13.1 (62%)	22.1	36.7 (42%)	71.8	58.2 (99%)	13.54	F
NSM_L20_P2	8.4	1.4	0.5	1.8	10.6 (32%)	22.9	39.9 (54%)	74.0	62.3 (113%)	14.52	F
NSM_L10_G1	9.1	1.3	0.4	1.4	11.6 (44%)	23.2	38.9 (50%)	84.7	62.3 (113%)	16.79	F
NSM_L10_G2	9.6	1.4	0.4	1.1	9.8 (22%)	23.2	39.1 (51%)	82.4	63.0 (115%)	15.70	F

Notas: F – Rotura por tração do CFRP; D – Rotura por destacamento do CFRP; Os valores entre ( )=incremento percentual relativamente à laje REF; (1) Valor máximo registado sem ter ocorrido rotura devido a esmagamento do betão por compressão ou rotura das armaduras de reforço longitudinal de tração.

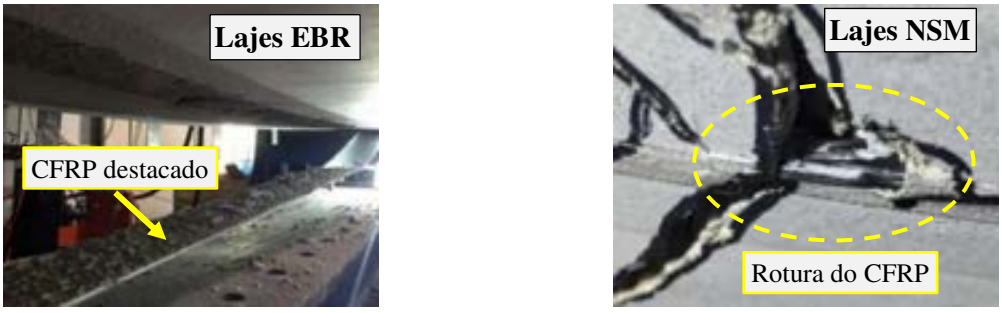


Figura 7. Modos de rotura representativos dos observados em todas as faixas de lajes.

Com base nos resultados apresentados, as seguintes principais conclusões podem ser salientadas: (i) a resposta das lajes reforçadas (Fig. 8(a)) apresenta as três fases típicas destes elementos: comportamento elástico até ao instante de abertura de fendas, fase fendilhada até à cedência das armaduras longitudinais e fase de pós-cedência da armadura longitudinal até à carga máxima; (ii) o reforço permitiu melhorar o comportamento à flexão das lajes, em serviço e na capacidade última; (iii) nas lajes EBR, a rotura ocorreu por destacamento do CFRP enquanto nas lajes NSM deu-se a sua rotura por tração, na zona de flexão pura (Fig. 7); (iv) nas lajes EBR, a maior largura do CFRP permitiu o aumento de F_{cr}, F_y e F_{max}; nas lajes NSM, a maior distribuição do material de reforço pela secção transversal, permitiu o aumento de F_y, F_{max} e uma utilização mais eficaz da capacidade resistente do CFRP (maior ε_{fmax}); (v) nas lajes NSM foi verificado um aumento do valor de F_y, F_{max}

quando se fez diminuir a distância transversal entre laminados consecutivos e a profundidade do seu posicionamento.

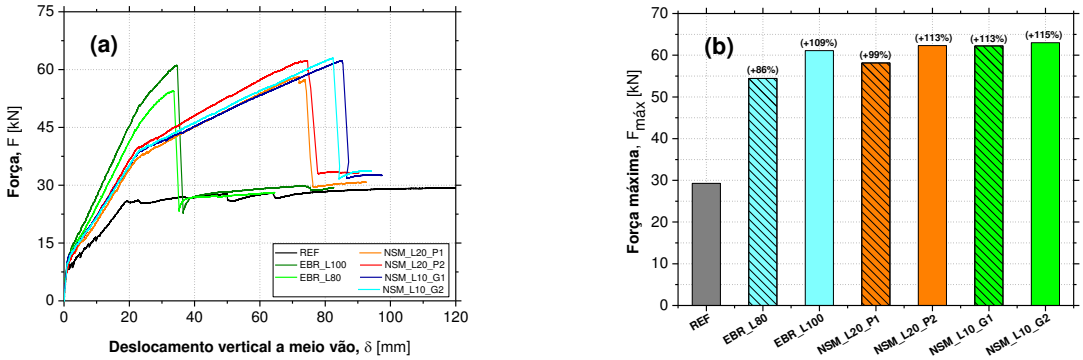
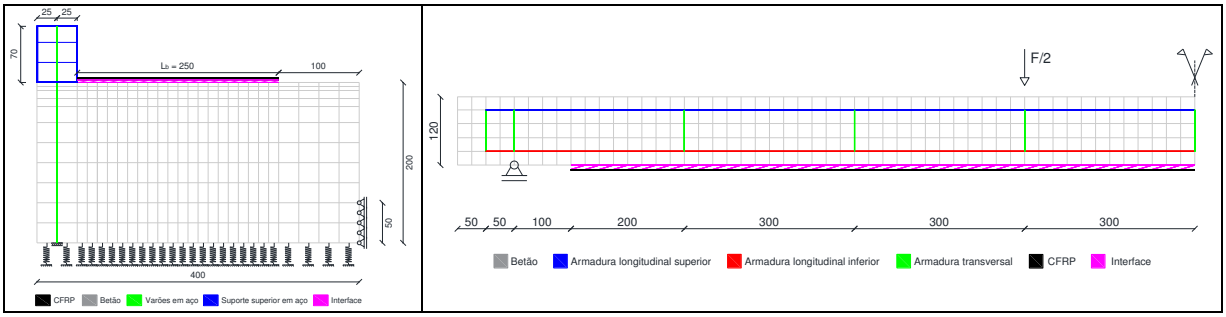


Figura 8. (a) Força *vs.* deslocamento vertical a meio vão; (b) Força máxima.

4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Com o objetivo de prever o resultado obtido experimentalmente e permitir uma melhor interpretação, os ensaios foram simulados com recurso ao MEF com o *software Femix 4.0*. Informação detalhada sobre os modelos numéricos desenvolvidos, incluindo tipo de elementos utilizados, condições de apoio, aplicação da carga e leis que regem o comportamento dos materiais pode ser consultada em [8]. Nos provetes reforçados com sistema EBR foi simulado o comportamento de interface betão/CFRP através da calibração de leis já existentes. As propriedades mecânicas atribuídas a cada material foram as determinadas nos ensaios de caracterização. Na Fig. 9 é apresentada a malha de elementos finitos, geometria e condições de apoio utilizadas na simulação dos ensaios de arranque (*e.g.* L_b=250 mm) e faixas de laje (*e.g.* lajes EBR). Na Fig. 10 apresentam-se os respetivos resultados em termos de curvas F_l-s_l e F-δ. Para uma análise detalhada dos resultados numéricos, na qual se incluíram padrões de fendilhação e extensões experimentadas pelos diferentes materiais, recomenda-se a consulta de [8].



(a) (b)

Figura 9. (a) Modelo numérico de simulação dos ensaios de arranque direto (*e.g.* L_b=250) e (b) dos ensaios de flexão em faixas de laje (*e.g.* lajes EBR). Nota: dimensões estão em milímetros.

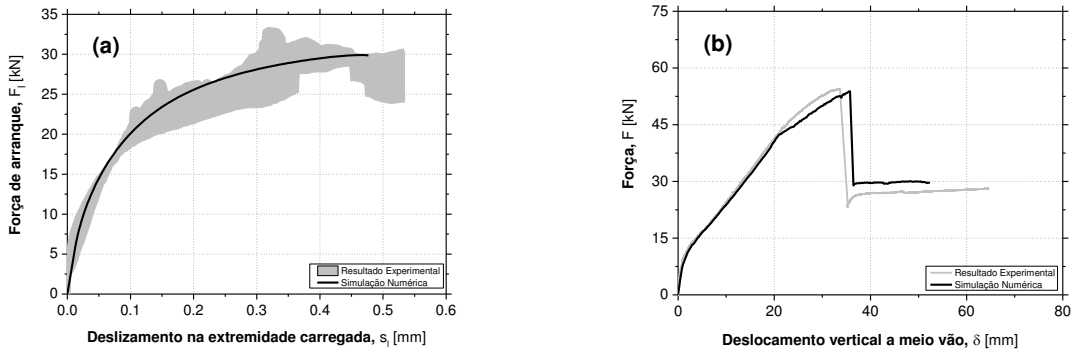


Figura 10. Resultados da simulação numérica dos (a) ensaios de arranque direto (*e.g.* curva F_l-s_l da série SB_Lb250) e (b) ensaios de flexão em faixas de laje (*e.g.* curva F-δ da laje EBR_L80).

Observando a curva F_l-s_l (Fig. 10(a)) verifica-se que a simulação dos ensaios de arranque, para além de ter previsto com precisão o valor de $F_{l,max}$, captou com sucesso as duas fases da resposta (fase inicial quase linear e fase de degradação da rigidez após o início do destacamento do CFRP). Por sua vez, a simulação dos ensaios de flexão permitiu reproduzir as três fases da resposta das lajes (elástica, fendilhada e pós-cedência da armadura). Além disso, tal como se observa na curva F-δ (Fig. 10(b)), nas lajes EBR foi possível prever a capacidade de carga e instante da rotura por destacamento.

5. CONCLUSÕES

O trabalho realizado constituiu um programa de estudos preliminares com o objetivo de contribuir na tomada de decisões do projeto *FRPLongDur*. Desenvolveram-se e realizaram-se ensaios de arranque direto para estudo da ligação EBR CFRP/betão e ensaios de flexão em lajes reforçadas com sistemas EBR e NSM CFRP. Dos ensaios de arranque direto realizados, destacam-se as seguintes conclusões: (i) o protocolo de ensaio desenvolvido demonstrou um bom desempenho, permitindo um processo estável de rotura por destacamento do CFRP, (ii) a maior rugosidade da superfície de betão proporcionada pelo SB permitiu aumentar a resistência da ligação, comparativamente com o GR e (iii) o modelo analítico proposto para previsão da resistência da ligação demonstrou elevada precisão, uma vez que teve em conta a rugosidade apresentada pela superfície de betão. Relativamente aos ensaios de flexão em faixas de laje, as seguintes conclusões podem ser destacadas: (i) nas lajes EBR, a rotura ocorreu por destacamento do laminado enquanto nas lajes NSM foi possível levar o CFRP à rotura por tração, (ii) a maior largura do CFRP permitiu às lajes EBR aumentar a sua capacidade de carga e (iii) a maior distribuição do material de reforço pela secção transversal das lajes NSM permitiu aumentar a sua capacidade de carga. As simulações numéricas dos ensaios permitiram verificar a enorme capacidade das atuais ferramentas na simulação de elementos de BA reforçados com FRP, reproduzindo com precisão todas as fases do comportamento estrutural observadas experimentalmente.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do Programa Operacional Fatores de Competitividade e Internacionalização e apoiado por fundos nacionais através da FCT (projeto *FRPLongDur*) POCI-01-0145-FEDER-016900 (FCT PTDC/ECM-EST/1282/2014) e parcialmente financiado pelo projeto POCI-01-0145-FEDER-007633. O autor gostaria também de agradecer à S&P Clever Reinforcement, Tecnipor, Unibetão e Artecanter.

REFERÊNCIAS

[1] Aiello, M.A.; Leone M. (2008). Interface analysis between FRP EBR system and concrete. Composites Part B: Engineering, 39(4): pp.618-626.
[2] Mazzotti, C. [et al.] (2009). A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints. Construction and Building Materials, 23(4): pp.1529-1537.
[3] Iovinella, I. [et al.] (2013). Influence of surface roughness on the bond of FRP laminates to concrete. Construction and Building Materials, 40: pp.533-542.
[4] Sena-Cruz, J. [et al.] (2010). Eficiência de diferentes técnicas de reforço à flexão de vigas de betão armado. Proc. of *Encontro Nacional Betão Estrutural*.
[5] Correia, L. [et al.] (2015). Flexural behaviour of RC slabs strengthened with prestressed CFRP strips using different anchorage systems. Composites Part B: Engineering, 81: pp.158-170.
[6] Sena-Cruz, J. [et al.] (2016). NSM systems, in Design Procedures for the Use of Composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures. Springer, pp.303-348.
[7] Sharaky, I. [et al.] (2014). Flexural response of RC beams strengthened with near surface mounted (NSM) fibre reinforced polymer (FRP) bars. Composite Structures, 109: pp.8-22.
[8] Soares, S. (2017). Estruturas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP: caracterização da aderência e do comportamento em flexão. University of Minho, Tese de Mestrado.
[9] Fernandes, P.M.G. [et al.] (2015). Bond and flexural behavior of concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips under fatigue loading. Engineering Structures, 84: pp.350-361.

Análise da estabilidade da via num viaduto ferroviário para tráfego de comboios de alta velocidade



Artur Silva[1]

RESUMO

Em pontes ferroviárias sujeitas à circulação de comboios de alta velocidade, o carregamento destes veículos pode originar fenómenos de ressonância da estrutura que originam acelerações excessivas do tabuleiro, levando à instabilização da camada de balastro da via férrea comprometendo assim, a segurança na circulação dos comboios. Neste âmbito, a presente dissertação foca-se no estudo das acelerações da laje do tabuleiro misto aço-betão do viaduto norte que dá acesso à nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, sujeita ao tráfego de comboios de alta velocidade. Para a análise dinâmica da estrutura, desenvolveu-se um modelo em elementos finitos do viaduto no programa ANSYS, que permitiu obter a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações nos nós da laje do tabuleiro que se situam na zona da via balastrada, para alguns comboios europeus de alta velocidade. O método da sobreposição modal foi utilizado para extrair parâmetros modais do modelo de forma a combiná-los com o carregamento dos comboios de alta velocidade. A avaliação do comportamento dinâmico da estrutura teve em conta a influência de diversos parâmetros estruturais, como o amortecimento e a espessura da laje. A avaliação da distribuição espacial do valor de pico das acelerações na laje do viaduto teve em consideração a modificação dos parâmetros estruturais referidos para os vários comboios a diferentes velocidades de circulação. Especial importância foi dada à avaliação da resposta dinâmica em situações de ressonância da estrutura, verificando quais os modos de vibração que mais contribuíam para o acréscimo das acelerações na laje do viaduto.

Palavras-chave: Estabilidade da via; Viaduto ferroviário; Análise experimental e numérica; Comboios de alta velocidade; Efeitos ressonantes

1. INTRODUÇÃO

Durante as últimas décadas, o sistema ferroviário mostrou uma grande influência no desenvolvimento social e económico na nossa sociedade. Na Europa, o transporte ferroviário assume, atualmente, um papel importante para atingir a estratégia da Europa 2020. Esta estratégia visa um desenvolvimento de uma economia inteligente e mais sustentável e competitiva [1]. Como tal, é necessário introduzir novas linhas de alta velocidade, ou modernizar as existentes, reduzindo assim os tempos de viagem,

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. ec12318@fe.up.pt

melhorando o conforto dos passageiros e reduzindo o congestionamento da rede ferroviária. Para reforçar a posição competitiva do setor ferroviário europeu, é necessária uma maior investigação e um desenvolvimento mais coordenado a longo prazo. Este trabalho pretende contribuir para uma evolução no conhecimento das implicações do tipo de tráfego ferroviário a nível estrutural, mais detalhadamente na influência das velocidades de circulação de comboios de alta velocidade nas acelerações verticais em tabuleiros de pontes mistas, que podem levar à instabilização do balastro. Este estudo tem por base a análise da distribuição espacial das acelerações do tabuleiro do viaduto Norte da nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, localizada em Alcácer do Sal. Recorrendo a modelos numéricos do viaduto, irá ser estudada a influência de vários parâmetros da estrutura na resposta dinâmica em termos de acelerações verticais do tabuleiro. Com os resultados deste estudo, poderão ser discutidas algumas questões relacionadas com a regulamentação em vigor, bem como a influência e as implicações da passagem de comboios de alta velocidade no viaduto em questão.

2. ASPETOS REGULAMENTARES

2.1 Comboios de alta velocidade

As análises dinâmicas devem ser realizadas usando os valores caraterísticos das cargas dos comboios reais especificadas para o projeto. A escolha desses comboios deve ser efetuada tendo em conta a composição dos mesmos e desde que se preveja que venham circular na estrutura a uma velocidade superior a 200 km/h. Os comboios de alta velocidade que irão ser estudados neste trabalho são o Alfa Pendular, o Talgo AV2, o Thalys 2, o Eurostar 373, o X 2000, o TGV Atlantique, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500. As caraterísticas de cada veículo encontram-se descritas no relatório ERRI D214/RP9 [2].

2.2 Aceleração vertical do tabuleiro

No que toca à aceleração vertical do tabuleiro, o nível das acelerações com a passagem de tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 km/h, obriga a que as acelerações verticais se mantenham abaixo de certos limites, como se encontram especificados na EN1990-Annex A2 [3] e inicialmente propostos pela comissão de especialistas D214 da ERRI. Estes limites estão ligados à ocorrência de fenómenos de instabilidade na camada de balastro, associados à perda da resistência lateral da via em vias balastradas e à perda de contacto entre a roda e o carril pelo acréscimo de forças de contacto em vias não balastradas. Para o caso de vias balastradas, o limite máximo do valor de cálculo da aceleração vertical é de 3,5 m/s^2 [3]. Para o cálculo das acelerações e a determinação dos seus máximos, deve ser considerada a contribuição de modos de vibração com frequências até um máximo de 30 Hz, 1,5 vezes a frequência do modo de vibração fundamental do elemento que está a ser considerado ou a frequência do terceiro modo de vibração do elemento. Para avaliar o comportamento dinâmico da via balastrada, para vários níveis de aceleração, efetuaram-se um conjunto de ensaios que consistiu na reprodução em laboratório de um troço de via balastrada, submetendo-o a diversos níveis de aceleração considerando frequências até 60 Hz [4]. Do resultado dos ensaios constata-se que as maiores amplificações ocorrem para acelerações superiores a 0,7g (aproximadamente, 7 m/s^2), verificando-se que os valores da função de transferência aumentam até a uma frequência de 60 Hz. O critério da EN1990-Annex A2, limita a aceleração vertical do tabuleiro a 3,5 m/s^2, no caso das pontes com via balastrada. Este valor máximo de aceleração é resultante da aplicação de um fator de segurança de 2,0 aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente. As recomendações que resultam das investigações realizadas apontam para uma modificação da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo de 60 Hz ou a frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego. A análise de registos experimentais relativos à passagem de comboios em pontes da rede ferroviária alemã permitiu concluir que o limite regulamentar da aceleração vertical é por diversas vezes ultrapassado, para um número reduzido de picos associados à passagem da locomotiva do comboio ou até mesmo de veículos intermédios, não se registando instabilização da camada de balastro [4]. O critério regulamentar da EN1990-Annex A2 tem apenas em conta o valor máximo registado da aceleração vertical, não tendo em conta o número de ciclos nos quais os valores regulamentares são ultrapassados. Face a isto, a Deutsche Bahn elaborou uma proposta alternativa ao critério da EN1990-Annex A2, que atende não só

à limitação da aceleração vertical do tabuleiro, mas também à influência que elevados níveis de aceleração podem ter na diminuição da resistência lateral da via [4]. Segundo este critério, são permitidos 10 ciclos sucessivos de vibração com níveis de aceleração superiores aos regulamentares, caso o critério da limitação da aceleração vertical do tabuleiro não seja inteiramente cumprido, não podendo ser excedido o valor de 0,55g (cerca de 5,5 m/s^2) em pontes com via balastrada. Este valor limite implica um fator de segurança de 1,3 relativamente aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente.

3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

3.1 Método da sobreposição modal

O método da sobreposição modal permite resolver a equação de equilíbrio dinâmico,

$$\underline{M}\,\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C}\,\dot{\underline{u}}(t) + \underline{K}\,\underline{u}(t) = \underline{F}(t) \tag{1}$$

através de uma mudança de coordenadas, denominada de transformação modal, obtendo-se as equações de equilíbrio dinâmico desligadas referentes a cada um dos modos de vibração,

$$M_n\ddot{y}_n(t) + C_n\dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \tag{2}$$

onde $F_n(t)$ representa as forças modais que podem ser calculadas através da seguinte equação:

$$F_n(t) = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_j(t) \\ \vdots \\ F_J(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \cdots & \phi_{1,k} & \cdots & \phi_{1,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{j,1} & \cdots & \phi_{j,k} & \cdots & \phi_{j,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{J,1} & \cdots & \phi_{J,k} & \cdots & \phi_{J,K} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_k(t) \\ \vdots \\ F_K(t) \end{bmatrix} \tag{3}$$

em que $\phi_{j,k}$ corresponde ao deslocamento modal do grau de liberdade k, para o modo de vibração j e $F_k(t)$ corresponde ao histórico de carregamento para o grau de liberdade k. Tanto $\phi_{j,k}$ e $F_k(t)$ são matrizes com valores já conhecidos. Visto que no modelo de uma estrutura ferroviária existem uma grande quantidade de graus de liberdade, este processo pode simplificar-se considerando que as cargas apenas estão aplicadas na direção vertical nos nós correspondentes ao carril, sendo que os outros graus de liberdade têm carga nula. Nesse caso, só o deslocamento vertical modal dos nós que definem o carril para cada modo de vibração j é solicitado. Esta simplificação torna o processo mais veloz, não sendo necessário uma capacidade de processamento de dados tão elevada como seria necessário para correr o processo de acordo com a Eq. (3). As matrizes de forças modais são aplicadas como carregamento quando se realiza uma análise dinâmica com cargas móveis. O método das cargas móveis considera os comboios como um conjunto de cargas móveis de valor igual às cargas estáticas por eixo e constantes ao longo do tempo. A resposta dinâmica pode ser calculada, para cada incremento de tempo t, resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico através de, por exemplo, o método da sobreposição modal. Para realizar uma análise com cargas móveis, neste caso no programa ANSYS, é necessário construir uma matriz que tem os valores nodais das forças, dependentes do carregamento do comboio e a velocidade de circulação deste. O procedimento para a análise através do método das cargas móveis foi proposto por Albuquerque [5]. Assim, com a informação detalhada da solicitação de cada nó, em cada instante de tempo e para uma dada velocidade de circulação, é possível aplicar estes dados para determinar a resposta estática da estrutura num dado instante de tempo [6].

3.2 Metodologia ANSYS-MATLAB

Para a realização da análise dinâmica recorre-se ao programa MATLAB, tendo como interface para a geração do modelo e para a realização da análise modal o programa ANSYS [7]. Após a realização da análise modal, executam-se comandos que permitem extrair os deslocamentos verticais modais dos nós dos carris e dos restantes nós da malha que se configurou anteriormente. Deste modo, o ANSYS volta a correr em segundo plano para extrair os parâmetros referidos, bem como os valores modais da frequência, da massa e do amortecimento. Este cálculo torna-se demorado devido à quantidade de cálculos que são exigidos. Após a obtenção dos deslocamentos modais, interessa importar a informação relativa ao carregamento real de cada comboio, ficando assim com o conhecimento do nome do mesmo, das cargas

por eixo e da distância entre eixos. Após a importação, realiza-se um ciclo onde irá variar a velocidade de circulação de cada comboio e que permite construir as matrizes de carga e determinar os valores modais das forças. Por fim, as grandezas modais que foram determinadas são multiplicadas pelas coordenadas modais, obtendo-se assim a evolução temporal dos deslocamentos para cada velocidade [6]. Este processo pode repetir-se para a gama de velocidades, amortecimento e comboio desejados. As acelerações obtêm-se através da segunda derivada dos deslocamentos que foram obtidos. O diagrama representado na Fig. 1 representa um esquema do procedimento adotado.

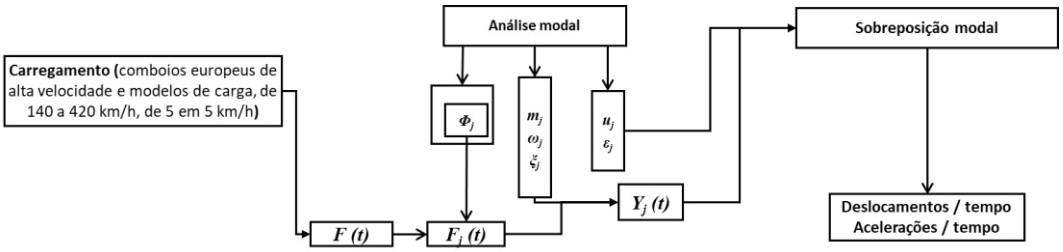


Figura 1. Esquema do procedimento adotado para a obtenção dos deslocamentos e acelerações (adaptado de [5])

4. MODELO E ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO

4.1 Localização e descrição do viaduto Norte

A nova ponte ferroviária sobre o rio Sado e os seus respetivos viadutos, localizam-se no distrito de Setúbal, perto de Alcácer do Sal, a cerca de 100 km de Lisboa. Esta estrutura integra a Linha Ferroviária do Sul, fazendo parte de um projeto ferroviário que irá melhorar as conexões ao Sul do país.



Figura 2. a) Localização da ponte na rede ferroviária nacional (adaptado de [9]); b) Vista geral da ponte e dos viadutos de acesso (adaptado de [10])

O viaduto Norte consiste numa solução estrutural mista em aço e betão composta por duas longarinas com secção em I que suportam uma laje em betão armado. O estudo realizado neste trabalho foca-se num vão simplesmente apoiado do viaduto de acesso Norte que tem um comprimento de 45,0 m. Trata-se do primeiro vão do viaduto norte que faz fronteira com a ponte.

4.2 Modelo em elementos finitos

A modelação numérica foi realizada através do programa ANSYS [7] através de técnicas usuais de discretização, por meio do método de elementos finitos onde se inclui no modelo o sistema da via férrea. O modelo usado foi desenvolvido por Alencar [10], recorrendo à linguagem APDL do software ANSYS. Esta linguagem permite fornecer instruções em texto ao programa, nas várias fases de análise de elementos finitos da estrutura (pré-processamento ou modelação, cálculo e pós-processamento), sem

recorrer à interface gráfica, tornando assim possível que um programa, como o MATLAB, corra e comunique com o ANSYS em vários tipos de análise [6]. O modelo numérico do viaduto inclui só um vão de 45,0 m, pois como foi dito anteriormente, não há continuidade entre os vãos adjacentes, nem com a estrutura ou com a via férrea. Para a modelação dos vários elementos do viaduto, recorreu-se a elementos finitos de casca (SHELL181), de barra (BEAM44), sólidos (SOLID185), infinitamente rígidos (MPC184) e de massa pontual (MASS21).

4.3 Análise dinâmica do viaduto

Após a modelação numérica do viaduto, realizou-se uma análise modal de modo a identificar os modos de vibração da estrutura, sendo que as deformadas dos três principais modos de vibração globais do viaduto em análise são apresentadas na Fig. 3.

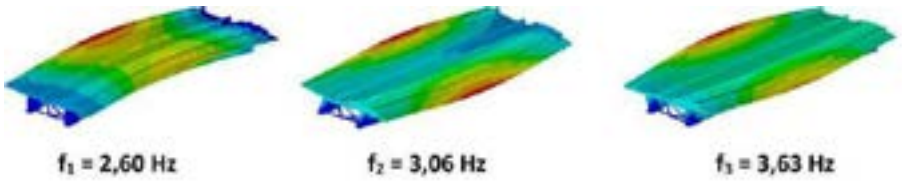


Figura 3. Deformada dos principais modos de vibração obtidos por modelação numérica (adaptado de [11])

4.3.1 Parâmetros a considerar

Para cálculo das acelerações na via, tiveram-se em conta os parâmetros indicados no Quadro 1. De referir que a gama de velocidades indicada tem em conta o regulamentado na EN1991-2 [12]. O amortecimento adotado tem em conta o mínimo regulamentar de EN1991-2.

Quadro 1. Parâmetros considerados na análise dinâmica

Parâmetros da análise dinâmica	
Comboios	Alfa Pendular, Talgo Av2, Thalys 2, Eurostar 373, X 2000, TGV Atlantique, Virgin, ICE 2, ETR-5-500
Gama de velocidades	140 a 420 km/h, de 5 em 5 km/h
Modos de vibração	Aproximadamente 60 Hz (340 modos)
Amortecimento	0,5%
Incremento de tempo	0,001 s
Tempo em vibração livre	5 s

4.3.2 Resultados da análise dinâmica

Os resultados que irão ser apresentados dizem respeito ao nó central que se situa na laje do tabuleiro, na zona da via balastrada (Fig. 4), e dizem respeito a valores absolutos das acelerações. Quanto aos mapas de acelerações, estes dizem respeito à distribuição espacial das acelerações na via correspondentes à zona da laje do tabuleiro que se encontra por baixo da via balastrada, como se encontra ilustrado na Fig. 4.

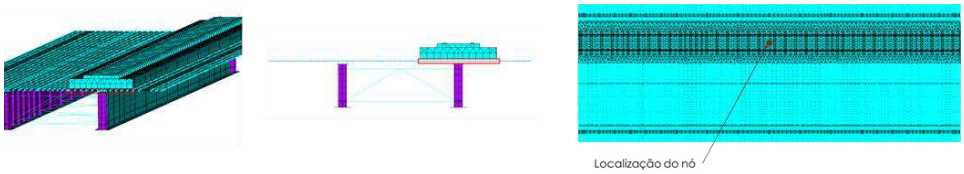


Figura 4. Localização da zona da via e do nó referente às análises efetuadas

A comparação dos resultados de cada comboio irá ser feita com base nos limites impostos na EN1990-Annex A2 [3]. Estes limites dizem respeito à tipologia de via balastrada, sendo a aceleração vertical máxima de 3,5 m/s^2 (representada nos gráficos como "Limite EC0"). Excecionalmente, este valor

regulamentar pode ser excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo assim neste caso, a aceleração vertical máxima ultrapassar os 5,5 m/s^2 (representada nos gráficos como "Limite Excecional EC0"). A Fig. 5 representa as acelerações máximas no nó em análise em função da velocidade de circulação de todos os comboios analisados. Da figura, verifica-se que os comboios que agravam mais a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações máximas são o X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500.

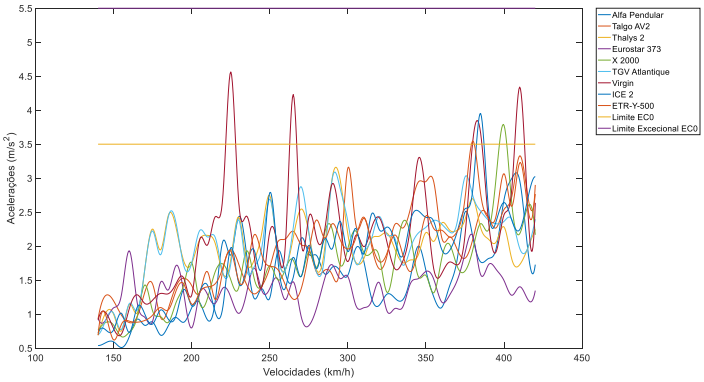


Figura 5. Comparação das acelerações máximas provocadas por cada comboio

No Quadro 2 encontram-se representados os comboios que ultrapassam o limite regulamentar no nó em análise, chamados comboios críticos, indicando também a velocidade de circulação que leva à máxima aceleração no nó referido. Verifica-se que o comboio que atinge maiores acelerações é o Virgin, sendo que a sua velocidade crítica corresponde exatamente à sua velocidade típica de circulação. No quadro está representado o Alfa Pendular, pois apesar de não ultrapassar o limite regulamentar de 3,5 m/s^2, este é o comboio que circula no viaduto em questão, interessando, portanto, saber a resposta dinâmica para este veículo.

Quadro 2. Aceleração máxima de cada comboio crítico e respetiva velocidade crítica

Comboio crítico	*Velocidade crítica* [km/h]	*Aceleração máxima no nó central* [m/s^2]
Alfa Pendular	405	2,998
X 2000	400	3,776
Virgin	225	4,564
ICE 2	385	3,952
ETR-Y-500	380	3,548

As análises efetuadas ao longo deste documento irão ter em atenção o Virgin, pois é o comboio que causa maiores acelerações no viaduto. Após o cálculo da evolução temporal das acelerações para cada comboio, procedeu-se ao cálculo dos mapas de acelerações máximas para todos os pontos da via balastrada e para a velocidade de circulação que leva à aceleração máxima no nó central de cada comboio crítico. Os mapas de acelerações máximas dos comboios foram calculados tendo em conta a aceleração máxima em cada ponto para todos os instantes de tempo de cada comboio e para cada velocidade de circulação, estando o valor representado em módulo. A escala de cores representa as acelerações mínima e máxima, em módulo, quando o comboio circula na ponte à velocidade indicada. Como se irá verificar nos mapas de acelerações máximas, nem sempre o ponto central da via é o que apresenta as maiores acelerações.

Na Fig. 6 está representado o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h. Visualizando a figura, verifica-se que as maiores acelerações atingem-se nas extremidades, sendo que na restante via, a zona em consola (em cima na figura) é aquela que apresenta acelerações superiores a 3,5 m/s^2, em locais pontuais, existindo no lado esquerdo da via (em baixo na figura), três pontos relevantes acima dos 3,5 m/s^2.

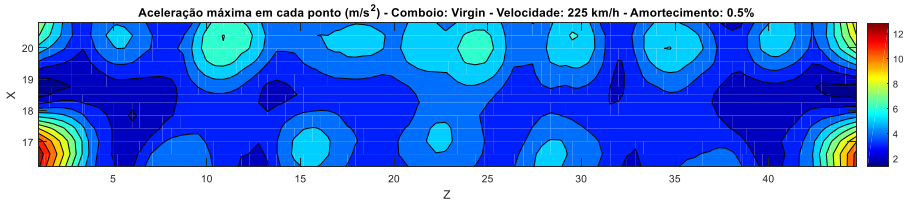


Figura 6. Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO

5.1 Ressonância da estrutura

Nesta secção pretende-se saber quais os modos que apresentam uma maior contribuição para o aumento das acelerações máximas a uma dada velocidade, verificando qual a frequência associada a esse modo e a respetiva deformada da estrutura. Para esta análise recorrem-se a gráficos que traduzem a aceleração máxima em função dos modos de vibração da estrutura. Estes gráficos terão em conta as velocidades de circulação vizinhas à velocidade de circulação que leva aos picos de acelerações máximas para o nó central da laje que se encontra na zona da via balastrada. Todas as análises desta secção foram realizadas para um amortecimento da estrutura equivalente ao mínimo regulamentar da EN1990-Annex A2 [3], com o valor de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura.

5.1.1 Virgin

Com a análise da Fig. 7 verifica-se que os modos que contribuem mais para o acréscimo das acelerações são o 78 e o 218, correspondendo a frequências de 26,24 Hz e 44,48 Hz, respetivamente, que foram verificadas através de uma Transformada Rápida de Fourier relativas ao sinal da passagem do comboio Virgin a 225 km/h, considerando 340 modos de vibração.

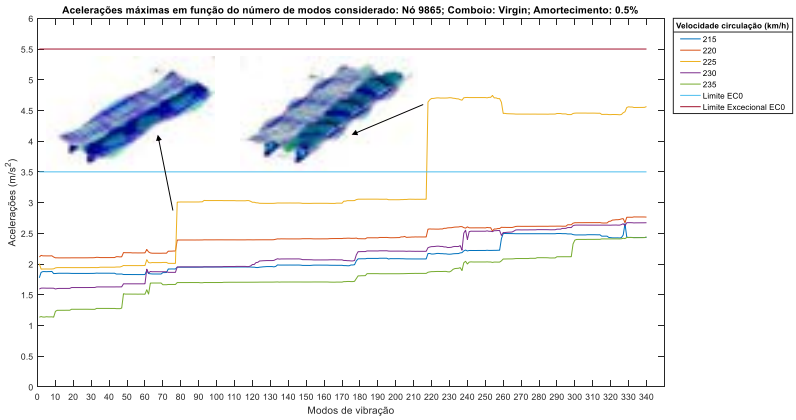


Figura 7. Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Virgin

No Quadro 3 consegue-se relacionar a frequência de passagem das cargas do comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h, com os subarmónicos das frequências da estrutura dos modos identificados, verificando-se uma razão de frequências muito próxima de 1.

Quadro 3. Relação entre as frequências da estrutura e a frequência de passagem das cargas do Virgin

Frequência da estrutura [Hz]	*Subarmónico da frequência da estrutura*	*Frequência da passagem das cargas* [Hz]	*Espaçamento entre eixos do comboio* [m]	*Razão de frequências (r)*
26,24 (Modo 78)	5º	4,37	14,3	0,9967
44,48 (Modo 218)	1º	23,15	2,7	1,0347

5.2 Amortecimento da estrutura

O amortecimento é uma grandeza que tem influência na amplitude da resposta das acelerações, sendo que um amortecimento mais elevado, leva a uma redução da amplitude em vibração livre mais expressiva. Nesta secção estudar-se-á a influência do amortecimento na resposta dinâmica da estrutura. A gama de amortecimentos a analisar serão de 3,71% para os modos globais da estrutura, 5,08% para os modos de vibração locais relacionados com a laje e 0,5% para os restantes modos de vibração relacionados com a estrutura metálica do viaduto [12]. Os resultados obtidos desta gama de amortecimentos serão comparados com os resultados para quando o valor de amortecimento para todos os modos de vibração é de 0,5%.

5.2.1 Virgin

Na Fig. 8 é apresentado o gráfico que traduz as acelerações máximas para cada velocidade de circulação do comboio Virgin, relativamente ao nó central da laje na zona da via balastrada. Repara-se no nó analisado que as acelerações máximas são praticamente inferiores em todo o seu espetro comparativamente a um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura. O pico de acelerações neste caso ocorre para uma velocidade de circulação de 410 km/h, sendo que os valores de aceleração neste ponto são cerca de 23% inferiores do que o modelo original com amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração.

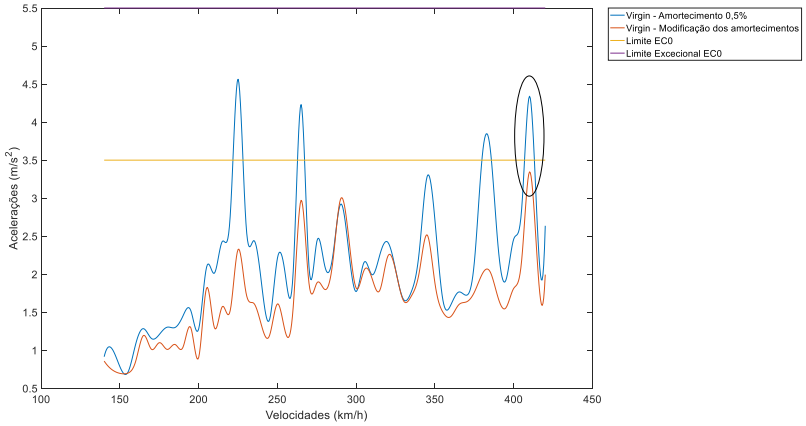


Figura 8. Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração dos amortecimentos da estrutura)

Na Fig. 9 apresenta-se o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h. Para esta velocidade, verifica-se que as extremidades são as zonas que atingem maiores acelerações sendo que na restante via as acelerações são bastante elevadas em zonas muito pontuais, mais respetivamente no lado direito da via (em cima na figura), sendo que à volta desses pontos existe uma diminuição rápida das acelerações, estando abaixo dos 5 m/s^2.

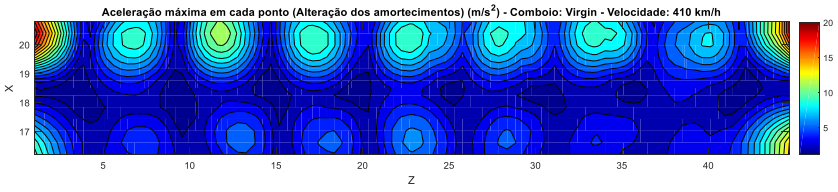


Figura 9. Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h

5.3 Espessura da laje

O último parâmetro para análise é a influência da espessura da laje na resposta dinâmica da estrutura. Para a consideração deste parâmetro realizaram-se dois modelos para a análise, em tudo idêntico ao modelo original, excetuando a espessura da laje. Num primeiro modelo (Modelo 1) procedeu-se a uma análise com a redução da espessura da laje e num segundo modelo (Modelo 2) procedeu-se a uma análise com o aumento da espessura da laje. Para a realização destes modelos teve-se em conta as tolerâncias indicadas na EN1992-1-1 [14], em função da secção em análise. Os resultados apresentados nas subsecções a seguir serão comparados com o modelo original, com a espessura da laje original, para verificar qual a influência da espessura da laje na resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações. Os resultados foram todos calculados para um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura.

5.3.1 Virgin

Na Fig. 10 é apresentada o gráfico de acelerações máximas para os modelos com uma maior espessura da laje e para uma menor espessura da laje, comparativamente com o modelo original, para o comboio Virgin, relativamente ao nó central da via, na zona balastrada. Visualizando a figura, verifica-se que as acelerações nos dois modelos são semelhantes com o modelo original, sendo que houve uma translação das velocidades de circulação que levam aos picos de acelerações. Para as velocidades de circulação vizinhas à velocidade de 225 km/h, que leva ao pico de acelerações no modelo original, verificam-se que as acelerações reduziram em cerca de 17% no modelo de maior espessura e cerca de 20% no modelo de menor espessura, relativamente ao modelo original.

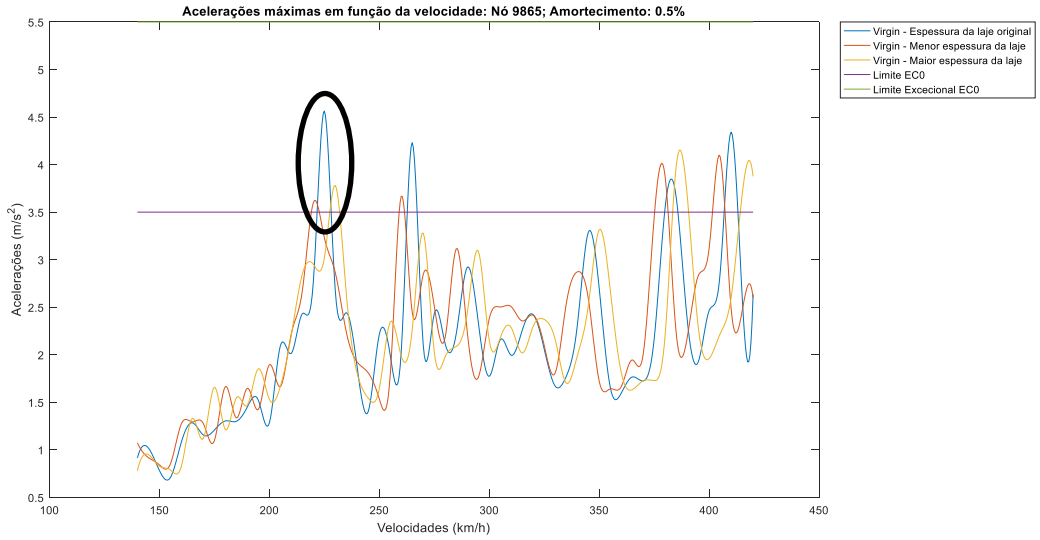


Figura 10. Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração das espessuras da laje)

Na Fig. 11 é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com menor espessura da laje, para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que as máximas acelerações ocorrem nas extremidades da via, sendo que no lado direito da via (em cima na figura) as acelerações são inferiores a 3,5 m/s^2.

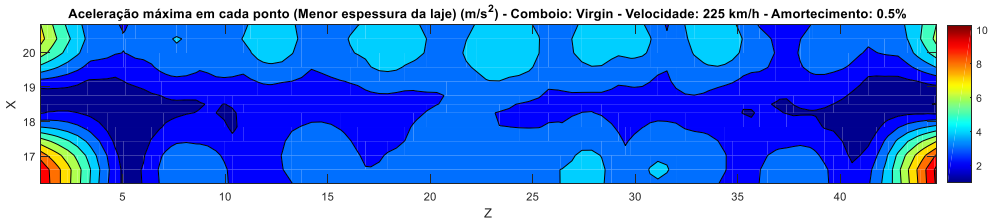


Figura 11. Mapa de acelerações máximas na via (menor espessura da laje) para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

Na Fig. 12 é apresentada o mapa de acelerações máximas para o modelo com maior espessura da laje, para o comboio Virgin, à velocidade de 225 km/h. Com a análise do mapa verifica-se que a via atinge valores de aceleração entre os 5 e os 6 m/s^2, sendo que ocorre uma diminuição lenta das acelerações à volta dos pontos que atingem maiores acelerações, havendo, portanto, uma grande área da via que apresenta acelerações superiores a 3,5 m/s^2.

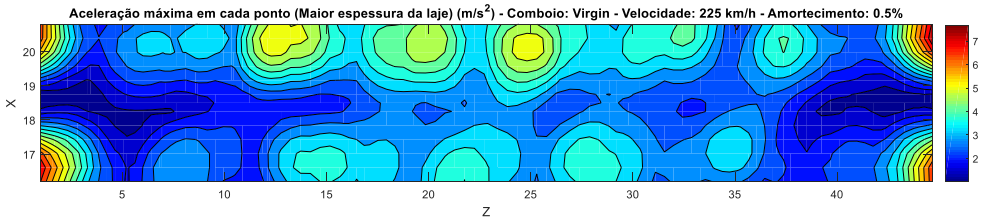


Figura 12. Mapa de acelerações máximas na via (maior espessura da laje) para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

6. CONCLUSÕES

Relativamente aos métodos usados, verifica-se que a análise dinâmica com cargas móveis exige pouco esforço computacional, pois não requer a modelação do comboio e pode ser usado com bastante precisão nos casos em que a interação ponte-comboio não influência a resposta dinâmica da estrutura. O método da sobreposição modal mostra também muitas vantagens, sendo que permite obter de forma independente as coordenadas modais de cada comboio, dos deslocamentos modais. Assim para o cálculo dos deslocamentos, que seriam derivados para obter as acelerações, utilizou-se as matrizes de coordenadas modais que já eram conhecidas. Quanto à ressonância da estrutura, verifica-se que há uma correlação entre as frequências da estrutura e as frequências de passagem dos comboios, notando-se que a partir de um certo modo, o comboio Virgin ultrapassa o limite de 3,5 m/s^2. No que diz respeito ao amortecimento da estrutura, verifica-se que as acelerações são menores quando comparadas com um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração. Isso dá boas indicações quanto às acelerações na via, pois trata-se de um cenário mais semelhante com a realidade. Quanto à espessura da laje, verifica-se que na maior parte dos comboios analisados e nos dois modelos realizados, o modelo com maior espessura é o que leva a maiores acelerações na via. Verifica-se também que os picos de acelerações ocorrem basicamente para o mesmo valor que no modelo original, sendo que a única diferença ocorre na translação das velocidades críticas que levam ao pico de acelerações da via. Deste estudo pode-se tirar conclusões gerais relativamente a todos os mapas de acelerações máximas realizados. Verifica-se que nas zonas entre carris as acelerações são menores, sendo que as maiores acelerações são pontuais na maior parte dos comboios, não havendo, portanto, instabilização do balastro. As extremidades da via são as zonas que apresentam as maiores acelerações, pois não há dispersão das cargas quando o comboio entra no viaduto e estas concentram-se na extremidade do carril. Uma alteração ao modelo, aumentando o comprimento dos carris para além da extremidade, ajudaria à redução dos valores de aceleração nestes pontos. Em praticamente todos os mapas verificam-se que as maiores acelerações ocorriam no lado direito da via. Isto deve-se ao facto de um dos carris se situar numa zona em consola do viaduto, agravando assim as acelerações nessas zonas.

REFERÊNCIAS

[1] European Commission (2008). Modern rail modern Europe: towards an integrated european railway area, Office for Official publications of the European Communities.
[2] ERRI D214/RP9 (2001). Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report ERRI D 214/RP 9. Utrecht, ERRI, European Rail Research Institute**:** [220] p.-[220] p.
[3] EN1990 - Annex A2 (2005). Eurocode: Basis of structural design - Annex A2: Application for bridges (Normative). Brussels, CEN.
[4] Zacher, M. and M. Baeßler (2008). Dynamic behaviour of ballast on railway bridges. Dynamics of High–Speed Railway Bridges. Selected and revised papers from the Advanced Course on 'Dynamics of High–Speed Railway Bridges', Porto, Portugal, 20–23 September 2005, CRC Press.
[5] Ferreira, G. (2017). Análise à Fadiga de um Viaduto Ferroviário Para Tráfego de Comboios de Alta Velocidade.
[6] Albuquerque, C. M. C. (2008). Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade.
[7] ANSYS (1998). ANSYS User's Manual.
[8] Albuquerque, C. M. C. (2015). Advanced methodologies for the assessment of the fatigue behaviour of railway bridges, Universidade do Porto (Portugal).
[9] Infraestruturas de Portugal (2017). Mapa da Rede Ferroviária.
[10] Teixeira Duarte (2010). Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado e respetivos viadutos de acesso.
[11] Alencar, G. [et al.] (2016). Fatigue assessment of approach viaducts of the new Sado River railway crossing.
[12] EN1991-2 (2003). Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, CEN.
[13] Malveiro, J. [et al.] (2018). "Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests." Engineering Structures **164**: 40-52.
[14] EN1992-1-1 (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, CEN.

Design of a pre-stressed bridge deck with ultra-high performance concrete (UHPC)



Rui Valente[1]

ABSTRACT

A bridge deck is designed with two different solutions where Ultra-High Performance Concrete (UHPC) is used as structural material. Regarding that, UHPC composition and mechanical properties are studied. To support design process, it is performed a review over existing UHPC design codes. Furthermore, constructive process and pre-stressing techniques were also carefully studied to understand their impact and considerations on numerical modelling and deck design. Finally, it is introduced a calculation tool developed and aimed to aid repetitive sectional analysis. Having done that, it was then time to perform numerical modelling followed by structural verifications and design of the bridge deck, iteratively.

Two different study cases are described where the first (Case 1) is referred to a bridge deck thoroughly designed with UHPC whereas the second (Case 2) is referred to a mixed deck solution with UHPC and conventional concrete. At the end of the analysis and design, both cases are compared with the existing bridge solution.

It is achieved superstructure mass reduction of 36% for Case 1 and 26% for Case 2, and the amount of pre-stress tendons is also reduced to 36% and 32%, respectively. Seismic action in transverse direction decreased about 14.6% for Case 1 and 8% for Case 2. Although there is high scatter about the UHPC cost, no economic feasibility was found on both solutions achieved. However, a deeper study is suggested regarding structural optimization and also the quantification of steel reinforcement.

Keywords: Ultra-High Performance Concrete, Movable Scaffolding System, Box Girder, Structural design.

1. INTRODUCTION

History have shown us that structural form is closely interrelated with the material of which it is made. For this reason, when some new material emerges new structural geometries may also appear so that the material properties can be fully exploited. Arches were early built with stone, then steel brought more structural geometries like trusses, suspension and tied bridges. Consequently, and as already has been proven, UHPC will also provide structural designers with superb mechanical properties so that they could develop new structural concepts.

[1]Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. ec12085@fe.up.pt

With the increasing mobility and accessibility needs comes a growing demand on infrastructures like bridges either in quantity or in load bearing capacity. Consequently, the search for economical solutions is indispensable. The emergence of a new material such as UHPC, which is characterized by its compressive strength higher than 150MPa and tensile strength enhanced by steel fibers around 10MPa, certainly leads to lighter structures, when compared with conventional concrete (CC), once that it is required less material to resist the same loading. However, a major hindrance emerges which is related with material high cost. Therefore, to evaluate whether UHPC application is economical or not, studies should be carried out.

2. STATE OF THE ART

2.1 Historical overview

Several experiments and studies were carried out aiming to increase concrete strength. Most developments occurred during two decades between 1970's and mid-1990's. Two major lines of research were followed aimed to achieve high mechanical performance with cementitious matrix materials. The first concerned high-strength densified with small particles (DSPs) concrete, with high superplasticizer and silica fume content, also incorporating ultra-hard aggregate [1]. Another approach was oriented towards improving the strength of the paste, based on the concept of the so called Micro-defected-free (MDF) paste [2]. But high-strength DSPs concrete was developed further by Scientific Division of Bouygues [3]. Steel straight fibers were added to the cementitious material matrix (2-2.5% per volume) and compressive strength reached 170MPa. Moreover, it was concluded that steel fibers enhanced ductile behavior on rupture. Lafarge corporation developed a new mix formulation and named it of "Reactive Powder Concrete" (RCP) which continues to exist in the commercial form of "Ductal" [4].

After UHPC became commercially available in the United States in 2000, it was applied in bridges in many ways, but the most common practice was to apply it in bridge joints [5]. In 2002, France elaborated first design recommendation on UHPC [6] and 2 years after Japan also released a comprehensive guideline [7]. From 2005 on, research programs started to be launched in Germany [5] and in South Korea [8], while in Malaysia UHPC bridge production was already taken seriously, such that in 2014 it could be counted 24 bridges made of UHPC [9].

3. UHPC AS A STRUCTURAL MATERIAL

3.1 Composition

UHPC mixtures are usually designed with ordinary Portland cement. Fine quartz sand aggregate is frequently used, and the most common maximum particle size of sand used is limited to over 5 or 6 mm [10, 11]. Quartz powder may also be used with particle size distribution ranging from 0.1 to 100μm and usually acts like a filler [12]. Silica fume with a typical diameter of 0.2μm helps to fill the empty space between the cement particles, to improve rheological behavior and the formation of secondary hydrates. UHPC is characterized by water to bind ratio of 0.25 and silica fume content is around 20% of the cement weight [13].

In order to reduce water content and to increase flowability, it is fundamental to add superplasticizers. However, setting time and early strength development is delayed by its presence [3].

Several types of steel fibers can be integrated in UHPC mixture. In the current work steel fibers are assumed. Their geometry and content may vary from each supplier. Nevertheless, the purpose of using fibers is to increase ductility, strength and to reduce cracking tendency [10].

3.2 Fresh state

Any CC mixer is capable of mixing UHPC but it requires more energy than CC does, meaning that mixing time should be longer. This fact combined with fine grain size and low water-binder ratio may lead to undesirable overheat during mixing [14].

Placing operations have a fundamental role on UHPC fibers orientation. Fiber reinforcement tends to show alignment preference on UHPC flow direction during casting and fibers close to walls tend to be oriented parallel to the formwork surface. Therefore, UHPC ultimate tensile strength and ductility are highly influenced by placement method [13] and this phenomenon must be considered during the development of casting sequence.

The reduced water-binder ratio in a UHPC mix requires careful attention in order to prevent water to escape prior to hydration [14]. Additionally, the surface of constructive joints should be systematically cured so that both surface drying and micro-cracking may be prevented. Heat (90ºC) and steam (RH=95%) treatment may be applied to UHPC to accelerate hydration process and to enhance final mechanical properties including durability. These treatments are only feasible within a precast plant [15].

Hydration reaction starts 26h after water addition, approximately. This period is known by "dormant period" which is longer than that in CC because of high amount of superplasticizer [16]. Mechanical properties start to develop approximately 32h after water addition. Having passed 7 days, the UHPC compressive strength achieves 140MPa (81% of final strength).

3.3 Hardened state

The typical compressive strength of UHPC ranges between 150 and 250MPa. UHPC shows linear elastic behavior until 70 or 80 % of its ultimate compressive strength. The scatter of compressive strengths tests results is usually low due to homogeneity of the material [13]. The strain at peak stress is approximately 4.4 ‰. Thanks to the fibers, a pronounced descending branch towards rupture is developed (Fig. 1). Its configuration is influenced by several factors: fiber content, orientation, geometry, stiffness, and relation between fiber length and maximum aggregate dimension [17].

Graybeal and Baby [18] characterized uniaxial tensile response of UHPC specimen with strain hardening behavior after a set of direct tension tests (Fig. 1). The response can be divided into four phases. First, linear elastic domain (Phase I) is observed followed by the formation of multiple tightly spaced cracks which are bridged by steel fibers (Phase II). Cracks occur sequentially whenever the stress overpass the matrix cracking strength. When crack saturation occurs, individual cracks start to extend (Phase III). At certain moment, some crack reaches its extension limit and the bridging fibers begin to be pulled out from the matrix (Phase IV).

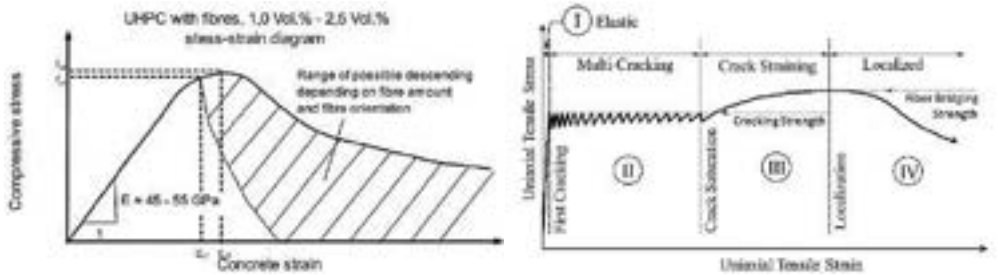


Figure 1 - Typical stress-strain-diagrams of UHPC in compression (left) [17] and in tension (right) [18].

4. UHPC STANDARDS

A reliable design must be supported by proper guidelines or codes. For that reason, a search for documents that are intended to support designers is performed as well as their review. Australian and

Japanese documents are applicable in very limited cases. The first is suited for pre-stressed beams made of RPC [19], whereas the second only gives material properties values to strict cure conditions and material mix [20]. Swiss norm approaches several issues, but it is mainly focused on pre-cast elements or reinforcement of existing structures [21]. Finally, France counts with expertise evidences in UHPC matters including regulation. In 2002, France came up with a complete recommendation for that time and which allowed engineers to design several bridges. Later in 2013, it was updated mainly due to conformity reasons with Eurocode 2 [15]. In 2016, France provided engineers with a national annex where every issue addressed in Eurocode 2 is also mentioned and reviewed for UHPC applications [22].

Concluding, NF P 18-710 proves to be the most reliable and embracing UHPC design code. Moreover, this code comes in line with previous French recommendations which had shown practical evidences of their application. That is why NF P 18-710 is the main reference during the case study.

5. PRE-STRESS

Several pre-stressing techniques are available, but they may be divided into two major groups: pre-tensioning and posttensioning. Although posttensioning can also be used in pre-cast elements, it is more useful in cast-in-place construction where bridge girders are too large to be transported [23, 24], that corresponds to the current case study. So, the tendons are strained and anchored after the hardened concrete member has attained enough strength.

Posttensioning technique can be applied to both internal and external tendons. In the Table 1 is summarized the main features that distinguish both solutions and that must be properly considered during numerical modeling and sectional analysis.

Table 1. Summary of external and internal prestressing tendons characteristics

Tendons	*Internal*	*External*
Layout	Polygonal	Parabolic
Equivalent loads	Distributed load	Point loads
Compatibility with concrete	(Usually) Bonded	Unbonded
Friction losses	Along tendons	Deviation blocks

Most of the times, the designe of web thickness is restricted by constructive constrains related to internal pre-stressing tendons. Therefore, external pre-stressing has been used to reducing the structures weight, essentially by reducing the thickness of the webs [25].

6. CONSTRUCTIVE PROCESS

Span-by-span construction with Movable Scaffolding System (MSS) overcomes limitations inherent to ground scaffolding system related with soil influence and deck height. Furthermore, considering its high performance as well as the high investment, movable scaffolding system only becomes profitable in applications of long bridge constructions [26].

As can be seen in the Fig. 2, every time that a new deck segment is added its self-weight is also “activated”. That self-weight is applied when occurs formwork removal. The same is applied to pre-stressing loads. Equipment loads during staged construction are relevant and, therefore, they are considered.

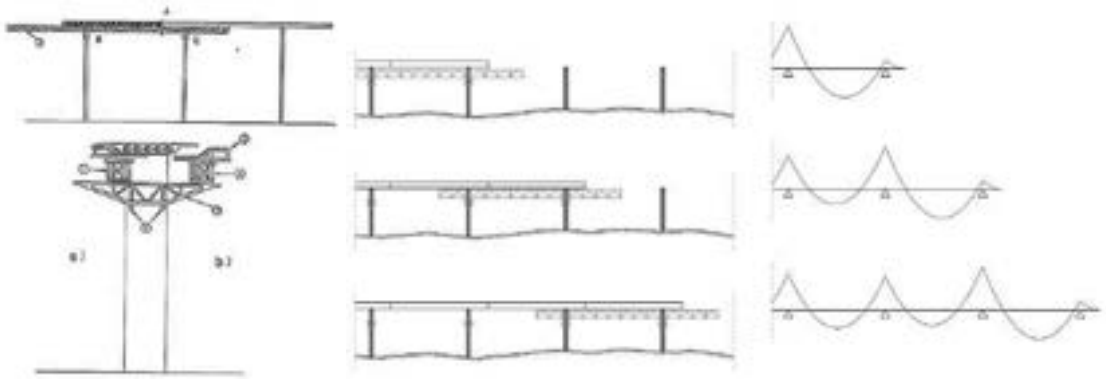


Figure 2 - Movable scaffolding system equipment (left) [26] and dead load internal forces resulting from construction with movable scaffolding system (right) [27].

When staged construction has finished, internal forces redistribution starts to occur due to creep. In the Fig. 3 is illustrated how bending moments diagram changes from built-up distribution (M_0) towards that for monolithic construction (M_e), the long-term diagram stabilizes somewhere between those two.

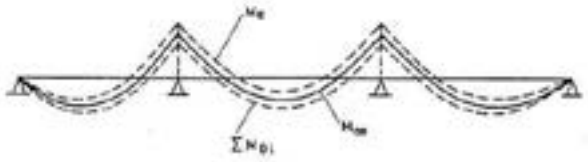


Figure 3 - Dead load internal forces redistribution caused by creep [28].

7. DESIGN PRINCIPLES

Considering the material constitutive law (Fig. 4) and the shear strength model provided by NF P 18-710, an Excel worksheet tool was developed aiming to assist ULS sectional analysis. Firstly, the cross-section under analysis is discretized into horizontal layers along its depth. Right after, for a given neutral axis position (x) and a given cross-section curvature (φ), the strains and stresses at each layer are calculated based on the usual assumption of linear strain distribution (Fig. 4). Then, neutral axis position and curvature are iteratively determined so that equilibrium conditions may be fulfilled for a given pair of internal forces (axial force and bending moment) and a given steel reinforcement solution.

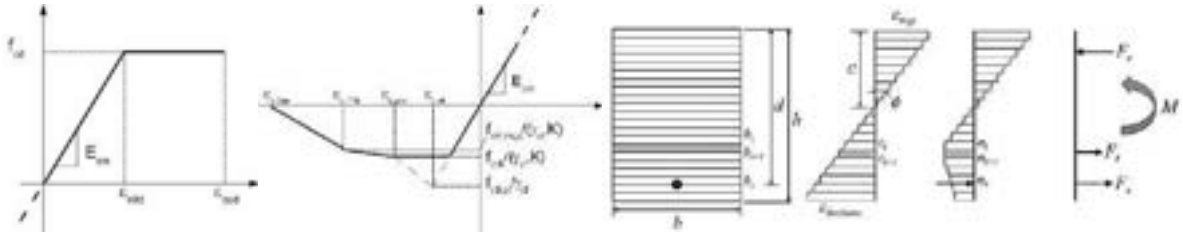


Figure 4 - NF P 18-710 Design stress-strain relationship in compression (left), in tension (middle) [22], and a representation of stress and strain distributions along a cross-section (right) [29].

8. CASE STUDY: RÍO CABRIEL BRIDGE

8.1 Description

The bridge of the current case study was built in 2009-2010, it is located in Spain (Cofrentes, Valencia), and it integrates the national road N-330. It passes over the Cabriel river and it has 8 spans which totals 520m length. The common span has 70m of length and 11m of width. The highest pier is approximately

45m high. The superstructure is a concrete box girder with 2.5 m depth at mid span whereas it reaches 3.47 m over the piers.

8.2 Load cases

Each stage of constructive process was considered in the numerical calculation. Meaning that the evolving superstructure scheme, self-weight activation, construction equipment loads, and prestressing loads were properly simulated. It was useful to perform limit state verifications during execution stage and to estimate realistic internal forces during service stage, either at short or long term, due to redistribution of internal forces.

Furthermore, remaining permanent loads, thermal loads, and traffic loads were defined during service stage. All load cases are defined according to European Norms. Finally, by combining load cases, it was possible to output internal forces, stresses, and deflections for ultimate and serviceability limit state design and verifications.

8.3 Study case

For the first solution studied (Case 1), the superstructure is materialized with UHPC along its length, uniquely. Tendons layout (Fig. 5) has two configurations. Polygonal configuration tendons are intended to balance vertical loads while the straight tendons segments over the piers and near the upper flange were required due to high negative bending moments and deflections during construction. The cross sections walls and slabs thickness were iteratively reduced while respecting safety and serviceability conditions (Fig. 6).

The concept of the Case 2 is intended to be a deck made of UHPC near the piers and the CC segment at mid span where shear and bending forces take lower values. The reasoning is analogous to what happens in lightened slabs where a solid slab is designed near supports to resist high internal forces. However, in this case, it would be the strength of the material changing instead of the cross-section (Fig. 6).

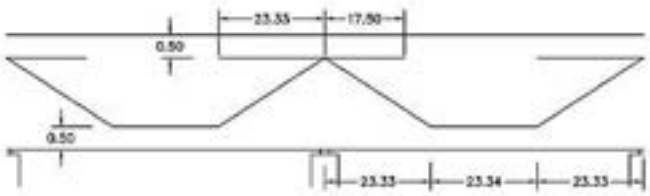


Figure 5 - External tendons lay-out [m]

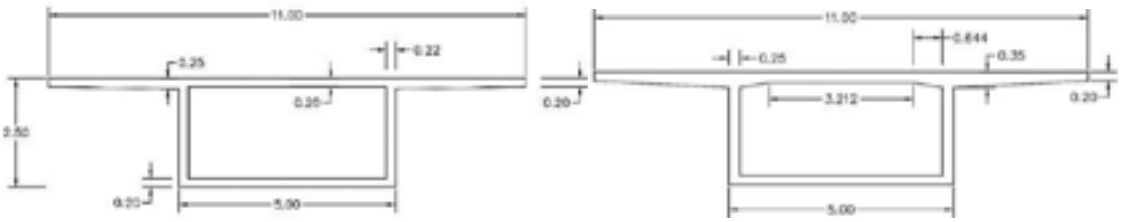


Figure 6 - Cross-section solution of Case 1 (left) and Cross-section solution of Case 2 (right)

8.4 Comparative analysis

8.4.1 Substructure

By decreasing superstructure self-weight, it is understandable that substructure members like piers and foundations may also go though some volume reduction once they are less loaded. The same reasoning can be applied for lateral loads transmitted to the piers, which are induced by seismic action.

Axial force transmitted to the piers was reduced (average) by 24% for Case 1 and 18% for Case 2 under quasi-permanent combination of loads. As superstructure mass decreases, the inertial forces resulting from ground acceleration may also decrease. However, it is not that simple because natural frequency of the structure is expected to become higher, thus making the structure more susceptible develop higher accelerations during seismic action. In the Table 2 is shown the perceptual variation of base reactions for each seismic type along both longitudinal and transverse directions of the bridge deck when compared with the actual bridge (Case 0). The reductions observed in base reactions mean that shear and bending moments along the piers and foundations will also decrease with the same amount, on average.

Table 2 – Percentage change of global base reactions when compared with Case 0 [%].

Case	*Seismic type 1*		*Seismic type 2*	
	ΔF long.	*ΔF tansv.*	*ΔF long.*	*ΔF transv.*
1	+ 0.9	- 14.6	- 26.9	- 14.4
2	- 0.9	- 8.0	- 19.8	- 7.7

8.4.2 Quantities

The gross area of the cross-section (Table 3) is a simple parameter that gives a good perception of the quantity of material used on bridge deck. The cross-section area of Case 0 is a mean value because it changes along the bridge. Case 0, the volume of concrete takes into account the volume occupied by internal tendons. The quantity of pre-stressing strands is also quantified (Table 4.). For simplicity, the length measured corresponds to the horizontal projection of the tendons.

Table 3 - Amount of concrete and/or UHPC.

Case	*Area*	*C40/50*		*UHPC150*	
		Volume	*Mass*	*Volume*	*Mass*
	[m²]	*[m³]*	*[t]*	*[m³]*	*[t]*
0	6.67	3441	8777	-	-
1	4.27 (-36%)	-	-	2220	5663
2	4.95 (-26%)	1151	2934	1423	3627

Table 4 - Amount of pre-stressing steel.

Case	*Total strands length*	*Volume*	*Mass*
	[m]	*[m³]*	*[t]*
0	193440	27.08	212.6
1	123904 (-36%)	17.35	136.2
2	131184 (-32%)	18.47	145.0

8.4.3 Cost assessment

There is considerable scatter on UHPC unit cost when compared with CC. For that reason, the study is carried on by considering two extreme unit cost scenarios [48, 49].

1. UHPC costs 2000€/m^3
2. UHPC costs 500€/m^3

Additionally:

- C40/50 costs 95€/m^3 including concreting works
- Pre-stressing streel is assumed to cost 2800€/t including positioning work

Fig. 7 illustrates stacked column charts where partial and total costs are placed side by side for each case in each scenario.

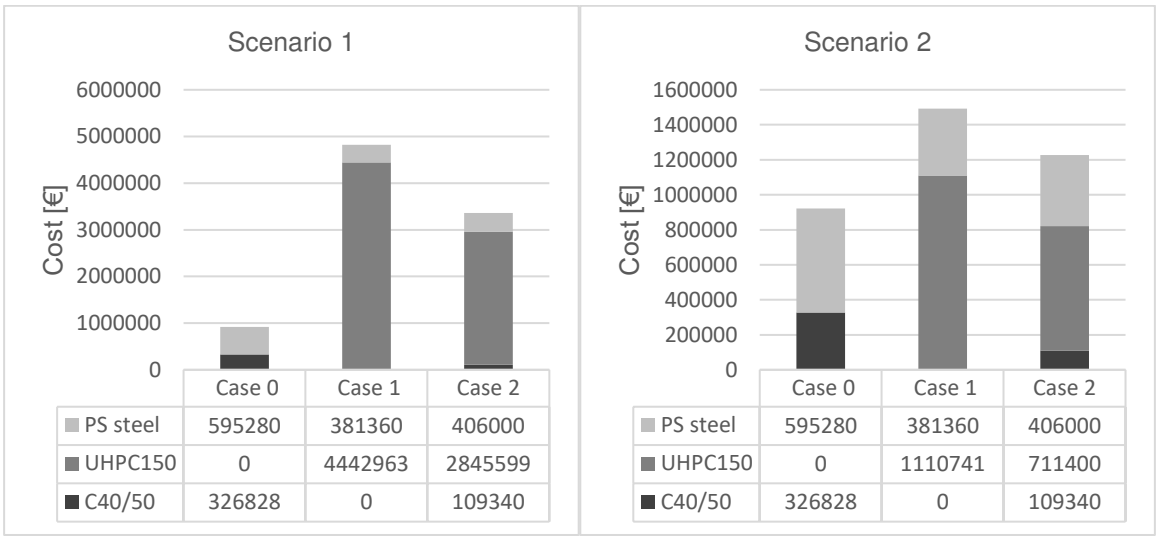


Figure 7 - Partial costs of scenario 1 (left) and Scenario 2 (right)

Even though steel reinforcement has not been considered, it was estimated how much it should be reduced so that the total cost of each case could match the cost of the original deck, Case 0. It was then concluded it is only possible for Case 2 of Scenario 2, and it would be a total reduction (100%) of steel reinforcement which is not possible.

9. CONCLUSION

9.1 Discussion

In addition to all the conclusions concerning material quantities, transmitted forces to piers, and cost assessment that were already mentioned, it was also possible to conclude the following:

- In contrast with the real project (Case 0), the design of both Case 1 and Case 2 respect compressive stress limit during constructive process;
- The loads imposed by constructive equipments to the structure are reduced as result of the decrease of fresh material that the equipment must support. Regardless, the constructive process remained with major influence on structure design;
- It is possible to decrease the top slab thickness while maintaining the transverse bending moment reinforcement ratio and without include shear reinforcement. It is verified an important contribution of steel fibers to shear and bending strength in slab elements;
- On the one hand, it is possible to decrease webs thickness up to 63% (Case 1) by using external pre-stress solution. On the other hand, more quantity of passive steel reinforcement in longitudinal direction is needed because pre-stress tendons are no longer contributing to cross-section strength;
- The safety is governed by material strength instead of instability issues despite of elements slenderness;

Considering the particular circumstances in which the study was done regarding the span length, cross-section type, and constructive method, it is concluded that a superstructure solutions that makes use of UHPC as main structural element (Case 1) or even combined with CC, in the way it was done in Case 2, are economically infeasible.

9.2 Recommendations for future research

The author recommends future research by, firstly, continuing the study that has been done with Río Cabriel Bridge:

- Perform deeper optimization of cross-section geometry;
- Test different solutions of pre-stress and the corresponding lay-out;
- Study the impact the usage of UHPC has on constructive equipment and the changes that may occur in the construction schedule;
- Design and quantify steel reinforcement amount;
- Design of substructure with CC and/or UHPC considering the decreasing of internal forces.

And secondly, by extending the study to other type of bridge projects where UHPC is expected to become profitable either as a main structural material or not.

REFERENCES

[1] Bache, H.H., Densified cement ultra-fine particle-based materials. 1981, Aalborg, Portland.

[2] Birchall, J., A. Howard, and K. Kendall, Flexural strength and porosity of cements. Nature, 1981. 289(5796): p. 388-390.

[3] Richard, P. and M. Cheyrezy, Composition of reactive powder concretes. Cement and concrete research, 1995. 25(7): p. 1501-1511.

[4] Fehling, E., et al., Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples. 2014: John Wiley & Sons.

[5] Russell, H.G., et al., Ultra-high performance concrete : a state-of-the-art report for the bridge community. 2013, McLean, VA: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Research, Development, and Technology, Turner-Fairbank Highway Research Center. vii, 163 pages.

[6] Thibaux, T., UHPFRC Development: The Experience of BSI® Applications. Designing and Building with UHPFRC, 2010: p. 63-76.

[7] Uchida, Y., et al. Outlines of" Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures" by JSCE. in International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications. 2006. RILEM Publications SARL.

[8] Kim, B., et al. R&D activities and application of ultra high performance concrete to cable-stayed bridges. in Proceedings of Hipermat 2012 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel University Press, Kassel. 2012.

[9] Voo, Y.L., S.J. Foster, and C.C. Voo, Ultrahigh-performance concrete segmental bridge technology: Toward sustainable bridge construction. Journal of Bridge Engineering, 2014. 20(8): p. B5014001.

[10] Orgass, M. and Y. Klug. Fibre reinforced ultra-high strength concretes. in Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Germany. 2004.

[11] Camacho, E., J.Á. López, and P.S. Ros. Definition of three levels of performance for UHPFRC-VHPFRC with available materials. in Proceedings of Hipermat 2012 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel University Press, Kassel. 2012. kassel university press GmbH.

[12] Heinz, D., L. Urbonas, and T. Gerlicher. Effect of heat treatment method on the properties of UHPC. in Proceedings of Hipermat 2012 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel University Press, Kassel. 2012.

[13] Resplendino, J., Introduction: What is a UHPFRC? Designing and Building with UHPFRC, 2011: p. 3-14.

[14] Graybeal, B., Ultra-high performance concrete. 2011.

[15] AFGC, S., Bétons fibrés à ultra-hautes performances–Recommandations, in Recommandations. 2013.

[16] Habel, K., et al., Development of the mechanical properties of an ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). Cement and Concrete Research, 2006. 36(7): p. 1362-1370.

[17] Fehling, E., T. Leutbecher, and K. Bunje. Design relevant properties of hardened ultra high performance concrete. in Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, Germany. 2004.

[18] Graybeal, B.A. and F. Baby, Development of Direct Tension Test Method for Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, 2013. 110(2).

[19] Gowripalan, N. and R. Gilbert, Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams. Design Guide. Civil & Environmental Engineering School, University of NSW, Sydney, Australia, 2000.

[20] Uchida, Y., et al. Outlines of" Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures" by JSCE. in International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications. 2006. RILEM Publications SARL.

[21] des Architectes, Société S.des Ingénieurs e., Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et exécution, in prSIA 2052 :2014-04. 2014.

[22] AFNOR, Calcul des structures en béton – Règles spécifiques pour les bétons fibrés à ultra-hautes performances in Complément national à l'Eurocode 2. 2016: France.

[23] Naaman, A.E., Prestressed concrete analysis and design: fundamentals. 1982: McGraw-Hill New York.

[24] Menn, C., Prestressed concrete bridges. 2012: Birkhäuser.

[25] Naaman, A.E. and J.E. Breen. External prestressing in bridges. 1990. American Concrete Institute.

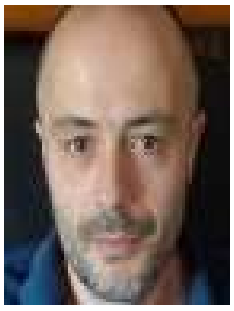
[26] Manterola, J., Puentes : apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Vol. II. 2006, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

[27] Amorim, M., Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m, in Engenharia Civil. 2008, Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[28] Magalhães, F., Influence of the construction phases on the bridges forces and stresses, in Redistribution of bridges forces and stresses. 2015.

[29] Yoo, D.-Y. and Y.-S. Yoon, Structural performance of ultra-high-performance concrete beams with different steel fibers. Engineering Structures, 2015. 102: p. 409-423.

Análises de placas de betão pré-esforçado com base no modelo de treliça com amolecimento


Ana Rita Lyrio[1] **Luís Bernardo**[2] **Bernardo Horowitz**[3]

RESUMO

No trabalho original desenvolvido é estudado o comportamento de placas de betão pré-esforçado solicitados ao corte puro com base no modelo de treliça com amolecimento. Para tal, o *Rotating-Angle Softened Truss Model* (RA-STM) para placas de betão armado é generalizado com vista a prever o comportamento global de placas de betão pré-esforçado.

Para isso o RA-STM modificado incorpora novas relações constitutivas para os materiais baseadas em estudos mais recentes, com o intuito de melhorar a previsão do modelo e estender as suas previsões ao comportamento pós-pico de placas ao corte. Para a validação do modelo proposto, a análise numérica realizada é dividida em duas partes. A primeira incorpora análises paramétricas onde foram estudadas a influência de algumas variáveis de estudo. Na segunda parte, o modelo RA-STM modificado com pré-esforço foi validado através de análises comparativas com resultados experimentais disponíveis na literatura existente para placas de betão pré-esforçado sujeitas ao corte.

Como procedimento de solução para o RA-STM modificado, em substituição dos procedimentos originais onde a solução é obtida por tentativa e erro, é adotado e implementado um procedimento de cálculo eficiente que se mostrou apropriado para os objetivos do trabalho.

Palavras-chave: Esforços de Membrana, Betão Pré-esforçado, Modelo de Treliça com Amolecimento.

1. INTRODUÇÃO

Baseado no conceito original de modelo de treliça proposto em 1899 por Ritter [1] e em 1902 por Mörsch [2] vários modelos analíticos foram desenvolvidos de forma a calcular e compreender o comportamento de elementos de betão armado sujeito a esforços de membrana. Entre esses modelos analíticos, o *Softened Truss Model* (STM) proposto por Hsu em 1988 [3] foi amplamente aceito e utilizado por investigadores com desenvolvimentos inovadores. Com base em resultados experimentais de vários

[1]Universidade da Beira Interior, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Covilhã, Portugal. batisti.anarita@gmail.com
[2]Universidade da Beira Interior, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Covilhã, Portugal. lfb@ubi.pt
[3]Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia Civil, Recife, Brasil. horowitz@ufpe.br

testes controlados com placas de betão armado, realizados no *Universal Panel Tester* na Universidade de Houston (Hsu *et al.* [4]), o STM foi melhorado ao longo dos anos.

Para ter em conta que, após a fissuração do betão, a direção das tensões principais roda como resultado da redistribuição interna de tensões [5] foi permitido variar o ângulo das tensões principais de compressão conforme o aumento da carga. Devido a isso, o modelo foi renomeado como modelo de treliça com amolecimento e ângulo variável (*Rotating-Angle Softened Truss Model* - RA-STM) [6].

Para todos os modelos encontrados na literatura, os procedimentos de cálculo para estimar o comportamento dos elementos de membrana simplesmente armados ou pré-esforçados são baseados em técnicas de tentativa e erro, o que pode exigir um grande esforço de cálculo e também originar uma perda de eficiência devido ao grande número de parâmetros estimados. Por esse motivo, são necessários procedimentos de solução alternativa. Em estudos recentes, o RA-STM foi reformulado para simular o comportamento dos elementos de betão sujeitos a esforços de membrana. Para isso, foram propostos procedimentos alternativos de solução eficiente (Silva e Horowitz em 2015 [7] e Silva em 2016 [8]).

O presente trabalho apresenta um modelo eficiente baseado no RA-STM para placas de betão armado e sua modificação de forma a contabilizar a influência do pré-esforço nas equações de equilíbrio e compatibilidade bem como nas leis constitutivas inicialmente propostas [5][9] para placas sem pré-esforço.

Atualmente, a aplicação do pré-esforço é corrente em muitas estruturas de betão armado submetidas principalmente a estados planos de tensão devido ao carregamento, do qual resulta um esforço biaxial (corte + compressão) que atrasa a fissuração do betão e aumenta a resistência ao corte do elemento. Assim, o RA-STM foi expandido para placas de betão pré-esforçado sujeitos a esforços de membrana [5].

O problema a ser resolvido resume-se num sistema de equações não-lineares com restrições. O presente estudo apresenta uma resolução de maneira eficiente através de algoritmos de otimização no programa de cálculo computacional MATLAB, pelo que evita a necessidade de usar de técnicas de tentativa e erro. Além disso, também foram utilizadas relações constitutivas apropriadas para o betão e as armaduras. A linha de código do procedimento é apresentada no estudo original [10].

Com base na análise comparativa com resultados experimentais, mostra-se que o RA-STM proposto prevê de forma aceitável o comportamento ao corte de placas pré-esforçadas, incluindo o a fase pós-pico [10] [11].

2. METODOLOGIA

O modelo RA-STM modificado com a componente de pré-esforço é baseado nos três princípios da mecânica das estruturas: equilíbrio das tensões, compatibilidade das deformações e relações constitutivas médias para os materiais [9]. Para os dois primeiros, as respetivas equações foram obtidas através da análise da circunferência de Mohr, enquanto que para o último as relações foram estabelecidas através da adoção de curvas médias σ (tensão) - ε (deformação) para os materiais, designadamente curvas regularizadas para os aços das armaduras ordinárias e de pré-esforço tendo em conta o efeito de enrijecimento, e também uma curva para o betão à compressão tendo em conta o efeito de amolecimento devido à fissuração diagonal.

De forma a apresentar o modelo RA-STM modificado proposto e validar o seu comportamento para placas de betão pré-esforçado foram realizados dois tipos de estudos. Um estudo preliminar analisou a influência do pré-esforço no comportamento de placas simuladas tendo por base 4 variáveis em análise: nível de pré-esforço (podendo variar até o limite normativo); direção do pré-esforço (efetividade de pré-esforçar em uma ou ambas as direções); taxa mecânica de armadura ordinária e total (incluindo armadura de pré-esforço) e influência da resistência do betão (comportamentos para betões de resistência normal

ou alta resistência). Os resultados obtidos estão disponíveis no estudo que origina este artigo [10], dando origem a conclusões consistentes e esperadas, indo ao encontro de resultados referenciados na literatura.

A validação do modelo proposto foi então obtida quando se comparou as curvas teóricas de tensão de corte τ_{LT} – distorção γ_{LT} com algumas curvas experimentais disponíveis na literatura para placas pré-esforçadas sujeitas ao corte, sendo esta a abordagem principal do presente artigo. Neste sentido, um primeiro estudo feito por Marti e Meyboom em 1992 [12] retrata o ensaio de três placas sujeitas ao corte, dos quais duas eram pré-esforçadas somente na direção longitudinal (série PP). Num segundo estudo, Laskar *et al.* em 2007 [13] ensaiaram cinco placas pré-esforçadas longitudinalmente (série TA). Todos as placas foram submetidas a um carregamento proporcional.
Como referido anteriormente, o modelo RA-STM é baseado nos três princípios da mecânica das estruturas, seguidamente apresentados de forma resumida.

2.1 Equilíbrio de tensões

A Figura 1 - Elemento bidimensional de betão pré-esforçado sujeito esforços de membrana [10] [11]. Adaptado de [8].Figura 1 ilustra um elemento bidimensional de betão, pré-esforçado nas duas direções, submetido a esforços no seu próprio plano. Os sistemas de coordenadas L-T e R-D coincidem, respetivamente, com a direção longitudinal e transversal das armaduras e com a direção principal das tensões no betão. As tensões no plano do elemento (σ_L, σ_T e τ_{LT}) são divididas em três componentes, tendo por base a contribuição do betão simples (σ_L^C, σ_T^C e τ_{LT}^C), da armadura ordinária ($\rho_L f_L$ e $\rho_T f_T$) e da armadura de pré-esforço ($\rho_{PL} f_{LP}$, $\rho_{PT} f_{TP}$).

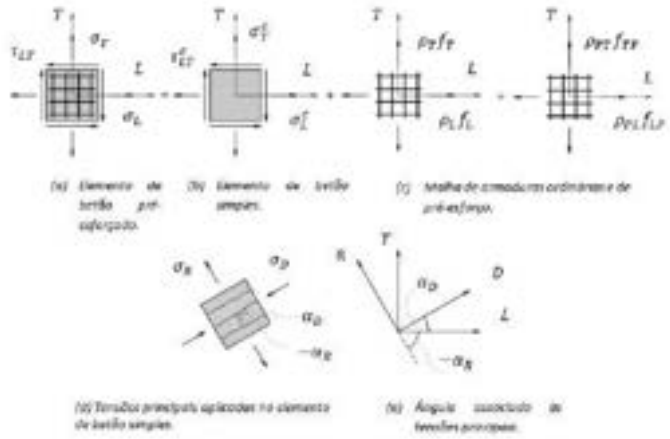


Figura 1 - Elemento bidimensional de betão pré-esforçado sujeito esforços de membrana [10] [11]. Adaptado de [8].

A partir desta relação é possível escrever as três equações de equilíbrio do modelo (Eq. (1)):

$$\begin{bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_T \\ \tau_{LT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_L^c \\ \sigma_T^c \\ \tau_{LT}^c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \rho_L f_L + \rho_{PL} f_{LP} \\ \rho_T f_T + \rho_{PT} f_{TP} \\ 0 \end{bmatrix} \tag{1}$$

As tensões aplicadas no elemento de betão simples, σ_L^c,σ_T^c e τ_{LT}^c, podem ser obtidas a partir das tensões principais de tração e compressão do betão (σ_R e σ_D) e do ângulo das direções principais α_R, conforme apresenta a Figura 1(d). Segundo Hsu e Mo [9], o ângulo α_R é denominado como ângulo variável pois o mesmo varia quando o elemento de betão armado é sujeito a esforços de membrana incrementados e que variam proporcionalmente, afastando-se dos 45º iniciais para a inclinação das escoras de betão. Tendo em vista a tendência do padrão de fissuração, com as fissuras perpendiculares à direção principal de tração, e assumindo que as placas em estudo estão fissuradas, optou-se neste trabalho, à semelhança

do adotado por Silva e Horowitz [7] e Silva [8], por utilizar o complemento do ângulo variável (α_D), relacionado com a direção principal de compressão.

Para relacionar os referenciais R-D e L-T, com a ajuda da circunferência de Mohr, a Eq. (2) transforma as coordenadas das tensões na placa de betão simples para as tensões principais.

$$\begin{bmatrix}\sigma_L^c\\ \sigma_T^c\\ \tau_{LT}^c\end{bmatrix} = \begin{bmatrix} cos^2(\alpha_D) & sen^2(\alpha_D) & 2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D)\\ sen^2(\alpha_D) & cos^2(\alpha_D) & -2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D)\\ -sen(\alpha_D)cos(\alpha_D) & sen(\alpha_D)cos(\alpha_D) & cos^2(\alpha_D) - sen^2(\alpha_D)\end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix}\sigma_D\\ \sigma_R\\ 0\end{bmatrix} \quad (2)$$

Substituindo a transformação de coordenadas apresentada na Eq. (2) na Eq. (1) podem-se obter as seguintes equações de equilíbrio ilustradas através da Eq. (3).

$$\begin{bmatrix}\sigma_L\\ \sigma_T\\ \tau_{LT}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix} cos^2(\alpha_D) & sen^2(\alpha_D) & 2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D)\\ sen^2(\alpha_D) & cos^2(\alpha_D) & -2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D)\\ -sen(\alpha_D)cos(\alpha_D) & sen(\alpha_D)cos(\alpha_D) & cos^2(\alpha_D) - sen^2(\alpha_D)\end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix}\sigma_D\\ \sigma_R\\ 0\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\rho_L f_L + \rho_{PL} f_{LP}\\ \rho_T f_T + \rho_{PT} f_{TP}\\ 0\end{bmatrix} \quad (3)$$

Como simplificação do modelo, a participação do betão à tração é desprezada no RA-STM, pelo que a tensão principal de tração α_R é considerada nula. Fazendo essa alteração na Eq. (3) e reorganizando os termos, obtêm-se as equações de equilíbrio para o modelo RA-STM apresentadas por Hsu e Mo [9] em função da tensão principal de compressão no betão (σ_D), do complemento do ângulo variável (α_D) e da participação das armaduras ordinárias e de pré-esforço em ambas direções ($\rho_L f_L$, $\rho_{PL} f_{LP}$, $\rho_T f_T$, e $\rho_{PT} f_{TP}$), apresentadas na Eq. (4), (5) e (6).

$$\sigma_L = \sigma_D cos^2(\alpha_D) + \rho_L f_L + \rho_{PL} f_{LP} \quad (4)$$

$$\sigma_T = \sigma_D sen^2(\alpha_D) + \rho_T f_T + \rho_{PT} f_{TP} \quad (5)$$

$$\tau_{LT} = -\sigma_D sen(\alpha_D) cos(\alpha_D) \quad (6)$$

2.2 Compatibilidade das deformações

As três equações de equilíbrio derivadas anteriormente foram baseadas na transformação das tensões entre o referencial R-D e o referencial L-T (Eq. (2)). De forma semelhante, as equações de compatibilidade para as deformações podem ser obtidas pelo mesmo processo (Eq. (7)).

$$\begin{bmatrix}\varepsilon_L\\ \varepsilon_T\\ \gamma_{LT}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix} cos^2(\alpha_D) & sen^2(\alpha_D) & 2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D)\\ sen^2(\alpha_D) & cos^2(\alpha_D) & -2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D)\\ -2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D) & 2sen(\alpha_D)cos(\alpha_D) & 2cos^2(\alpha_D) - 2sen^2(\alpha_D)\end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix}\varepsilon_D\\ \varepsilon_R\\ 0\end{bmatrix} \quad (7)$$

Hsu e Mo [9] definiram, a partir da Eq. (7), o que foi designado por 1º princípio da invariância das deformações (Eq. (8)). A relação expressa pela terceira linha da Eq. (7) fornece a deformação de corte no sistema L-T, sendo esta apresentada, de forma mais simplificada, através da Eq. (9).

$$\varepsilon_L + \varepsilon_T = \varepsilon_D + \varepsilon_R \quad (8)$$

$$\gamma_{LT} = 2(\varepsilon_R - \varepsilon_D) sen(\alpha_D) cos(\alpha_D) \quad (9)$$

2.3 Relação constitutiva dos materiais

2.3.1 Betão submetido à compressão

Para prever o comportamento do betão quando submetido à compressão foram utilizadas leis constitutivas médias e não-lineares que tivessem em conta o efeito do amolecimento do betão (*softening effect*). Para o ramo ascendente foi utilizada a relação proposta por Belarbi e Hsu [14], traduzida pela Eq. (10), para o ramo descendente, utilizou-se a proposta de Zhu *et al.* [15] traduzida pela Eq. (11).

$$\sigma_D = \varsigma f'_c \left[2\left(\frac{\varepsilon_D}{\varsigma\varepsilon_0}\right) - \left(\frac{\varepsilon_D}{\varsigma\varepsilon_0}\right)^2\right] \qquad \frac{\varepsilon_D}{\varsigma\varepsilon_0} \leq 1 \qquad (10)$$

$$\sigma_D = \varsigma f'_c \left[1 - \left(\frac{(\varepsilon_D/\varsigma\varepsilon_0) - 1}{(4/\varsigma) - 1}\right)^2\right] \qquad \frac{\varepsilon_D}{\varsigma\varepsilon_0} > 1 \qquad (11)$$

O *softening effect* é representado pelo coeficiente de amolecimento (ς), o qual afeta tanto a tensão máxima ($\varsigma\, f'_c$) como a correspondente extensão ($\varsigma\, \varepsilon_0$), sendo determinado através da Eq. (12).

$$\varsigma = \left(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c(MPa)}} \leq 0.9\right) \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{400\varepsilon_R}{\eta'}}}\right) \qquad (12)$$

Onde:

$$\eta = \frac{\rho_L f_{syL} + \rho_{PL} f_{psL0.1\%}}{\rho_T f_{syT} + \rho_{PT} f_{psT0.1\%}} \qquad (13) \qquad \begin{cases} \eta' = \eta \; se \; \eta \leq 1 \\ \eta' = \dfrac{1}{\eta} se \; \eta > 1 \end{cases} \qquad (14)$$

O fator η é dado pela relação entre a força resistente nas armaduras [14], tendo em conta a contribuição das armaduras de pré-esforço em ambas direções. O intervalo de validade para este parâmetro foi definido por Pang e Hsu em 1995 [16], sendo 0.4 < η < 2.5. De forma equivalente, e tendo por base a Eq. (13) e a Eq. (14), o anterior domínio de validade pode também ser escrito da seguinte forma: 0.4 < η'< 1. Refere-se que estes domínios de validade foram originalmente estabelecidos para placas sem pré-esforço.

2.3.2 Armaduras ordinárias submetidas à tração

Relativamente às armaduras ordinárias embebidas em betão, foi utilizada uma relação média que representa o comportamento das armaduras ao longo de um comprimento suficiente do elemento de betão para incluir várias fissuras. Desta forma, esta relação incorpora de forma indireta o efeito da participação do betão tracionado entre fissuras e a interação entre o betão e as armaduras ordinárias. Foi adotada a relação proposta por Pang e Hsu [16], sendo traduzida pela Eq. (15) e Eq. (16).

$$f_s = E_s \, \varepsilon_s \qquad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y' \qquad (15)$$

$$f_s = (0.91 - 2BN) f_{sy} + (0.02 + 0.25BN) E_s \, \varepsilon_s \qquad \varepsilon_s > \varepsilon_y' \qquad (16)$$

Onde os parâmetros apresentados nas equações acima estão justificados e apresentados no estudo original [10] [11].

2.3.3 Armaduras de pré-esforço submetidas à tração

Para calcular a tensão instalada nas armaduras de pré-esforço torna-se necessário saber a sua respetiva extensão, ε_p (Eq. 17 e Eq. 18).

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{dec} + \varepsilon_s \tag{17}$$

$$\varepsilon_{dec} = \varepsilon_{P,i} + \varepsilon_{S,i} \tag{18}$$

A lei constitutiva que relaciona a tensão na armadura de pré-esforço foi inicialmente proposta por Hsu em 1991 [17], no presente trabalho foi considerada a curva proposta no estudo de Laskar *et al.* [13], representada na Eq. (19) e Eq. (20). Os parâmetros apresentados nas equações abaixo estão apresentados e justificados no estudo original [10] [11].

$$f_P = E_P(\varepsilon_{dec} + \varepsilon_s) \qquad \varepsilon_P < \frac{0.7f'_{pu}}{E_P} \tag{19}$$

$$f_P = \frac{E'_P(\varepsilon_{dec} + \varepsilon_s)}{\left[1 + \left(\frac{E'_P(\varepsilon_{dec} + \varepsilon_s)}{f_{pu}}\right)^R\right]^{1/R}} \qquad \varepsilon_P \geq \frac{0.7f'_{pu}}{E_P} \tag{20}$$

2.4 Carregamento proporcional

É sabido que existe uma relação entre as tensões principais (σ_1, σ_2) no referencial 1-2 (rodado de α_1) e as tensões de membrana aplicadas no elemento de betão no referencial L-T (σ_L, σ_T e τ_{LT}). Essa relação é estabelecida através de coeficientes de proporcionalidade referidos na literatura [9] e apresentados como o rácio entre a tensão solicitante na respetiva direção e a tensão principal de tração ($m_L = \sigma_L / \sigma_1$; $m_T = \sigma_T / \sigma_1$ *e* $m_{LT} = \tau_{LT} / \sigma_1$).

Substituindo os coeficientes de proporcionalidade nas equações de equilíbrio (Eq. (4)-(6)) e ajustando matematicamente os resultados é possível calcular o valor da tensão principal (σ_1). Esse parâmetro é importante para o procedimento de cálculo do modelo utilizado neste trabalho pois é independente do ponto estudado, sendo apenas função de parâmetros fáceis de serem calculados, designadamente os coeficientes de proporcionalidade, as taxas mecânicas das armaduras e as respetivas tensões [10].

2.5 Equações adicionais para estimativa inicial

Após alguns ajustes matemáticos feitos na Eq. (7) e de forma a garantir maior estabilidade no procedimento de cálculo, o ângulo α_D pode ser relacionado com as deformações nos referenciais L-T e R-D, apresentados na Eq. (21), (22) e (23).

$$sen^2(\alpha_D) = \frac{\varepsilon_R - \varepsilon_T}{\varepsilon_R - \varepsilon_D} \tag{21} \qquad cos^2(\alpha_D) = \frac{\varepsilon_T - \varepsilon_D}{\varepsilon_R - \varepsilon_D} \tag{22} \qquad \alpha_D = \arctan\left(\sqrt{\frac{\varepsilon_L - \varepsilon_D}{\varepsilon_T - \varepsilon_D}}\right) \tag{23}$$

2.6 Estimativa inicial e Função Resíduo F_{MCTM}

A fim de simular o comportamento de placas pré-esforçadas sujeitas ao corte tendo por base o RA-STM modificado proposto, foi necessário partir de uma estimativa inicial tendo por base um modelo mais simples. Entende-se como estimativa inicial o primeiro valor para o "arranque" do procedimento de cálculo. Para este trabalho, em semelhança ao proposto por Silva e Horowitz [7] foi considerado o modelo MCTM (*Mohr Compatibility Truss Model)* [9] tendo em conta o efeito do pré-esforço.

Considera-se, portanto, como estimativa inicial os seguintes valores de extensões na armadura longitudinal, na armadura transversal e no betão à compressão, apresentados na Eq. (24), (25) e (26).

$$\varepsilon_L = \frac{(-m_{LT}\, cotg(\alpha_D) + m_L)}{E_s \rho_L}\sigma_1 - \frac{\rho_{PL} f_{LPi}}{E_s \rho_L} \tag{24}$$

$$\varepsilon_T = \frac{(-m_{LT}\, tg(\alpha_D) + m_T)\sigma_1}{E_s \rho_T} - \frac{\rho_{PT} f_{TPi}}{E_s \rho_T} \tag{25}$$

$$\varepsilon_D = \frac{(-m_{LT}\,)}{E_c sen(\alpha_D) cos(\alpha_D)}\,\sigma_1 \tag{26}$$

A partir destas três últimas equações, que têm em conta a deformação inicial induzida pelo pré-esforço, e com base na Eq. (23), pode-se obter a equação não linear da estimativa inicial, denominada como função resíduo F_{MCTM}, apresentada na Eq. (27). É esta equação que será resolvida de forma a calcular o primeiro valor de deformação do modelo.

$$F_{MCTM} = \frac{\varepsilon_L - \varepsilon_D}{\varepsilon_T - \varepsilon_D} - tg^2(\alpha_D) = 0 \tag{27}$$

2.7 Função Resíduo F_{RA-STM}

Combinando as equações que relacionam os coeficientes de proporcionalidade e as relações com o ângulo α_D e rearranjando os termos é possível obter a função resíduo do modelo RA-STM com pré-esforço (Eq. (28)).

$$F_{RA-STM} = \begin{bmatrix} \sigma_D \dfrac{\varepsilon_T - \varepsilon_D}{\varepsilon_R - \varepsilon_D} - m_L\sigma_1 + \rho_L f_L + \rho_{PL} f_{LP} \\ \sigma_D \dfrac{\varepsilon_L - \varepsilon_D}{\varepsilon_R - \varepsilon_D} - m_T\sigma_1 + \rho_T f_T + \rho_{PT} f_{TP} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{28}$$

3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Para validar o RA-STM refinado com um procedimento de solução eficiente para elementos de betão pré-esforçado sujeitos a esforços de membrana, as previsões teóricas são comparadas com apenas dois estudos experimentais com elementos de membrana de placas pré-esforçadas encontrados na literatura: Marti e Meyboom em 1992 [12] e Laskar *et al.* em 2007 [13]. Os dois estudos ensaiaram placas pré-esforçadas sob corte puro. Marti e Meyboom testaram duas placas enquanto Laskar *et al.* testaram cinco placas. Os parâmetros característicos de cada placa são apresentado no estudo original [10]. O quadro 1 apresenta o valor de η' para cada placa, parâmetro este que se mostrou de grande influência na resposta ao comportamento ao corte dos elementos.

Quadro 1 – Características das placas da série PP e TA [12] [13]. Adaptado de [11].

Placa	TA-1	TA-2	TA-3	TA-4	TA-5	PP2	PP3
η'	0.12	0.22	0.40	0.31	0.43	0.28	0.24

A Figura 2 apresenta as curvas τ_{LT} - γ_{LT} para as placas pré-esforçadas ensaiadas por Laskar *et al.* [13], enquanto a Figura 3 apresenta as mesmas curvas para as placas de Marti e Meyboom [12].

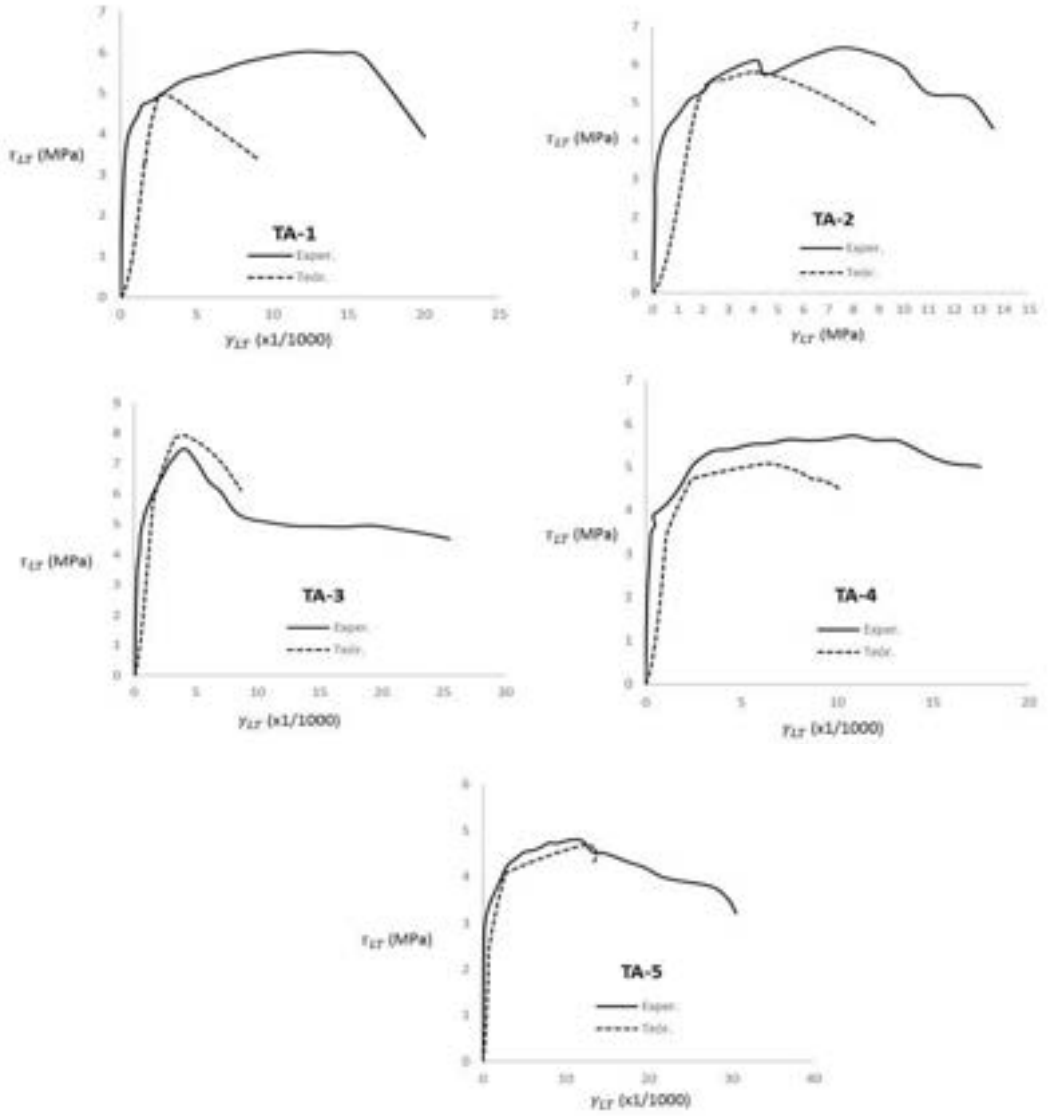


Figura 2 – Curva $\tau_{LT} - \gamma_{LT}$ para as placas de Laskar *et al.* [13]. Adaptado de [11].

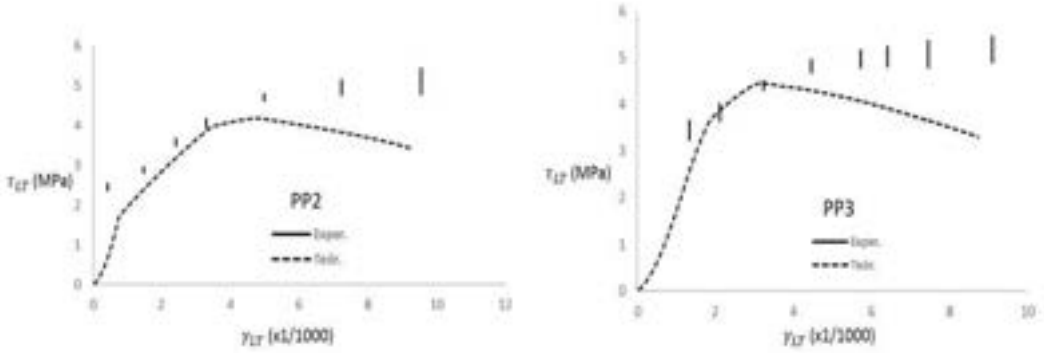


Figura 3 - Curva $\tau_{LT} - \gamma_{LT}$ para as placas de Marti e Meyboom. [12]. Adaptado de [11].

Relativamente ao estudo pode-se observar que, pelo fato de não ser considerado o betão à tração no RA-STM desenvolvido, o mesmo não captura bem a transição experimental entre as fases não fissurada e fissurada. Contudo, após a fissuração a forma das curvas teóricas previstas pelo RA-STM modificado é congruente com a das curvas experimentais, designadamente para maiores níveis de taxa mecânica de armadura ordinária. Confirma-se assim que, após a fissuração, o RA-STM modificado é capaz de prever corretamente as fases comportamentais das placas estudadas.

A partir da Figura 2 pode-se observar que, exceto para a placa TA-1 para a qual alguns problemas de convergência foram observados, o comportamento global sob corte é bem capturado, designadamente: a rigidez para a fase fissurada, a zona de cedência das armaduras (exceto para a placa TA-3 para o qual esta fase não foi atingida [13]), a resistência ao corte e a forma inicial da curva pós-pico. Além disso, observa-se também que as curvas teóricas terminam prematuramente quando comparadas às experimentais. Isto é devido aos critérios assumidos para interromper o procedimento de cálculo, neste caso quando a extensão última convencional do betão (ε_{cu}) atinge o valor de 0.0035, valor este baseado na NP EN 1992-1-1 [18].

Do Quadro 1, pode-se observar que as placas TA-1, TA-2, TA-4, PP2 e PP3 não cumprem o limite mínimo para η' ($0.4 < \eta' < 1.0$), o qual está relacionado com o coeficiente de amolecimento. Uma vez que a Eq. (12) foi calibrada para este intervalo, espera-se que a influência do efeito de amolecimento não tenha sido considerada com precisão para essas placas.

No sentido de relacionar esta observação com os resultados menos bons observados principalmente para a placa TA-1, alguns cálculos adicionais foram realizados. Verificou-se que, em relação a placa TA-1, para o qual η' é muito pequeno, pequenas mudanças de η' modificam profundamente o comprimento do ramo ascendente da curva teórica $\tau_{LT} - \gamma_{LT}$ após o ponto de cedência. Para as placas TA-2 e TA-4, as mudanças observadas são muito menos significativas. A placa TA-1 também possui uma taxa de armadura transversal muito pequena (0.42%), sendo muito menor que o mínimo de 0.60% recomendado por Pang e Hsu [16] e 0.78% recomendado por Zang e Hsu [19]. Esta observação adicional também pode ajudar a justificar os piores resultados para a placa TA-1 quando comparada com as placas TA-2 e TA-4.

Relativamente as duas placas apresentadas na Figura 3, Laskar *et al*. em seu estudo identificaram grandes deficiências no estudo no Marti e Meyboom, designadamente, os autores não fornecem todas as propriedades das placas para o desenvolvimento do modelo teórico proposto no estudo. Além disso, os ensaios não decorreram com controlo de deformação, o que impossibilitou obter os dados pós-pico para as curvas experimentais [7]. Devido a ausência de dados, tiveram que ser admitidos valores para os alguns parâmetros, melhores explicados no estudo original [10][11].

A partir da Figura 3, pode ainda observar-se que a forma das curvas teóricas previstas pelo RA-STM modificado é congruente com a variação do intervalo de valores provenientes dos pontos experimentais. Verifica-se, no entanto, que o modelo teórico subestima a resistência das placas simuladas e antecede o pico de resistência. Tal poderá dever-se às incertezas associadas aos valores assumidos neste trabalho para caracterizar o comportamento da armadura de pré-esforço, como discutido anteriormente.

De forma complementar e apesar dos problemas relacionados com o parâmetro η', foi feita uma análise estatística dos dados obtidos em comparação aos modelos experimentais das sete placas disponíveis. Os valores máximos da resistência ao corte experimental e teórica de cada placa foram contabilizados e designados como $\tau_{u,exp}$ e $\tau_{u,teo}$, respetivamente. O Quadro 2 apresenta os resultados obtidos, a partir dos quais se pode concluir que o modelo prevê de forma aceitável a resistência das placas analisadas, com uma média de 1.12 e um coeficiente de variação de 8.99%.

Quadro 2 – Análise comparativa para valores máximos de tensão de corte.

Placa	TA-1	TA-2	TA-3	TA-4	TA-5	PP2	PP3
$\tau_{u,exp}$ [MPa]	6.027	6.440	7.490	5.713	4.785	5.110	5.185
$\tau_{u,teo}$ [MPa]	4.971	5.796	7.928	5.090	4.698	4.187	4.464
$\tau_{u,exp}/\tau_{u,teo}$	1.211	1.111	0.945	1.122	1.019	1.220	1.162

4. CONCLUSÕES

Como anteriormente referido, considera-se que os dados experimentais não são ainda suficientes para permitir validar adequadamente o modelo RA-STM adicionado com pré-esforço. Ainda assim, o procedimento adotado para desenvolver o modelo teórico proposto neste trabalho aparenta ser um procedimento eficiente, de simples implementação e com boa previsão de resposta para a resistência de placas sujeitas aos esforços de membrana, principalmente ao corte puro.

A partir da análise comparativa com os resultados experimentais disponíveis, observou-se que em semelhança ao modelo RA-STM para placas de betão armado, o modelo modificado que contabiliza a contribuição da armadura de pré-esforço necessita de precisão quanto a alguns parâmetros que se mostraram fundamentais na resposta das placas simuladas, como por exemplo o η'. Es pode indicar que, para as placas de betão pré-esforçado, o limite mínimo anteriormente referido de η' igual a 0.4 pode ser um pouco alto.

REFERÊNCIAS

[1] W. Ritter, "Die Bauweise Hennebique," *Schweizerishe Bauzeitung (Zürich)*, vol. 33, no. 7, pp. 59–61, 1899.
[2] E. Mörsch, "Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie," p. 118, 1902.
[3] T. T. C. Hsu, "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 85, no. (6), pp. 624–635, 1988.
[4] T. T. C. Hsu, L. X. Zhang, and T. Gomez, "A Servo-Control System for Universal Panel Tester," *J. Test. Eval.*, vol. 23, no. 6, pp. 424–430, 1995.
[5] T. T. C. Hsu, "Unified Theory of Reinforced Concrete," *CRC Press*. Boca Raton, Florida, 1993.
[6] X. B. Pang and T. T. C. Hsu, "Fixed-Angle Softened-Truss Model for Reinforced Concrete," *Struct. J. Am. Concr. Inst.*, vol. 93, no. 2, pp. 197–207, 1996.
[7] J. R. de B. Silva and B. Horowitz, "Procedimento eficiente para estimar o comportamento carga-deformação de elementos bidimensionais de concreto armado submetidos a esforços de membrana utilizando o modelo de treliça com ângulo variável," in *CILAMCE 2015 – XXXVI Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, 2015.
[8] J. R. de B. Silva, "Procedimento eficiente para análise de seções em concreto armado usando o modelo de treliça com amolecimento," Universidade Federal de Pernambuco, 2016.
[9] T. T. C. Hsu and Y. L. Mo, *Unified theory of concrete structures*. 2010.
[10] A. R. B. Lyrio, "Análise de placas de betão pré-esforçados com base no modelo de treliça com amolecimento," Universidade da Beira Interior, 2017.
[11] L. F. A. Bernardo, A. R. B. Lyrio, J. R. B. Silva, and B. Horowitz, "Refined Softened Truss Model with Efficient Solution Procedure for Prestressed Concrete Membranes," *J. Struct. Eng. ASCE.*, vol. 144, no. 6, pp. 1–12, 2018.
[12] P. Marti and J. Meyboom, "Response of Prestressed Concrete Elements to In-plane Shear Forces," *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 89, no. 5, pp. 503–5014, 1992.
[13] A. Laskar, J. Wang, T. T. C. Hsu, and Y. L. Mo, "Rational Shear Provisions for AASHTO LRFD Specifications: Technical Report." p. 216, 2007.
[14] A. Belarbi and T. T. C. Hsu, "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression," *Struct. J. Am. Concr. Inst.*, vol. 92, no. 5, September–October, pp. 562–573, 1995.
[15] R. R. H. Zhu, T. T. C. Hsu, and J. Y. Lee, "Rational shear modulus for smeared-crack analysis of reinforced concrete," *Struct. J. Am. Concr. Inst.*, vol. 98, no. 4, July–August, pp. 443–450, 2001.
[16] X. B. Pang and T. T. C. Hsu, "Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear," *Struct. J. Am. Concr. Inst.*, vol. 92, no. 6, November–December, p. 665–679., 1995.
[17] T. T. C. Hsu, "Nonlinear Analysis of Membrane Elements," *Struct. J. Am. Concr. Inst.*, vol. 88, no. 57, September–October, pp. 552–561, 1991.
[18] CEB-FIP MODEL CODE 1990, *Comité Euro-International du Béton*. Suisse, 1990.
[19] L. X. Zhang and T. T. C. Hsu, "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements," *J. Struct. Eng.*, vol. 124, no. 1, January, pp. 24–34, 1998.

Sessão 7C

Método de restauro para superfícies lisas em betão colorido





J. Miranda[1] **J. Valen- a[2]** **E. J¼io[3]**

RESUMO

As intervenções em estruturas de betão geralmente envolvem a aplicação de argamassas de reparação. Estas precisam garantir a compatibilidade física, química e mecânica com o substrato. No caso do 'património cultural', devem ainda aplicar-se princípios de restauro, nomeadamente a correspondência cromática entre o material de reparação e o substrato. No entanto, actualmente não estão disponíveis nem produtos nem métodos que atendam a estas preocupações.

Neste artigo é apresentado um novo método de restauro para superfícies lisas em betão colorido, designado método de Restauro de Betão Colorido (método-RBC). O método inclui a caracterização cromática do substrato e a formulação, produção e aplicação de argamassas de restauro em superfícies lisas e coloridas de betão à vista e compreende quatro etapas principais: (i) caracterização cromática por processamento de imagem da superfície a ser restaurada; (ii) formulação da argamassa de restauro e ajuste de cor, através da adição de pigmentos a uma argamassa branca de referência, com as características físicas, mecânicas e químicas de uma argamassa de reparação; (iii) produção e aplicação da argamassa de restauro; e (iv) avaliação cromática do restauro.

O método-RBC foi validado através da sua aplicação no restauro de provetes de painéis de fachada com superfícies lisas. Foram produzidas e aplicadas argamassas de restauro compatíveis com as superfícies a restaurar, visando a correspondência entre a superfície original e a região de restauro. O método-RBC permitiu atingir a desejada correspondência de cor entre as duas regiões, cujas diferenças não são perceptíveis ao olho humano. No entanto, a fronteira entre a superfície original e o restauro é visível. Neste sentido, é necessário desenvolver um procedimento de aplicação para evitar a percepção da transição entre as duas superfícies. Por fim, os resultados evidenciam a capacidade do método-RBC para definir e projectar a cor de argamassas de restauro com alta precisão, provando ser uma ferramenta extremamente útil para intervenções no 'Património de Betão'.

Palavras-chave: Compatibilidade cromática, argamassas de restauro, superfícies lisas, betão colorido, património construído.

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal.judite.botas@tecnico.ulisboa.pt
[2]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jonatas.valenca@tecnico.ulisboa.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

A maioria das reparações em estruturas de betão é realizada usando o método 'Patch Repair' [1]. Este método não apresenta requisitos estéticos para compatibilidade de cor e textura entre a argamassa de reparação e o substrato de betão. No caso de construções classificadas como 'património cultural', esse método leva, inevitavelmente, a intervenções inadequadas do ponto de vista do restauro [2-5]. Para obter compatibilidade cromática, é essencial uma caracterização rigorosa da cor do substrato do betão e da argamassa a aplicar.

Os métodos tradicionais de medição de cor são pontuais [6, 7], revelando-se pouco adequados para a avaliação colorimétrica de superfícies de betão, onde muitas vezes não é atingida uma completa homogeneidade de cor. Pelo contrário, o processamento de imagem permite a avaliação simultânea de toda a área em análise e, portanto, é indicado para a medição colorimétrica desse tipo de superfície. Nas primeiras abordagens desenvolvidas pelos autores [4, 8], as superfícies de betão cimentício foram medidas com base nas intensidades dos pixels da imagem RGB. No entanto, para uma medição de cor detalhada e precisa, os espaços de cores mais adequados são o CIELAB ou CIELCH, proposto pela Comissão Internacional de L'Eclairage (CIE), e o HSV ou HSL, publicado pela associação internacional para Computing Machinery's (ACM) [9, 10, 11]. Estes permitem uma medição mais intuitiva, devido a uma divisão da cor alinhada com a percepção da visão humana. A medição da diferença entre cores é também extremamente importante para a avaliação e selecção destas. A sua quantificação, proposta pela CIE, é geralmente realizada no espaço de cores CIELAB pelo cálculo da distância euclidiana entre os pontos (ΔE^*), que representa as cores num espaço 3D. O cálculo de ΔE^* foi melhorado pela introdução de diferentes pesos para as variáveis, através da introdução de coeficientes de correção. Actualmente, ΔE_{00} é considerada a expressão mais adequada para o cálculo de pequenas diferenças de cor [12][13][14].

Existem várias classificações propostas para diferenças colorimétricas de acordo com os valores JND (Just Noticeable Difference). No espaço de cor CIELAB, um único valor pode ser atribuído ao JND, que foi determinado para corresponder a um valor de ΔE^* de aproximadamente 2,3 [15]. Em geral, aceita-se que o olho humano não seja capaz de perceber diferenças colorimétricas abaixo deste valor [16].

O HSV identifica a cor em termos de três parâmetros: Matiz (H), Saturação (S) e Valor (V). H indica a cor pura, sem adição de branco ou preto, e com máxima saturação e iluminação. Permite distinguir várias cores puras, com valores entre 0º e 360º. Por exemplo, o vermelho é representado em 0° ou 360°, com amarelo a 60°, verde a 120° e azul a 240°. S representa a pureza da cor, sendo medida em percentagem e variando de 0%, o que representa a ausência de saturação de cor, e 100%, que representa a saturação total da cor. V consiste na variação entre escuro e claro, onde 0% representa preto e 100% branco [17]. Em resumo, o espaço de cores HSV é especificado por um ângulo e os tons de cada cor são obtidos ajustando o brilho, ou brilho e saturação [18]. Cores mais claras são obtidas aumentando o brilho e as cores mais escuras, diminuindo-o. As cores intermediárias são obtidas diminuindo a saturação [19].

Neste trabalho é apresentado um método inovador, denominado método de Restauro de Betão Colorido (método-RBC). O método visa a definição de cor e aplicação de argamassas de restauro em superfícies lisas e compreende quatro etapas principais: (i) caracterização cromática por processamento de imagem da superfície a ser restaurada; (ii) produção da argamassa de restauro por ajuste de cor através da adição de pigmentos a uma argamassa de reparação branca de referencia, com as características físicas, mecânicas e químicas de uma argamassa de reparação; (iii) produção e aplicação de argamassa de restauro; e (iv) avaliação cromática do restauro.

O método foi calibrado experimentalmente utilizando o espaço HSV para avaliação de cor e o espaço CIELAB para medir diferenças de cor, através da caracterização cromática de argamassas de restauro. Estas últimas foram produzidas utilizando percentagens ligeiramente diferentes de pigmentos, e as curvas de correlação entre a cor e a percentagem de pigmento utilizado foram subsequentemente

definidas. Com base nessa avaliação, foram produzidas argamassas compatíveis para o restauro dos provetes de painéis de fachada em betão colorido. Foi também desenvolvido um procedimento de aplicação para obter uma superfície de restauro lisa e perfeita. Os resultados obtidos evidenciaram a capacidade do método proposto para atingir a desejada compatibilidade cromática entre a superfície original e o restauro, permitindo intervenções de restauro de elevada qualidade no 'Património de Betão'. O procedimento de aplicação desenvolvido é adequado para acabamento em superfícies lisas de betão colorido. No entanto, a transição entre as superfícies originais e o restauro é visível, sendo necessários estudos futuros para solucionar esta questão

2. MÉTODO-RBC

2.1 Caracterização cromática da superfície a ser restaurada

A caracterização cromática das superfícies é realizada através do processamento de imagem utilizando os espaços de cores HSV e CIELAB. Para minimizar os erros associados, a aquisição deve ser realizada com luz uniforme e o valor medido corrigido através de uma régua com escala de cores [8]. O procedimento inclui as seguintes etapas: (i) aquisição de imagens das superfícies com uma escala de cores; (ii) carregar e visualizar a imagem RGB; (iii) seleção da região de interesse (ROI); (iv) selecção do padrão branco (PB) na escala de cores, para correcção de cor; (v) visualização e verificação de ROI e PB; e (vi) cálculo dos valores de HSV corrigidos com o PB (Fig.1). O processamento aplicado às imagens foi desenvolvido e implementado em MATLAB [20].

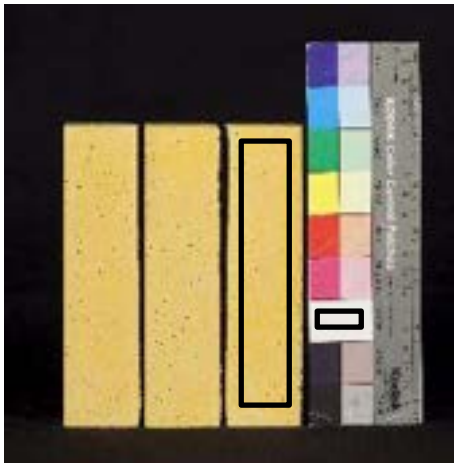


Figura 1. Procedimento para medição cromática de superfícies: seleção da região de interesse (ROI) e seleção do padrão branco (PB) na escala de cores.

2.2 Produção da argamassa de restauro e pasta

A argamassa de restauro é concebida pela adição de pigmentos a uma argamassa de reparação branca de referência, previamente formulada e caracterizada [21], e pela afinação da cor resultante. A pasta é produzida de acordo com o procedimento e materiais da argamassa de restauro, sem a adição dos agregados. A argamassa de referência deve apresentar as seguintes características: teor de ar de 4% [22]; resistência à flexão e à compressão aos 28 dias de, aproximadamente, 8 MPa e 42 MPa, respectivamente [23]. Para o ajuste de cor, devem ser produzidas argamassas de restauro com diferentes percentagens de pigmentos de forma a obter a cor pretendida. Nesta etapa, a ΔE_{00} entre argamassas de restauro é medida e analisada a partir do espaço de cor CIELAB através da seguinte equação (Eq. 1) [24]:

$$\Delta E_{00} = \sqrt{\left(\frac{\Delta L'}{K_L S_L}\right)^2 + \left(\frac{\Delta C'}{K_C S_C}\right)^2 + \left(\frac{\Delta H'}{K_H S_H}\right)^2 + R^T \frac{\Delta C'}{K_C S_C}\frac{\Delta H'}{K_H S_H}}$$

onde: ΔL', ΔC' e ΔH' são as diferenças entre brilho, croma e matiz entre os dois espécimes comparados; SL, SC e SH são as funções de pesagem para os componentes de brilho, croma e matiz; KL, KC e KH são valores paramétricos ajustados de acordo com os diferentes parâmetros de exibição; e RT é o termo de rotação de matiz, para lidar com a problemática região azul (ângulos de cor na vizinhança de 275 °). Neste caso, KL, KC e KH são assumidos como unidade e RT é zero, uma vez que a função de rotação tem um efeito significativo apenas para a região de croma alta azul do plano a*, b*.

2.3 Aplicação da argamassa de restauro

A argamassa de restauro é produzida adicionando a percentagem de pigmento estimada. A aplicação da argamassa de restauro segue a seguinte sequência de etapas para alcançar os resultados desejados: (i) molhagem da área a reparar e região transversal de ligação, de modo a garantir uma melhor aderência entre a argamassa de restauro e o substrato; (ii) aplicação da pasta na região de ligação, num plano perpendicular à superfície; (iii) aplicação da argamassa restauro com 2 mm de rebaixamento, em relação à superfície, efetuando pressão com uma espátula para facilitar a adesão entre os materiais; (iv) aplicação da pasta na área a ser reparada, quando a argamassa começar a ganhar presa, com liçosa e espátula, até cerca de 2 mm do nível da superfície, deixando secar durante 2 horas. A superfície do painel e a área restaurada foram niveladas com lixa de água; (iv) aplicação de descofrante a pincel, na área restaurada, ainda húmida, para conferir brilho idêntico ao substrato.

2.4 Avaliação cromática do restauro

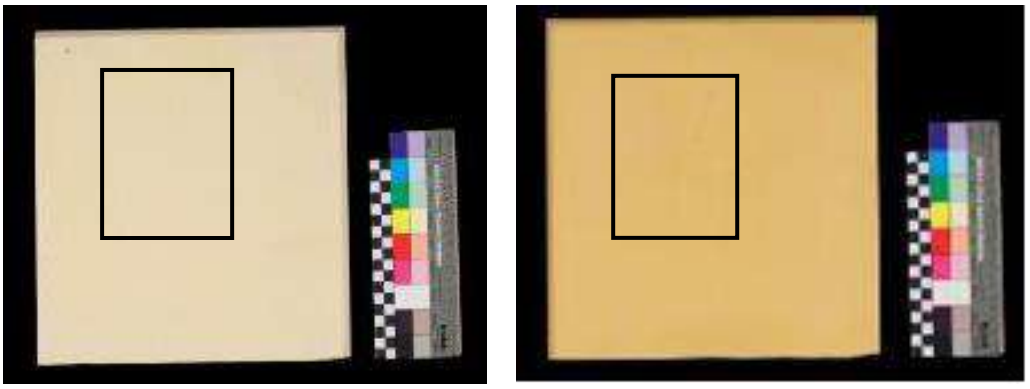
A última etapa do método consiste na aplicação de processamento de imagem conforme descrito na Secção 2.1 no restauro e na região circundante de superfície original. Os valores obtidos são usados para validar o sucesso do restauro em termos cromáticos, comparando a cor entre as duas regiões através da medição do HSV e ΔE_{00}. No caso das diferenças de cor registada não ser perceptível ao olho humano, considera-se que o restauro foi realizado com sucesso a nível de compatibilidade cromática. Caso contrário será necessário repetir a etapa anterior até que essa compatibilidade seja alcançada.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Caracterização cromática de provetes de painéis de fachada

Foram considerados dois provetes de painéis de fachada de betão com dimensões de 300×300 mm^2 de cor amarela: PG581/13 com espessura de 30 mm (Fig. 2a); e PGQ/43 com uma espessura de 20 mm (Fig. 2b). A avaliação cromática foi realizada de acordo com o método-RBC. Os valores médios da caracterização cromática (HSV) medidos foram:

- H de 42,98º para a amostra PG581/13, que visualmente é um amarelo descolorido, e de 40,70º na amostra PGQ/43, onde uma cor amarela mais definida é observada;
- S de 53,41% para a amostra PGQ/43, e 27,66% para a amostra PG581/13; - V entre 74% e 69% para a amostra PGQ/43 e PG581/13, respectivamente.



(a) (b)

Figura 2. Painéis de fachadas: (a) PG581/13; (b) PGQ/43.

3.2 Produção da argamassa de restauro

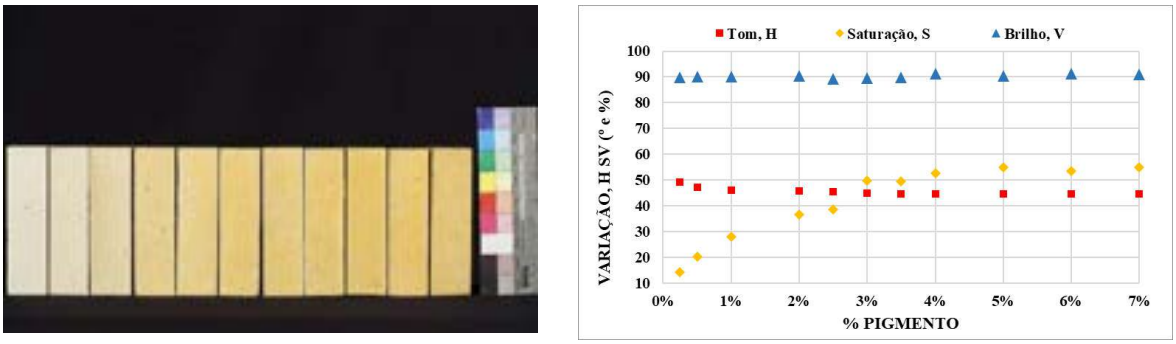
A argamassa de restauro branca de referência é composta por cimento branco, filler calcário, areia média (granulometria entre 0-4 mm) e água e foi produzida de acordo com EN 1015-2 [25]. A argamassa foi caracterizada experimentalmente tanto no estado fresco quanto no endurecido. Os resultados obtidos foram os seguintes: teor de ar de 4% [22]; consistência de espalhamento de 16 cm [26]; resistência à flexão de 7,96 MPa e compressão de 41,80 MPa [23], aos 28 dias. A produção de argamassas de restauro coloridas foi realizada com a adição de várias percentagens de óxido de ferro (pigmento amarelo) e superplastificante à base de éter carboxilatos na proporção de 0,1% em peso de cimento da argamassa de referência.

3.2.1 Caracterização cromática de argamassas de restauro

As argamassas de restauro foram produzidas adicionando diferentes percentagens (em peso de cimento) de pigmento amarelo (óxido de ferro), nomeadamente: 0,25%, 0,50%, 1,00%, 2,00%, 2,50%, 3,00%, 3,50%, 4,00%, 5,00%, 6,00% e 7,00% (Fig. 3a). Para cada uma destas argamassas, foram produzidos três provetes prismáticos de 160×40×40 mm^3. Os provetes foram compactados por compressão mecânica, desmoldados aos 2 dias de idade [27] e curados em laboratório à temperatura ambiente de 20ºC e humidade ambiente de 60%. A avaliação cromática foi realizada pelo método-RBC e os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 1.
Na Fig. 3b pode visualizar-se a evolução dos parâmetros HSV, em função da percentagem de pigmento amarelo adicionada à mistura da argamassa de restauro. Os valores de H variaram entre 44,5º e 49,3º. No entanto, foram medidas diferenças reduzidas de H [44,5º a 45,7º] para argamassas com percentagem de pigmentos superior a 1,00%. Isto era esperado, dado que a matiz é a mesma para todas as argamassas produzidas. Nas restantes argamassas, até 1,00% de pigmento adicionado, a falta de homogeneidade da cor é responsável pelo aumento de H (ver Fig. 3b). No caso de S, o intervalo de valores é elevado [14% a 55%], e aumenta claramente para percentagens de pigmentos entre 0,25% e 3,00%. A saturação é alcançada entre 4,00% e 6,00%, onde os valores estabilizam entre 53% e 55%. O V é constante, com valores de cerca de 90%, para todas as argamassas produzidas (Fig. 3b). Este resultado de brilho também era esperado, uma vez que os provetes têm a mesma reflexividade, ou seja, a relação entre o fluxo de radiação eletromagnética refletida e incidente é constante. Isso deve-se ao facto de que os provetes serem feitos do mesmo material e as medições terem sido feitas a partir de uma única imagem com luz uniforme.

Tabela 1. Valores dos parâmetros de cor para os vários pigmentos [% s].

Parâmetros de cor	***Argamassas teste de restauro [% pigmento]***										
	0.25	**0.50**	**1.00**	**2.00**	**2.50**	**3.00**	**3.50**	**4.00**	**5.00**	**6.00**	**7.00**
H (°)	49.27	47.26	45.95	45.71	45.46	44.82	44.70	44.69	44.53	44.58	44.59
S (%)	14.10	2.37	2.99	36.57	38.63	49.61	49.33	52.70	54.99	5.43	54.93
V (%)	89.77	90.13	90.06	90.43	89.41	89.58	89.82	91.28	90.38	91.28	90.87



(a) (b)

Figura 3. Argamassas de restauro: (a) vista geral; (b) evolução dos parâmeros HSV.

A ΔE_{00} foi calculada para as argamassas produzidas com várias percentagens de pigmento amarelo. A classificação entre as argamassas de restauro, conforme DIN 6174 [16], é apresentada na Tabela 2. Classificações até a adição de 2,00% de pigmento são perceptíveis ao olho humano, apresentando valores superiores a 2,3 JND, que corresponde à classificação de 'distinguível' ou 'facilmente distinguível'. A partir de 3,00% de adição de pigmento, os valores de ΔE_{00} são menores que 2,3 JND, o que traduz uma classificação de 'pequena' a 'muito pequena' para diferenciação de cor, impossível de ser detectada pelo olho humano.

Tabela 2. Diferença de cor ΔE_{00} e sua classificação baseada na norma DIN 6174 [16].

Argamassas teste [% pigmento]	**CIELAB**	**Classificação**
[0.25; 0.50]	2.8	distinguível
[0.50; 1.00]	3.2	facilmente distinguível
[1.00; 2.00]	3.2	facilmente distinguível
[2.00; 2.50]	1.1	pequena
[2.50; 3.00]	3.6	facilmente distinguível
[3.00; 3.50]	0.2	muito pequena
[3.50; 4.00]	1.1	pequena
[4.00; 5.00]	1.0	pequena
[5.00; 6.00]	0.8	pequena
[6.00; 7.00]	1.2	pequena

3.2.2 Selecção da argamassa de restauro

As medições nas argamassas de restauro permitiram definir curvas de tendência, que representam a evolução dos três parâmetros, H, S e V, em função da percentagem de pigmento utilizada. O H e V são considerados constantes, como mencionado anteriormente. O S foi aproximado para uma função logarítmica (Fig. 4) até ao ponto de saturação (cerca de 5,00% de pigmento), com coeficiente de correlação R^2 de 0,96. Esta função foi utilizada para estimar a percentagem de pigmento da argamassa de restauro a ser aplicada numa possível intervenção nos painéis de fachada. Na Fig. 4, o valor S obtido para as amostras dos dois painéis é sobreposto com a curva definida com os seguintes resultados: 0,81% de pigmento para PG581/13, e 5,00% de pigmento para PGQ/43. A ΔE_{00} apresenta valores entre 3,2 e 2,8 para argamassas de restauro até 2,00% de pigmento, classificadas de 'distinguíveis' a 'facilmente distinguíveis' de acordo com a norma DIN 6174 [16]. Nas argamassas com 4,00% a 6,00% de pigmento, os valores de ΔE_{00} vão até 1,0, correspondente a uma classificação de 'pequena' para as diferenças de cor registadas.

A diferença de cor ΔE_{00} permite atribuir uma tolerância permitida para a % de pigmento a ser usada na argamassa de restauro e definida com base no valor S. Assim, a argamassa de restauro para o painel PG581/13 deve ser desenvolvida e produzida com uma percentagem de pigmento amarelo de 0,80% e uma variação inferior a 0,25%, uma vez que pequenas alterações de 0,25 pontos na percentagem de pigmento adicionada resultam em variações de cores classificadas como 'distinguíveis' ou ‘facilmente distinguíveis’ para o olho humano. Para o painel PGQ/43 foi estimada uma adição de 5,00% de pigmento e, para essa faixa de valores, variações de 0,50% de pigmento levam a diferenças de cor ‘muito pequenas’ ou ‘pequenas’ de acordo com a norma DIN 6174 [16].

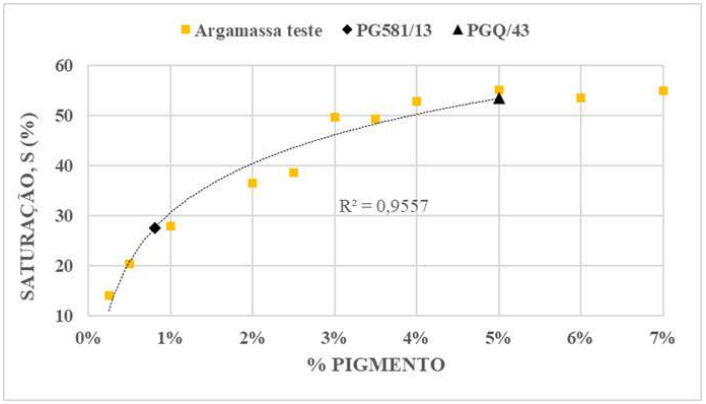


Figura 4. Saturação (S) – Argamassas teste e painéis.

3.2.3 Produção e aplicação de argamassas de restauro

As argamassas de restauro, de acordo com a secção anterior, foram produzidas incorporando 1,00% e 5,00% de pigmento amarelo na argamassa branca de referência para os painéis PG581/13 e PGQ/43, respectivamente. A aplicação das argamassas foi realizada utilizando o procedimento descrito anteriormente na Secção 2.3, como mostra a Fig. 5: (i) aplicação da argamassa restauro (Fig. 5a); (ii) rebaixamento, de 2mm em relação à superfície (Fig. 5b); (iii) aplicação da pasta na área a ser reparada, quando a argamassa começa a ganhar presa (Fig. 5c); (iv) acabamento final (Fig. 5d).



(a)



(b)



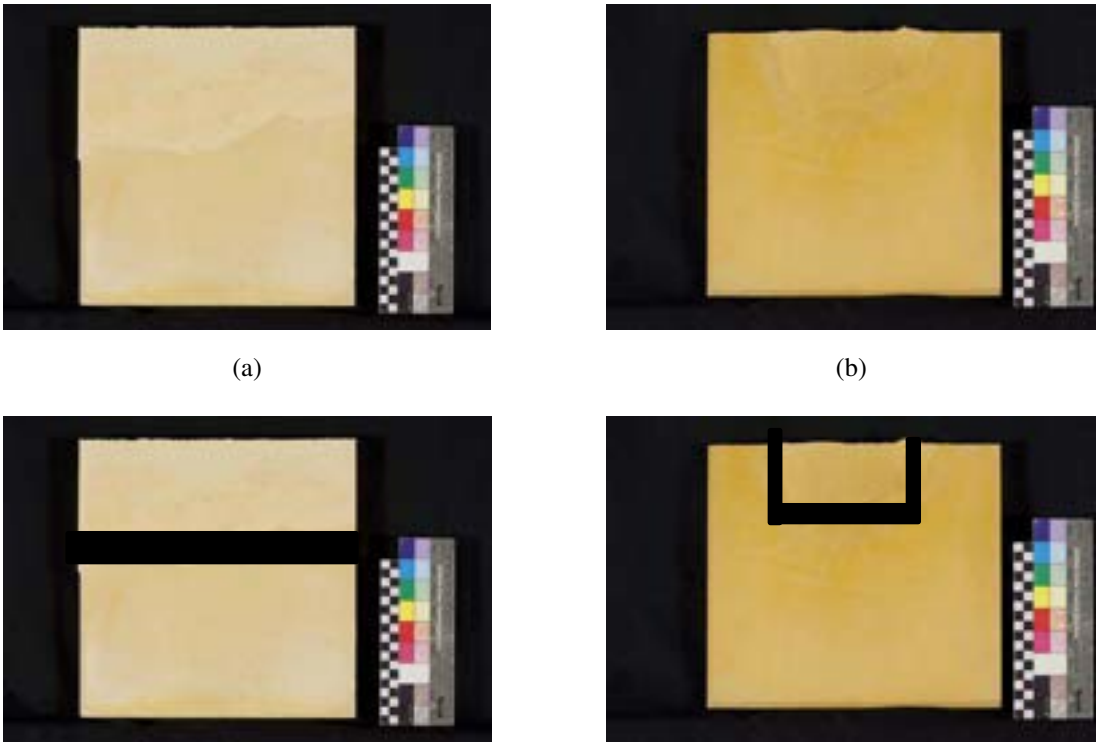


(c) (d)

Figura 5. Aplicação da argamassa de restauro.

3.2.4 Avaliação cromática do restauro

A avaliação da cor foi realizada medindo-se a superfície dos painéis PG581/13 e PGQ/43 e a região restaurada com o método-RBC (Figs. 6a e b). Os resultados e variações obtidas estão resumidos na Tabela 3. Os valores de H para as duas regiões do PG581/13 são idênticos, 38,92º e 39,54º, apresentando uma diferença de 0,62%. Em ambas as regiões do PGQ/43 os valores de H são de 41,66º e 41,22º, correspondendo a uma variação de 0,44%. Para valores de S, as diferenças entre a superfície original e a restaurada foram 0,42% e 0,69% para PG58/13 e PGQ/43, respectivamente. Finalmente, para os valores de V, o PG581/13 apresentou valores entre 74% e 73% com variação de 0,85% e, para o PGQ/43, valores entre 84% e 82%, com 1,67% de variação. Os resultados obtidos para os parâmetros H, S e V entre as superfícies originais dos painéis e as regiões restauradas, apresentam variações baixas, tendo sido apenas registada uma situação em que essa diferença é superior a 1. A diferença de cor ΔE_{00} para as duas regiões do PG581/13 é de 0,29 e para o PGQ/43 de 1,13, o que representa uma classificação de diferença 'muito pequena' e 'pequena' para o olho humano (Tabela 3). De acordo com os resultados da avaliação da cor no espaço HSV e da diferença de cor ΔE_{00} no espaço de cores CIELAB, pode-se afirmar que a variação de cor dos painéis e da área restaurada é dificilmente perceptível ao olho humano. No entanto, foi identificada uma desvantagem no método, relacionada com o facto da fronteira entre as superfícies dos painéis e as superfícies restauradas ser muito visível (Figs. 6a e b). Nas Figs. 6c e d , onde a região de transição foi propositadamente tapada com uma faixa preta, é possível verificar que as diferenças de cor entre a superfície do painel e o restauro não é perceptível a olho nu. O problema da identificação da transição pelo olho humano é um problema físico, e não de compatibilidade de cor. Encontra-se em desenvolvimento um estudo para que esta desvantagem do método proposto seja ultrapassada.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 6 . Intervenção do restauro: (a e c) PG581/13; (b e d) PGQ/43.

Tabela 3. Comparação da avaliação cromática e respectiva variação.

Cor	***Superfície do painel***			***Superfície restaurada***			***Variação [%]***			***Classificação CIELAB***	
	H (°)	**S (%)**	**V (%)**	**H (°)**	**S (%)**	**V (%)**	**H**	**S**	**V**	**ΔE_{00}**	
PG581/13	38.92	27.48	73.78	39.54	27.06	72.93	0.62	0.42	0.85	0.29	muito pequena
PGQ/43	41.66	53.93	83.55	41.22	53.24	81.88	0.44	0.69	1.67	1.13	pequena

4. CONCLUSÕES

Este artigo apresenta o método-RBC, desenvolvido para restaurar superfícies coloridas de betão à vista. Estas argamassas, além dos requisitos de reparação, apresentam requisitos estéticos de compatibilidade cromática entre o substrato de betão e a argamassa utilizada na intervenção. O método-RBC inclui a caracterização cromática da superfície a ser restaurada, seguida da produção e ajuste de cor da argamassa de restauro. Com base nesta avaliação, é produzida e aplicada uma argamassa de restauro sendo por último efectuada a avaliação cromática da intervenção.

No método-RBC a caracterização cromática é realizada através do processamento de imagens utilizando o espaço de cores HSV, que permite discretizar a medição de cores em três componentes: Matiz (H), Saturação (S) e Brilho (V). Os resultados demonstram que a caracterização cromática através do espaço de cores HSV é adequada e permite definir a correlação entre a S e a percentagem de pigmento utilizada na mistura de argamassas de restauro. Além disso, o conhecimento sobre o nível de diferenças de cor, ΔE_{00}, é também calculado a partir do espaço de cor CIELAB, e apresenta a sensibilidade necessária para detectar variações perceptíveis ao olho humano. Isso permite definir possíveis variações na percentagem de pigmentos, dependendo do valor estimado a partir da curva de correlação para S. Os resultados mostram que as diferenças de cor são bastante perceptíveis para pequenas doses de pigmentos, mas menos perceptíveis quando maiores percentagens de pigmentos são utilizadas. Em resumo, S deve ser usado para quantificar a percentagem de pigmento a ser adicionada à argamassa branca de referência, enquanto ΔE_{00} permite tanto o controle de cor quanto a definição da faixa de valores admissíveis para a percentagem de pigmento a utilizar.

Pode-se afirmar que o método-RBC proposto é adequado para o restauro de superfícies de betão com exigentes requisitos estéticos, do ponto de vista cromático. No entanto, a transição entre as superfícies dos painéis e as superfícies restauradas é ainda perceptível. Os autores estão presentemente a desenvolver estudos para superar este problema.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia ao primeiro autor, através da Bolsa de Doutoramento (ref. SFRH / BD / 118428/2016), e ao segundo autor, através da Bolsa de Pós-doutoramento (ref. SFRH / BPD / 102790/2014).

REFERÊNCIAS

[1] EN 1504-3. (2006). Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity – Part 3: Structural and non-structural repair.

[2] Armbruster, R. (2011). Concrete heritage conservation-the Baha'i house of worship, Construção-Mag. 44, pp. 10-16.

[3] Macdonald, S. (2003). The Investigation and repair of historic concrete. NSW-Heritage Office. Technical Report.

[4] Valença, J.; Almeida, C.; Miranda, J.; Júlio, E. (2015). Patch restoration method: A new concept for concrete heritage. Constr. Build. Mater, 101, Part 1, pp. 643-651.

[5] Gaudette, P. (2000). Special considerations in repair of historic concrete-concrete repair Bulletin, January/February pp. 12-13.

[6] Minolta, K. (1998). Precise color communication: Color control from perception to instrumentation, the essentials of imaging Japão: Minolta Co. Ltd. pp. 7-18.

[7] Grossi, C.M.; Brimblecombe, P.; Esbert, R.M; Alonso, F.J. (20007). Color changes in architectural limestones pollution and cleaning. Color research e application, 32 (4) pp. 320-331.

[8] Miranda, J.; Valença, J.; Costa, H.; Júlio, E. (2015). A importância da textura no restauro de superfícies de betão à vista. CONPAT 2015. XIII Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção, XV Congresso de Controlo de Qualidade na Construção, Construção 2015: Congresso Luso-Africano da Construção, Lisboa, 8-10 setembro 2015.

[9] Smith, Alvy Ray. (1978). Color gamut transform pairs. ACM Siggraph Computer Graphics, volume 12, pp. 12–19. ACM.

[10] Joblove, George H.; Greenberg, Donald. (1978). Color spaces for computer graphics. ACM siggraph computer graphics, volume 12, pp. 20–25. ACM.

[11] Forsyth, D.; Ponce, J. (2003). Computer Vision: a Modern Approach. Prentice Hall, New Jersey.

[12] Luo, M.R.; Cul, G.; Rigg, B. (2000). The development of the CIE 2000 colour difference formula: CIEDE2000. Color Research & Application, 26, pp. 340-350.

[13] Mahy, M.; Van Eyckden, L.; A. Oosterlinck, A. (1994). Evaluation of uniform colour spaces after de adoption of CIELAB and CIELUV, Color Research & Application, Hoboken, NJ: John Willey & Soons, Inc., (V.19, n.2, pp. 105-121).

[14] Mokrzycki, W.S.; Tatol, M. (2012). Colour difference Delta E - A survey. Faculty of Mathematics and Informatics University of Warmia and Mazury, Sloneczna, Olsztyn, Poland Preprint submitted to Machine Graphic & Vision, 08:10:2012.

[15] Robertson, A.R. (2007). Historical development of CIE recommended color difference equations. Color Res. Appl., 15(3) pp. 167–170.

[16] Deutsches Institut fur Normung. DIN 6174: Farbmetrische Bestimmung von Farbabstanden bei Korperfarben nach der CIELAB-Formel, Beuth Verlag, Berlim und Koln, 1979.

[17] AnnyStudio. (2003). (ed.), Just color picker, annystudio: Sydney.

[18] Cabré, M.T. (1999). Terminology. Theory, methods and applications. Vol. 1. Amsterdam/Philadelphia: John Benjamins B.V.

[19] Fernandes, A.C. (2002). Visualization prototype for color models for measuring objects in reflectance spectrophotometers. Course Completion Work (Bachelor of Science in Computer Science) - Centro de Ciências Exatas e Naturais, Universidade Regional de Blumenau, Blumenau 66.

[20] *Getting Started with MATLAB®7*. (2007). Massachusets: The mathworks.

[21] Miranda, J.; Valença, J.; Costa, H.; Almeida, A.; Júlio, E. (2016). Método para caracterização de superfícies de betão à vista para apoio à formulação de argamassas de restauro. IIº Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão – Lisboa – LNEC – 27 a 29 de setembro.

[22] European Committee for Standardization. EN 1015-7. (1998). Methods of test for mortar masonry. Part 7: Determination of air content of fresh mortar. Brussels.

[23] European Committee for Standardization. EN 1015-11. (1999). Methods of test for mortar masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, Brussels.

[24] Huang, M.; Liu, H.; Xu, Y.; Liao, N. (2009). Study on acceptable color difference using printed samples. Image and signal processing, CISP '09. 2nd International Congress, 1- 4.

[25] European Committee for Standardization. EN 1015-2. (1998). Methods of test mortar for masonry. Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars, Brussels.

[26] European Committee for Standardization. EN 1015-3. (1999) Methods of test for mortar masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table). Brussels.

[27] EN 196-1. 2005, Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength.

Inspection and rehabilitation of fire-damaged reinforced concrete structures with NSM-CFRP strips





Ana Sofia Vieira[1] **João Pedro Firmo**[2] **João Ramôa Correia**[3]

ABSTRACT

The main goals of the present study were (i) to assess both field and laboratory inspection techniques applied to fire-damaged reinforced concrete (RC) slabs and then (ii) to investigate the bending behaviour of fire-damaged RC slabs repaired and strengthened with near surface mounted (NSM) carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strips. To this end, an experimental program was performed, which consisted of subjecting RC slabs to the ISO834 standard fire curve and a service mechanical load; in order to study two different deterioration levels, the slabs were exposed to fire for 60 and 120 minutes. Different concrete inspection tests were performed (visual assessment, ultrasonic pulse velocity - UPV test, Schmidt test, and Fire Behaviour Test – FBTest, comprising splitting tensile and water absorption tests) and tensile tests were also performed on steel rebars. In addition, an unheated slab, and two fire-damaged slabs, one unrepaired and the other strengthened with NSM-CFRP strips, were subjected to flexural tests at room temperature, with the aim of measuring (i) the effects of the fire-damage and (ii) the efficacy of the NSM-CFRP strips as a repair technique, respectively. The results obtained show that in general the *in situ* inspection tests presented a very significant scatter. The UPV and Schmidt tests at different depths did not provide sufficiently accurate results (i.e. representative of the actual damage underwent by concrete) most likely as they were obtained from concrete samples of reduced size. In what concerns the FBTest, it was also found that the splitting tensile tests provided more conclusive results about the degradation of the concrete properties subjected to elevated temperatures compared to the water absorption tests. The load capacity of the slab repaired with NSM-CFRP strips was considerably improved, although it was not possible to explore the ductility of the steel rebars.

Keywords: inspection of fire-damaged concrete; rehabilitation of fire-damaged concrete; NSM-CFRP strips; experimental study

1. INTRODUCTION

Reinforced concrete (RC) structures in general present good fire behaviour (especially when compared to steel structures), due to the relatively low thermal conductivity of concrete and the non-combustibility of the constituent materials. Nevertheless, the physical, chemical and mechanical properties of concrete

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ana.s.vieira@tecnico.ulisboa.pt
[2]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

and steel rebars may be negatively affected when subjected to fire, which leads to a loss of strength of RC structures. A comprehensive assessment of a RC structure after a fire event involves both field and laboratory work to determine the extent of fire-induced damage, as well as the residual properties of concrete and reinforcing steel bars, in order to design appropriate and cost effective repairs. RC slabs are especially prone to fire damage due to their lower thickness and concrete cover – the present study is focused on these RC structural elements.

This paper presents the results of an experimental campaign, developed within the first author's master dissertation [1], in which the following main objectives were defined: (i) to assess both field and laboratory inspection techniques applied to fire-damaged RC slabs, and (ii) to investigate the bending behaviour of fire-damaged RC slabs repaired/strengthened with near surfaced mounted (NSM) carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strips. To this end, simply supported RC slabs were simultaneously subjected to the ISO 834 standard fire curve for 60 or 120 minutes and to a service mechanical load. Different concrete inspection tests were performed (visual assessment, ultrasonic pulse velocity test, Schmidt test, and Fire Behaviour Test – FBTest) and tensile tests were also performed on the steel rebars. In addition, an unheated slab, and two fire-damaged slabs, one unrepaired and the other NSM-CFRP-strengthened, were subjected to flexural tests at room temperature, with the aim of measuring the effect of the fire-damage and of the efficacy of the NSM-CFRP strips, respectively.

2. DESCRIPTION OF THE EXPERIMENTAL PROGRAMME

2.1 Test series, materials and geometry of the specimens

To achieve the aforementioned objectives, different inspection tests were carried out on fire-damaged RC slab strips and flexural tests were performed at ambient temperature on the following six slab specimens (cf. Table 1): one reference slab (unheated – *Ref T20*); one slab exposed to fire for 60 minutes, unrepaired (Ref Fire); two slabs exposed to fire for 60 minutes, whose fire damage was assessed with different inspection tests (*Fire 60-1* and *Fire 60-2*); one slab exposed to fire for 120 minutes that was also assessed (w.r.t. fire damage) with the same inspection tests used in the previous slabs (*Fire 120-3*); one slab exposed to fire for 60 minutes, then repaired with NSM CFRP strips (*Fire 60-R*) and finally subjected to flexural tests at room temperature.

Table 1 – Nomenclature adopted for the slab specimens.

Nomenclature	Description
Ref T20	Reference slab – undamaged, for flexural test at 20 ºC
Ref Fire	Exposed to fire for 60 minutes, unrepaired, for flexural test at 20 ºC
Fire 60 - 1	Exposed to fire for 60 minutes, unrepaired, for inspection techniques
Fire 60 - 2	Exposed to fire for 60 minutes, unrepaired, for inspection techniques
Fire 120 - 3	Exposed to fire for 120 minutes, unrepaired, for inspection techniques
Fire 60 - R	Exposed to fire for 60 minutes, repaired with NSM CFRP strips, for for flexural test at 20 ºC

The slab strips used in the tests were 0.25 m wide, 0.11 m thick and 1.50 m long. The internal reinforcement consisted of 3 longitudinal rebars with 10 mm and 6 mm of diameter, respectively, for the lower and upper layers. In the transverse direction, steel rebars with 6 mm of diameter and 16 cm of spacing were also applied. The concrete cover of the bottom rebars was 3.5 cm. Figs. 1c) and d) illustrate the reinforcement scheme adopted in all slabs.

The slab strips were made of concrete class C25/30 with cement type CEM II/A-L 42.5R; at the age of the fire tests (485 days), the following average values of the mechanical properties were obtained: compressive strength of 58.2 MPa, splitting tensile strength of 2.8 MPa and Young's modulus of 33.6 GPa. Steel rebars type A500 were used in all slabs; their yield stress, tensile strength and Young's modulus were found to be 569 MPa, 662 MPa and 198 GPa, respectively. The yield and ultimate strains were determined as 4.87‰ and 56.16‰, respectively.

Slab *Fire 60–R*, after being subjected to fire for 60 minutes, was repaired with NSM CFRP strips embedded in epoxy adhesive. The CFRP strips (S&P Laminates CFK 150/2000) were 1200 mm long, 10 mm wide and 1.4 mm thick. Previous studies carried out at IST [2] provided the following average properties for the CFRP strips: tensile strength of 2850 MPa, elastic modulus of 168 GPa and ultimate strain of 16‰. The CFRP strips were bonded to concrete using a two-component epoxy adhesive (S&P Resin 220). The NSM-strengthening system was installed in the slab soffit according to the following procedure: two slits (5 mm wide, 15 mm deep, 77 mm of spacing) were opened in the bottom face of the slab using a diamond blade cutter; the slits were cleaned with compressed air and then filled with adhesive; the strips were manually introduced into the slits and the adhesive in excess was removed.

2.2 Fire exposure tests

Fig. 1a) illustrates the setup adopted for the fire exposure tests. The slabs were placed on top of a furnace, being simply supported in a 1.40 m span. Both supports were placed on top of steel plates, connected to a steel reaction frame with steel rods. Concrete weights were suspended at both extremities of a load transmission beam, applying two concentrated loads on the slabs' top surface (loads spacing corresponding to thirds of the span; the load level corresponded to 70% of the design load according to Eurocode 2). All slab strips were thermally insulated on their lateral faces through an insulation system (ceramic wool) in order to cover the remaining area of the top of the furnace and thereby preventing the heat from escaping. The fire action was applied to the bottom surface of the slabs along a length of 1.10 m (cf. Fig. 1b), while both 0.20 m slab's extremities remained thermally insulated. The slabs exposed to fire were instrumented with 8 type K thermocouples (0.25 mm of diameter), in order to measure the temperature in different locations (in concrete and also in steel bars), as shown in Figs. 1c) and d). During the tests, the midspan displacement was also monitored with a TML DP500-E wire transducer.

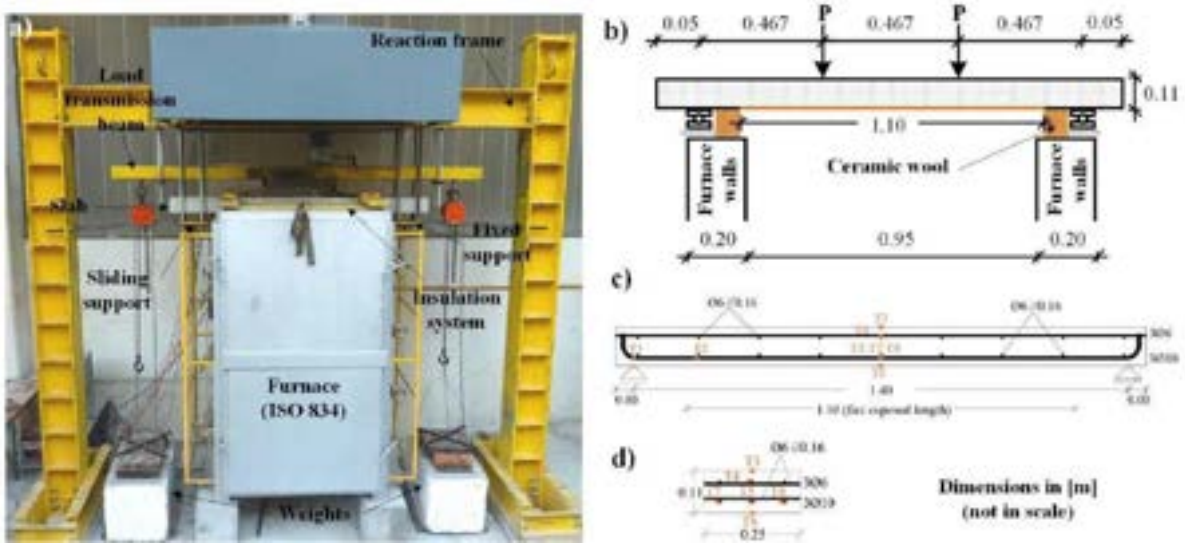


Figure 1. a) Overall view of fire exposure test setup; b) scheme of the fire test; c) detail of the steel rebars and distribution of thermocouples; d) detail of the midspan section of the slabs.

The fire exposure tests consisted of two phases: (i) before being exposed to fire, each slab was first subjected to the mechanical load, which was kept constant until the end of the test; this stage ended when the displacement stabilized (about 10 minutes after loading); and (ii) the slab was then exposed to the ISO 834 standard time-temperature curve, for 60 or 120 minutes. Finally, the slabs were quickly removed from the furnace (i.e. up to 10 min after the tests) and cooled down to the ambient temperature.

2.3 Inspection techniques

To carry out inspection tests on the fire-exposed slabs, concrete cores with 7 cm of diameter were extracted from the slabs and also from concrete specimens kept at room temperature (used as reference).

Some samples were cracked, either due to the extraction process itself or due to the concrete degradation caused by the exposure to high temperatures and loading; thus, it was not possible to use the same number of samples in all inspection tests. In order to perform the FBTest [3], discs were sliced along the length of the cores with 1 cm of thickness from the slab *Fire 60 – 1* and with 2 cm of thickness from the slabs *Fire 60 – 2* and *Fire 60 - 3* and also from the reference cores. The latter thickness was adopted as most of the 1 cm thick discs were damaged during the cutting process.

The first phase of visual inspection comprised the observation of the concrete surfaces of the slabs, namely their coloration, microcracking, disintegration or spalling of the concrete cover, as well as the (permanent) deformations of the elements. In a second phase, the cores removed from the slabs were examined, in particular, their coloration, cracking and porosity.

Ultrasonic pulse velocity (UPV) tests were performed on the whole core specimens and also on the remaining length of specimens, as the discs were sliced from the cores. The UPV was measured according to NP EN 12504-4, which specifies a minimum specimen length of 150 mm, i.e. longer than the size of the cores used in the present study (110 mm). However, it is worth reminding that one aimed at assessing the efficacy of this technique when used in smaller samples. The UPV was determined by performing tests on saturated concrete cores, in which the transmitter and receiver were placed at their top and bottom surfaces (direct transmission mode).

The Schmidt hammer tests were performed according to NP EN 12504-2. The hammer was used in a horizontal position, perpendicular to the concrete surface tested. The tests were conducted on the bottom surfaces of the slabs *Fire 60-1* and *Fire 120-3*, in which 10 measures were taken; and also in the remaining length of core specimens, as the discs were sliced, from slabs *Fire 60-2* and *Fire 120-3*, and from the reference specimen at room temperature, in which only 5 readings were taken.

After the discs had been sliced along the length of the cores, they were kept at 100 ºC in a heated chamber for 24 h, in order to dry. The discs were then cooled down to ambient temperature and weighted, to determine the dry mass. In the next step the discs were left immersed in water for 48 h, and then they were weighted, to determine the saturated mass. The saturated discs were finally subjected to splitting tensile tests according to NP EN 12390-6, using an Instron universal testing machine, under a constant load rate of 0.05 MPa/s. The water absorption after immersion and the tensile failure stress (f_{ctm}) were evaluated.

A sample of the steel rebars was extracted from the slab *Fire 120-3* (after being exposed to fire) and then it was subjected to a tensile test, according to NP EN 10002-1. Its properties were compared with a reference rebar extracted from the slab *Ref T20*.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Temperature profiles and mechanical response of the slabs during the fire exposure

The temperature profile obtained during the test of slab *Fire 120*-3 is presented in Fig. 2; it is worth mentioning that all slabs exposed to fire for 60 minutes had a similar thermal response. The results showed in this figure are in agreement with the expected ones and validate the readings obtained: (i) the temperature values decreased from the bottom face of the slabs (directly exposed to fire, thermocouple T6) to the top part of the section (thermocouple T3); (ii) there was a progressive increase of the temperatures with the fire exposure time in all thermocouples, although at different rates; (iii) the temperature values in thermocouples T6 followed closely the ISO 834 standard fire curve; (iv) after the fire exposure time, the temperature in T6 decreased due to the turning-off of the furnace burners and the removal of the furnace front door and the lateral thermal insulation of the slab. In all tests it was observed that when the temperature approached 100 ºC (in most thermocouples, with exception of T1 and T6) the heating rates significantly decreased, increasing a few minutes later; this behaviour is due to the (endothermic) evaporation of the water of concrete - that occurs at 100 ºC - and that consumes a part of the heat transferred to the slabs. The thermocouples T5, T7 and T8 (steel reinforcement) presented very similar temperature

profiles, as expected. Additionally, thermocouple T1 (located in the unexposed zone) presented a very low temperature increase (maximum of about 60 ºC), with a very low heating rate, which confirmed the adequacy of the insulation used in the support zones. Table 2 presents the maximum temperature values attained during the tests.

The midspan displacement increase obtained during the fire exposure tests is presented in Fig. 3; it can be seen that in all slabs it increased with the time of fire exposure at an approximately constant rate; this expected behaviour was due to the stiffness (and strength) decrease of the constituent materials. At the end of the tests, the midspan displacement increased 19 mm and 33 mm in the slabs exposed to fire for 60 and 120 min, respectively.

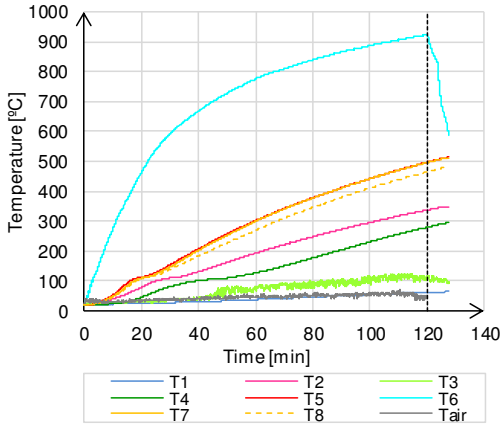


Fig. 2 – Temperature vs. time in slab *Fire 120 - 3*.

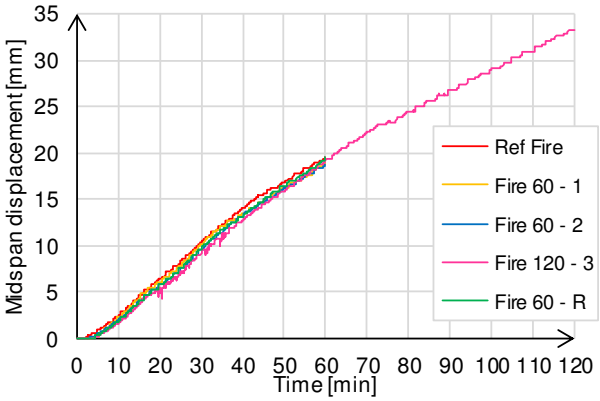


Fig. 3 –Midspan displacement increase vs. time

Table 2 –Maximum temperatures attained during fire exposure.

Location	60 min. slabs	120 min. slab
Furnace	947 ºC	1048 ºC
Slabs' bottom surface - T6	773 ºC	925 ºC
Steel reinforcement -T5, T7, T8	338 ºC	514 ºC
Slabs' upper surface - T3	119 ºC	124 ºC

3.2 Inspection techniques

3.2.1 Visual inspection

After exposure to fire for 60 min, the bottom surface of *slab Fire 60 – 1* presented a whitish grey colour with some shades in yellowish brown in the central zone (cf. Fig. 4); this coloration is in accordance with the literature [4] and the temperatures measured. In Fig. 4 (b) it is possible to notice that the whitish grey colour in the central zone changed to a pink tone in the transition zone, and finally to grey (original concrete colour); the pink coloration corresponds to temperatures between 300 and 600 ºC, which is in accordance with the lower temperature reached in that zone. There was also a colour change in the lateral face of the slabs, being more distinctive in the central zone; thus, as presented in Fig. 4 (a), in the zone between the bottom face and up to about half-height, there was a pink tonality, and for higher depths the concrete presented its original colour. The slabs exposed to fire for 60 minutes showed surface cracking at the bottom face, more expressive in the zone directly exposed to fire.

The slab *Fire 120 – 3* (cf. Fig. 5 (a)) presented more damage in the bottom surface than the slabs exposed to fire for 60 min, as expected. Indeed, the slabs exposed to fire for 120 min exhibited a more significant permanent deformation (about 37 mm) than the other slabs (in average, 22 mm). In addition, 24 h after the fire exposure test, the concrete cover in the central zone showed disaggregation, which may be related to the degradation of the cement paste that resulted from its shrinkage during cooling down. Since the concrete cover was completely disaggregated (cf. Fig. 5 (b)), it was removed (cf. Fig. 5 (c)),

which allowed to observe the cement paste and the aggregates. The transition zone (between the exposed and unexposed zones) presented a pink tone and, therefore, it was deemed to have been moderately affected by the thermal action. In addition, a generalized superficial cracking was observed, most likely due to the heating and the differential expansion between the aggregates and the cement matrix.



Fig. 4 – Appearance of slab *Fire 60 – 1* after exposure to fire: (a) overview of the bottom and lateral surfaces of the slab; (b) intermediate zone of the bottom surface of the slab, between the exposed zone and the unexposed (insulated) zone.

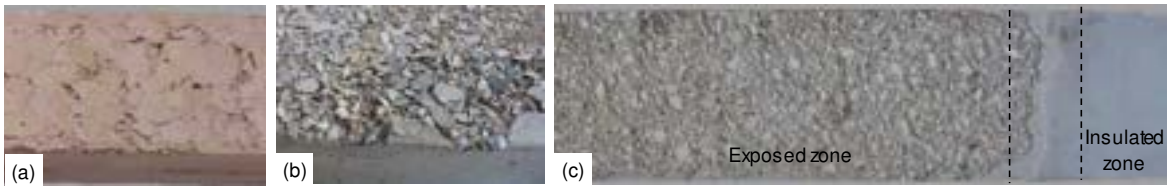


Fig. 5 – Appearance of the bottom surface of the slab *Fire 120 – 3* after exposure to fire: (a) 24 h after exposure; (b) after cooling of the concrete; (c) final aspect after the disaggregated cover had been removed.

As illustrated in Fig. 6, in the upper face of the cores (corresponding to the lower face of the slab), a yellow-beige colour was observed in the cement paste, and it was possible to verify voids and micro-cracks that, together with the reduction of the mechanical properties, led to a disintegration of part of the cores, especially in the samples removed from the slab *Fire 120-3*. In addition, the aggregates and the cement paste presented a pink/red and yellowish discoloration, respectively; these changes were more visible in a greater depth in the sample removed from the central zone of the slab exposed to fire for 120 min, compared to the samples taken from the slabs exposed to fire for 60 min (cf. Fig. 6). In both types of slabs, as expected, there was no change in the concrete colour next to the upper (cold) surfaces.

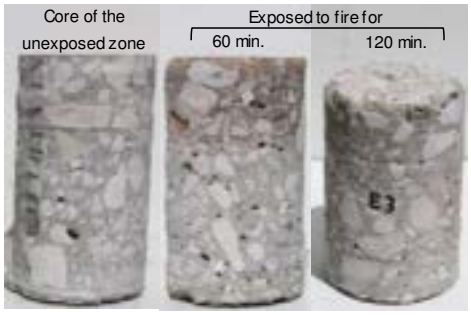


Fig. 6 – Comparison between two samples removed from the central zone of the slabs exposed to fire for 60 and 120 min, and one sample removed from the unexposed (insulated) zone (support).

3.2.2 Ultrasonic pulse velocity test (UPV)

Fig. 7 presents the residual UPV ratio (relative to the reference UPV, measured in the reference concrete core) *vs*. the longitudinal distance (relative to one end of the slab), for each of the slabs. The points marked in this figure correspond to the measurement of the UPV along the total height of the concrete cores; it should be noted that only two "complete/intact" cores of slab *Fire 120 – 3* were extracted (located in the unexposed zone), due to the very extensive damage of concrete. The cores from the unexposed zones showed reductions of the UPV ratio up to 12%; these results confirm that the concrete located in the zones not directly exposed to fire were only slightly affected. On the other hand, the concrete cores extracted

from the central zone of the slabs presented reductions of the UPV ratio between 20% and 28%, which, as expected, indicates a higher damage introduced to the concrete that was directly exposed to fire.
The results obtained from the residual UPV ratio measured in the remaining length of cores (after successively slicing discs from the original cores), along the slab thickness, are presented in Fig. 8 for specimens removed from slab *Fire 60-2*. In this figure the maximum temperatures (obtained from a numerical model described in [5]) expected at each depth (in the midspan section) are also presented. It is still worth mentioning that with the exception of the curve labelled as A1*, all curves presented in this figure were obtained from concrete cores extracted from the central zone of the slabs (directly exposed to fire). The results plotted in Fig. 8 suggest that, in general, there is no clear relationship between the UPV ratio and the distance to the lower face of the slab. Nevertheless, in cores extracted from the central zone of the slab and tested along their total length (distances to lower face near 0 mm) there was a reduction of 20% in the UPV (compared to the reference value). For higher distance values and, consequently, lower maximum temperatures experienced by the material within the core, there was a decrease of the UPV ratio in samples A2 and A3, which was not expected, since the degree of concrete damage should decrease with depth; however, the sample A5 presented a relative increase of the UPV ratio with the increase of the distance to the bottom face of the slab, suggesting a more compact and resistant concrete, as expected. The sample A1* (taken from the insulated extremity) presented higher values of UPV ratio than the cores of the central zone, as expected; however, the UPV ratio of this sample showed reductions along the slab thickness, which is not logical. Overall, the results obtained with this technique suggest/confirm that this test does not provide reliable results of the actual damage underwent by fire exposed concrete, in particular when applied to concrete samples of reduced thickness and/or in samples with about 7 cm of diameter.

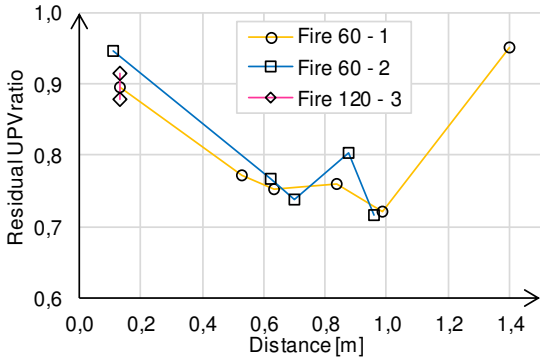


Fig. 7 – Residual UPV ratio *vs*. longitudinal distance.

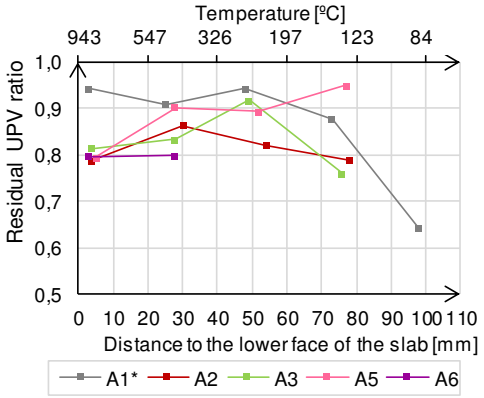


Fig. 8 – Residual UPV ratio *vs*. distance to the bottom face of the slab *Fire 60 - 2*.

3.2.3 Schmidt hammer test

Fig. 9 presents the rebound number (N), together with the corresponding standard deviation, obtained from measurements made on the lower surfaces of the slabs, and the estimated values of the concrete compressive strength (based on surface hardness), as a function of the longitudinal distance where the tests were carried out. As expected, the slab *Fire 120 – 3* presented lower rebound number values than those measured on the slab exposed to fire for 60 minutes. The standard deviation values associated to the measurements in the slab *Fire 120 - 3* were considerably higher than those obtained from the slab *Fire 60 - 1*, which can be justified by the fact that measurements of the rebound number in the central zone of the slab *Fire 120 – 3* were carried out on an irregular surface (in which concrete cover disintegration occurred, cf. Fig. 5). Despite the variability of the rebound numbers, it was possible to conclude that this inspection technique allowed to assess the reduction of the compressive strength of the concrete cover due to fire action.

Fig. 10 illustrates the residual compressive strength of concrete, for samples extracted from slab *Fire 60-2* as function of the distance from the face of the remaining samples (in which the test was performed) to the bottom surface of the slab. In this figure the maximum temperature expected at each depth (in the midspan section) was also estimated using a numerical model [5]. All cores presented in

the legend of the figure refer to the central zone of the slab (exposed directly to fire), except for the core A1* (taken from the insulated extremity of the slab).

As expected, in all the samples tested there was a reduction of the compressive strength of the concrete (compared to the value obtained from the reference core, at room temperature), even in the samples removed from the support zones (core A1*); this indicates that the concrete in those areas suffered some damage, although not having been exposed directly to fire. The values obtained from the core A1* were higher than those obtained from specimens extracted from the central zone of the slab (cf. Fig.10); this indicates, as expected, that the concrete located in the support zone (thermally insulated) was less affected by the fire action than that of the central zone. Concerning the evolution of the concrete strength ratio with the depth at which the samples were tested, it was observed that this value tends to decrease as the distance to the lower face of the slab increases; although the scatter in the results obtained is significant, this result was not expected, indicating/confirming that the Schmidt hammer test does not provide sufficiently accurate results of the actual damage underwent by concrete when applied to concrete samples of reduced size (thickness and/or diameter).

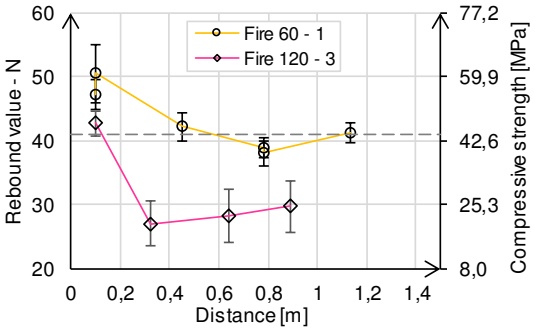


Fig. 9 – Rebound number and compressive strength of concrete *vs*. longitudinal distance.

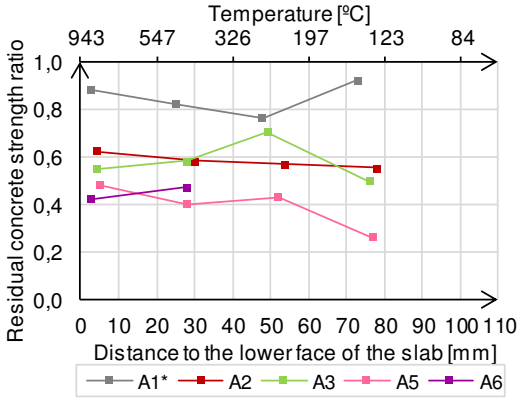


Fig. 10 – Residual concrete strength ratio *vs*. distance to the bottom face of the slab *Fire 60 - 2*.

3.2.4 Fire Behaviour Test (FBTest)

Fig. 11 plots the water absorption variation of the samples removed from the central zone of the slabs (compared to the reference value, 3.98%, measured in discs from the reference cores) as a function of the maximum temperature attained in the hottest surface of the disc. The temperatures were estimated from the already mentioned numerical model [5]. In this figure is possible to observe an overall increase in the water absorption (relative to the reference value) with the increase of the temperature reached in the concrete discs and, consequently, with the approach to the bottom surface of the slab. However, the linear regression obtained presented a very low coefficient of determination of only 0.18, reflecting the significant scatter of the values obtained. This scatter may be due to the high thermal gradients caused by the exposure to the standard fire curve used in the present study, compared with the (relatively slow) heating curve defined in the FBTest [3], which (in the present study) seems to have led to a greater degree of damage in the discs closer to the bottom surface of the slabs.

Based on the results of the splitting tests performed on the discs sliced from the concrete cores, a diagram (Fig. 12) with the variation of the tensile failure stress (reduction when compared to the reference value of 3.05 MPa) as a function of the temperature of the samples removed from the central zone of the slabs was built. By analysing such diagram (Fig. 12), it can be concluded that the higher the temperature attained, the higher is the reduction in the splitting tensile strength. In addition, the correlation between these two variables is now acceptable, with the linear regression presenting a coefficient of determination of 0.63.

The FBTest carried out in the present experimental campaign did not allow to clearly identify the thickness of concrete damaged by fire. However, it was possible to conclude that the splitting tensile test provides more conclusive results than the water absorption test with respect to the degradation of the properties of concrete subjected to elevated temperatures. It should be noted that the concrete

samples tested in the present study were subjected to the standard fire curve and, simultaneously, to a mechanical loading, which may have led to a greater degradation of the residual properties of concrete compared to the procedure adopted by the authors who originally presented the FBTest method (relatively slow heating without mechanical loading); nevertheless, this method allowed to quantify the residual tensile strength of concrete as a function of the maximum temperature attained.

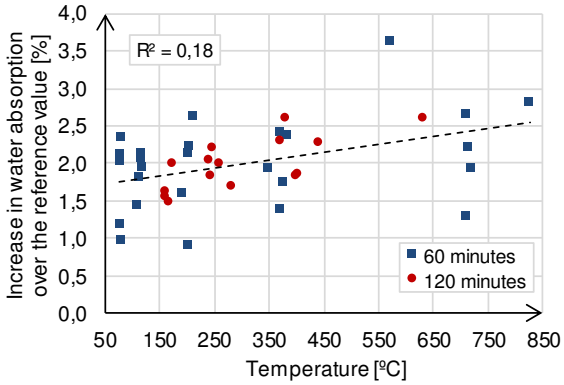


Fig. 11 – Increased in water absorption (over the reference value) versus temperature.

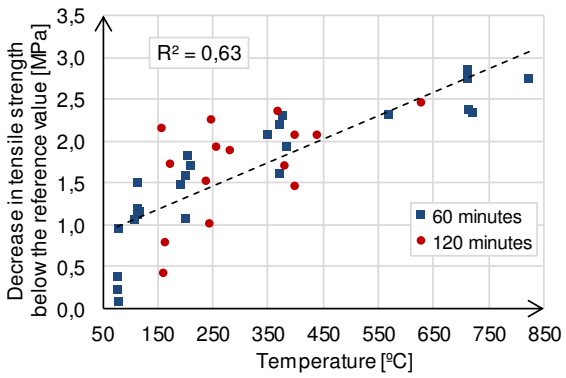


Fig. 12 – Decrease in tensile failure stress (below the reference value) versus temperature.

3.2.5 Tensile tests on steel bars

The results of the tensile test on the steel rebar removed from the slabs *Ref T20* and *Fire 120-3 are* presented in Table 3. It is possible to conclude that after cooling the steel rebar was not significantly affected by the elevated temperatures, with the yield stress (f_{sy}) and the Young's modulus (E_s) remaining practically unchanged (variations below 2%). This could be justified by the fact that during the tests the steel rebar was subjected to a maximum measured temperature less than 514 ºC. The tensile strength (f_{su}) of the steel rebar also remained unchanged and the ductility ($\varepsilon_{su}/\varepsilon_{sy}$) increased significantly after the fire exposure.

Table 3 – Results of the tensile test on steel rebars

Slab	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)	ε_{sy} (‰)	ε_{su} (‰)	ε_{su} / ε_{sy} (-)
Ref T20	569	662	198	4.87	56.2	11.5
Fire 120-3	582 (+2%)	663 (0%)	200 (+1%)	4.92 (+1%)	96,0 (+71%)	19.5 (+69%)

3.3 Flexural tests at room temperature

The flexural tests were performed in a four-point bending simply supported configuration (similar to that of the fire tests). The load *vs*. midspan displacement (F-d) curves of the three slabs tested are presented in Fig. 13. In a first phase, up to a load of 8 kN, the stiffness of slab *Ref Fire* was slightly lower than that observed in slab *Ref T20*, as the former was already cracked due to the thermal and mechanical actions. For higher loads, slab *Ref Fire* presented approximately constant stiffness up to the peak load, although the slope of the curve gradually decreased when approaching the peak load. However, there were no significant reductions in strength at failure and stiffness (reductions of about 7% and 8%, respectively), although the displacement associated to the peak load decreased significantly (-41%). The relatively small reductions in strength and stiffness are due to the fact that the mechanical properties of the steel reinforcement were not affected by fire (as concluded in the previous section); moreover, the compressive strength of concrete on the slabs' upper face was also not significantly reduced, which also contributed to the good flexural behaviour of slab *Ref Fire*. Regarding slab *Fire 60-R*, it was found that the repair/strengthening with CFRP NSM strips was responsible for a 16% increase of load carrying capacity, although the stiffness remained practically unchanged (increase of 1%). In a first phase, up to 8 kN, the F-d curve presented a similar slope to that of slab *Ref Fire*, after which the stiffness decreased due to concrete cracking; for load values higher than 44 kN, a significant reduction of stiffness was observed until failure occurred. Slabs *Ref T20* and *Ref Fire* failed due to concrete crushing in the compression zone (cf. Fig. 14a), with yielding of steel rebars, as expected. Slab *Fire 60-R* failed due to shear, with a good bond between the CFRP strips, the epoxy adhesive and the surrounding concrete being observed, thus highlighting the

effectiveness of the strengthening technique (cf. Fig. 14b and c). This (brittle) failure mode was caused by the flexural strengthening of the slab and the fact that it was not strengthened for shear.

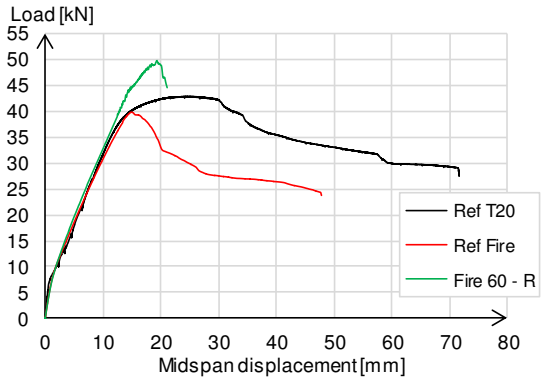


Fig. 13 – Load-midspan displacement curves, flexural tests.

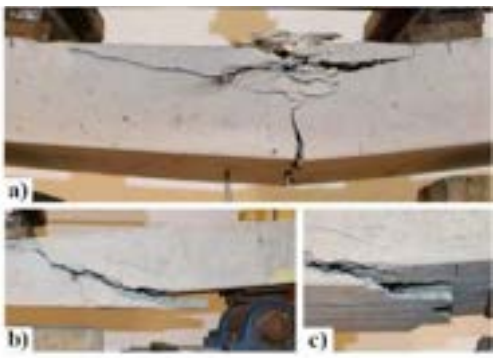


Fig. 14 – Failure modes of slabs *Ref Fire* (a) and *Fire 60 – R* (b/c).

4. CONCLUSIONS

From the results obtained, the following main conclusions can be drawn:

- The application of the UPV and Schmidt tests at different depths did not provide reliable results, suggesting/confirming that these methods do not provide sufficiently accurate results (i.e. representative of the actual fire damage underwent by concrete) when applied to concrete samples of reduced size;
- When compared to the water absorption tests, the splitting tensile tests (carried out within the FBTest) provided more conclusive results about the degradation level of the concrete subjected to fire;
- The flexural stiffness and load capacity of the slab exposed to fire for 60 min were only slightly reduced; this was mainly due to the fact that both the steel reinforcing bars and the concrete in the upper part of the slab were not significantly affected by the fire exposure;
- The load capacity of the slab repaired with NSM CFRP strips increased up to 16% (compared with the unheated slab), as expected. However, the repair technique did not allow to take full advantage of the ductility of the steel reinforcing bars, due to the occurrence of premature (and brittle) shear failure; nevertheless, the present study confirmed that applying NSM CFRP strips with epoxy adhesive to repair fire damaged RC slabs is a promising (fast and effective) method to restore their flexural capacity.

REFERENCES

[1] Vieira, A. S. T. (2017). Inspeção e reabilitação de estruturas de betão armado danificadas pela ação do fogo, Instituto Superior Técnico, Master's Dissertation in Civil Engineering.

[2] Firmo, J. P. (2015). Fire behaviour of reinforced concrete structures strengthned with CFRP strips, Instituto Superior Técnico, PhD Thesis in Civil Engineering.

[3] Santos, A J. R., Branco, F. A., Brito, J. (2002). Assessment of concrete structures subjected to fire - the FBTest, Magazine of Concrete Research, vol. 54, nº 3, pp. 203-208.

[4] Ingham, J. P. (2009). Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures, Materials Characterization, vol. 60, pp. 700–709.

[5] Churro, C. (2017). Simulação numérica do comportamento ao fogo de elementos de betão reforçados com varões em compósito de GFRP, Instituto Superior Técnico, Master's Dissertation in Civil Engineering.

PREVENTIVE AND CURATIVE MEASURES IN HERITAGE BUILDINGS DUE TO SETTLEMENTS RISK WITH CONSEQUENT DEGRADATION OF THEIR MASONRY WALLS



José Dias[1]

ABSTRACT

The foundations movements can be a cause of anomalies in affected buildings. Such situations can have particularly negative implications for heritage buildings that represent a particular cultural and historical value that matters to preserve.

This article intends to present study methodologies for the implementation of preventive and curative measures in existing Heritage Buildings with reinforced concrete structure or mixed structure of reinforced concrete and masonry walls, specifically focusing on the risks of foundation settlements that, in particular, can cause cracking in masonry walls.

Foundation settlements that are considered here relate, especially, to those resulting from the execution of geotechnical works, in the building itself or in its neighbourhood. Methodologies are presented to estimate and limit the damage. Strategies for repair and rehabilitation of walls and reinforcement of foundations of buildings are also presented.

Key-words: Foundation settlements, Masonry walls, Buildings

1. INTRODUCTION

The foundations movements can be a cause of anomalies in affected buildings. Such situations can have particularly negative implications for heritage buildings that represent a particular cultural and historical value that matters to preserve.This article intends to present study methodologies for the implementation of preventive and curative measures in existing Heritage Buildings with reinforced concrete structure or mixed structure of reinforced concrete and masonry walls, specifically focusing on the risks of foundation settlements that, in particular, can cause cracking in masonry walls.

Foundation settlements that are considered here relate, especially, to those resulting from the execution of geotechnical works, in the building itself or in its neighbourhood. Methodologies are

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. mirandadias@lnec.pt

presented to estimate and limit the damage. The suitability of the limits usually adopted in the design of these works (excavation of tunnels, open excavations, downgrade of the water table, etc.) is discussed, in order to avoid the occurrence of cracking in masonry walls. Strategies for repair and rehabilitation of walls and reinforcement of foundations of buildings are also presented, in view of the occurrence of damage due to the foundation settlements. In this paper existing limiting criteria established to estimate the likely damage to the building are summarized, and a "beam in elastic medium model" that was previously developed is confronted with the above referred existing limiting criteria, and some outcomes of this model, in terms of prevention of damage to the buildings, are here presented.

2. DESCRIPTION OF FOUNDATION SETTLEMENTS AND DEFINITION OF THEIR LIMIT CRITERIA

2.1 Definitions of ground and building movements

The definitions of ground and building movements that are here given can be applied to majority of situations of damage to the buildings due to ground movements, regardless of the cause of movement, and can, in particular, be applied to ground movements resulting from tunnelling and deep excavations and the way they affect overlying structures and services.

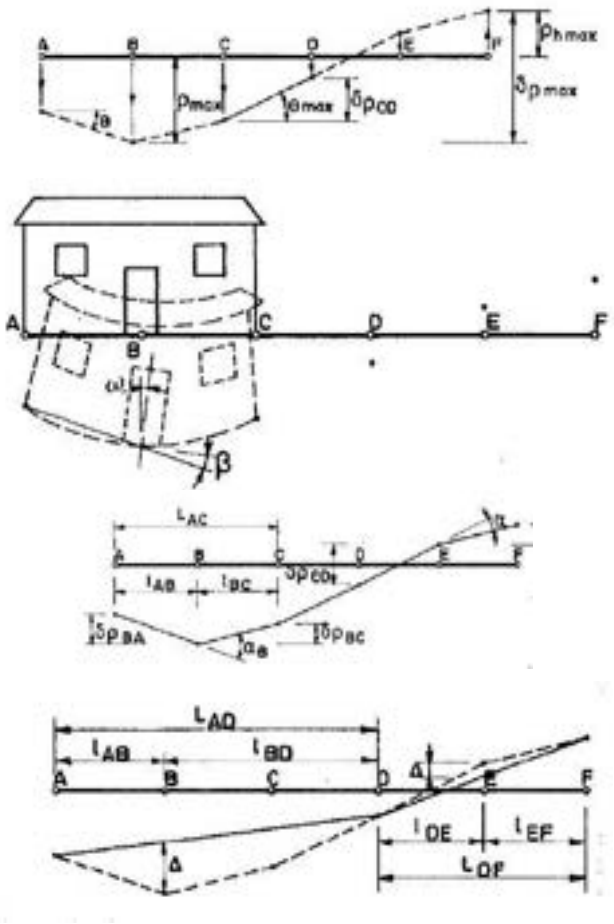
Skempton and MacDonald (1956) examined records of nearly 100 buildings (mainly infilled steel or reinforced concrete framed, but a few load bearing walls [1]). The damage was correlated with angular distortion (δ/L). But there were some difficulties to relate damage with angular distortion as a unique control parameter of the foundation movement to be considered, and angular distortion δ/L implicitly assumed the building deforming in shear and without distinguishing between hogging and sagging. There was a clear evidence that buildings do not only deform in shear as Burland and Wroth (1974) explained it. A more fundamental approach was required in assessing limiting deformations, and it was first necessary to set out definitions of foundation movement, which do not make assumptions about the mode of deformation of the superstructure. In the following, it is presented the definitions of ground and foundation movement, according to Burland and Wroth (1974 [1]), which the following are highlighted due to their interest for the subjects treated herein (see Figure 1): relative deflection, Δ, and deflection coefficient, Δ/L; tilt, ω; and relative rotation, β (angular distortion).

2.2 General aspects about damage of buildings due to foundations movements

Foundation movements, particularly related to the tunnelling and deep excavations, can significantly affect overlying building structure. The experience of observation reveals that relatively low differential settlements can produce slightly cracking in the masonry facade walls.

Masonry is a composite material, which consists of elastic brittle blocks or bricks linked through mortar joints. Due to their low bond strength, particular in tension, these joints act as planes of weakness. Depending on the degree of compression present, failure can occur in the joints alone or as a combined block/brick-joint failure, so the joint strength and orientation has in important influence on the cracking of masonry [13]. Experimental research studies had shown that the shear resistance can be assumed to reduce approximately to zero between the situation of high compressive stress and tensile stress; and that the joint elements have relatively high compression capacity and low tensile resistance (flexure tensile stress), and a shear capacity which is a function of the imposed compression and the bond strength. In fact, the complex triaxial stress state produced by mortar-block and mortar-concrete element (beams and slabs) interaction, and the influence of bonding pattern of the wall, makes difficult the understanding of the effective behaviour of the block/brick and the mortar in the masonry, and this last with the concrete beam/slab. The non-linear characteristics of this type of masonry (block/brick) result most probably from the local failure and slip that occur in the joints and the non-linear deformation typical of the joints under shear and compression. So, these characteristics are recommended to be taken in account when estimating the mechanical parameters, particularly for

numerical simulations of wall-beam/slab behaviour; but due to their complexity in defining models for structure-soil interaction, some simplified assumptions about these characteristics can be adopted.



Settlement is denoted by the symbol ρ (or S) and implies that the displacement is downwards. If the displacement is upwards, it is termed heave and denoted by ρ_h (or S_h)
Differential or relative settlement (or heave) is denoted by δρ (or δS). In Figure l the settlement of C relative to D is denoted $\delta\rho_{CD}$ and is taken as positive. The settlement of D relative to C is denoted by $\delta\rho_{DC}$; which equals $-\delta\rho_{CD}$. Maximum differential settlement is denoted by $\delta\rho_{max}$.

Rotation is denoted by θ (Figure 1) and is used to describe the change in gradient of the straight joining two reference points embedded in the foundation or ground.
Tilt is denoted by ω and normally describes the rigid body rotation of the whole superstructure or of a well-defined part of it. Normally it is not possible to ascertain the tilt unless details of the superstructure and behaviour are known. Even then it can be difficult when the structure itself flexes. Figure shows diagrammatically the tilt building overlying points ABC.

Relative rotation is denoted by β and describes the rotation of the straight line joining two reference points relative to the tilt (Figure 1), Note that the definition of the angular distortion (see Figure 1) is identical to the relative rotation β.

Angular strain is denoted by α.

Deflection ratio or coefficient (DR) - sagging ratio (DRS) or hogging ratio (DRh) - is determined as Δ/L, where Δ is the relative deflection (relative sag or hog) and L is the length of structure subjected to that deflection.
Relative deflection, Δ, is the maximum displacement relative to the straight line connecting two reference points a distance L apart.
Relative sag corresponds to upward concavity (as at B in Figure 1 - Δ is positive).
Relative hog corresponds to downward concavity (as at E in Figure 1 - Δ is negative).

Figure 1. – Definitions of ground and foundation movement, according to Burland and Wroth (1974 [1])

In foundation movements (see definitions in Figure 1), the interaction of the concrete structure buildings with the ground and their consequent possible damage are in fact very complex to analyse in terms of the deformations of foundation soil and the building structure with their infill masonry walls, as well as the stress in the different parts of the buildings, which can be sufficiently high and lead to cracking to the building elements. In order to deal with such complex situation, generally, it is assumed, for simplification of the problem, that the referred damage, due mainly to cracking of masonry, can be associated to the tensile strains that are induced in the masonry walls of those buildings (Burland and Wroth, 1974 [1]), with the building modelled as elastic deep beams, as it will be explained in detail in the following. Research studies have revealed that masonry walls could follow, reasonably well, the concave and convex deformations imposed on their support (foundation beam), ever since masonry joints (connecting the blocks) can have adequate resistant capacity [12]; it was found that, for large imposed curvature to the wall with openings, the wall is more susceptible to cracking if there is an imposition of a concave deformation (hogging), which can generate cracking in vertical masonry joints, than a convex one [12].

2.3 Criteria based on concept of critical tensile strain

2.3.1 Model based on the concept of critical tensile strain (Burland and Wroth, 1974 [1])

Burland and Wroth observed that buildings generally become unserviceable before they present signs of a risk of structural collapse. Most damage to walls, cladding and finishes, manifests as cracking

which results from tensile strains. Burland and Wroth noted that the locally determined tensile strains, at which cracking became visible, was reasonably well defined and independent both of the tensile strength of the masonry and blockwork and of the form of loading of the wall; whether it was subjected to racking in shear or in-plane bending. They concluded that the value of critical tensile strain, ε_{crit}, varied between about 0.05% and 0.1% and suggested the use of an average value of 0.075%. So they concluded for the need of changing the established empirical deflection criteria and analysing the essential causes of damage to walls and their finishes in terms of cracking. Their analysis was based on the work carried out at the Building Research Establishment [1]: BRE large scale tests on composite action between masonry walls and their supporting beams - Burhouse, 1969; and BRE tests on the stiffness and strength of masonry infilled frames (Mainstone, 1971). They stressed that ε_{crit} is significantly larger than the strain at which tensile failure occurs. It is also an average strain measured over a gauge length of about a metre.

Burland and Wroth then applied the concept of critical tensile strain, ε_{crit}, to evaluate the limiting displacements of simple weightless elastic beams of length L and height H. Even though real buildings are much more complex, this study analysed a number of important features that control limiting values of Δ/L.

2.3.2 Relevant models based on the progression of the concept of tensile strain to limit extension (Burland (1977); Boscardin e Cording (1989))

Later, it was noted (Burland *et al* (1977 [2])) that the critical tensile strain causing the onset of visible cracking is not a fundamental material property. The onset of visible cracking represents a level of damage of about Category 1 (see definition in cap 3).
It would be better to think of the tensile strain as a serviceability parameter, the magnitude of which can be chosen to take account of different materials and serviceability limit states. Hence, they replaced ε_{crit} by ε_{lim} (limiting tensile strain). It was considered, also, the likely progression of damage after the initiating of visible cracking. If realistic estimates are to be made of allowable relative deflections of buildings, it is necessary to take some account of their stiffness.
The ground movements resulting from tunnelling and from excavations often include significant horizontal components of displacement. These have to be taken in account when assessing impacts on buildings and services. Boscardin and Cording introduced two important advances in this context. Both in the Burland and Wroth (1974 [1]) and Boscardin and Cording (1989 [3]) approaches, it was intended to relate crack damage with the level of maximum principal tensile strain developed in the building structure. A relationship between category of damage and limiting tensile strain (ε_{lim}) was presented (Boscardin and Cording, 1989 [3]) for elastic building models.

2.3.3 Other Approaches (Model of beam in elastic medium; Miranda Dias, 1991)

The analogy proposed in this simplified model start from the idea that the superstructure based on the ground can be closely assimilated to a beam in elastic medium (Miranda Dias, 1991 [11]). This analogy approximately can describe the real behaviour of the soil-superstructure ensemble, and it may be of some use for the general understanding of the behaviour of the buildings subjected to movements of the foundations. It is accepted, as in the model presented before (Burland, 1974; in 2.3.1), that the visible crack in masonry walls is associated with the critical tensile strain, ε_{crit}. It is intended to limit, in the beam model, the tensile strain in the extreme lower fibre of its section, in half span, when subjected to a vertical load concentrated in half span. In this case the model is particularly suitable for representing the behaviour of buildings, in which global deformed the respective neutral line occupies, roughly, a central position in the section. This may happen in buildings based on brick masonry walls or other fragile material. The theory of the beams in the elastic medium defines the parameter elastic length λL (being L the length of the beam) which allows to account for the relationship between the rigidity of the beam and the foundation soil [9].

The λ value is given by: $\lambda = \left[\frac{k}{4EI}\right]^{\frac{1}{4}}$ And the elastic length λL is: $\lambda L = \left[\frac{k \cdot L^4}{4EI}\right]^{\frac{1}{4}}$

k - Winkler reaction module which depends, among other factors, of the values of E_s (modulus of deformability) and μ_s (soil Poisson coefficient), for b-beam width equal 1(Unitarian value);

E - Modulus of elasticity;
I - Moment of inertia of the beam
k can be calculated with the following expression [10]:
E_s - Modulus of elasticity of the soil;
k_0 - Soil reaction module
μ_s - Soil Poisson coefficient

$$k = k_0 . b = 70 . \left[\frac{E_s . b^4}{EI}\right]^{\frac{1}{12}} \cdot \left(\frac{E_s}{1 - {\mu_s}^2}\right)$$

The variables involved in definition of the λL parameter (elastic length λL) suggest the establishment of a parallel between its significance in the theory of the beam in the elastic medium and the model soil-structure that is intended to be analysed. In fact, in this model, the term *EI* can translate in an approximate way the characteristics of the building, as well as the variable *k* can translate characteristics of rigidity of the foundation soil on which the building rests. The values assumed by λL may, thus, classify in a synthetic way the different conditions of deformability of the beam in the elastic medium, so three large classification groups were determined:

$\lambda L < \pi/4 \rightarrow$ It is classified as a short beam (of high rigidity); being more important the deformation of the foundation than that of the beam;
$\pi/4 < \lambda L < \pi \rightarrow$ It is classified as an intermediate beam;
$\lambda L > \pi \rightarrow$ It is classified as a long beam, which can be assimilated to an infinite beam for calculation purposes.

In the following a simplified estimation of Δ/L is deducted, considering the analogy proposed in the simplified model described above.



L- beam length
λl - elastic length
w – deflection at the point of abscissa x
P – concentrated load

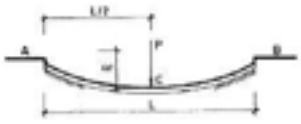
Deflection w (at mid-span [9])

$$w = \frac{P.\lambda}{k} \cdot \frac{1}{sinh^2\,\lambda L . \sin^2 \lambda L} \cdot \left\{\left(2 \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2}\right) \cdot \left(\sinh \lambda L \cdot \cos\frac{\lambda L}{2} \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} - \sin \lambda L \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2}\right) + \left(\cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \sin\frac{\lambda L}{2} \cdot \sin\frac{\lambda L}{2} \cdot \sinh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2}\right) \cdot \left[\sinh \lambda L \cdot \left(\sin\frac{\lambda L}{2} \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} - \cos\frac{\lambda L}{2} \cdot \sinh\frac{\lambda L}{2}\right) + \sin \lambda L \cdot \left(\sinh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2} \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \sin\frac{\lambda L}{2}\right)\right]\right\}$$

Moment M (at mid-span [9])

$$M = \frac{P}{2.\lambda} \cdot \frac{1}{sinh^2\,\lambda L \cdot \sin^2 \lambda L} \cdot \left\{\left(2 \cdot \sinh\frac{\lambda L}{2} \cdot \sin\frac{\lambda L}{2}\right) \cdot \left(\sinh \lambda L \cdot \cos\frac{\lambda L}{2} \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} - \sin \lambda L \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2}\right) + \left(\cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \sin\frac{\lambda L}{2} - \sinh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2}\right) \cdot \left[\sinh \lambda L \cdot \left(\sin\frac{\lambda L}{2} \cdot \cosh\frac{\lambda L}{2} - \cos\frac{\lambda L}{2} \cdot \sinh\frac{\lambda L}{2}\right) + \sin \lambda L \cdot \left(\sinh\frac{\lambda L}{2} \cdot \cos\frac{\lambda L}{2} \cdot - \cosh\frac{\lambda L}{2} \cdot \sin\frac{\lambda L}{2}\right)\right]\right\}$$

Concentrated load at mid span



$k = k_0 . b$
k_0 – soil reaction module
b – beam width

$$\lambda = \left[\frac{k}{4EI}\right]^{\frac{1}{4}}$$

Deflection (1/2 span)

$$w = \frac{P.\lambda}{k} . \alpha_w \quad (a=b=L/2)$$

if : $w' = w . k . L = \frac{P.\lambda}{k} . \alpha_w . k$

$$w' = P . (\lambda . L) . \alpha_w$$

Flexural bending moment (1/2 span) $M = \frac{P}{2\lambda} . \alpha_M$ (a=b=L/2)

$$M' = \frac{M}{L} = \frac{P}{2.\lambda} . \alpha_M . \frac{1}{L}$$

$$M' = \frac{P}{2 . (\lambda . L)} . \alpha_M$$

Assuming the neutral axis in the middle of the section, follows:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{MH}{2.\mathrm{EI}}$$

ϵ - tension strain in the lower extreme fibre
H - beam height

Supposing that $\Delta \approx w$

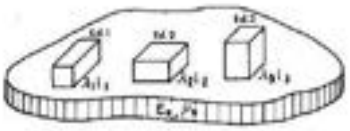
$$\frac{\Delta}{L\epsilon} = \frac{w}{M} \cdot \frac{2\mathrm{EI}}{\mathrm{LH}} = \frac{w'}{kL} \cdot \frac{1}{M' \cdot L} \cdot \frac{2\mathrm{EI}}{\mathrm{LH}} = \frac{w'}{M'} \cdot \frac{1}{kL^2} \cdot \frac{2\mathrm{EI}}{\mathrm{LH}} = \frac{w'}{2M'} \cdot \frac{4EI}{HkL^3} = \frac{w'}{2M'} \cdot \frac{4EI}{kL^4} \cdot \frac{L}{H}$$

$$\frac{\Delta}{L\epsilon} = \frac{w'}{2M'} \cdot \frac{1}{(\lambda L)^4} \cdot \frac{L}{H}$$

If $\epsilon = \epsilon_{crit}$ $\quad \frac{\Delta}{L\epsilon_{crit}} = \frac{w'}{2M'} \cdot \frac{1}{(\lambda L)^4} \cdot \frac{L}{H}$

If $\epsilon_{crit} = 0.075 \times 10^{-2}$ (ϵ_{crit} - critical tension strain in the lower extreme fibre: 0.075%)

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{3w'}{4M'} \cdot \frac{1}{(\lambda L)^4} \cdot \frac{L}{H} \cdot 10^{-3}$$



Ed1 – Analogy with the model of long beam

Ed2 – Analogy with the model of intermediate beam

Ed3 – Analogy with the model of short beam

Figure 2. – Behaviour analogy between buildings with different dimensions and the models of beams (with different values of elastic length λL) in elastic medium (with different values of E_s (soil elastic modulus) and μ_s (soil Poisson coefficient)) and consequently of the Winkler reaction module, k, whose estimation, particularly, depends on these two values (E_s and μ_s))

Taking in account that the different construction solutions for the buildings (buildings of reinforced concrete structure, buildings of resistant masonry, buildings with mixed structure of reinforced concrete and resistant masonry, etc.) present different stiffness characteristics, it can be admitted that these solutions present different values of elastic length λL.

The analysis based in the model of beam in elastic medium (Miranda Dias, 1991, [11]), allows to suppose that the limiting value for the deflection coefficient Δ/L grows with the decrease of the value of the elastic length λL (assuming $\epsilon_{crit} = 0.075 \times 10^{-2}$ (0.075%)); this criterion is less severe for situations where the deformability characteristics of the foundation soil has more importance than the deformability characteristics of the building (which is the case of "short beam model": $\lambda L < \pi/4$) analysed here. In that analysis, for $\lambda L = \pi$ (near infinite beam), the values of Δ/L are near the values of the criterion of Burland and Wroth (1974). And the limiting values for the coefficient of deflection Δ/L in buildings with masonry walls penalize more the buildings founded on soils such as sand and hard clay than in others like the plastic clay (due to the values of E_s). It should be noted that the values of the criterion of Burland and Wroth (1974) are conditioned by the ratio L/H, being L and H respectively length and height of the wall, while in the model of beam in elastic medium [11] such dimensions represent the length and the height of a building under the conditions expressed here.

3. CLASSIFICATION OF DAMAGE DUE TO SETTLEMENTS OF FOUNDATIONS

As a consequence of settlements, many buildings experienced damage, and it was important to establish a system of classifying damage. The classification proposed by Burland (1995 [4]) is based on ease of repair, and is developed from a large number of other studies; it applies only to masonry and blockwork; it relates to visible damage at a given time and not its cause or possible progression – these have to be considered separately; classification is not based on crack width alone – it is the ease of repair which is the key factor; more stringent criteria may be necessary where cracking could lead to corrosion, penetration of harmful liquids or gasses or structural failure (in the case of a heritage building, generally, that criteria should be particularly more stringent). Categories 0, 1 and 2 represent aesthetic damage; categories 3 and 4 serviceability damage; and categorie 5 stability damage. A three-stage approach for classification of damage was proposed by Burland (1995 [4]).

4. RESPONSE OF BUILDINGS TO EXECUTION OF GEOTECHNICAL WORKS AND RESPECTIVE LIMITS IN THE DESIGN

4.1 **Response of buildings to execution of geotechnical works, in the building itself or in its neighbourhood** (ex: tunnelling)

4.1.1 General

Foundation settlements that are considered here relate, especially, to those resulting from the execution of geotechnical works, in the building itself or in its neighbourhood. Methodologies are following presented to estimate and limit the damage.

Current design procedures hardly model detailed aspects of the mechanisms that cause settlement damage in buildings with masonry walls. To assess settlement-induced damage to buildings, some approaches are based on a finite element method, in which the building, the ground and the tunnelling processes are combined in a numerical model. These models are based on the use of two or three-dimensional analysis to model tunnel installation and consequent settlement-induced damage to an overlying building. These analyses confirm that soil-structure interaction effects have an important impact on the predicted damage to these buildings.

4.1.2 Building structure deformation according to the vertical and horizontal greenfield ground movements (Mair & Taylor, 1997)

Current assessment methods are generally based on a two-stage process. Firstly, the ground settlements, at an equivalent site where there are no buildings, are estimated ("greenfield site" settlements). These displacements are then imposed on a model of the building structure for an assessment of the expected damage. The estimation of the risk of damage to buildings typically involves assuming that the structure deforms according to the vertical and horizontal greenfield ground movements. The greenfield ground movements were analysed, through to extensive field measurements and centrifuge studies (Mair, 1996 [5]); the presence of a structure alters these movements (soil-structure interaction); the modification to these ground movements can result in smaller distortions and levels of damage to the buildings than those predicted before.

4.1.3 *Parametric finite element analysis* (Potts & Addenbrooke (1997))

Potts & Addenbrooke (1997 [6]) conducted a parametric finite element analysis to investigate the response of buildings to tunnelling and introduced design charts to consider the influence of the building's own stiffness, thus leading, to new improved predictions of tunnel-induced deformation. Their relative stiffness approach was based on a parametric study using plane-strain finite element (FE) analyses in which the building was modelled by weightless elastic beams. It was present the results of both two- and three-dimensional parametric FE studies that extended their building model to include a wider variety of building features such as building weight, the nature of the soil–structure interface, and the building dimension in the direction of the tunnel axis. By incorporating these additional building features into their approach, it is shown how the relative stiffness expressions can be modified to be dimensionless.

5. STRATEGIES FOR PREVENTION, REPAIR AND REHABILITATION OF WALLS AND REINFORCEMENT OF FOUNDATIONS

5.1.1 General

Strategies for repair and rehabilitation of walls and reinforcement of foundations of buildings are also presented, in view of the occurrence of damage due to the foundation settlements. An assessment of potential damage is particularly important when the buildings are of masonry construction, in which case relatively small differential settlements can lead to the development of unsightly cracking in the walls and facades. If the extent of the predicted damage is unacceptable, particularly in the case of a heritage building, then appropriate action needs to be taken, for example modifications to the design or the specification of settlement control procedures such as compensation grouting.

5.1.2 Prevention related to foundations

According to Burland (1995), the proposed protective measures are presented in the following. Before considering surface measures, tunnelling procedures should be examined. These tackle the root cause of the problem and may prove much less costly and disruptive than near surface measures. In other

approach (CIB 2015 [11]) for prevention related to the foundations, in order to avoid the damage of masonry walls, the following measures were presented:

- Evaluating soil parameters: increase the geotechnical investigations;
- Observe dimensions and shapes of the buildings: provide joints;
- Effect of: long dimensions in plan view, sudden change of shape, very different loads, changes in soil and foundation types, different construction periods of adjacent buildings;
- Attention to existence of soft/deep soil layers, fluctuations of the water table and leaking of the drainage system that saturates the soil around shallow foundations.

5.1.3 Prevention related to masonry walls

According to EN 1996-1-1:2005 (EC6), masonry structure shall be designed and constructed so as not to exceed the Serviceability Limit State (EN 1996-1-1:2005 - Section 7, Serviceability Limit State, 7.1 General). Deflections that might adversely affect partitions, finishing (including added materials) or technical equipment, or might impair water-tightness should be checked. The serviceability of masonry members should not be impaired by the behaviour of other structural elements, such as deformations of floors or walls.

Based on the values of the mechanical characteristics, recommended in the EN 1996-1-1 :2005 (EC6, [15]), for different combinations between the various types of blocks and mortar joints, estimated reference values are following presented in Table 1 (for situations of buildings in a usual foundation soil; not applicable to situations of tunnelling); in particular, a range of values with upper and lower extremes for the relationship (f_w/L) between the cracking deflection f_w, occurring after the construction of the walls, and the span L, based in the model of beam in elastic medium presented in 2.3.3, [11].

The reference values for f_w/L were determined through a simplified model which assumes that the building wall cracking deflection was conditioned by the limiting values of deflection coefficient (Δ/L) and, therefore, the referred values of f_w/L were approximated to the estimated limiting values of Δ/L, calculated for two values of the elastic length λL, $\pi/3$ and $\pi/4$; considering the definition of λL ($\lambda L=(k.L^4 / EI)^{1/4}$), for a fixed type of soil and length contact (L) of the building resting in soil (that means a fixed value of $k.L^4$), that corresponds to a rigidity value (E_1I_1) of the building with elastic length λL of $\pi/4$ that is near 3 times superior the rigidity value (E_2I_2) of the building with elastic length λL of $\pi/3$; and the critical tension strain in the lower extreme fibre (ϵ_{crit}) is estimated in relation with the characteristic initial shear strength of the masonry (f_{vko}) and the Modulus of Elasticity in tension (E_t), and is presented in Table 1 for the example of mortar class M1-M2 ($\epsilon_{crit} = (f_{vk0}/2)/E_t$)). It should be noted that these values of f_w/L should only be regarded as guiding values.

The global analysis of the results in Table 1 allows to suppose that the reference values for the relationship (f_w/L) lead to less severe limitations as values of the elastic length λL decreases (from $\pi/3$ to $\pi/4$) and as L/H or mortar joints class resistance increases. Such severity increases with the decrease of the proportion of holes in the blocks. Indeed, the evaluation of the deformation of the foundation elements that lead to cracking of masonry walls need to be soundly based, for each specific case, on the consideration of the deformation characteristics of the building and the soil and its interaction, as well as taking in due account the results of the observation experience of buildings subjected to settlement of the foundations.

5.1.4 Repair and rehabilitation of walls and reinforcement of foundations

Burland (1995) presented a range of surface or near surface measures including strengthening the ground, structural jacking, underpinning and strengthening the building. In other approach (CIB 2015 [11]), for repair of the foundations, in order to avoid the damage of masonry walls, the following measures were presented:

- Consolidation of soils and/or increase stiffness of foundation elements;
- Insertion of joints, allowing the building parts to perform as independent rigid bodies;
- Use of deep foundation when the water table fluctuates or when there are soft/deep soil layers;
- Fix the drainage system.

For repair of damage of masonry walls related to foundation differential settlements, some methods and their applicability are following presented (CIB 2015 [16]):

1-Raking and Re-pointing

- Usually applied to cracks localized in the mortar joints, especially in heritage buildings.

2- Re-construction of selected areas

- Usually applied to restore structural integrity, including demolition and re-building of the damaged area;

3 -Resin injection

- Usually applied to cracks in masonry units and to mortar joints.

Table 1. Reference values for the relationship between cracking deflection of the wall and span for two typical values of span/height of masonry walls

Type of masonry unit	**Reference values for the relationship f_w/L** (Cracking deflection of the wall / span of the wall)										
			Mortar Joint Classes (EC6 - EN 1996-1-1:2005)								
	Group of units (3)	**K** Constant for masonry **f_k,** (taken from EC6 -Table 3.3) **ϵ_{crit} (x 10^{-5})** mortar class M1-M2	**M1 to M2**			**M2,5 to M9**			**M10 to M20**		
			Masonry Elasticity modulus **Ec** Initial shear strength **f_{vko}** (MPa)	Cracking deflection /span **f_w/L** For values of Elastic Length λL **λL=π/4** and **λL= π/3**		Masonry Elasticity modulus **Ec** Initial shear strength **f_{vko}** (MPa)	Cracking deflection /span **f_w/L** For values of Elastic Length λL **λL=π/4** and **λL= π/3**		Masonry Elasticity modulus **Ec** Initial shear strength **f_{vko}** (MPa)	Cracking deflection /span **f_w/L** For values of Elastic Length λL **λL=π/4** and **λL= π/3**	
				L/H=1.5	**L/H=3.5**		**L/H=1.5**	**L/H=3.5**		**L/H=1.5**	**L/H=3.5**
Clay	**Group 1**	**0.55 4.8**	**4265 0.10**	**1/1407 1/9119**	**1/603 1/3909**	**6285 0.20**	**1/1333 1/8639**	**1/571 1/3703**	**13273 0.30**	**1/1194 1/7740**	**1/512 1/3317**
	Group 2	**0.45 5.9**	**3318 0.10**	**1/1151 1/7461**	**1/494 1/3198**	**6285 0.20**	**1/1090 1/7068**	**1/468 1/3030**	**10860 0.30**	**1/977 1/6333**	**1/419 1/2714**
	Group 3	**0.35 7.5**	**3318 0.10**	**1/895 1/5803**	**1/384 1/2487**	**9877 0.20**	**1/848 1/5498**	**1/364 1/2356**	**8447 0.30**	**1/760 1/4926**	**1/326 1/2111**
	Group 4	**0.35 7.5**	**5213 0.10**	**1/895 1/5803**	**1/384 1/2487**	**8081 0.20**	**1/848 1/5498**	**1/364 1/2356**	**8447 0.30**	**1/760 1/4926**	**1/326 1/2111**
Calcium silicate	**Group 1**	**0.55 4.8**	**4265 0.10**	**1/1407 1/9119**	**1/603 1/3909**	**9877 0.15**	**1/1777 11519**	**1/762 1/4937**	**13273 0.20**	**1/1791 1/11610**	**1/768 1/4976**
	Group 2	**0.45 5.9**	**5213 -**	**1/1151 1/7461**	**1/494 1/3198**	**5253 0.15**	**1/1454 1/9424**	**1/623 1/4039**	**10860 0.20**	**1/1465 1/9499**	**1/628 1/4071**
Aggregate Concrete	**Group 1**	**0.55 -**	**2773 -**	-	**-**	**4669 -**	-	**-**	**13273 0.20**	**1/1791 1/11610**	**1/768 1/4976**
	Group 2	**0.45 -**	**2465 -**	-	**-**	**4086 -**	-	**-**	**7059 0.20**	**1/953 1/6174**	**1/409 1/2646**
	Group 3	**0.40 -**	**2157 -**	-	**-**	**9877 -**	-	**-**	**6275 0.20**	**1/847 1/5488**	**1/363 1/2352**
	Group 4	**0.35 -**	**5213 -**	-	**-**	**8081 -**	-	**-**	**5490 0.20**	**1/741 1/4802**	**1/318 1/2058**
Autoclaved Aerated	**Group 1**	**0.55 -**	**4265 0.10**	**-**	**-**	**8081 0.15**	**1/1777 1/11519**	**1/762 1/4937**	**13273 -**	**-**	-
Manufactured stone	**Group 1**	**0.45 5.9**	**4265 0.10**	**1/1151 1/7461**	**1/494 3198**	**6285 -**	-	**-**	**10860 -**	**-**	-
Dimensioned natural stone	**Group 1**	**0.45 5.9**	**3318 0.10**	**1/1151 1/7461**	**1/494 1/3198**	**6285 0.20**	**1/1090 1/7068**	**1/468 1/3030**	**10860 0.30**	**1/977 1/6333**	**1/419 1/2714**

(1)- f_{vko} – characteristic initial shear strength, under zero compressive stress (initial cohesion), that is the resistance of block-mortar joint for a null compression based on EN 1052-3 or 1052-4 or on the basis of the Table 3.4 of EC6 (EN 1996-1-1:2005); values here of f_{vko} are taken from Table 3.4 of EC6;

(2)- masonry group classification according to EC6, Table 3.1: Group 1-massive blocks or with percentage of vertical drilling less than 25% and subject to certain conditions; Group 2-blocks or bricks with percentage of vertical drilling more than 25% but less than 45% or 60% (blocks of concrete); Group 3-blocks or bricks with vertical drilling percentage greater than 25% but less than 70%; Group 4-blocks with horizontal drilling percentage less than 70% and subject to certain conditions

(3)- two values representing the ratio between the length L and height H of the walls (L/H = 1.5 and L/H = 3.5) were here chosen; it should be noted that these same values of L/H served as reference values in ISO 4356 [14] for the assessment of the behaviour of walls face to the imposed deformations;

(4)-the value of the Modulus of Elasticity in compression E_c ($E_c = K_E.f_k$; K_E =1000, see EC6, 3.7.2) of the masonry, adopting on their determination, by simplification, a value of f_b equal to f_{vk} /0.065 and $f_k = K.f_b^{0.7}.\ f_m^{0.3}$, for the case of use of a masonry mortar joint of a class M1 to M2, M2.5 to M9 and M10 to M20, with adopted values, respectively, of 2 MPa, 10 MPa and 20 MPa; f_b is the normalised mean compressive strength of the units (adopted a value of $f_b = f_{vk}$ /0.065; the adopted simplified values of limit shear resistance f_{vk} are 1.2, 1.5 and 1.7, respectively, in the case of use of a masonry mortar joint of a class M1 to M2, M2.5 to M9 and M10 to M20; K is a constant value taken from EC6 (Table 3.3) – and here, in Table 1, are included the values for use with general purpose;

(5) here it is assumed that $\epsilon_{crit} = (f_{vk0}/2)/E_t$, admitting a Modulus of Elasticity in tension E_t of $E_c/3$ reduced of 60%, taking into account that it is the calculation of long-term deformations (EC6 -3.7.2).

6. CONCLUSIONS

The present paper described here definitions of foundation movement and the concept of limiting tensile strain, as well as the identification of crucial aspects of behaviour of buildings affected by

settlements of foundation and the categorisation of their damage. The importance of building stiffness in modifying deformations was here highlighted, strategies for prevention, repair, and rehabilitation of walls and reinforcement of foundations was presented. It is important to make, as possible, a realistic approach to assess the risk of damage of heritage buildings affected by settlements of foundation as well to study monitored case studies of heritage building response.

ACKNOLEGDMENTS

LNEC Planned Research Programme (P2I) for the period 2013-2020 (P2I Project "COREAP" - Service life, conservation and rehabilitation of walls of buildings with relevant patrimonial value") has funded the present study. The collaboration in this article of LNEC Senior Researcher João Barradas is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Burland, J. B., Wroth, C. P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. Proc. of the Conference on Settlement of Structures, Cambridge. British Geotechnical Society. p. 611–654.
[2] Burland, J. B., Broms, B.B., de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. Proc. of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State–of–the–art Volume. Tokyo. Balkema, Rotterdam. p. 495–545.
[3] Boscardin, M. D., Cording, E. J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(1), p. 1–21.
[4] Burland, J. B. (1995). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations. Invited Special Lecture: Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo. p. 1189–1201.
[5] Mair, R. J., Taylor, R. N., Burland, J. B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 713–718.
[6] Potts, D. M., Addenbrooke, T. I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. Proc. of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, vol. 125, p. 109–125.
[7] Franzius, J.N., Potts, D.M., Burland, J.B. (2006). The response of surface structures to tunnel construction. Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng.159 (1), pg. 3–17.
[8] Farrell, R.P.; Mair, R.J.; Sciotti, A.; Pigorini, A.; Ricci, M. (2012). The response of buildings to tunnelling: A case study. Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-68367-8
[9] Hetényi, M., (1946). Beams on Elastic Foundations. University of Michigan. Press, Ann Arbor, Michigan.
[10] Vesic, A. (1961) - Bending of beams resting on isotropic elastic solid – Proc. ASCE, Jour. Eng. Mech. Div., vol. 87, EM2, pp.35-51.
[11] Miranda Dias, J. L. (1991) - O movimento das fundações de edifícios e os danos associados em paredes de alvenaria. Technical Note 45/91 - NPC/DED, Lisboa, LNEC, Dezembro de 1991 http://repositorio.lnec.pt:8080/jspui/handle/123456789/1010474.
[12] Miranda Dias, J. L. (1994). Fissuração das paredes de alvenaria devida ao movimento dos elementos de suporte. 2.º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. pg. 785-796, Lisboa, LNEC http://repositorio.lnec.pt:8080/jspui/handle/123456789/1010442.
[13] Miranda Dias, J. L. (2003). Cracking around the interface joint between masonry panels and their supporting reinforced concrete beams in buildings. Proceedings of 2nd international structural engineering and construction conference, vol. I, University of Rome, Italy, p. 745–52.
[14] ISO 4356. 1977 – Bases du calcul des constructions – Déformations des bâtiments à l´état limite d´utilisation. Genève : ISO, 1977. 18 p.
[15] EN 1993-1-3:2006. Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Brussels: CEN.
[16] CIB 2015. Defects in Masonry Walls. Guidance on Cracking: Identification, Prevention and Repair - Prevention of Cracking in Masonry Walls. W023, Wall Structures. CIB Publication 403/ ISBN 978-90-6363-090-4.

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE RESINAS EPOXÍDICA EM REPAROS DE CONCRETO À BASE DE CIMENTO PORTLAND





Luiz A. Modesti[1] **Alexandre S. Vargas**[2] **Eduardo L. Schneider**[3]

RESUMO
Adesivos de base epoxidica vêm sendo utilizados para reparos e recuperação de estruturas de concreto. Este trabalho teve como objetivo estudar o desempenho de seis resinas epoxídicas na resistência de aderência entre dois concretos convencionais com idades diferentes quando submetidas ao teste de cisalhamento inclinado. Primeiramente, estudou-se as características físicas e mecânicas dos seis adesivos e dos concretos a serem utilizados. Após, apresentou-se os fatores que afetam o teste de cisalhamento inclinado na interface da ligação de aderência. Os fatores estudados foram a viscosidade e a resistência à compressão dos adesivos, variação da resistência à compressão dos concretos da base e da capa. Os corpos de prova foram serrados com ângulo de 45º. Adotou-se a rugosidade minima para o concreto da base. O corpo de prova escolhido foi o cilíndrico de 100 mm x 200 mm. Os resultados indicaram que a resistência à compressão dos concretos estudados, a rugosidade da interface do concreto da base, a viscosidade dos adesivos, a resistência à compressão dos adesivos ao tempo da aplicação, tem importante efeito na tensão de ruptura e na resistência de aderência quando o corpo de prova misto é submetido ao esforço de cisalhamento inclinado. As resinas epoxídicas comerciais apresentam desempenho que variam quando solicitados para a aderência dos concretos de idades diferentes, sendo as diferenças menores quando aplicados em concretos de resistência à compressão da ordem de 33 MPa e maiores quando aplicados em concretos da ordem de 46 e 59 MPa, demonstando que os adesivos não apresentam o mesmo desempenho. Nos concretos de alta resistência o processo de aderência deve ser validado antes da aplicação, estudando os mecanismos de aderência, a rugosidade do substrato e as diferenças de resistência à compressão dos concretos do substrato e da capa/reparo, assim como deve ser analisado o adesivo adotado.

Palavras-chave: [concreto, fissuras, reparos, adesivo epóxi, viscosidade]

1. INTRODUÇÃO

Fissuras são uma das mais frequentes manifestações patológicas que ocorrem no concreto e no concreto armado e que comprometem sua durabilidade. As razões que causam as fissuras nas estruturas podem

[1]Mestrando em Tecnologia dos Materiais, Universidade FEEVALE, Novo Hamburgo, Brasil. modesti@avalisinos.com.br
[2] Departamento Engenharia Civil, Universidade FEEVALE, Novo Hamburgo, Brasil. alexandresvargas@feevale.br
[3] Departamento Engenharia de Materiais, Universdade FEEVALE, Novo Hamburgo, Brasil. eduardolscheneider@feevale.br

ser de diferentes causas, tais como cargas de impacto, corrosão da armadura, sobrecarga, estrutura com recalque, efeitos ambientais, etc. e causam a diminuição da durabilidade e longevidade das estruturas, sendo importante reparar estruturas danificadas [1].

O objetivo do serviço de reforço ou reparo é readquirir as caracterísicas originais e o monolistimo das estruturas de concreto [2] e isto depende da qualidade da aderência na interface entre os concretos do substrato e da capa [3]. O teste de cisalhamento inclinado é o mais utilizado pelos pesquisadores [4,5], pois combina o esforço de compressão axial com o de cisalhamento e permite determinar a resistência de aderência entre os diferentes concretos que foram unidos com ou sem adesivo. A maioria das técnicas dos reparos e reforços de estrutura incluem a adição de um concreto novo sobre o substrato existente e em alguns casos aplicando agente de aderência [4,6].

Os fatores estudados neste trabalho foram as características fisica e mecânica dos adesivos epóxi, as características física e mecânica dos concretos convencionais das bases e da capa [7,8], além dos efeitos da aplicação dos adesivos epóxi na aderência dos concretos. A questão enfrentada é complexa, pois existem diversas variáveis que afetam a resistência de aderência entre os concretos. Muitas pesquisas foram realizadas variando a resistência à compressão do concreto do substrato ou da capa [6], diferentes rugosidades foram testadas e variações da rigidez do concreto foram analizadas através do uso de diferentes tipos e granulometrias dos agregados. Também as formas cilíndricas e prismática foram testadas, assim como as dimenções de corpos de provas e ângulos do plano inclinado (30º, 45º e 60º) [5,9].

Esses assuntos já foram largamente estudados para concreto vibrado, e auto adensável aplicados no concreto do substrato e ou da capa quando unidos por uma camada de resina epoxídica ou mesmo sem aplicação de adesivos [3,10,11]. A resistência à compressão dos concretos, a resistência de aderência e o estudo da rugosidade no substrato na ligação de dois concretos com idades diferentes são fatores importantes no processo de reforço ou reparo de estruturas de concreto [6]. Com a elevação das resistências do concreto nas estruturas pré-moldadas é necessário entender melhor o comportamento da junção daqueles elementos estruturais que depende da análise das resistências à compressão dos concretos, da rigidez e da retração dos concretos, da rugosidade da superfície de contato colada, da inclinação da união e do adesivo utilizado e essas variáveis devem ser estudadas previamente [8].

O objetivo principal da pesquina foi estudar o desempenho de seis diferentes resinas epoxídicas na resistência à aderência na interface entre dois concretos quando submetidos ao esforço de cisalhamento inclinado, tendo em vista que existe falta de informações de pesquisas comparando o comportamento de mais de uma resina epoxídica na união de concretos, para se verificar se todas as resinas epoxídicas apresentam as mesmas características e fornecem as mesmas resistências de aderência nas diferentes combinações dos fatores influenciantes do processo.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste trabalho alguns fatores foram mantidos constantes para reduzir os erros dos fatores que influenciam na resistência de aderência. Para a rugosidade dos substrados foi estabelecido o padrão serrado, sendo o segundo menor nível de rugosidade, CSP-2 [12]. A rigidez do concreto foi mantida constante com o uso de apenas um tipo de agregado graúdo (pedra britada basáltica), um agregado miudo (areia) e um cimento portland (CP-V ARI). Somente o concreto vibrado convencional foi usado. Os concretos foram preparados com três resistências à compressão, de 33, 46 e 59 MPa para as bases. A resistência da capa foi mantida constante na maior resistência de 59 MPa. Foi adotado o ângulo de 45º para o teste de cisalhameto inclinado.

Moldaram-se 168 corpos de provas compostos pelos seguintes componentes: agregado graúdo, agregado miúdo, cimento portland de alta resistência inicial, aditivo químico plastificante, água potável de rede pública e seis adesivos do tipo resinas epoxídicas comerciais foram usadas no trabalho desenvolvido. O agregado graúdo foi pedra basalto britada com tamanho máximo de 12,5 mm. A areia natural de rio teve

módulo de finura de 3,03 e com tamanho máximo de 4,80 mm. A análise das peneiras dos agregados graúdo e miúdo são apresentadas no quadro 1 e 2. O aditivo químico plastificante tipo GLENIUM® 51, do fabricante BASF. Foi usado o cimento portland tipo V de alta resistência inicial. Os corpos de prova de concreto das bases foram mantidos em cura úmida submersa até os 14 dias, quando foram cortados. No dia seguinte as bases receberam uma camada de 1 mm de adesivo e as capas foram moldadas. Os 168 corpos de prova mistos foram mantidas por mais 28 dias em cura úmida submersa, até serem submetidos ao teste de cisalhamento inclinado.

2.1 Caraterísticas dos traços dos concretos

O quadro1 resume as proporções das misturas dos três concretos convencionais utilizados para moldar as bases e a capa. São apresentadas o traço, a relação a/c, a relação agregado/cimento, o consumo de cimento, areia, brita, água e a massa específica. Também são apresentados os resultados previstos e efetivos das resistências à compressão os 28 dias. Foram moldados 56 CPs de cada base de concreto.

Quadro 1: Especificação dos três concretos C1, C2 e C3 das bases e C3 da capa

Traço (cimento: agreg. miúdo: agreg. graúdo)	Concreto	Relação a/c	Agregado total / cimento "m"	Consumo	Consumo	Consumo	Consumo	Massa	Resistência à compressão (MPa)	
				Cimento	de Areia	de Brita	de Água	específica	prevista	atingida
kg/kg	identificação	kg/kg	kg/kg	kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³	MPa	MPa
1 : 2,60 : 3,07	C1	0,6	5,67	334,00	869,33	1.025,37	200,61	2.429,67	30	33
1 : 2,00 : 2,56	C2	0,5	4,56	402,00	805,22	1.028,89	201,31	2.438,03	40	46
1 : 1,40 : 2,04	C3	0,4	3,44	505,00	708,22	1.034,23	202,35	2.450,68	60	59

2.2 Caraterísticas dos adesivos conforme os boletins técnicos dos fabricantes

No programa experimental foram utilizados seis adesivos à base epóxi, do tipo bicomponentes, escolhidos entre os disponíveis no mercado comercial, indicados como adequados para reparo estrutural ou adesivo estrutural. O quadro 2 demonstra as características informadas pelos fabricantes.

Quadro 2: Características dos seis adesivos utilizados no trabalho

nº do item	**características dos adesivos analisadas no laboratório**	**adesivo 1**	**adesivo 2**	**adesivo 3**	**adesivo 4**	**adesivo 5**	**adesivo 6**
1	viscosidade indicada	baixa(*)	15.000 cP	média	média	média	média
2	resistência à compressão às 24h (MPa)	25	-	60	-	40	-
3	resistência à compressão aos 7dias (MPa)	-	70	-	-	-	60
4	peso total da amostra (kg)	1	1	1	1	1	1
5	peso da parte A (kg)	-	784	670	500	810	-
6	peso da parte B (kg)	-	216	330	500	190	-
7	qual o rendimento/consumo (kg/ m²/mm)	1,7	1,7a1,8	1,7	1,8	0,8 a 1,5	0,8 a 1,0
8	temperatura de uso - range (ºC)	5 a 35	5 a 30	10 a 30	25	5 a 35	20
9	working life-tempo trabalhabilidade (min)	40	30 a 40	35	50	60 a 120	50
10	tempo de mistura (min)	3	3 mec e 5 man	3	-	3	-
11	rotação do agitador para mistura (rpm)	-	400 a 500	400 a 500	-	400 a 450	baixa rotação
12	indicado como estrutural (sim ou não)	sim	sim	sim	sim	sim	sim
13	número de componentes (mono ou bi)	bi	bi	bi	bi	bi	bi
14	composição do catalisador - parte B	amina	poliamida	poliamidas	-	amina	-
15	informa readquirir monolitismo	não	sim	não	não	não	não
16	informa tratar fissura ativa	não	não	não	não	não	não
17	informa ser tóxico e requer EPI	luva/óculos/bota	ver seguran.	luva/óculos/bota	luva/óculos	luva/óculos	luva/óculos/bota

2.3 Caraterísticas físicas e mecânica dos adesivos de resina epoxídicas estudados

Os adesivos de resinas epoxídicas utilizados neste trabalho foram classificados como sendo do Tipo V, Grau 3 e Classe C [15] e foram utilizados para unir concretos com resistências de 33, 46 e 59 MPa usadas nas bases e de 59 MPa nas capas. Foram estudados somente os adesivos epóxi bicomponentes.

2.4 Teste de cisalhamento inclinado na adesividade do concreto do substrato e capa

O teste de cisalhamento inclinado é provavelmente o método de teste disponível mais representativo para selecionar uma resina de epóxi para um reparo de concreto [3]. Para estimar a adequação dos materiais para reparos de fissuras pode ser usado o ensaio da resistência ao cisalhamento inclinado [3-10,16], pois é amplamente empregado como procedimento de teste para determinar a resistência de adesão dos materiais de reparo. É previsto que a falha de aderência no cilindro composto ocorrerá preferencialmente na superfície inclinada para calcular a resistência de aderência [5], conforme demonstrado na figura 1. A relação entre as resistências à compreessão da capa/base foram mantidas constantes em e C1 1,79, C2=1,28 e C3=1,00.

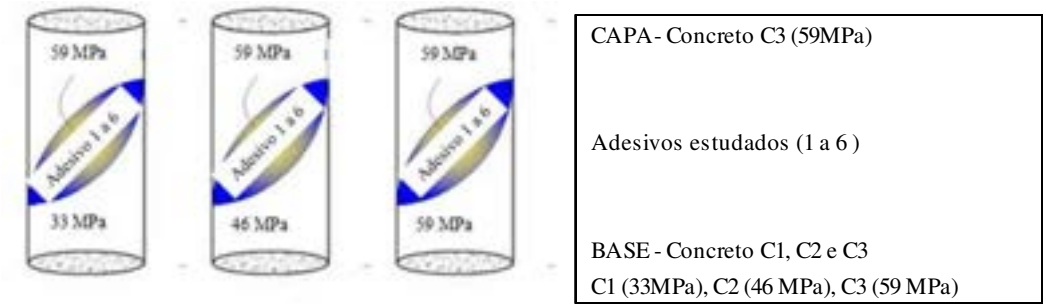


Figura 1: Esquema de resistência à compressão dos CPs mistos (MPa)

2.5 Caraterística da rugosidade da superfície do concreto do substrato

A superfície rugosa aumenta a área de contato em que a força de adesão pode desenvolver e aumenta a energia total da superfície de interação, e por isso aumenta a resistência contra a separação da junção. Além disso, baseado na teoria de adesão por intertravamento mecânico, a boa adesão ocorre quando um adesivo penetra nos poros, buracos, cavidades e outras cavidades e trava mecanicamente o substrato [13]. São usualmente adotados para aumentar a rugosidade do substrato antes de ser aplicada a camada de adesivo ou do novo concreto [3,8]. A padronagem de rugosidade é muito referenciada quando é estudada a aderência entre concretos sem a utilização de adesivos [14]. No entanto, no presente trabalho os CPs foram cortados por serra industrial com o objetivo de obter rugosidade quase lisa para que a aderência dos adesivos estudados recebesse pouca influência da rugosidade. O Guideline n.310.2R-2013 [12] apresenta padrões distintos *Concrete Surface Profiles* (CSP) produzidos por métodos de preparação de superfície variando de CSP-1 até CSP-10 que reproduzem graus de rugosidade adequadas para aplicação de um ou mais selantes, revestimentos, sistemas de camadas de adesivos ou materiais para reparo de concreto.

Neste trabalho foi realizada a preparação da superfície por meio de corte por serra mecânica industrial para diminuir a influência da rugosidade na tensão de ruptura e evitar danos na superficie, obtendo perfil equivalente ao CSP-2 [12], considerado smooth e demostrado na figura 2.



Figura 2: Perfil de rugosidade da superfície de concreto CSP-2 - esmerilhado/lixado [15]

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caraterísticas das resistências à compressão dos concretos das bases e da capa

Resultados dos ensaios realizados nos concretos estudados para determinar a resistência à compressão usando 8 CPs para cada concreto e ensaios de absorção e porosidade usando 5 CPs para cada concreto são demonstrados no quadro 3.

Quadro 3: Resultados da resistência à compressão aos 28 dias e resultados dos ensaios de absorção e porosidade dos concretos C1, C2 e C3

Concretos	Resistência Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. Variação (%)	Ensaio de Absorção (%)	Desvio Padrão (%)	Coef. de Variação (%)	Ensaio Porosidade (%)	Desvio Padrão (%)	Coef. de Variação (%)
C1	33,00	1,09	3,27	5,14	0,15	2,95	11,75	0,11	3,95
C2	46,00	1,46	3,19	4,68	1,26	0,48	10,71	3,47	1,35
C3	59,00	2,26	3,84	3,43	0,33	2,79	7,95	0,37	4,59

O quadro 3 demonstra, conforme esperado, que as amostras do concreto C1 apresentaram maior absorção, maior porosidade e, por isso, menor resistência à compressão que os demais testados [1].

3.2 Caraterísticas físicas dos adesivos de resina epoxídicas

Com base nos resultados apresentados no quadro 4, no momento inicial os 6 adesivos foram agrupados em 3 grupos com viscosidade média semelhante. Os adesivos 2 e 6 tiveram viscosidade média de 22.300 cP, nos adesivos 1 e 3 a viscosidade média foi de 30.350 cP e nos adesivos 4 e 5 foi de 82.000 cP. Na sequência verificou-se que os 6 adesivos também podem ser agrupados em somente 2 grupos, pois quatro adesivos (1, 2, 3 e 6) apresentaram viscosidade média de 26.300 cP. Quanto à viscosidade os adesivos testados foram classificados [15] como sendo de Grau 3.

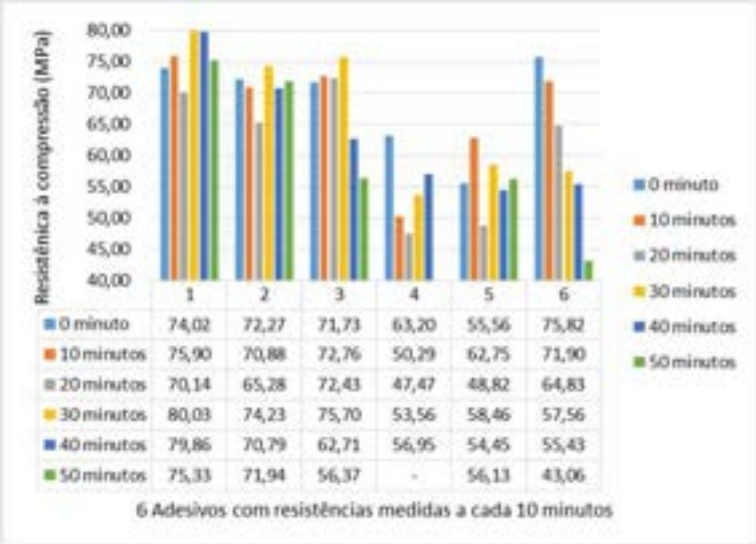
Quadro 4: Resultados da viscosidade média (cP) dos seis adesivos epóxi

adesivos testados	1	2	3	4	5	6
viscosidade média individual (cP)	32.223	22.470	28.490	79.450	84.743	22.166
adesivos ordenados p/viscosidade	2	6	1	3	4	5
viscosidade média individual (cP)	22.470	22.166	32.223	28.490	79.450	84.743
viscosidade média agrupada (cP) 3x	22.300		30.350		82.100	
viscosidade média agrupada (cP) 2x	26.300				82.100	

3.3 Caraterísticas mecânica dos adesivos de resina epoxídicas

Após a determinação da viscosidade dos adesivos, foram preparados CPs para a determinação da resistência à compressão axial. Neste trabalho, os moldes dos CPs foram preparados com tubo comercial nas dimensões de 17 mm de diâmetro por 34 mm de altura, mantendo-se a proporção de 2 entre o diâmetro e a altura do CP. Foram produzidos 12 CPs cilíndricos para cada um dos adesivos estudados, totalizando 72 CPs. A resistência à compressão foi determinada nas idades de 1 dia e 7 dias, sendo em cada idade ensaiado 6 CPs para cada uma das resinas estudadas.

O preparo dos CPs foi realizado com base no tempo de mistura dos dois componentes (resina e catalizador) dos adesivos epóxi, ou seja, o tempo 0 minuto equivale a moldagem dos CPs no momento em que a mistura da resina epóxi foi homogeneizada. A partir deste momento, foram moldados CPs a cada 10 minutos, para avaliar o efeito do tempo entre a mistura dos dois componentes e a resistência à compressão, e avaliar quanto tempo o adesivo possui trabalhabilidade. Na figura 2 são apresentados os resultados individuais de resistência à compressão axial, das amostras dos adesivos epóxi, determinados na idade de 7 dias, no laboratório com temperatura controlada e constante de 23ºC.



	1	2	3	4	5	6
0 minuto	74,02	72,27	71,73	63,20	55,56	75,82
10 minutos	75,90	70,88	72,76	50,29	62,75	71,90
20 minutos	70,14	65,28	72,43	47,47	48,82	64,83
30 minutos	80,03	74,23	75,70	53,56	58,46	57,56
40 minutos	79,86	70,79	62,71	56,95	54,45	55,43
50 minutos	75,33	71,94	56,37	-	56,13	43,06

Figura 2: Resultados das resistências individuais dos 6 adesivos epóxi estudados, a cada 10 minutos e na idade de 7 dias

O grupo de adesivos de maior resistência (1, 2 e 3) com média de 73 Mpa é 20% superior ao grupo intermediário (6) de 61 MPa e é 35% superior ao grupo de menor resistência (4 e 5) e média de 54 MPa. Com base na resistência à compressão axial dos adesivos epóxi, na idade de 7 dias, tendo como variável o tempo decorrido da mistura da resina com o catalizador, e a moldagem dos CPs, a cada 10 minutos, são feitas as seguintes observações:
a) Os adesivos 1 e 2 apresentaram comportamento semelhantes, sendo observadas resistências elevadas (da ordem de 73 MPa) independentemente do tempo de mistura entre a resina com o catalizador e a moldagem dos CPs. Ou seja, estes adesivos se mostraram adequados até o tempo de 50 minutos, não apresentando perda de desempenho considerando uma aplicação prática in loco. b) O adesivo 3 apresentou comportamento semelhante aos adesivos 1 e 2 até o tempo de 30 minutos. Para os tempos de mistura da resina com o catalizador e moldagem de 40 e 50 minutos observou-se redução da resistência à compressão de 13% (40 minutos) e 22% (50 minutos) em relação à resistência média desta resina epóxi. Isto mostra que esta resina epóxi deve ser aplicada, de preferência, até os 30 minutos após a mistura dos componentes epóxi para garantir o desempenho.

Já (c) o adesivo 4 apresentou comportamento da resistência à compressão variável entre os tempos de moldagem, não sendo possível moldar CPs no tempo de 50 minutos devido à falta de trabalhabilidade da resina. Ou seja, na prática essa resina pode ser usada somente até 40 minutos após a mistura dos componentes e a aplicação, e para reparos com menor responsabilidade. d) O adesivo 5 apresenta comportamento semelhante aos adesivos 1 e 2, mas com desempenho mecânico menor (resistência à compressão média de 56 MPa), e somente para reparos com menor responsabilidade. e) O adesivo 6 apresenta um comportamento distinto dos outros, pois houve queda acentuada na resistência a partir da mistura da resina com o catalizador. Ou seja, o tempo de aplicação deste epóxi é fundamental para o desempenho mecânico, e observou-se redução da resistência à compressão de 5% (10 minutos), 14% (20 minutos) e 24% (30 minutos) em relação à resistência inicial desta resina epóxi. Isso mostra que de modo geral os adesivos devem ser aplicados, de preferência até 10 minutos. Nota-se resistência à compressão menor dos adesivos 4 e 5, devendo estar relacionado à composição química do produto.

A figura 3 correlaciona a resistência média à compressão em relação à viscosidade dos adesivos epóxi. Verifica-se que existe uma relação inversa entre a resistência à compressão em relação à viscosidade dos 6 adesivos estudados. Ou seja, o grupo de viscosidade mais alta (média de 80.000 cP) apresentou menor resistência à compressão (em torno de 50 MPa). O grupo de viscosidade mais baixa (entre 20.000 e 30.000 cP) apresentou os valores de maior resistência à compressão (entre 61 MPa e 75 MPa), o que demonstra uma correlação inversa forte entre viscosidade e resistência à compressão com correlação (R2) de 0,65. No entanto, não se verificou influência da Resistência do adesivo na tensão de ruptura.

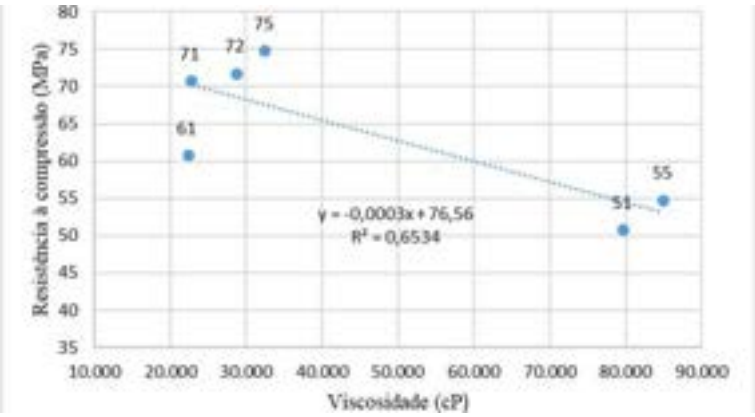


Figura 3: Relação entre a resistência à compressão e a viscosidade dos adesivos epóxi testados

3.4 Tensão de ruptura dos corpos de prova mistos submitidos ao teste de cisalhamento inclinado

No quadro 5 são apresentados os resultados de tensão de ruptura dos CPs mistos submetidos aos testes de cisalhamento inclinado no ângulo de 45º com a aplicação de camada de resina epóxi dos 6 adesivos estudados, resistência à compressão e viscosidade dos adesivos estudados, a resistência à compressão dos concretos das bases e das capas, a tensão de ruptura e o percentual de redução da tensão de ruptura dos CPs Mistos. Na parte final são apresentados os resultados dos CPs mistos sem aplicação de adesivos.

Quadro 5: Resultados da Tensão de Ruptura (MPa) dos CPs mistos com os adesivos e dos CPs mistos sem adesivos (referência)

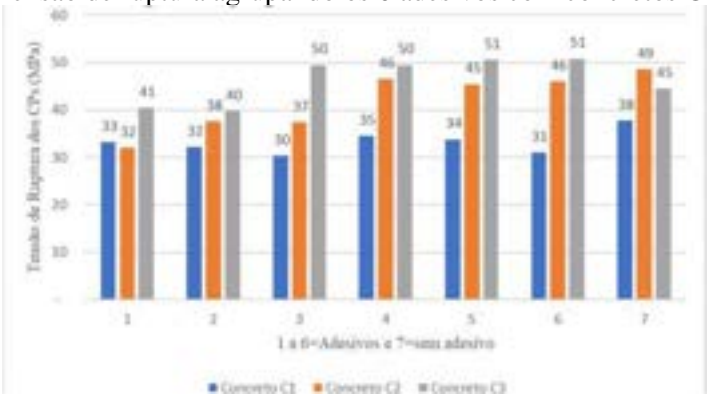
Identificação dos CPs	Resist. Adesivo (MPa)	Viscosid. Adesivo (cP)	Resistência da Capa (MPa)	Resistência da base (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. Variação (%)	Redução da Tensão de Ruptura (%)
C1.1:59s-33i	75,62	32223	58,87	33,33	33,23	1,11	3,33	-0,29
C1.2:59s-33i	72,41	22470	58,87	33,33	32,20	2,05	6,36	-3,39
C1.3:59s-33i	72,08	28490	58,87	33,33	30,38	2,82	9,29	-8,87
C1.4:59s-33i	51,93	79450	58,87	33,33	34,60	1,35	3,90	3,81
C1.5:59s-33i	55,85	84700	58,87	33,33	33,80	1,50	4,43	1,41
C1.6:59s-33i	61,20	22166	58,87	33,33	31,00	0,88	2,82	-6,99
C2.1:59s-46i	75,62	32223	58,87	45,78	31,98	1,27	3,98	-30,16
C2.2:59s-46i	72,41	22470	58,87	45,78	37,53	8,67	23,09	-18,01
C2.3:59s-46i	72,08	28490	58,87	45,78	37,40	2,55	6,83	-18,30
C2.4:59s-46i	51,93	79450	58,87	45,78	46,48	1,45	3,12	1,52
C2.5:59s-46i	55,85	84700	58,87	45,78	45,45	1,76	3,87	-0,72
C2.6:59s-46i	61,20	22166	58,87	45,78	46,05	2,19	4,76	0,59
C3.1:59s-59i	75,62	32223	58,87	58,87	40,50	1,70	4,19	-31,20
C3.2:59s-59i	72,41	22470	58,87	58,87	39,83	3,21	8,07	-32,34
C3.3:59s-59i	72,08	28490	58,87	58,87	49,50	2,40	4,86	-15,92
C3.4:59s-59i	51,93	79450	58,87	58,87	51,20	1,50	2,93	-13,03
C3.5:59s-59i	55,85	84700	58,87	58,87	50,60	0,28	0,56	-14,05
C3.6:59s-59i	61,20	22166	58,87	58,87	50,85	1,34	2,64	-13,62
C1.SA:59s-33i	-	-	59	33	37,83	1,19	3,14	13,49
C2.SA:59s-46i	-	-	59	46	48,57	1,89	3,90	6,09
C3.SA:59s-59i	-	-	59	59	44,50	2,50	5,62	-24,41

Legenda: Identificação dos CPs = **C x.y: σs-σi** sendo
X = 1 a 3 referente aos três concretos das bases; e Y = 1 a 6 referente aos seis adesivos;
σs e σi são as resistências à compressão (F_{ck}) do concreto superior e do inferior
Os valores em vermelho da Redução da Tensão de Ruptura foram discrepântes ao comportamento esperado.

Conforme apresentado no quadro 5, com a aplicação de adesivo epóxi na união dos CPs mistos com resistência do concreto da base de 33 MPa, todos os CPs tiveram tensão de ruptura aceitável, com

redução máxima de -8,87%. Nos CPs mistos com resistência de 46 MPa, nos três primeiros adesivos (C2.1, C2.2 e C2.3) a tensão de ruptura diminuiu a nivel não aceitável (-18,01% a -30,16%). Nos CPs mistos com resistência de 59 MPa, nos dois primeiros adesivos (C3.1 e C3.2) a tensão de ruptura diminuiu a nivel não aceitável (-31,20% a -32,34%). Nos CPs sem a aplicação de adesivo epóxi na união dos CPs mistos com resistência do concreto da base de 33 e 46 MPa, todos os CPs tiveram tensão de ruptura com acréscimo de +6,09% e +13,49%. Por outro lado, nos CPs mistos com resistência de 59 MPa, no (C3.SA) a tensão de ruptura diminuiu a nivel não aceitável (-24,41%). Os resultados estão coerentes com outros estudos que constataram diferenças semelhantes na adesividade de CPs mistos unidos com adesivo epóxi [2,10]. Os resultados dos CPs mistos apresentados no quadro 5 e na figura 4 demonstram que os 6 adesivos epóxi estudados produziram diferentes tensão de ruptura para as mesmas resistências à compressão dos concretos da base e da capa. Foi considerado redução aceitável até 18%, compatível com pesquisa [2] que determinou 15% de redução como limite aceitável.

Figura 4: Tensão de ruptura agrupando os 6 adesivos com concretos C1, C2 e C3



a) A tensão de ruptura média no concreto C1 (33 MPa), foi aproximadamente equivalente e até maior que a resistência da base, como se verificaram com os adesivos 1, 4 e 5. Os adesivos 2, 3 e 6 não atingiram o mesmo patamar, mas são semelhantes, tendo 2%, 8% e 6% abaixo da resistência da base. b) Aumentando-se a resistência à compressão do concreto C2 (46 MPa) houve aumento da tensão de ruptura média, e também foi equivalente à resistência da base, como se verificaram com os adesivos 4, 5 e 6. Nos adesivos 1, 2 e 3 a tensão de ruptura foi menor que a resistência à compressão do concreto da base em 31%, 18% e 19%, respectivamente. c) Este comportamento não foi verificado para o concreto C3 (59 MPa), pois a tensão de ruptura atingiu patamar 13% abaixo da resistência à compressão do concreto da base do CPs misto, e os adesivos 3, 4, 5 e 6 atingiram resistência à compressão de somente 50 a 51 MPa. Os adesivos 1 e 2 atingiram somente 31% e 33% abaixo da resistência à compressão.

Verificou-se que os CPs íntegros com concreto de alta resistência (59 MPa) após serem cortados e unidos com aplicação de adesivos epóxi tiveram redução de resistência à compressão (no mínima) de 13% contra 25% de redução dos CPs que não receberam adesivo epóxi. Os resultados estão coerentes com outros estudos [2], cujas estruturas de concreto unidas com adesivo epóxi tiveram redução de resistência à compressão de 8% contra 41% quando as estruturas não receberam adesivo epóxi.

3.5 Variação na adesividade do concreto do substrato e capa

Os resultados demonstraram que nos concretos C1 e C2 com aplicação de adesivos, 50% dos CPs atingiram tensão de ruptura equivalentes à resistência à compressão do concreto da base. Por outro lado, no concreto C3, 67% dos adesivos atingiram tensão de ruptura da ordem de 50 MPa e 33% da ordem de 40 Mpa e estão de acordo com a bibliográfia de que a aplicação do adesivo epóxi melhora a resistência de aderência [3] em algumas situações. Verificou-se que quando se aplica uma resina epóxi, diminui a importância da rugosidade da superfície do substrato, porque a camada de adesivo epóxi elimina as diferenças de rugosidades entre as superfícies dos substratos e estão de acordo com outros estudos [3].

Com base nos dados do quadro 5 foi realizado o teste de ANOVA para analisar a variância dos dados, tendo como variável de grupo os seis adesivos epóxi nos concretos C1, C2 e C3 e a tensão de ruptura.

Verificou-se os seguintes índices: No C1: (Fcalculado=3,40, Fcrítico=2,81 e Significância-P=0,026034). No C2: (Fcalc=10,12, Fcrit=2,90 e P%=0,000217). No C3: (Fcalc=17,88, Fcrit=3,48 e P%=0,000195). Considerando que todos os Fcalculado > Fcrítico e todos os P% < 0,05 (5%), comprova que os valores dos grupos de adesivos são significativos e os adesivos são diferentes ou produzem resultados diferentes entre si, ao nível de 5% de significância. Resultados da análise ANOVA com diferentes adesivos epóxi, comprovam que existem diferenças significativas entre os 6 adesivos estudados e apresentam variações dentro do mesmo grupo de concreto em relação à tensão de ruptura para os CPs mistos. Os resultados demonstram que os adesivos aplicados tem capacidade de aderência diferentes. Sem aplicação de adesivos, resultados dos CP mistos C1 e C2 são coerentes com estudos anteriores, que constataram que apropriada adesão pode ser obtida sem uso de adesivos por mão de obra diligente que envolve a preparação da superfície do substrato, consolidação e a cura adequada [5,10].

3.6 Influência da viscosidade dos adesivos na adesividade do concreto do substrato e capa

Os resultados do quadro 5 e figura 4 demonstraram dois patamares de viscosidade dos adesivos e nos concretos estudados C1, C2 e C3 os resultados das tensões de ruptura dos CPs mistos apresentam tendência de serem superiores quando utilizados adesivos com maior viscosidade, inclusive algumas amostras ultrapassaram a resistência à compressão do C1 e C2. Poucas amostras em que adesivo com menor viscosidade atinge alta tensão de ruptura. No concreto C3 (59 MPa), a diferença é nítida, assim como os resultados da tensão de ruptura são mais homogêneas nos adesivos do patamar superior quando comparados com os adesivos do patamar mais baixo de tensão de ruptura. O mesmo comportamento se repete no concreto C2. No concreto C1, de menor resistência (33 MPa), a variação da viscosidade se mostrou pouco influenciante na tensão de ruptura, sendo apenas uma tendência.

4. CONCLUSÕES

Concluiu-se que os adesivos utilizados são eficazes para readquirir o monolitismo dos concretos e as eventuais variações de tensão de ruptura (resistência de aderência) podem ser devido aos fatores intrínsecos aos adesivos e dos concretos. Se pode citar as diferenças das viscosidades e resistências à compressão dos adesivos estudados, o tempo decorrido entre a mistura dos componentes até a aplicação do adesivo, a variação de temperatura do laboratório e do ambiente externo, o processo de moldagem e de cura dos adesivos testados, as variações do processo de moldagem dos concretos de reparos (CPs mistos) e estes fatores são restritos aos resultados obtidos entre os adesivos epóxi e concretos testados.

Conforme a análise da estatística por ANOVA, os resultados parciais obtidos com CPs mistos unidos com 6 adesivos de diferentes viscosidades e resistências à compressão não apresentaram variação de tensão de ruptura significativa entres eles nos concretos C1 (33 MPa). No entanto, são significativas as variações de resultado da tensão de ruptura entre os 6 adesivos testados com o aumento de resistência à compressão para o concreto C2 (46 MPa) e o concreto C3 (59 MPa), e apresentaram tendência de apresentarem tensão de ruptura superiores quando utilizados adesivos com maior viscosidade. Destacou-se que no concreto C3 (59 MPa) a diferença foi maior e a tensão de ruptura foi mais homogênea.

Nos CPs mistos sem a utilização de adesivo foram observadas rupturas frágeis e violentas dos CPs mistos testados, e comportamento distinto foi verificado nos CPs com adesivos, com inocorrência de ruptura frágil, comprovando a importância do uso do adesivo que diminui a variabilidade dos resultados e a ruptura frágil. Isso demonstra que o emprego de adesivos epóxi em reparos de concreto de resistência entre 33 e 46 MPa se mostra eficaz, eis que ocorre o previsto na teoria da aderência de que a aderência de um adesivo ao substrato inclui forças mecânicas, química, físicas chamadas de mecanismos de adesão. Já no concreto de resistência da ordem de 60 MPa, maiores estudos são necessários, pois pode ocorrer ruptura adesiva indicando que a aderência mecânica não atua igualmente aos concretos de resistência mais baixa e o processo precisa ser validado, com análise das características do tipo do adesivo escolhido (resistência à compressão e viscosidade), do tempo máximo de aplicação do adesivo, de preferência nos 10 minutos iniciais, observância do preparo da superfície, utilizando um CSP mínimo de 3 (maior do que o testado) e utilização de concreto com relação a/c máxima de 0,4.

REFERÊNCIAS

[1] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: IBRACON, 2ª ed. 2014.

[2] Issa, C.A., Debs, P. Experimental study of epoxy repairing of cracks in concrete. Publicado em Construction and Building Materials, 2007, nº 21, 157-163. Disponível em https://www.sciencedirect.com. Acessado em 03/2018.

[3] Júlio, E.N.B.S., Branco, F.A., Silva, V.D. Concrete-to-concrete bond strength: influence of an epoxy-based bonding agent on a roughened substrate surface. Publicado em Magazine of Concrete Research, 2005, 57, nº 8, 463-468. Disponível em https://www.reserachgate.net/publication/238446764. Acessado em 03/2018

[4] Júlio, E.N.B.S., Santos, P.; Costa, D.D. Modified sland shear test to enforce adhesive failure. 07/2012. Publicado em Construction and Building Materials, Volume 41, 04/2013, p. 673-680. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/268803424. Acessado 03/2018.

[5] Júlio, E.N.B.S., Branco, F.A., Silva, V.D. Concrete-to-concrete bond strength: influence of rougheness of the substrate surface. Publicado em Construction and Building Materials, 2005, nº18, 675-681. Disponível em https://www.sciencedirect.com. Acessado em 03/2018

[6] Júlio, E.N.B.S., Branco, F.A., Silva, V.D., Lourenço, J.F. Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate. Publicado em Building and Environment n.41 (2006) p.1934-1939. Disponível em:https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132305002647. Acessado 03/2018.

[7] Santos, P.; Júlio, E.N.B.S. Assessment of the bond strength in composite members. 06/2010 https://www.researchgate.net/publication/268389621Assessment_of_the_Bond_Strength_in_Composite_Members. Acessado 01/2018

[8] Santos, P.; Júlio, E.N.B.S. Factors affecting bond between new and old concrete. Publicado em ACI Materiais Journal –July-August/2011 Disponível em. https://www.researchgate.net/publication/267211766. Acessado em 03/2018.

[9] Guerrante, I.F.; Sánchez, E.S.; Carneiro, L. A.V. Análise do comportamento de corpos de prova cilíndricos com duas partes aderidas por epóxi em concretos com diferentes resistências e inclinações. Publicado na REVISTAMATÉRIA, v.20, n.4, artigo 11653, p. 804 – 818, 2015. Disponível http://www.scielo.br/pdf/rmat/v20n4/1517-7076-rmat-20-04-00804.pdf. Em 06.2017.

[10] Diab, A.M., [et al.] (2017). Slant Shear bond strength between self compacting concrete and old concrete. Publicado em Construction and Building Materials., 2017, nº 130, 73-82. Disponível em https://www.sciencedirect.com. Acessado em 03/2018.

[11] Kang, J.Y., Park, J.S., Jung, W.T., Keum, M.S. (2015) Connection between Concrete Layers with different strengths. Engineering, 7, 365-372. http://dx.doi.org/10.4236/eng.2015.77032

[12] ICRI Technical Guidelines. Selecting and specifying concrete surface preparation for sealers, coatings, polymer overlays, and concrete repairs. Publicado em 10/2013. Disponível em: http://www.ardexamericas.com/fr/Documents/ICRI%20310-2R-2013.pdf. Acessado em 03/2018

[13] Tien, P.V. Relationship between the adhesive properties and rheological behaviors of fresh mortars. 2012. Ecole Normale Superiore de Cachan, França, 2012, Tese de doutoramento.

[14] Garbacz, A.; Courard, L.; Bissonnette, B. A surface engeneering approach applicable to concrete repair engineering. Bulletin of de Polish Academy of Sciences. Tecnical Sciences,V. 61.n.1 2013. Disponível: https://orbi.uliege.be/bitstream/2268/148939/1/7-Garbacz.pdf. Acessado 01/2018.

[15] American Society for Testing and Materia - C 881: Standard Specification for Epoxy-Resin-Base Bonding Systems for Concrete. 2015.

[16] ASTM C 882: Standard Test Method for Bond Strenght of Epoxy-Resin Systems used with Concrete by Sland Shear. 2013.

Análise de três soluções para proteção de estruturas sujeitas a explosões





Válter Lúcio[1] **Gabriel Gomes**[2] **Corneliu Cismasiu**[3]

RESUMO

As ações de explosão, quer acidentais quer intencionais, resultantes quer de acidentes nas indústrias do gás, do petróleo ou outras, quer de ataques terroristas, podem causar danos significativos ou até o colapso das estruturas de edifícios ou de outras infraestruturas importantes para a sociedade. Para além dos danos materiais, os efeitos destas explosões nas estruturas podem também causar a perda de vidas humanas. Depois das tragédias ocorridas em Nova Iorque (2001), Bali (2002), Madrid (2004), Londres (2005), Nigéria (2015), Istambul (2015), Paris (2015), Nigéria (2016) e Bruxelas (2016), tem surgido uma grande preocupação a nível mundial no combate à ameaça terrorista e à mitigação dos seus efeitos, em particular quando empregando engenhos explosivos.

Deste modo, nasce a necessidade de aumentar a resistência das estruturas para as ações de explosão, minimizando os danos e os riscos de colapso. É assim importante dotar as estruturas de uma elevada capacidade de deformação plástica e resistência para garantir uma adequada resposta estrutural aos efeitos das explosões.

Neste artigo são analisadas três soluções desenvolvidas para o aumento da resistência e mitigação dos danos em estruturas sujeitas a explosões, usando painéis de betão armado pré-fabricados, de caraterísticas similares aos usados no revestimento de fachadas de edifícios. As soluções estudadas são o reforço da resistência à flexão com calda de cimento armada com fibras de aço unidirecionais, a utilização de painéis sandwich com isolamento térmico em aglomerado negro de cortiça ou com elementos metálicos dissipadores de energia.

São apresentados os trabalhos experimentais realizados com estas três soluções e são discutidas a sua eficiência na mitigação dos efeitos de explosões em edifícios civis, militares ou industriais.

Palavras-chave: Efeitos de explosões; Infraestruturas industriais; Proteção de infraestruturas; Reforço de painéis de fachada; Estruturas de betão armado

[1] CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa; Portugal.vlucio@fct.unl.pt
[2] Aluno de Doutoramento da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa; NATO C-IED COE – Counter Improvised Explosive Devices Centre of Excellence.gomes.gj@mail.exercito.pt
[3] CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa; Portugal.cornel@fct.unl.pt

1. INTRODUÇÃO

As ações de explosão, quer acidentais quer intencionais, resultantes de acidentes nas indústrias do gás, do petróleo ou outras, ou de ataques terroristas, podem causar danos significativos ou até o colapso das estruturas de edifícios ou de outras infraestruturas importantes para a sociedade. De acordo com [1], nos últimos anos, tem-se registado um aumento significativo do número de incidentes terroristas, com igual tendência no que respeita ao número de vítimas (Fig. 1).

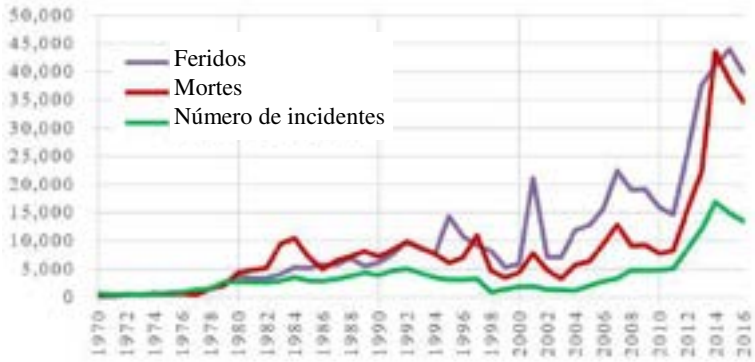


Figura 1. Frequência de incidentes terroristas no mundo (adaptado de [1])

Em cenários de conflito são inúmeros os exemplos de incidentes com explosivos. Recorda-se, pela sua brutalidade o ataque terrorista ao Hotel Canal, em Bagdad, Iraque, em 2003 [2], em que faleceu o Alto-comissário das Nações Unidas para os Direitos Humanos Sérgio Vieira de Mello e outras 21 pessoas, e houve 100 feridos (Fig. 2). Para além do terrorismo, também as atividades criminosas podem estar na origem de graves consequências para a segurança de edifícios. Segundo o Relatório Anual de Segurança Interna de 2017 [3], o furto a máquinas de ATM registou, em 2017, um aumento de 73,5% face ao ano anterior, com 158 assaltos com explosivos. A Fig. 3 ilustra o resultado de um assalto a uma caixa multibanco situada numa loja da Rua das Flores, Amora, Seixal, no dia 1 de Abril de 2016 [4], com recurso a gases explosivos. Podem-se considerar como edifícios críticos todos aqueles cuja destruição ou simples disrupção acarrete graves consequências para a sociedade. Estes estão identificados pela Autoridade Nacional de Proteção Civil e podem incluir certos nós rodoviários e ferroviários, aeroportos e portos, as redes de abastecimento de água, de eletricidade e de gás, que são críticas para a segurança do país (Fig. 4). Contudo, há outros edifícios que podendo não estar elencados, podem igualmente apresentar grande importância para a garantia das funções do estado, tais como os edifícios das forças de segurança, dos bombeiros, do governo, os hospitais, etc.

Por outro lado, em instalações industriais que envolvam produtos com risco de explosão, os edifícios devem ter capacidade de proteger as pessoas e bens contra esse tipo de acidentes (Fig. 5).



Figura 2. Hotel Canal, em Bagdad, Iraque, 2003 [2].



Figura 3. Assalto a uma caixa multibanco no Seixal, com recurso a uma explosão, 2016 [4].

São também edifícios potencialmente alvos de ataques com explosivos os edifícios civis ocupados por forças de paz, civis (Fig. 2) ou militares, em cenários de guerra, como foi exemplo o Hotel Park de

Rogatica, que albergou a participação portuguesa na força da NATO na Bósnia-Herzegovina, em 1996 (Fig. 6).



Figura 4. Nó rodoviário que constitui uma infraestrutura crítica para a segurança do país.



Figura 5. Explosão na Fábrica de tintas Milflex, em São Paulo, Brasil.



Figura 6. Instalações da participação portuguesa na Força da NATO na Bósnia-Herzegovina, em 1996: antes da instalação da força portuguesa, à esquerda, e depois, à direita.

Ainda que a ocorrência e magnitude das explosões seja caraterizada por um parâmetro de incerteza, é certo que existe a necessidade de aumentar a resistência estrutural para as ações de explosão deste tipo de edifícios, minimizando os danos e o risco de colapso local, e global, das estruturas. Neste artigo são analisadas três soluções desenvolvidas para o aumento da resistência e mitigação dos danos em edifícios sujeitos a explosões, usando painéis de betão armado pré-fabricados, de caraterísticas similares aos usados no revestimento de fachadas de edifícios. As soluções estudadas incluem:

- o reforço da resistência à flexão com calda de cimento reforçada com fibras de aço unidirecionais;
- a utilização de painéis sandwich de fachada com isolamento térmico em aglomerado negro de cortiça; e
- a utilização em fachadas ventiladas de placas ligadas à estrutura de suporte com elementos metálicos dissipadores de energia.

Estas soluções foram estudadas com ensaios à escala real, realizados no Campo Militar de Santa Margarida. Os resultados são analisados e é discutida a eficiência destas soluções na mitigação dos efeitos de explosões em edifícios.

2. DEFINIÇÃO DA AÇÃO E COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

O efeito de uma explosão aérea numa estrutura é uma ação impulsiva, com um aumento brusco da pressão atmosférica para valores muito elevados, durante um curto intervalo de tempo. A explosão aérea perfeita é caracterizada pelos seguintes parâmetros (Fig. 7): P_{s0} pressão incidente de pico; t_0 duração da fase positiva da onda de choque; i^+_s impulso da pressão incidente na fase positiva. Após a fase de

incremento da pressão, surge uma fase de redução de pressão (pressão negativa) que não é relevante para o problema em análise. A onda de choque sobre uma superfície causa reflexões que ampliam a ação da explosão para valores superiores aos da pressão incidente: P_r pressão refletida; i_r impulso resultante da pressão refletida. As pressões de uma explosão aérea perfeita numa superfície são tanto maiores quanto maior for a quantidade de explosivo, que é geralmente quantificado em termos de massa equivalente de TNT - W_E, e quanto menor for a distância do explosivo à superfície - R.

Os materiais quando sujeitos a uma ação impulsiva, extremamente rápida, a sua resistência aumenta em relação à resistência para ações estáticas, refletindo-se esse aumento no fator de amplificação dinâmica. Os valores deste fator dependem da velocidade de deformação dos materiais, mas os seus valores correntes para as ações de explosão são, por exemplo, de 1.19 para a resistência do betão à compressão por flexão e de 1.17 para a tensão de cedência do aço em tração por flexão [6 e 7].

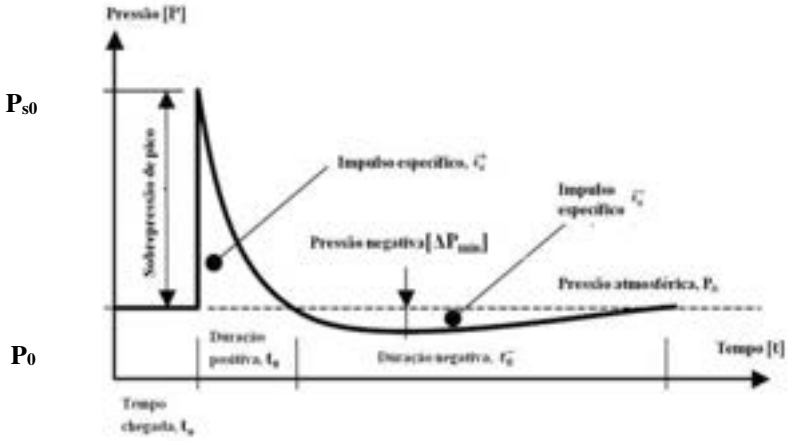
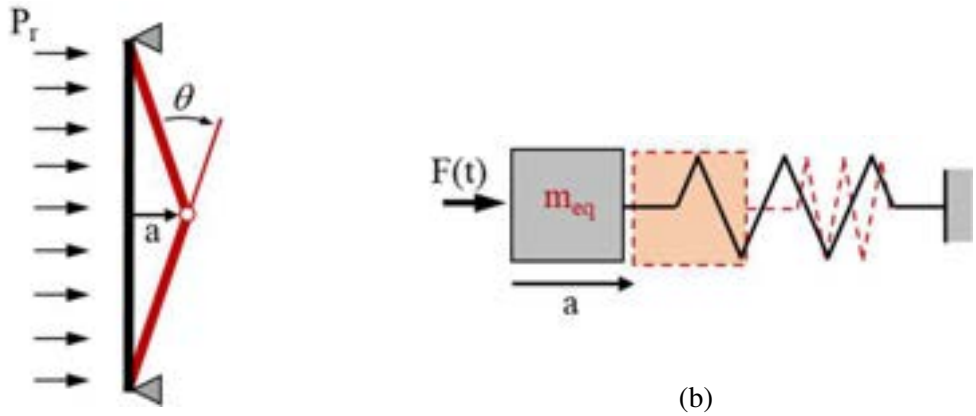


Figura 7. Evolução da pressão no tempo, devido a uma explosão (adaptado de [4])

3. COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS SUJEITAS A EXPLOSÕES

Para a análise simplificada do comportamento de uma estrutura sujeita aos efeitos de uma explosão (Fig. 8.a) pode-se usar o modelo equivalente de um grau de liberdade (Fig. 8.b), sendo que a energia cinética (T), induzida no elemento estrutural pelos efeitos da explosão, é dada pela Eq. (1), onde i_r é o impulso da pressão refletida na fase positiva e m_{eq} é a massa equivalente do elemento estrutural. A massa equivalente é o produto da massa do elemento por um coeficiente K_{LM} que corrige o facto de a massa e a força do sistema real serem distribuídos e não concentrados. No caso do sistema representado na Fig. 8.a (viga simplesmente apoiada com comportamento plástico perfeito em flexão), K_{LM} = 0.66 [5].

$$T = \frac{i_r^2}{2 \cdot m_{eq}} \tag{1}$$



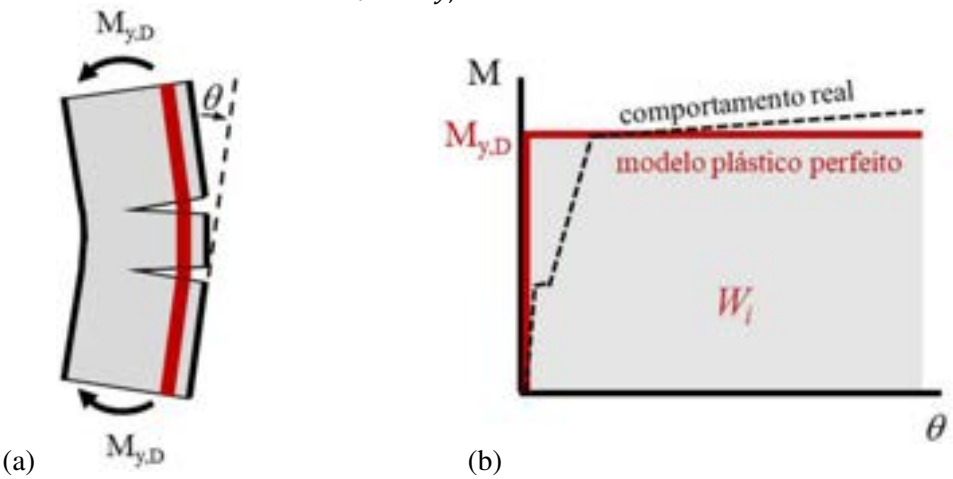
(a) (b)

Figura 8.a) Comportamento plástico de uma viga sujeita aos efeitos de uma explosão e b) modelo equivalente de um grau de liberdade (adaptado de [8])

Pelo princípio da conservação da energia, a energia de deformação interna da estrutura W_i deverá dissipar a energia cinética imposta (Eq. (2)). No exemplo da Fig. 8.a, a energia de deformação interna é dada pela Eq. 3, onde, no caso de uma viga de betão armado, $M_{y,D}$ é o momento fletor de cedência das armaduras (Fig. 9.a) afetado pelo fator de amplificação dinâmica já referido, e θ é a rotação da rótula plástica representada nas Fig. 8.a e 9.a. De uma forma simplificada, pode-se admitir que a rótula tem um comportamento plástico perfeito, como representado na Fig. 9.b.

$$W_i = T \tag{2}$$

$$W_i = M_{y,D} \cdot \theta \tag{3}$$



(a) (b)

Figura 9.a) Rótula plástica de uma viga de betão armado e b) comportamento plástico perfeito da rótula plástica

Com esta análise simplificada do comportamento, é possível dimensionar uma estrutura para que não sofra danos superiores a um determinado valor limite. Desta formulação, e para um determinado impulso refletido i_r, também é possível retirar as seguintes conclusões, que são da maior importância para a conceção de um sistema resistente a explosões:

- Da Eq. (1), conclui-se que quanto maior for a massa, menor será a energia cinética imposta à estrutura e, consequentemente, menor serão as exigências em termos de resistência e deformação desta estrutura;
- Da Eq. (2), conclui-se que a energia de deformação é diretamente proporcional à capacidade resistente da estrutura e à sua capacidade de deformação plástica. A estrutura terá que ser dúctil para ter um bom comportamento face a uma explosão.

Assim, será possível reduzir os danos numa estrutura sujeita aos efeitos de uma explosão: aumentando a massa; dimensionando a estrutura com uma resistência adequada; ou reforçando uma estrutura existente, aumentado a sua resistência; garantindo que a estrutura possui a adequada capacidade de deformação plástica.

4. SOLUÇÕES DE PROTEÇÃO DE EDIFÍCIOS

É corrente a utilização de painéis de fachada no revestimento de edifícios (Fig. 10). Estes painéis são normalmente em betão armado, constituídos por três camadas, e são designados por painéis *sandwich*. A camada interior possui função resistente (80 mm a 120 mm de espessura), a exterior é em betão arquitetónico (30 mm a 50 mm de espessura) e a intermédia é composta por poliestireno expandido, lã de rocha ou outro material isolante (espessura entre 40 mm e 200 mm, dependendo da temperatura ambiente do local).

Uma outra solução para fachadas em edifícios é as chamadas fachadas ventiladas onde, além das três camadas referidas, entre o isolamento térmico e o revestimento arquitetónico exterior é deixado um espaço para ventilação da fachada (Fig. 11).

Em construções novas é possível incorporar qualquer uma destas duas soluções, dimensionando-as para resistirem em segurança a um nível de explosão pré-definido (W_E e R). Em construções existentes, nas quais é necessário garantir essa segurança, estas podem ser revestidas com uma das soluções referidas, ou ser reforçadas para garantir um nível de segurança definido.



Figura 10. Arquivo Nacional da Torre do Tombo (Arq. Arsénio Cordeiro) revestido com painéis de fachada em betão armado.

(a)  (b) 

Figura 11. a) Reitoria da Universidade NOVA de Lisboa com fachada ventilada (Arq. Manuel Aires Mateus e Francisco Aires Mateus) e b) estrutura de uma fachada ventilada.

Nos capítulos seguintes apresenta-se o estudo experimental de três soluções desenvolvidas para proteção de edifícios contra explosões:

- painéis de fachada em betão armado reforçados com argamassa armada com fibras de aço unidirecionais (UFRM), solução que pode ser usada no reforço de painéis de fachada existentes;
- estudo da eficiência da camada de isolamento térmico na resistência de painéis *sandwich*;
- desenvolvimento de uma solução de dissipadores de energia para fachadas ventiladas.

5. TRABALHO EXPERIMENTAL

Os ensaios dos diferentes sistemas foram realizados no Campo Militar de Santa Margarida, utilizando o esquema representado nas Fig. 12 e 13. Os painéis de betão armado, com 2.60x2.00 m e 0.12 m de espessura, foram colocados na posição horizontal, apoiados em dois bordos opostos, e os explosivos foram suspensos a uma distância R dos painéis.

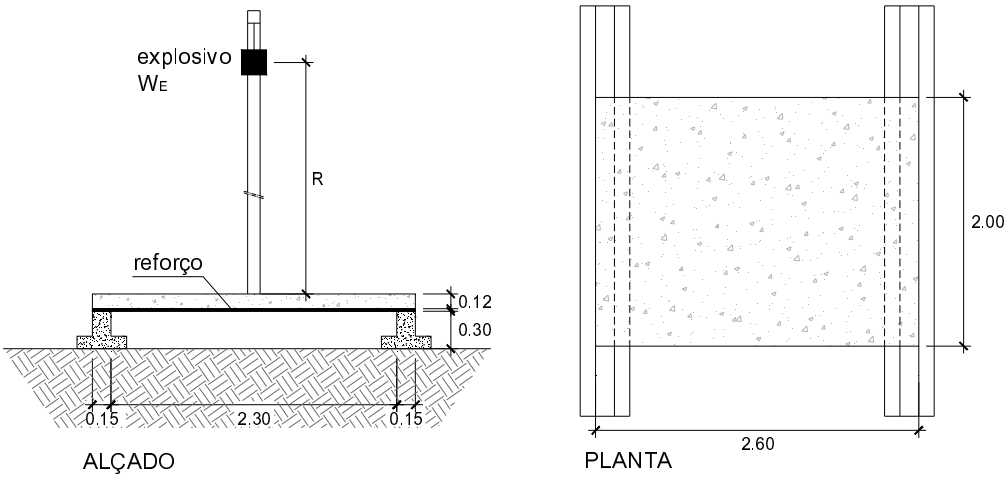


Figura 12. Esquema dos ensaios realizados no Campo Militar de Santa Margarida



Figura 13. Fotografia de um ensaio no Campo Militar de Santa Margarida

5.1 Painéis de fachada reforçados com UFRM

Os painéis possuem armadura na face inferior da classe A500ER, em ϕ5//0.100 na direção do vão. Foram ensaiados um painel não reforçado e um painel reforçado com *UFRM*, com 20 mm de espessura e 1% de fibra de aço [8]. Nestes ensaios foram usados explosivos com massa equivalente a 8 kg de TNT a 3.0 m de distância dos painéis. Os resultados apresentados na Quadro 1 mostram que houve uma redução significativa dos danos no painel reforçado com *UFRM* [10 e 11].

Quadro 1. Resultados dos ensaios de um painel em betão armado e de um painel reforçado com *UFRM*

Danos	Painel em betão armado	Painel reforçado com *UFRM*	Diminuição dos danos
Abertura de fenda a meio vão	2 a 3 mm	1.3 a 2.5 mm	24 %
Deformação instantânea máxima	70 mm	37 mm	47 %
Deformação residual	20 mm	10 mm	50 %

5.2 Eficiência da camada de isolamento térmico de painéis *sandwich*

Para estudar o comportamento de diferentes espessuras de isolamento térmico em painéis sandwich, foram ensaiados os quatro painéis, descritos na Quadro 2 [12]. O isolamento térmico usado foi o aglomerado negro de cortiça (Fig. 15) e a armadura foi da classe A500NR, com ϕ6//0.125 na direção do vão. Nestes ensaios foram usados explosivos com massa equivalente a 4.1 kg de TNT a 2 metros de distância das faces superiores dos painéis.

Como se pode observar nos valores obtidos para a deformação máxima dos painéis, ao contrário do que se esperava, o aglomerado negro de cortiça teve um comportamento elástico, não contribuindo para a redução dos danos nos painéis.

(a)  (b) 

Figura 14. Fendas a) no painel em betão armado e b) no Painel reforçado com *UFRM* [10]



Figura 15. Ensaio de um painel *sandwich* com aglomerado negro de cortiça [12]

Quadro 2. Resultados dos ensaios dos painéis *sandwich* [12]

Painel	Constituição	Deformação máxima
TJ-Ref	1 lâmina com 120 mm	22 mm
TJ-1	2 lâminas: 120 mm + 40 mm separadas por um filme de PVC	21 mm
TJ-2	2 lâminas: 120 mm + 40 mm separadas por 50 mm de cortiça	24 mm
TJ-3	2 lâminas: 120 mm + 40 mm separadas por 100 mm de cortiça	46 mm

5.3 Dissipadores de energia para fachadas ventiladas

Estão a ser desenvolvidos ligadores para suspensão de placas de revestimento de fachadas ventiladas (Fig. 11). Estes ligadores terão como função a dissipação da energia por deformação plástica (Eq. (2)). A massa destas placas de revestimento, que poderão ser em betão arquitetónico ou em pedra, influenciará a energia cinética transmitida aos dissipadores (Eq. (1)). Os dissipadores em estudo são de aço, com forma tubular, e os resultados dos ensaios de compressão transversal podem ser observados nas Fig. 16 e 17 [13]. Os tubos possuem um comportamento dúctil e, havendo uma vasta gama de secções tubulares no mercado, poderão ser dimensionados para diferentes situações.



Figura 16. Fases de um ensaio de compressão transversal de um tubo de aço [13]

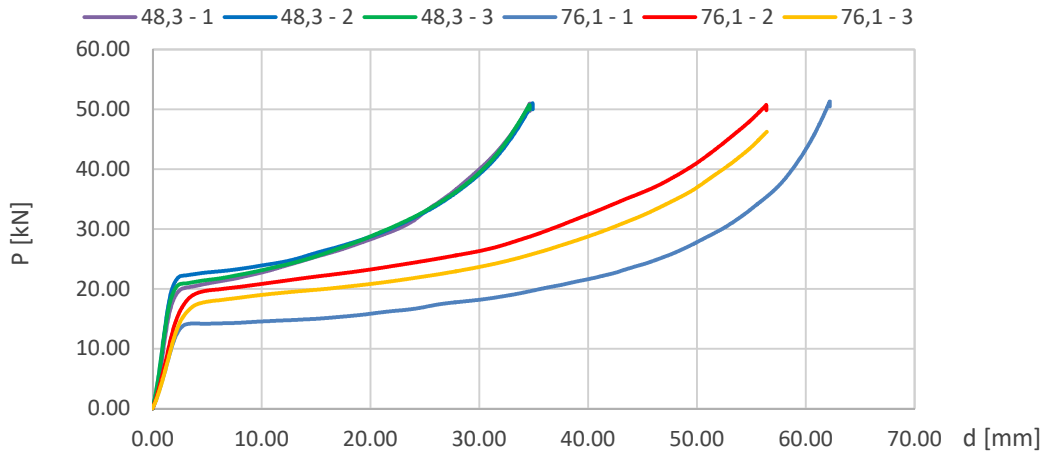


Figura 17. Gráficos força-deslocamento dos ensaios de compressão transversal de tubos de aço com 48.3 mm e 76.1 mm de diâmetro [13]

6. CONCLUSÕES

Neste artigo são analisadas três soluções para o aumento da resistência e mitigação dos danos em fachadas de edifícios sujeitos a explosões. Dos resultados experimentais é possível concluir que o reforço à flexão dos painéis, utilizando *UFRM*, permite reduzir significativamente os danos. Esta solução de reforço, sendo constituída por uma fina camada de calda de cimento, é compatível com a espessura de um reboco, não condicionando a estética e a funcionalidade do edifício.

Os ensaios de painéis *sandwich* com isolamento térmico em aglomerado negro de cortiça mostraram que este material não melhora o comportamento do painel face aos efeitos das explosões.

A utilização de dissipadores de energia em fachadas ventiladas é uma solução promissora, tendo sido estudados já o comportamento de dissipadores tubulares em aço, sujeitos a compressão transversal. O comportamento dos tubos é dúctil e, havendo uma vasta gama de secções tubulares no mercado, poderão ser dimensionados para diferentes situações.

Estes são alguns dos trabalhos de investigação em curso e que serão desenvolvidos no âmbito do projeto PROTEDES - Proteção de edifícios estratégicos contra explosões, financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia.

AGRADECIMENTOS

Estes trabalhos foram desenvolvidos no âmbito dos projetos de I&D do Exército Português "PrInSeF - Proteção de Infraestruturas e Segurança Física" e "SI4E - Segurança e Integridade Estrutural de edifícios estratégicos face a explosões acidentais ou provocadas", financiados pelo Exército Português e o EMGFA, tendo como instituições participantes a Academia Militar (CINAMIL), a FCT NOVA e o IST UL.

Os trabalhos realizados têm tido a colaboração, entre outras, das seguintes entidades: CONCREMAT - Soluções de Betão; ORICA – Mining Services Portugal, S.A.; Campo Militar de Santa Margarida; Brigada Mecanizada; Regimento de Engenharia N.1.

REFERÊNCIAS

[1] National Consortium for the Study of Terrorism and Responses to Terrorism. (2017). Global Terrorism Database. Retrieved from https://www.start.umd.edu/gtd University of Maryland.

[2] Exame; Dez anos depois, ONU ainda sente atentado sangrento, edição de 17 ago 2013.

[3] RASI - Relatório Anual de Segurança Interna de 2017; Sistema de Segurança Interna, XXI Governo Constitucional, 2018.

[4] Marreiros, R.; Pinho, F.; Lúcio, V.; Relatório acompanhamento dos trabalhos de estabilização provisória, inspeção e avaliação dos danos resultantes da explosão ocorrida no dia 1 de abril de 2016 no edifício nº4 da Rua das Flores, Amora, Seixal; Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, 2016.

[5] Department of Defence: UFC 3-340-02 - Unified Facilities Criteria: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Edição dezembro 2008.

[6] Malvar, L.; Crawford, J.; Dynamic increase factors for steel reinforcing bars. Proceedings of the Twenty-Eighth DoD Explosives Safety Seminar, 1998.

[7] Malvar, L.; Crawford, J.; Dynamic increase factors for concrete. Technical report, DTIC Document, 1998.

[8] Gomes, G.; Reutilização de edifícios correntes para fins operacionais – Blast assessment; Coleção "ARES", nº 13; IUM - Instituto Universitário Militar, Lisboa, 2016. ISBN 978-989-99755-1-4

[9] Gião, R.; Lúcio, V.; Chastre, C.; Characterisation of unidirectional fibre reinforced grout as a strengthening material for rc structures; Construction and Building Materials 137 (2017) 272–287. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.131

[10] Gonçalves, M.; Reforço de placas de betão armado com argamassas armadas para ações de explosão; Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2015.

[11] Rebelo, H; Numerical Simulation of Blast on Fibre Grout Strengthened RC Panels; Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2015.

[12] João, T.; Comportamento de painéis sandwich de betão armado sujeitos a ações de explosão; Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2016.

[13] Soares, F.; Energy dissipation devices for structures under blast; Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT-UNL, 2018.

Sessão 7D

Comportamento ao fogo de lajes de betão armadas com varões de GFRP: estudo experimental

Inês C. Rosa[1] **P. Santos[2]** **João P. Firmo[3]** **João R. Correia[4]**

RESUMO

A utilização crescente de varões de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) como armadura de elementos em betão deve-se às inúmeras vantagens que estes apresentam face aos varões em aço, em particular, a sua elevada resistência, leveza e, sobretudo, a sua resistência à corrosão. Contudo, o seu desempenho em situação de incêndio, ainda pouco estudado, é um assunto preocupante, visto que as suas propriedades mecânicas apresentam reduções significativas com a temperatura, especialmente para valores superiores à sua temperatura de transição vítrea (T_g – geralmente, entre 65-150 ºC). Consequentemente, os regulamentos não recomendam o uso de varões de GFRP em construções propensas à acção do fogo até que o seu comportamento seja devidamente compreendido. Este artigo apresenta um estudo experimental sobre o comportamento ao fogo de faixas de laje de betão armadas com varões de GFRP com acabamento em areia. Numa primeira fase, foram realizadas análises dinâmicas mecânicas aos varões de GFRP, para determinação da sua T_g, e ensaios de tracção a diferentes temperaturas (até 300 ºC). Seguidamente, foram realizados ensaios de resistência ao fogo numa laje de referência armada com varões de aço e em quatro lajes armadas com varões de GFRP, nas quais a influência dos seguintes parâmetros foi avaliada: (i) espessura de recobrimento; (ii) existência de zonas de ancoragem frias e (iii) existência de zonas de emenda no comprimento exposto ao fogo. As lajes foram sujeitas simultaneamente a uma carga de serviço e à curva de incêndio padrão. Os resultados obtidos mostraram que quando as zonas de ancoragem dos varões permanecem suficientemente frias, é possível atingir períodos de resistência ao fogo superiores a 2 horas, sendo drasticamente reduzidos (para menos de 30 minutos) quando as zonas de emenda são diretamente expostas à ação do fogo, mostrando a importância deste detalhe construtivo no desempenho ao fogo.

Palavras-chave: betão armado, polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP), fogo, estudo experimental.

1. INTRODUÇÃO

Os varões de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) são uma alternativa não corrosível aos varões correntes em aço, destacando-se pela inúmeras vantagens que possuem, nomeadamente a elevada resistência à tracção, o reduzido peso próprio e transparência electromagnética. Contudo, o comportamento dos varões de GFRP a temperatura elevada e o comportamento em situação de incêndio das estruturas armadas com este tipo de varões ainda requer um estudo mais aprofundado; de facto, é sabido que as propriedades mecânicas daqueles varões são severamente deterioradas quando a temperatura de transição vítrea (T_g) da matriz polimérica é atingida (geralmente, entre 65 ºC e 150 ºC),

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. ines.rosa@tecnico.ulisboa.pt
[2]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. pedro.casa-branca.santos@ist.utl.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt
[4]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

provocando reduções significativas da resistência à tracção e do módulo de elasticidade dos varões, assim como da sua aderência ao betão. Consequentemente, a maioria dos guias de dimensionamento para estruturas de betão armadas com varões de GFRP (ainda) recomenda, conservativamente, a não utilização destes varões em estruturas susceptíveis à acção do fogo (por exemplo, em edifícios). Contudo, embora relevante, o número de estudos que aborda este problema é ainda limitado; ainda assim, a informação disponível nesta área mostra que: (i) a espessura de recobrimento tem uma influência considerável na resposta térmica dos varões de GFRP (*e.g.* [1]); contudo não existem estudos experimentais que avaliem a sua influência na resposta mecânica em elementos de betão armado sujeitos ao fogo; (ii) nos poucos estudos comparativos disponíveis acerca do tipo de varão de FRP (*e.g.* [2]), elementos armados com varões de fibra de carbono (CFRP) comportaram-se melhor do que aqueles armados com varões de GFRP; ainda assim, os resultados não foram totalmente conclusivos; (iii) a aderência entre o varão de FRP e o betão tem uma grande influência no comportamento ao fogo e a utilização de varões com geometria dobrada na extremidade de ancoragem parece contribuir para um aumento significativo da resistência ao fogo dos elementos (*e.g.* [3]); e (iv) a existência de emendas em armaduras de FRP parece reduzir consideravelmente a resistência ao fogo de vigas de betão armadas com este tipo de armadura (*e.g.* [4]).

Neste contexto, este artigo apresenta um estudo experimental acerca do comportamento ao fogo de faixas de laje de betão armadas com varões de GFRP. Foram realizados ensaios de resistência ao fogo numa laje (de referência) armada com varões de aço e em quatro lajes com armadura em GFRP, nas quais a influência da espessura de recobrimento e a existência de emendas com diferentes comprimentos de sobreposição foi avaliada. Refira-se que em todos os ensaios de resistência ao fogo, ambas as extremidades da armadura longitudinal não foram directamente expostas ao calor (conforme descrito adiante). Lajes similares (*i.e.*¸ com a mesma geometria e detalhes construtivos) foram igualmente testadas a temperatura ambiente num esquema de flexão em quatro pontos, tendo servido de referência para as lajes expostas ao fogo.

2. PROGRAMA DE ENSAIO, MATERIAIS E GEOMETRIA DAS FAIXAS DE LAJE

2.1 Programa de ensaio

Foram realizados ensaios de flexão a temperatura ambiente e ensaios de resistência ao fogo para avaliar, respectivamente, o comportamento em flexão a temperatura ambiente e a resistência ao fogo de lajes de betão armadas com varões de aço (laje de referência) e com varões de GFRP. Para os dois tipos de ensaios, foram testadas 5 faixa de laje com as seguintes características: (i) lajes de betão armadas com varões rectos e contínuos de GFRP com 2.5 cm de espessura de recobrimento (série GFRP 2.5); (ii) lajes similares à serie GFRP 2.5, mas com 3.5 cm de espessura de recobrimento (GFRP 3.5); (iii) lajes similares à série GFRP 2.5, mas com emendas a meio vão e um comprimento de sobreposição de 30 cm (GFRP E30) ou (iv) 60 cm (GFRP E60), e (v) lajes similares à série GFRP 2.5, mas armadas com varões de aço, com extremidades dobradas a 90º (RC 2.5).

2.2 Materiais

As faixas de laje foram produzidas recorrendo a betão pronto (com agregados calcários - 22 mm de diâmetro máximo, e cimento Portland tipo CEM II/A-L 42.5 R), apresentando as seguintes propriedades médias à idade de ensaio (135 dias): resistência à compressão de 53.3 MPa e resistência à tracção de 2.8 MPa. Na faixa de laje de referência (RC 2.5), foram utilizados varões de aço A500NR com as seguintes propriedades médias: tensão de cedência de 551 MPa e tensão última de 676 MPa. Nas restantes faixas de laje, a armadura consistiu em varões de GFRP com acabamento superficial em areia (produzidos pela empresa *Hughes Brothers*, modelo *Aslan 100*) e teor em fibra de vidro de 75%. A sua T_g (98 ºC) foi determinada com base na temperatura de início de decaimento da curva do módulo de armazenamento, obtida através de análises dinâmicas mecânicas (DMA), realizadas de acordo com a norma ASTM E1640 [5].

Foram também realizados ensaios de tracção aos varões de GFRP (utilizando o esquema de ensaio ilustrado nas Figs 1a) e b), de acordo com a norma ISO 10406-1 [6], às seguintes temperaturas: 20, 50, 100, 150, 200, 250 e 300 ºC. Conforme ilustrado na Fig. 1c), até 150 ºC, a resistência à tracção apresentou uma redução considerável de aproximadamente 40% quando comparada com a resistência obtida à temperatura ambiente (20 ºC); entre 150 ºC e 300 ºC, a redução da resistência à tracção foi negligenciável. Já a variação do módulo de elasticidade com a temperatura foi significativamente menos acentuada, apresentando reduções de 9% e 13% a 100 ºC e 300 ºC, respectivamente.

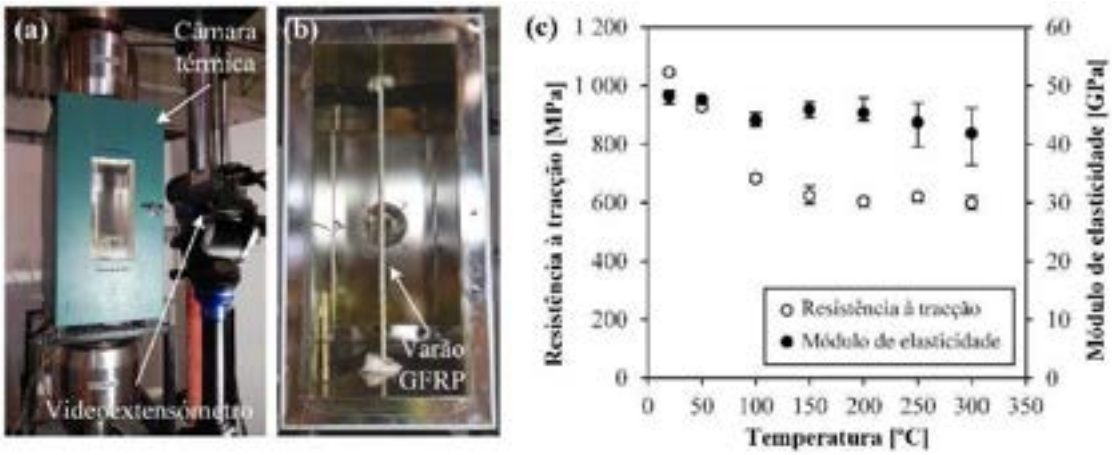


Figura 1. Ensaios de tracção de varões de GFRP a temperatura elevada: a) vista geral e equipamentos; b) varão de GFRP no interior da câmara térmica; c) resistência à tracção e módulo de elasticidade dos varões de GFRP em função da temperatura.

2.3 Geometria das faixas de laje

As faixas de laje utilizadas nos ensaios possuíam 1.50 m de comprimento, 0.25 m em largura e 0.11 m em altura. A armadura consistiu em 3 varões longitudinais de 10 mm e 6 mm de diâmetro, respectivamente para a armadura inferior e superior da laje; as lajes foram também armadas com armadura transversal (superior e inferior). A Fig. 2 ilustra a pormenorização de armaduras das faixas de lajes armadas com varões de aço e com varões de GFRP. Refira-se que o comprimento de emenda adotado nas lajes GFRP E30 (30 cm) e GFRP E60 (60 cm) corresponde a aproximadamente 1 e 2 vezes o comprimento de amarração indicado em regulamentos para dimensionamento a temperatura ambiente de elementos de betão armados com varões de GFRP sujeitos a flexão [7]. Nestas lajes, ao contrário da prática corrente de projecto, a emenda foi efectuada na zona de meio vão (onde o momento flector é máximo) precisamente para permitir observar o comportamento deste detalhe construtivo, a temperatura ambiente e, sobretudo, em situação de incêndio.

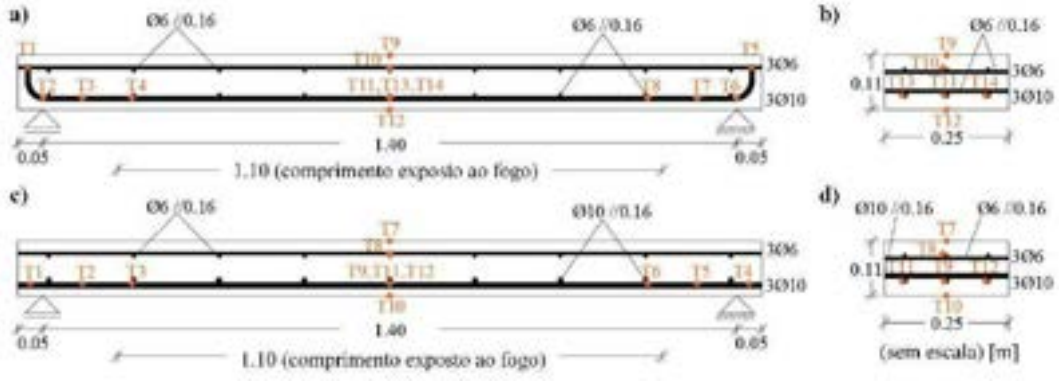


Figura 2. Pormenorização de armaduras e posicionamento de termopares: a) corte longitudinal e b) secção transversal da laje RC 2.5; c) corte longitudinal e d) secção transversal das lajes de GFRP.

3. ENSAIOS DE FLEXÃO A TEMPERATURA AMBIENTE

Os ensaios de flexão a temperatura ambiente foram realizados numa configuração de flexão em quatro pontos (simplesmente apoiada), com duas cargas concentradas aplicadas a terços de um vão de 1.40 m. Durante os ensaios, o deslocamento a meio vão e a carga total aplicada foram monitorizados – os resultados correspondentes encontram-se ilustrados na Fig. 3. A figura mostra que, até um determinado valor de carga (~7 kN), como esperado, todas as faixas de lajes apresentaram uma rigidez similar; para cargas superiores, a rigidez foi consideravelmente reduzida devido ao efeito da fendilhação. Nesta fase, o comportamento foi distinto nas lajes armadas com varões de aço e com varões de GFRP – na laje armada com varões de aço (RC 2.5), a rigidez foi aproximadamente constante até uma carga de 32 kN; depois, para cargas superiores, a rigidez foi fortemente reduzida devido à cedência do aço, com o aumento significativo do deslocamento a meio vão até à rotura, que ocorreu devido ao esmagamento do betão.

Relativamente ao comportamento após fendilhação das lajes armadas com varões de GFRP, todas apresentaram uma rigidez aproximadamente constante até à rotura, muito inferior àquela observada na laje RC 2.5. As lajes GFRP 2.5, GFRP 3.5 e GFRP E60 apresentaram roturas ao corte (Fig. 3b), enquanto que na laje GFRP E30 a rotura ocorreu devido ao deslizamento dos varões na zona de emenda, com destacamento local de parte do betão de recobrimento (Fig. 3c). Os deslocamentos na rotura foram aproximadamente os mesmos para todas as lajes armadas com varões de GFRP (ainda que para valores de carga diferentes), sendo significativamente inferiores ao da laje RC 2.5, que exibiu um patamar de ductilidade após a carga máxima ser atingida.

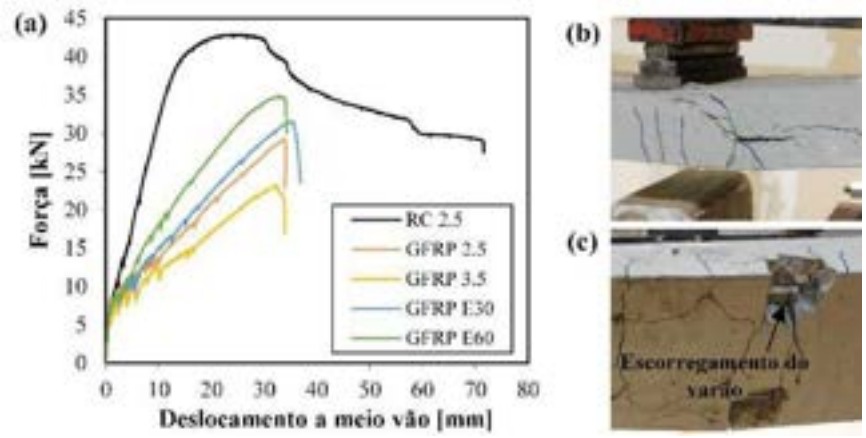


Figura 3. Ensaios de flexão das faixas de laje a temperatura ambiente: a) curvas força-deslocamento a meio vão; b) rotura por corte da laje GFRP 2.5; c) escorregamento do varão na zona de emenda e destacamento local de betão na laje GFRP E30.

4. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO

4.1 Esquema de ensaio, instrumentação e procedimento de ensaio

Apresenta-se na Fig. 4 o esquema de ensaio utilizado nos ensaios de resistência ao fogo. Estes testes foram realizados num forno de escala intermédia com dimensões exteriores de 2.10 m (altura) × 1.35 m (largura) × 1.20 m (profundidade) e uma abertura na parte superior de 0.95 m × 0.80 m. Visto que as lajes possuíam 0.25 m de largura, foi necessário preencher a área remanescente de abertura no topo do forno com um sistema de isolamento térmico (*cf.* Fig. 4c). As lajes foram posicionadas sobre a abertura do forno em dois apoios (um móvel e um fixo), conectados ao pórtico metálico através de varões de aço. Foram suspensos pesos de betão em ambas as extremidades da viga de transmissão de carga, conforme ilustrado na Fig. 4a), aplicando duas cargas concentradas a quartos de vão da laje (Fig. 4b). As cargas de incêndio foram calculadas de acordo com a recomendação do Eurocódigo 2 (correspondendo a 70% da carga de

dimensionamento), resultando nos seguintes valores: (i) 20.8 kN para a laje RC 2.5; (ii) 16.9 kN para as lajes GFRP 2.5, GFRP E30 e GFRP E60, e (iii) 13.6 kN para a laje GFRP 3.5.

As lajes foram instrumentadas com um deflectómetro de fio eléctrico (marca *TML*, modelo *CDP-500* com um curso de 500 mm), para medição do deslocamento a meio vão na face superior (face fria) da laje, e com um conjunto de termopares (tipo K, com diâmetro externo de 1 mm), cuja nomenclatura e posicionamento são esquematizados na Fig. 2 para as lajes armadas com varões de aço e com varões de GFRP. Os ensaios de resistência ao fogo começaram com a aplicação do carregamento mecânico, através da suspensão dos pesos na viga de transmissão (*cf.* Fig. 4a). Após um período de cerca de 30 minutos, por forma a garantir a estabilização dos deslocamentos, a face inferior das lajes foi exposta à curva de incêndio padrão da ISO 834 até à rotura do elemento.

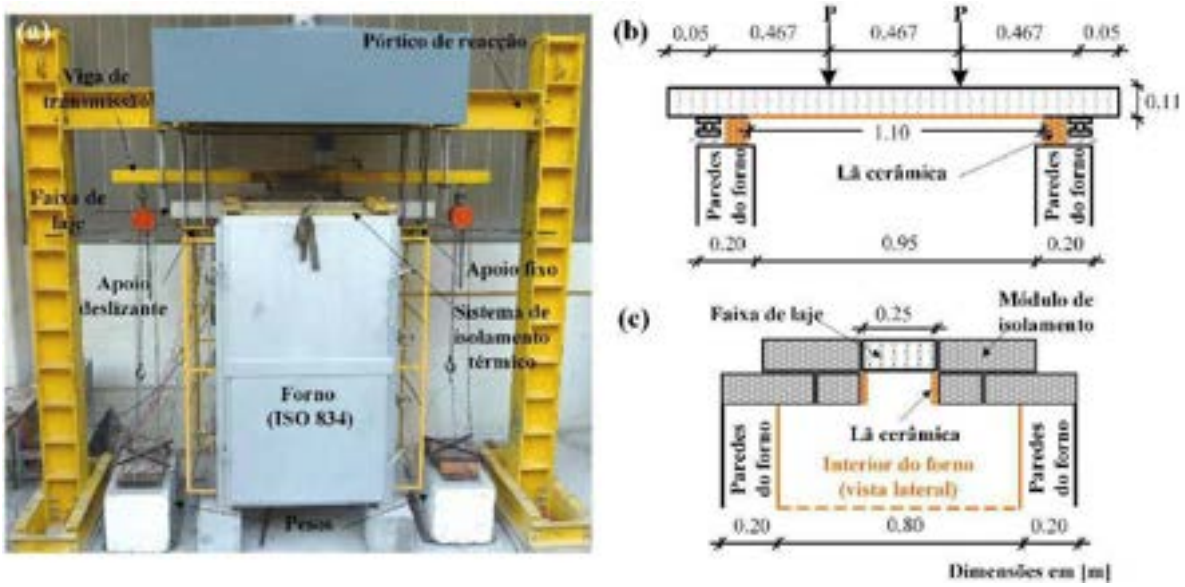


Figura 4. Esquema dos ensaios de resistência ao fogo: a) vista geral; b) corte longitudinal e c) corte transversal.

4.2 Resultados e discussão

Nas seguintes secções apresentam-se e discutem-se os resultados dos ensaios de resistência ao fogo. Relativamente à laje RC 2.5, é conveniente referir que o ensaio foi interrompido ao fim de 127 minutos de exposição ao fogo e antes da sua rotura, devido a problemas no esquema de ensaio; para além disso, é ainda de referir que o deflectómetro deixou de fornecer leituras dos deslocamentos a meio vão ao fim de aproximadamente 115 minutos de exposição ao fogo (*cf.* Fig. 6a).

4.2.1 Perfis de temperatura

Apresenta-se na Fig. 5 os perfis de temperatura representativos, obtidos durante os ensaios de resistência ao fogo, para as lajes armadas com varões de aço e com varões de GFRP. Note-se que a Fig. 5b), apesar de apresentar medições de temperatura para a laje GFRP 2.5, é também representativa dos perfis de temperatura obtidos nas lajes GFRP E30 e GFRP E60. Por uma questão de clareza, nem todos os perfis de temperatura (*i.e.*, relativos a todos os termopares utilizados em cada laje) são apresentados, visto que alguns deles não são essenciais para a presente análise.

No que diz respeito aos perfis de temperatura obtidos, destacam-se as seguintes observações gerais: (i) conforme esperado, as temperaturas diminuiram desde a face inferior das lajes até à sua face superior; (ii) as temperaturas aumentaram progressivamente com o tempo em todos os termopares, ainda que a diferentes taxas, e (iii) as temperaturas medidas pelos termopares localizados na face inferior das lajes (T12 na laje RC 2.5 e T10 nas lajes de GFRP) seguiram aproximadamente a curva de incêndio padrão da ISO 834. Estes resultados validam as medições de temperatura realizadas durante os ensaios. Em

todas as lajes, quando a temperatura no betão atingiu aproximadamente 100 ºC, as taxas de aquecimento decresceram consideravelmente (aumentando de novo ao fim de alguns minutos), devido à evaporação de água. Refira-se que no final dos ensaios não foi detetada a ocorrência de *spalling* em nenhuma das lajes, com excepção da laje GFRP E30, na qual se verificou o destacamento local de betão devido à existência de emendas (e não devido à pressão exercida pelo vapor de água).

Os termopares T4 e T8 na laje RC 2.5, e os termopares T3 e T6 nas restantes lajes, localizados simetricamente na armadura longitudinal inferior, na secção de transição entre as zonas aquecida e isolada da laje (ver Fig. 2), apresentaram perfis de temperatura significativamente diferentes. Estas diferenças (que, nos ensaios de duração mais prolongada, atingiram quase 100 ºC) poderão dever-se a: (i) distribuição não uniforme das temperaturas no interior do forno; (ii) a heterogeneidade intrínseca dos materiais/constituintes e (iii) (possível) imprecisão no posicionamento dos termopares na armadura.

As temperaturas na armadura inferior variaram significativamente desde as zonas directamente expostas ao fogo (centro) até às zonas não expostas (apoios). Por exemplo, aquando da rotura da laje GFRP 2.5, a temperatura da armadura na secção de meio vão (T9) e nas extremidades (T4) foi, respectivamente, cerca de 600 ºC e 60 ºC (ainda abaixo da T_g; *cf.* Fig. 5b). Contudo, 10 cm ao lado dos referidos termopares (T5, localizado numa zona não exposta, mas próxima do forno) a temperatura nesse mesmo instante era 145 ºC. Isto significa que apesar do comprimento não exposto ter 20 cm de comprimento (em cada extremidade da laje), menos de metade deste comprimento encontrava-se abaixo da T_g dos varões de GFRP; como se discute adiante, do ponto de vista mecânico, esta disposição, revelou-se muito importante.

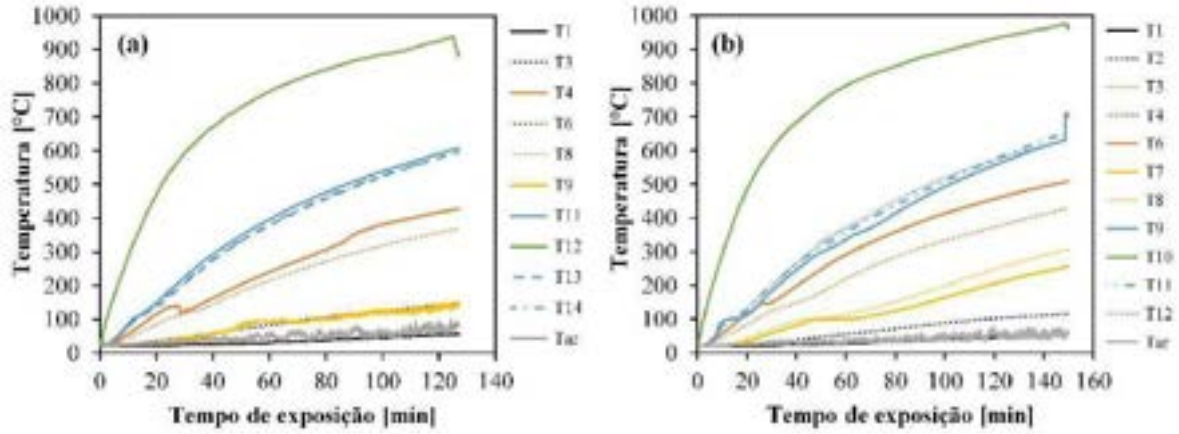


Figura 5. Perfis de temperatura obtidos durante os ensaios de resistência ao fogo: a) laje RC 2.5; b) laje GFRP 2.5.

4.2.2 Resposta mecânica

A variação do deslocamento a meio vão em função do tempo de exposição ao fogo das 5 lajes testadas é apresentado na Figura 6. Os deslocamentos nas lajes RC 2.5 e GFRP 2.5 apresentaram uma variação similar nos primeiros 50 minutos de exposição ao fogo. Depois, os deslocamentos na laje GFRP 2.5 aumentaram mais do que na laje RC 2.5, muito provavelmente devido à maior suscetibilidade dos varões de GFRP a temperaturas elevadas; após 115 minutos de exposição ao fogo, os deslocamentos a meio vão nas referidas lajes aumentou 28 mm e 54 mm, respectivamente.

De um ponto de vista qualitativo, as curvas deslocamento a meio vão *vs.* tempo das lajes GFRP 2.5 e GFRP 3.5 apresentaram as mesmas fases, caracterizadas por diferentes taxas de aumento do deslocamento devido à variação dos gradientes térmicos ao longo da espessura da laje e à variação (não-linear) com a temperatura das propriedades mecânicas dos materiais (e, possivelmente, da aderência varão-betão). É conveniente mencionar que, em ambos os ensaios, as taxas de deslocamento aumentaram significativamente quando os varões atingiram 300 ºC. A resistência ao fogo das lajes GFRP 2.5 e GFRP 3.5 foram similares (148 minutos e 158 minutos, respectivamente), com aumentos

do deslocamento máximo (na rotura) de 81 mm e 86 mm (L/172 e L/162, respectivamente, L sendo o vão). Estes resultados mostram que, para a gama de geometrias testada, a espessura de recobrimento dos varões de GFRP teve pouca influência na resistência ao fogo das faixas de laje.

No que diz respeito às lajes GFRP E30 e GFRP E60, ambas apresentaram um aumento de deslocamento contínuo até à rotura, que ocorreu após 12 minutos e 21 minutos de exposição ao fogo, respectivamente, com um aumento do deslocamento até ao instante de rotura de 12 mm e 29 mm, respectivamente. É conveniente destacar as diferenças significativas no desempenho em contexto de incêndio (no tempo de exposição e no aumento do deslocamento até à rotura) das lajes armadas com varões de GFRP contínuos e com varões de emenda – este detalhe construtivo afetou notavelmente a resistência ao fogo das lajes.

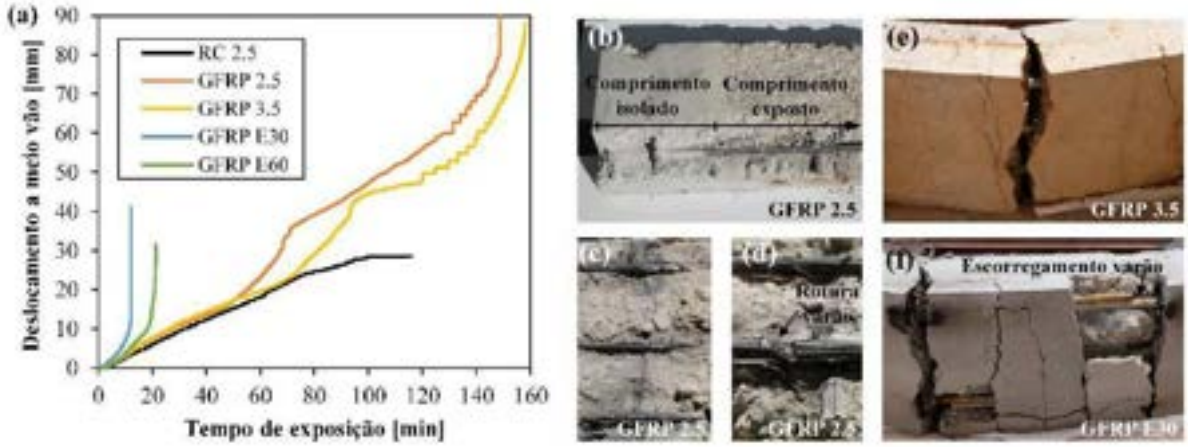


Figura 6. a) Aumento do deslocamento a meio vão em função do tempo de exposição ao fogo; observações pós-fogo das lajes GFRP 2.5 (b, c, d), GFRP 3.5 (e) e GFRP E30 (f).

4.2.3 Modos de rotura e observações pós-fogo

Conforme referido acima, não foram observados destacamentos (*spalling*) da camada de recobrimento, com excepção da laje GFRP E30, onde o destacamento ocorreu de forma localizada nas zonas de emenda (detalhadas em seguida). A face exposta ao fogo das lajes com armadura contínua exibiu desagregação considerável do betão superficial, o que é usual quando o betão é exposto a temperaturas muito elevadas e depois arrefecido.

A Fig. 6c) mostra o aspecto da armadura longitudinal da laje GFRP 2.5 após a remoção do betão de recobrimento no seu comprimento exposto ao fogo. É possível observar que a resina dos varões foi completamente decomposta e que as fibras se encontravam carbonizadas (devido à decomposição da resina). Adicionalmente, a remoção do betão de recobrimento em ambas as extremidades da laje permitiu confirmar que não ocorreu escorregamento dos varões nas zonas de ancoragem (Fig. 6b). A Fig. 6d) mostra o detalhe de um varão na zona central da laje, evidenciando que a rotura ocorreu devido ao esgotamento da capacidade resistente à tracção dos varões longitudinais, *i.e.*, das fibras de vidro, que se apresentavam seccionadas nesta zona.

O modo de rotura da laje GFRP 3.5 (Fig. 6e) foi similar ao apresentado pela laje GFRP 2.5; contudo, o grau de decomposição da resina parece ter sido maior do que na laje GFRP 2.5 (pelo menos na área inspecionada). De facto, as fibras tornaram-se esbranquiçadas, indicando a completa decomposição da resina, incluindo da camada carbonizada. Esta evidência pode ser explicada pela abertura de uma fenda de grandes dimensões (aquando da rotura) atravessando toda a secção, expondo directamente as fibras dos varões ao calor que, deste modo, promoveu uma decomposição mais completa do material orgânico dos varões.

Os modos de rotura das lajes GFRP E30 e GFRP E60 foram muito similares – a rotura ocorreu subitamente, com fendilhação extensiva na zona da emenda dos varões (Fig. 6f) e um grande destacamento de betão na laje GFRP E30. Em ambas as lajes, as observações pós-fogo mostraram que

a rotura ocorreu devido ao escorregamento dos varões na zona de emenda; no que diz respeito à laje GFRP E60, pelo menos um dos varões encontrava-se partido na direcção transversal, possivelmente devido ao aumento súbito do deslocamento aquando da rotura. A rotura das lajes GFRP E30 e GFRP E60 ocorreu após apenas 12 minutos e 21 minutos, respectivamente, destacando a grande influência que as zonas de emendas em varões de GFRP têm quando localizadas em zonas directamente expostas ao calor. A este respeito é conveniente relembrar que, na última laje referida (GFRP E60), o comprimento de sobreposição correspondeu ao providenciado em regulamentação aplicável para dimensionamento a temperatura ambiente.

5. CONCLUSÕES

Do estudo experimental apresentado no presente artigo acerca da resposta ao fogo de lajes de betão armadas com varões de GFRP, obtiveram-se as seguintes principais conclusões:

- Para a gama de temperaturas estudada (20 ºC to 300 ºC), a resistência à tracção dos varões de GFRP com acabamento superficial em areia é consideravelmente reduzida quando a temperatura se aproxima e excede a respectiva T_g (foram obtidas resistências residuais de 60% e 57% para 150 ºC e 300 ºC, respectivamente), enquanto que o módulo de elasticidade é significativamente menos afetado (a resistência a 300 ºC foi cerca de 87% daquela obtida a temperatura ambiente);

- As lajes de betão armadas com varões de GFRP podem atingir resistências ao fogo significativas (acima de 90 minutos) se as zonas de ancoragem dos varões permanecerem relativamente frias; é necessário desenvolver especificações construtivas acerca deste detalhe construtivo para garantir este aspecto;

- Para as condições de ensaio descritas neste estudo (geometria, condições de carregamento e de apoio), o aumento da espessura de recobrimento nas lajes armadas com varões de GFRP (de 2.5 para 3.5 cm) providenciou apenas um ligeiro aumento da resistência ao fogo.

Mesmo que os comprimentos de amarração indicados nas recomendações de dimensionamento sejam adoptados, a existência de emendas por sobreposição em zonas directamente expostas ao calor (neste caso, no centro da laje) pode reduzir consideravelmente a resistência ao fogo de lajes armadas com varões de GFRP (para menos de 30 minutos).

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Fundação para a Ciência e Tecnologia – FCT (projecto PTDC/ECM-EST/1882/2014) e aos CERIS pelo financiamento desta investigação, à Secil/Unibetão pelo fornecimento de betão e à *Hughes Brothers* pelo fornecimento dos varões de GFRP. O primeiro e segundo autores também gostariam de agradecer o financiamento da FCT através das bolsas SFRH/BD/129681/2017 e SFRH/BDP/108319/2015, respectivamente.

REFERÊNCIAS

[1] V.K.R. Kodur, L.A. Bisby, S.H.C. Foo (2005). “Thermal behaviour of fire-exposed concrete slabs reinforced with fiber-reinforced polymer bars”, ACI Structural Journal, 102 (6), 799–807.

[2] M. Saafi (2002). “Effect of fire on FRP reinforced concrete members”, Composite Structures, 58 (1), 11–20.

[3] E. Nigro, G. Cefarelli, A. Bilotta, G. Manfredi, E. Cosenza (2011). "Fire resistance of concrete slabs reinforced with FRP bars. Part I: Experimental investigations on the mechanical behavior", Composites Part B: Engineering, 42, 1739–1750.

[4] E. McIntyre, L.A. Bisby, T.J. Stratford (2015). "Elevated temperature performance of concrete beams reinforced with FRP bars", Proceedings of the 7th Biennial Conference on Advanced Composites in Construction, St John's College, University of Cambridge, 90–95.

[5] ASTM E1640 (1999). "Standard Test Method for Assignment of the Glass Transition Temperature By Dynamic Mechanical Analysis", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

[6] ISO 10406-1 (2008). "Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete - Test Methods - Part 1: FRP Bars and Grids", International Organization for Standardization, Geneve, Switzerland.

[7] ACI 440.1R-06 (2006). "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", American Concrete Institute, Farmington Hills, USA.

Resposta sísmica de barragens abóbada. Estudo numérico sobre a influência da cota de água na albufeira

André Alegre[1] **Sérgio Oliveira[2]** **Rafael Ramos[3]** **Margarida Espada[4]**

RESUMO

No âmbito do controlo da segurança de barragens, a simulação numérica do comportamento sísmico de barragens abóbada é uma área na qual ainda surgem importantes desafios, tendo em conta a complexidade da modelação do sistema barragem-fundação-albufeira e a necessidade de utilizar acelerogramas sísmicos adequados na realização dos cálculos numéricos. Estes aspetos são particularmente importantes para a previsão da resposta destas obras, dado que existem dois fatores principais que influenciam o campo de tensões em barragens de betão durante um sismo: a) as variações das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas; e b) as acelerações no corpo da barragem.
Assim, o principal objetivo deste trabalho é contribuir para os estudos de simulação do comportamento de barragens abóbada sob ações sísmicas, destacando a influência da cota da água da albufeira na resposta estrutural da obra, para um determinado acelerograma sísmico. A modelação numérica do comportamento sísmico é efetuada no domínio do tempo, com base num modelo clássico de massas de água associadas. Utilizam-se elementos finitos 3D (com 20 nós) para discretizar a barragem e a fundação, e adota-se a hipótese de Westergaard para simular as pressões hidrodinâmicas.
Apresentam-se os resultados da análise sísmica da barragem do Cabril (132 m de altura) para várias cotas de água na albufeira, aplicando diferentes acelerogramas sísmicos gerados numericamente, com variado conteúdo em frequência, que são escalados para uma aceleração de pico de 0,2 g.

Palavras-chave: barragem abóbada; resposta sísmica; cota de água na albufeira; elementos finitos; modelo de massas de água associadas

1. INTRODUÇÃO

Muitas das grandes barragens atualmente em exploração localizam-se em zonas sísmicas, sendo fundamental desenvolver metodologias adequadas para avaliar o seu comportamento sob ações sísmicas [1] e apoiar as atividades de controlo da segurança [2], dado o elevado risco potencial associado a este tipo de obras em caso de colapso. Com este objetivo, têm vindo a ser instalados sistemas de monitorização da resposta sísmica em várias grandes barragens, que permitem controlar a evolução da resposta dinâmica ao longo do tempo e detetar a ocorrência de eventos sísmicos.
No contexto do presente trabalho, destaca-se o interesse do desenvolvimento de modelos numéricos para simular o comportamento de sistemas barragem-fundação-albufeira, os quais devem ser devidamente testados e calibrados através da comparação entre resultados numéricos e experimentais [3]. Nomeadamente, é de salientar a necessidade de efetuar cálculos da resposta sísmica de barragens para o maior número de casos possível, considerando vários níveis da água na albufeira [4] e aplicando diversas ações sísmicas, com vista a aumentar o conhecimento do comportamento das obras. No entanto, a solução ideal para a realização de estudos de previsão do comportamento sísmico passaria por calcular

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dep. de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. andrefalegre92@gmail.com
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dep. de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. soliveira@lnec.pt
[3]Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Dep. de Engenharia Civil Lisboa. Portugal. rafael_manuel_ramos@hotmail.com
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dep. de Barragens de Betão, Lisboa. Portugal. mespada@lnec.pt

a resposta através da aplicação dos acelerogramas sísmicos efetivamente medidos na base da barragem (junto à inserção, na rocha de fundação), caracterizados pela sua duração, aceleração de pico e conteúdo em frequência, e utilizando no modelo a cota de água registada durante o evento sísmico (Fig. 1).
Relativamente ao estudo da influência da cota de água na resposta sísmica das barragens, importa referir que é usual assumir como situação mais desfavorável para a verificação da segurança a condição de albufeira cheia, o que resulta em valores superiores das pressões da água no paramento de montante. Não obstante, tendo em conta que a resposta da obra pode ser fortemente condicionada pelo conteúdo em frequência dos acelerogramas sísmicos, a situação mais gravosa do ponto de vista da verificação da segurança poderá ocorrer para uma cota de água diferente do nível máximo.

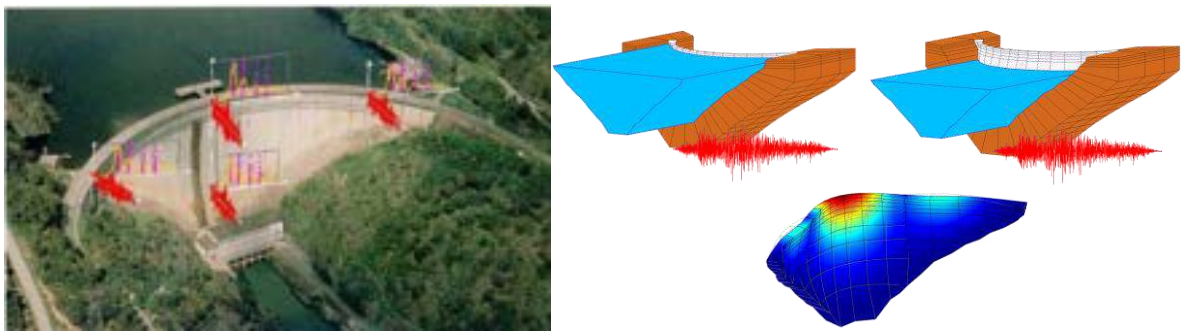


Figura 1. Controlo da segurança de barragens: comparação da resposta observada e calculada com modelos numéricos. Estudo do comportamento para diferentes cotas de água.

2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE BARRAGENS ABÓBADA

Nos estudos de previsão do comportamento estrutural de barragens, é essencial utilizar modelos numéricos fiáveis, baseados em formulações matemáticas robustas e hipóteses simplificativas adequadas, com o objetivo de simular as condições reais da obra da melhor forma. Neste capítulo apresentam-se algumas considerações relativamente à modelação do comportamento de sistemas barragem-fundação-albufeira e à definição dos acelerogramas sísmicos a utilizar no estudo da resposta sísmica de barragens.

2.1 Sistema barragem-fundação-albufeira

A modelação do comportamento dinâmico e simulação da resposta sísmica de sistemas barragem-fundação-albufeira pode ser efetuada com base em diversas formulações e modelos, sendo uma área que investigação que tem vindo a evoluir ao longo do tempo com vista a reproduzir o melhor possível a resposta observada das obras. Os modelos numéricos desenvolvidos podem assumir hipóteses mais simples ou mais complexas, nomeadamente no que diz respeito: à geometria da obra, às condições de apoio na inserção, ao amortecimento do sistema, à geometria da albufeira e variações na cota de água [4], a efeitos de absorção no fundo da albufeira (interface água-rocha) e à propagação de ondas de pressão na água para montante, e à interação dinâmica do conjunto barragem-albufeira [5].
Na análise da resposta dinâmica de barragens abóbada com base no Método dos Elementos Finitos (FEM) [5], é comum a utilização de modelos de massas de água associadas (Fig. 2), considerando uma formulação clássica em deslocamentos. Este tipo de modelo permite tratar o problema do comportamento hidrodinâmico da albufeira e a interação com a barragem de forma bastante simplificada, assumindo que as pressões hidrodinâmicas no paramento de montante podem ser simuladas como massas de água, as quais surgem associadas à barragem. As pressões são calculadas com base na teoria apresentada por Westergaard no seu trabalho pioneiro, referente à determinação das pressões da água em barragens rígidas durante um sismo [6]. No entanto, dado que esta formulação foi desenvolvida para barragens gravidade com paramentos verticais, é necessário aplicar um coeficiente de correção da massa de água associada para o estudo de obras com paramentos inclinados ou para barragens com paramentos curvos, como é o caso das barragens abóbada [7]. Atualmente, para a análise do comportamento

dinâmico de barragens abóbada, vários autores propõem a utilização de um coeficiente de correção da ordem de 50 a 70 % [8].

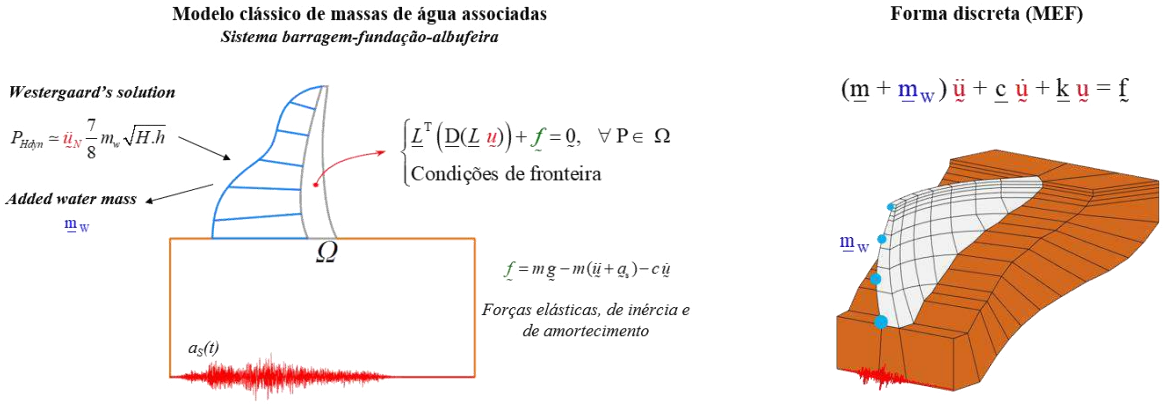


Figura 2. Modelo clássico de massas de água associadas. Principais equações e representação na forma discreta (Método dos elementos finitos).

2.2 Ação sísmica

Em geral, as barragens de betão apresentam uma capacidade resistente global suficiente para suportar eventos sísmicos, tendo em conta que estas são projetadas para forças horizontais significativas, devido à ação da pressão hidrostática [1]. No entanto, para sismos de grande magnitude, com elevadas acelerações de pico, as barragens poderão sofrer danos consideráveis, podendo comprometer as condições de serviço e a sua integridade estrutural. Desta forma, quando se pretende efetuar estudos de previsão do comportamento sísmico ou estudos de verificação da segurança estrutural de barragens de betão, devem ser consideradas ações sísmicas adequadas, em função das características da zona sísmica onde se localiza a obra [9]. Existem diversas formas que permitem obter acelerogramas sísmicos apropriados (Fig. 3), em particular: i) histórias de acelerações geradas a partir dos espetros de resposta regulamentares; ii) acelerogramas calculados com base num modelo de rotura de falha desenvolvido no LNEC [10], o qual se baseia em leis específicas da propagação das ondas sísmicas, tendo em conta as propriedades da falha e a distância ao local da barragem; e iii) acelerogramas sísmicos reais, obtidos a partir de histórias de acelerações medidas *in situ*, recorrendo a sistemas de monitorização de vibrações.

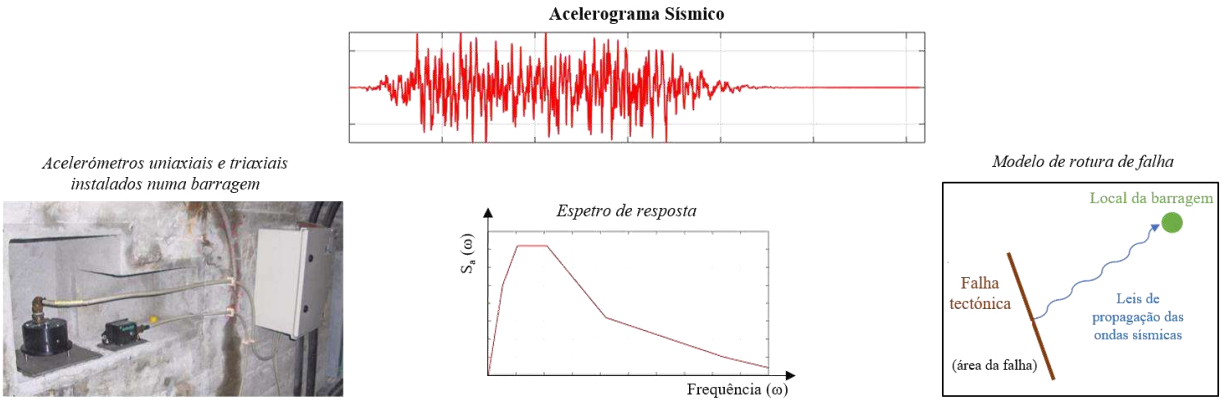


Figura 3. Representação esquemática de metodologias para modelação da ação sísmica.

2.3 Programa utilizado: *DynDam1.0*

O estudo proposto no presente trabalho foi realizado utilizando o programa de elementos finitos 3D *DynDam1.0*, o qual foi desenvolvido em MATLAB no Departamento de Barragens de Betão do LNEC. O sistema barragem-fundação-albufeira é simulado com um modelo de massas de água associadas, considerando a utilização de elementos finitos isoparamétricos em deslocamentos, com 20 pontos nodais,

para discretizar a barragem e fundação. A albufeira não é discretizada e implementou-se a formulação de Westergaard para calcular as massas de água associadas, conforme se refere no ponto 2.1. Relativamente à fundação, esta é simulada simplificadamente como uma subestrutura elástica na forma discreta, ou seja, a matriz de rigidez é calculada inicialmente e condensada nos pontos nodais da inserção (na interface barragem-fundação), com vista a simular as condições de apoio da obra. Assim, os cálculos são efetuados apenas para a barragem, aumentando a eficiência numérica. Quanto ao amortecimento do sistema, assume-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh, proporcional à massa e à rigidez. A equação de equilíbrio global do sistema na forma discreta (apresentada atrás na Fig.2) é obtida através de uma formulação clássica em deslocamentos com base no MEF [5].
O estudo do comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufeira com amortecimento é realizado com base numa formulação de estado em deslocamentos e velocidades. Utilizam-se duas matrizes de estado em coordenadas modais para resolver o problema de valores e vetores próprios, considerando uma técnica de análise modal reduzida. O cálculo numérico da resposta sísmica é efetuado no domínio do tempo, recorrendo a uma fórmula recursiva em coordenadas modais que permite determinar a resposta em deslocamentos no corpo da obra, para cada instante de atuação do sismo. A ação sísmica é simulada através de séries temporais correspondentes a acelerogramas sísmicos aplicados na base da fundação, que são convertidos em forças nodais equivalentes para o corpo da barragem.
O programa lê ficheiros de dados com informação sobre a malha de elementos finitos, as propriedades dos materiais da barragem e da fundação, e o nível da água albufeira. Quanto aos resultados, obtêm-se representações gráficas 3D de elevada qualidade com a configuração dos modos de vibração, bem como campos de deslocamentos e tensões para várias combinações de ações estáticas e sísmicas, o que facilita a análise e interpretação do comportamento previsto das obras.

3. CASO DE ESTUDO: BARRAGEM DO CABRIL

A barragem do Cabril foi construída em 1952/53 no Rio Zêzere e é a maior barragem abóbada portuguesa (Fig. 3). Esta tem 132 m de altura máxima acima da fundação e um desenvolvimento de 290 m entre encontros ao nível do coroamento, que se eleva à cota 297 m. A estrutura da obra é constituída por uma abóbada de dupla curvatura (arcos circulares) e apresenta uma geometria simétrica em planta. A consola central tem uma espessura máxima de cerca de 20 m junto à inserção e uma espessura mínima de 4,5 m na zona superior (entre os 285 e os 290 m), a qual aumenta linearmente até ao coroamento. A obra está fundada num maciço granítico com boa qualidade. Na fase inicial de exploração, durante o primeiro enchimento do reservatório, ocorreu um fenómeno importante de fendilhação horizontal no paramento de montante devido a importantes trações verticais, numa zona situada entre os 280 e os 290 m de altura.
No âmbito das atividades de investigação desenvolvidas no LNEC na área da monitorização e modelação do comportamento dinâmico de barragens, com vista ao controlo da segurança, foi iniciado em 2002 um projeto pioneiro para a instalação de um sistema de monitorização de vibrações em contínuo na barragem do Cabril [11], tendo sido implementado em 2008 por uma equipa multidisciplinar envolvendo técnicos e engenheiros da EDP e do LNEC. Este sistema foi concebido para medição de acelerações devidas a excitação ambiente/operacional e devidas a ações sísmicas, com vista à análise automática do comportamento dinâmico da barragem. As acelerações são medidas no corpo da obra (zona superior) e no maciço rochoso de fundação, junto à inserção, em ambas as margens. O sistema inclui 16 acelerómetros uniaxiais para medição de acelerações na direção radial e 3 acelerómetros triaxiais, que estão ligados a uma rede de fibra ótica e a concentradores de dados, permitindo a recolha e armazenamento dos dados registos no servidor central.
Os resultados obtidos a partir dos dados da monitorização, com recurso a *software* de identificação modal desenvolvido no LNEC, têm sido utilizados ao longo dos últimos anos para controlo da segurança da barragem, na análise da evolução das frequências naturais ao longo do tempo, e ainda na validação e calibração de modelos numéricos e programas desenvolvidos (como o *DynDam1.0)* [3, 12].

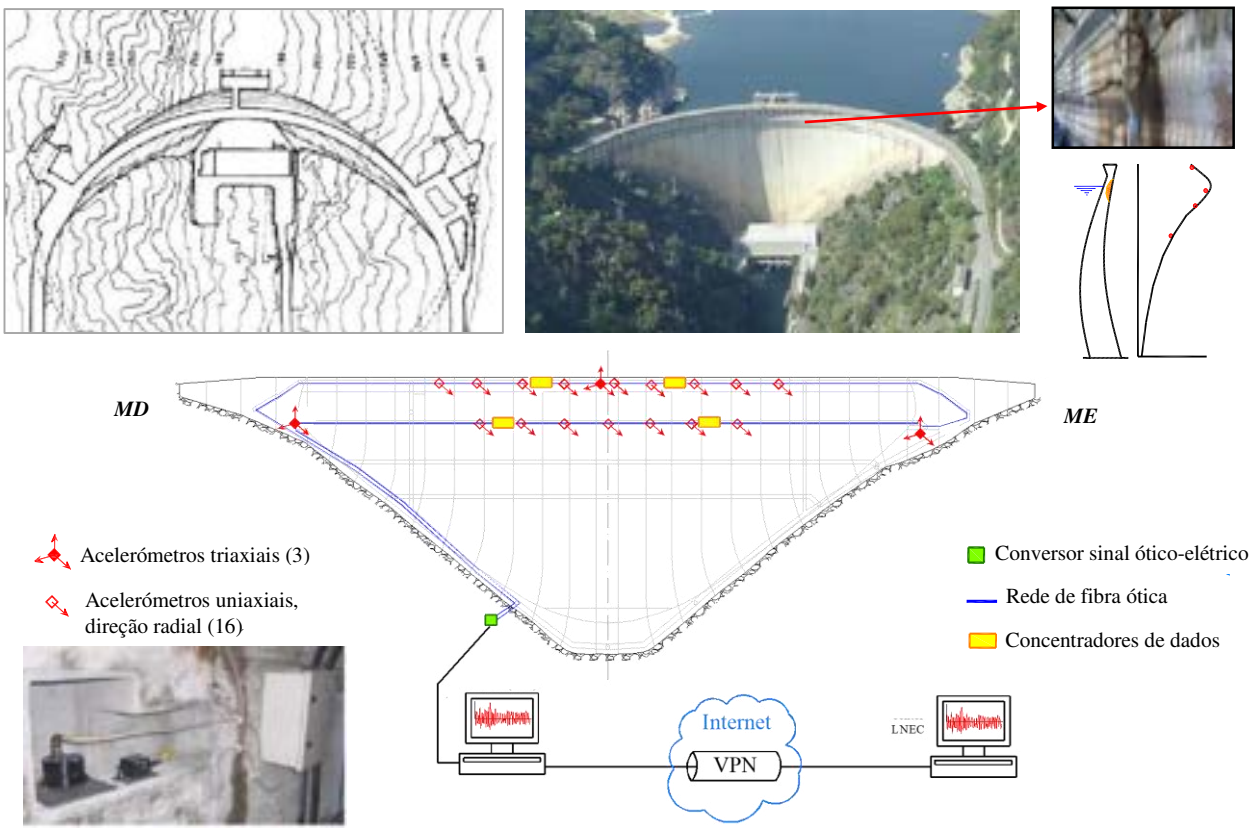
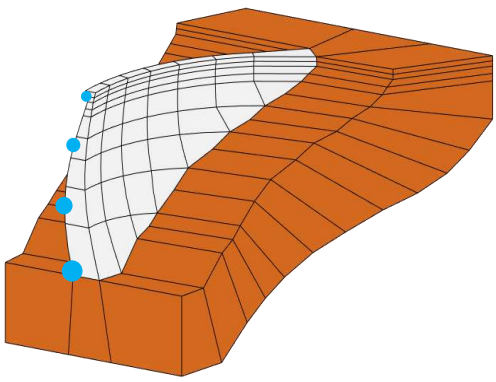


Figura 4. Barragem do Cabril. Planta, vista geral, pormenor da zona fendilhada, consola central e alçado com localização das principais componentes do sistema de monitorização de vibrações.

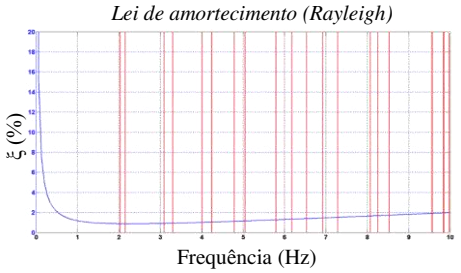
Para realizar os cálculos numéricos com o *DynDam1.0*, foi usado um modelo de massas de água associadas da barragem do Cabril, considerando uma malha de elementos finitos 3D com 202 elementos (106 na barragem e 96 na fundação) e um total de 1569 pontos nodais (Fig. 5). Este é um modelo simplificado em que não se incorpora na malha a zona fendilhada. Assumem-se as hipóteses de material isotrópico e comportamento elástico linear na barragem e na fundação, bem como nas juntas de contração verticais (juntas fechadas). A análise em regime linear é válida para ações sísmicas que não provoquem a deterioração do material e/ou a descompressão dos arcos para jusante, o que é o caso para sismos comuns, de pequena/média intensidade. No que diz respeito à análise dinâmica, considera-se um aumento de 25% para o módulo de elasticidade ($E_{din} = 1.25 \times E$) e utiliza-se um fator de correção de 50% para as massas de água associadas ($C_{MAA} = 0.5$). O cálculo da resposta sísmica é efetuado com uma lei de amortecimento de Rayleigh estabelecida para obter valores de amortecimento (ξ) da ordem de 1% nas frequências dos primeiros modos de vibração.



Barragem (betão)
E = 25 GPa
ν = 0,20
γ = 24 kN/m^3

Albufeira
γ = 10 kN/m^3
C_{MAA} = 0.5

Fundação
E = 25 GPa
ν = 0,20



Análise dinâmica
$E_{din} = 1.25 \times E$

Figura 5. Barragem do Cabril. Malha de elementos finitos, lei de amortecimento de Rayleigh (com sobreposição das frequências naturais da obra) e principais propriedades dos materiais.

4. ESTUDO DA INLUÊNCIA DO NÍVEL DA ÁGUA NA ALBUFEIRA NA RESPOSTA SÍSMICA DA BARRAGEM DO CABRIL

Neste capítulo apresentam-se os principais resultados do presente trabalho, obtidos com o programa *DynDam1.0*, no estudo do comportamento da barragem do Cabril. O objetivo principal consiste em avaliar a influência da variação do nível da água na albufeira na resposta da barragem, para uma dada ação sísmica aplicada na direção montante-jusante. A análise foca-se na evolução dos deslocamentos ao longo da consola central da barragem para diferentes acelerogramas sísmicos.

4.1 Comportamento dinâmico

Para o estudo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril, procedeu-se à resolução do problema de valores e vetores próprios definido para o sistema barragem-fundação-albufeira na forma discreta [5,12]. Assim, apresentam-se na Fig.6 as frequências naturais da barragem para os seis primeiros modos de vibração, considerando a variação do nível da água na albufeira, bem como as configurações modais para a condição de albufeira cheia.

Analisando a evolução das frequências com a cota de água pode-se observar que, quanto maior é o nível da água, menor é o valor da frequência natural, tal como seria de esperar dado que a massa do sistema aumenta. Além disso, para cotas de água mais elevadas, pequenas variações no nível da água provocam uma maior variação no valor da frequência do que para cotas de água mais baixas.

Relativamente aos modos de vibração, através das configurações modais é possível identificar modos antissimétricos (1 e 4) e modos simétricos (2, 3, 5 e 6). É de referir ainda que, usando uma formulação clássica em deslocamentos e considerando amortecimento proporcional, calculam-se modos de vibração estacionários [12].

No âmbito do estudo do comportamento sísmico de barragens, o conhecimento das frequências naturais para vários níveis da água na albufeira é grande utilidade, pois permite relacionar a amplitude dos deslocamentos sísmicos da obra com o conteúdo em frequência do acelerograma sísmico aplicado, para uma dada cota de água, e, assim, determinar quais os modos de vibração com maior influência na resposta sísmica. Para o presente caso de estudo, analisando as configurações modais obtidas, pode-se esperar uma contribuição bastante significativa dos modos simétricos na resposta da barragem, dado que a resposta será analisada para ações sísmicas na direção montante-jusante.

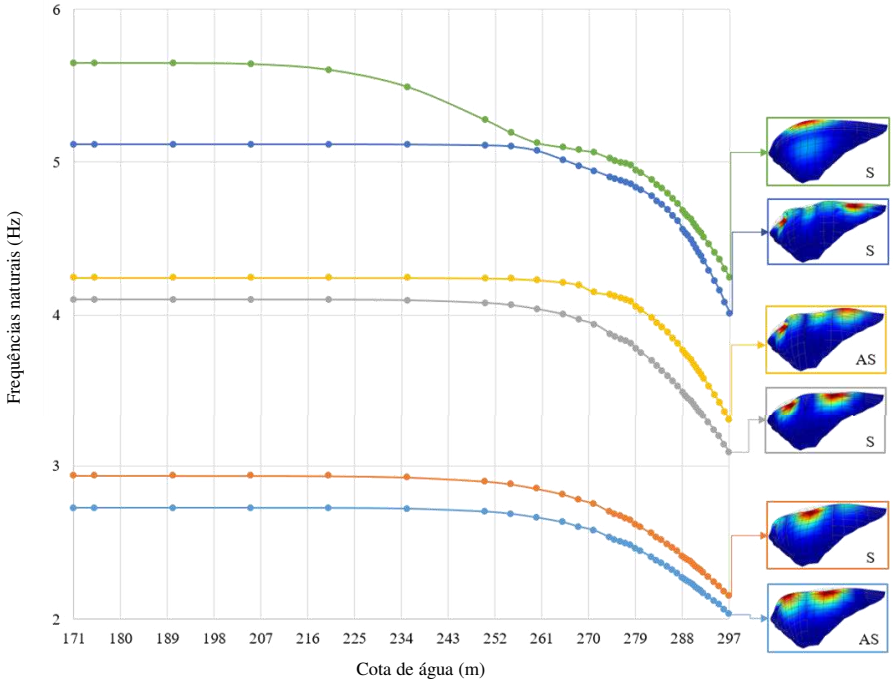


Figura 6. Barragem do Cabril. Evolução das frequências naturais com a variação da cota de água na albufeira. Configurações modais para a situação de albufeira cheia.

4.2 Resposta sísmica

De seguida apresenta-se a análise do comportamento sísmico da barragem do Cabril para a combinações de ações incluindo o peso próprio do betão (PP), assumindo que este é aplicado instantaneamente, a pressão hidrostática no paramento de montante (PH) e uma dada ação sísmica (Si), representada por uma história de acelerações aplicadas na direção montante-jusante. No caso da barragem do Cabril, apesar do sistema de monitorização de vibrações em contínuo estar em funcionamento há vários anos, não foi ainda possível detetar eventos sísmicos importantes, pelo que não se possuem series temporais de acelerações sísmicas. Assim, para o estudo proposto neste trabalho, utilizam-se três acelerogramas sísmicos gerados a partir do espetro de resposta regulamentar, denominados S1, S2 e S3, com uma duração de 10 s, os quais foram escalados para uma aceleração de pico de 0.2g. Tal como se mencionou anteriormente, o objetivo é avaliar a influência da variação do nível da água na albufeira na resposta da barragem quando solicitada por ações sísmicas com diferentes conteúdos em frequência. Na Fig.7 apresentam-se as histórias de acelerações geradas e os respetivos espetros no domínio da frequência (nos quais se sobrepõem as frequências naturais da obra para a albufeira cheia e a lei de amortecimento adotada).

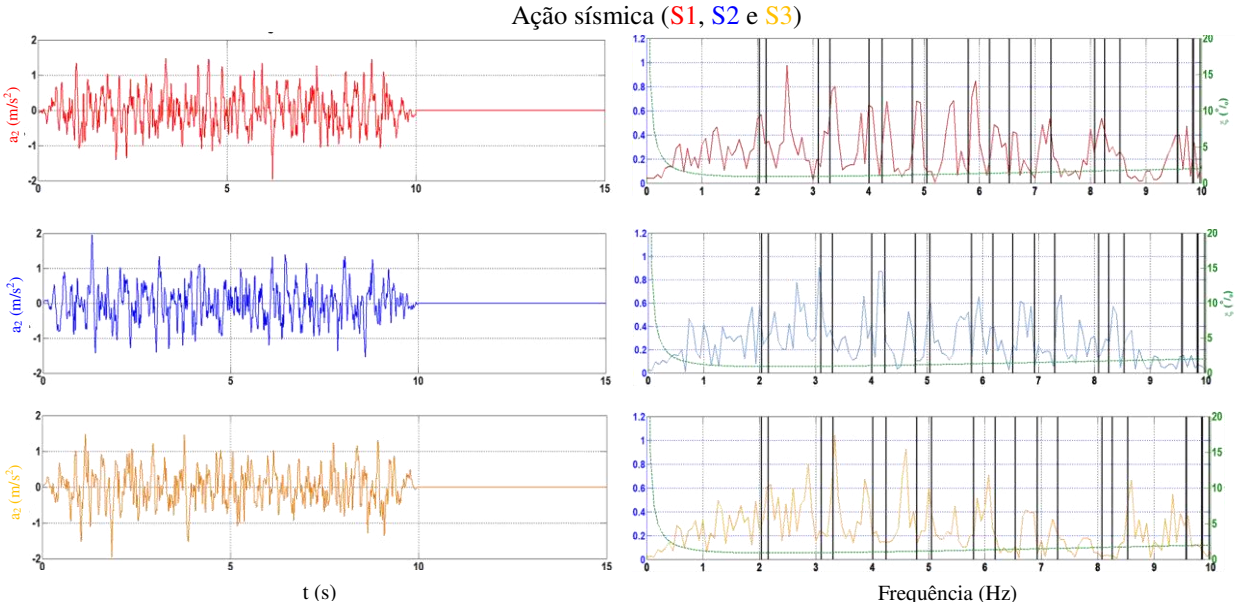


Figura 7. Acelerogramas sísmicos gerados a partir do espetro de resposta (S1, S2 e S3).

O estudo da resposta sísmica realizado foca-se na evolução da máxima amplitude de deslocamento (d_{max}) no topo da consola central, zona onde se observam os movimentos dinâmicos mais significativos na barragem do Cabril. O valor de d_{max} é calculado como a soma dos deslocamentos máximos para montante e para jusante que ocorrem na barragem durante o sismo. Este conceito é facilmente compreendido observando as próximas figuras, em que representa a evolução dos deslocamentos ao longo da altura da consola central para a combinação de ações estática PP+PH (linha a preto) e as envolventes de deslocamentos na direção montante-jusante, considerando a combinação dinâmica com o sismo (linhas a vermelho, para jusante, e verde, para montante).

Primeiro, analisa-se a resposta sísmica apenas para combinação PP+PH+S1 (Fig. 8). Com vista a analisar a influência da variação do nível da água na resposta da obra para a ação sísmica S1, a qual está associada a um dado conteúdo em frequência, apresenta-se o espetro do acelerograma em conjunto com as frequências da barragem para três cotas de água, nomeadamente 297 m (albufeira cheia), 283 m e 234 m. Por exemplo, para a albufeira cheia, note-se que a frequência do segundo modo de vibração (primeiro modo simétrico) não corresponde a uma amplitude muito significativa do espetro, calculando-se assim uma amplitude máxima de 105 mm. O mesmo acontece para o nível da água nos 234 m, resultando num valor de d_{max} inferior, de 51 mm. No entanto, se a cota de água for exatamente 283 m, a frequência do referido modo coincide com um dos picos mais altos do espetro do acelerograma, levando

a uma amplificação considerável da resposta sísmica tanto em termos de deslocamentos, com d_{max} = 170 mm, como da amplificação das acelerações da base para o topo da barragem (cerca de 24 vezes). Em termos globais, quando a barragem do Cabril é solicitada pela combinação dinâmica com a ação sísmica S1, a amplitude de deslocamentos máximos varia entre os 50 mm, para valores mais baixos da cota de água, para 2 a 3 vezes esse valor para cotas de água superiores, permitindo verificar que a resposta sísmica da obra é claramente influenciada pelo nível da água na albufeira.

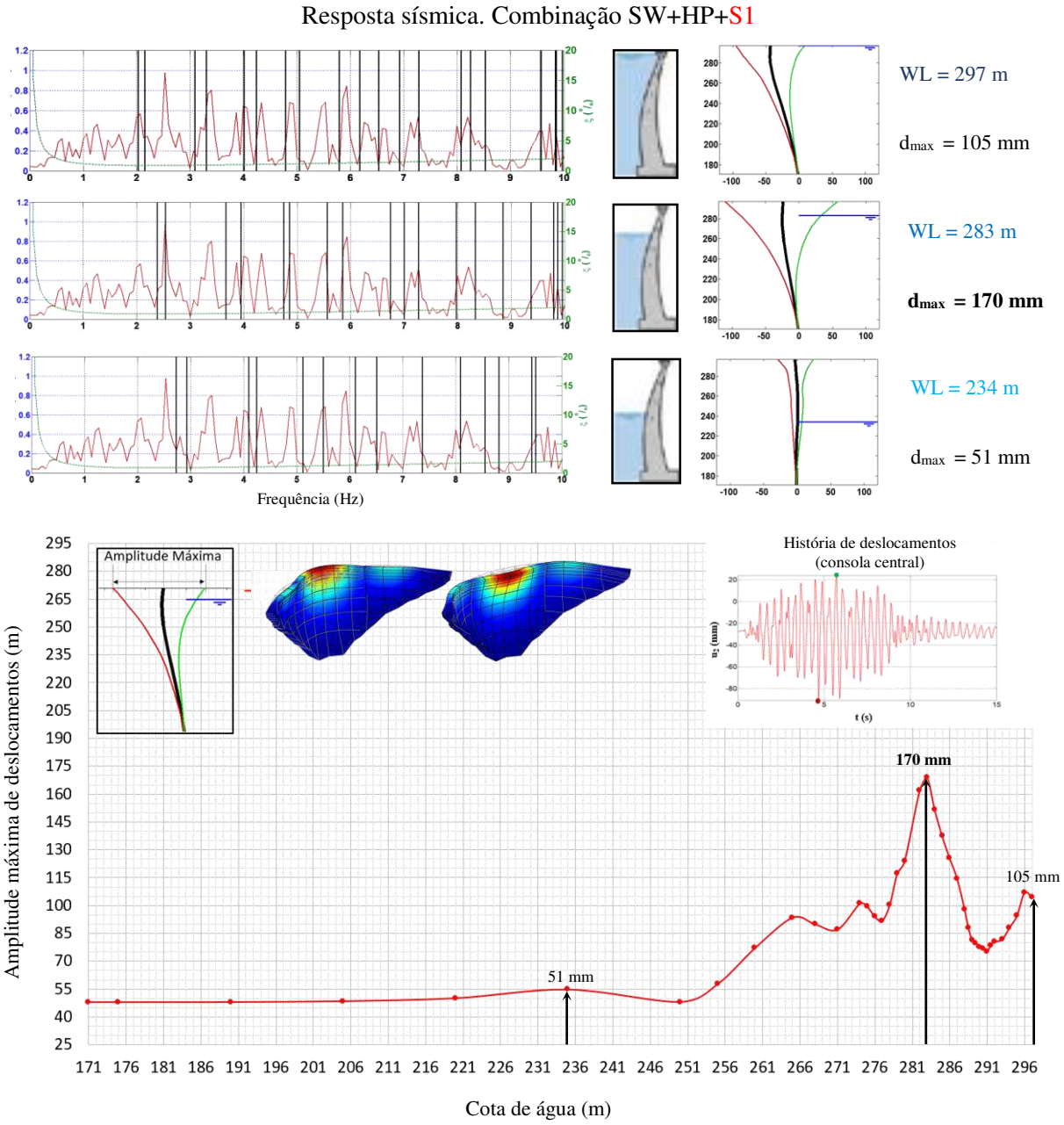


Figura 8. Barragem do Cabril. Resposta sísmica para a combinação PP+PH+S1. Evolução da máxima amplitude de deslocamentos na consola central com a variação do nível da albufeira.

Por fim, a resposta sísmica da barragem é estudada considerando as combinações dinâmicas incluindo as três ações sísmicas geradas, S1, S2 e S3 (Fig. 9). Em termos gerais, a amplitude máxima varia entre os 50 e os 170 mm para o sismo S1, de 60 a 145 mm no caso da combinação com a ação sísmica S2, e entre 70 e 150 mm quando se aplica o sismo S3. Como se pode observar, e à semelhança do que se tinha referido para a combinação PP+PH+S1, a evolução da máxima amplitude de deslocamentos é significativamente influenciada pela variação do nível da albufeira, nomeadamente para cotas de água

mais elevadas. Além disso, os resultados obtidos permitem confirmar que sismos com diferentes conteúdos em frequência originam respostas bastantes distintas na barragem do Cabril, para as mesmas cotas de água.

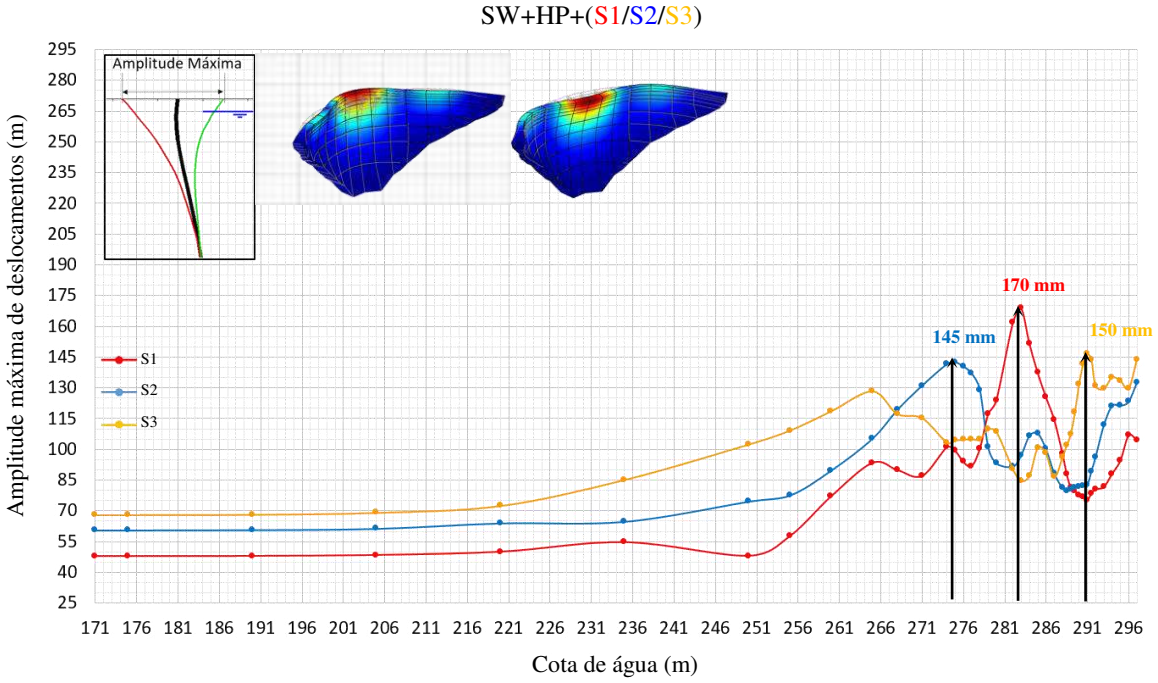


Figura 9. Barragem do Cabril. Resposta sísmica para as combinações PP+PH+Si, considerando ações sísmicas com variado conteúdo em frequência (S1, S2 e S3). Evolução da máxima amplitude de deslocamentos na consola central com a variação do nível da albufeira.

5. CONCLUSÕES

Com este trabalho foi possível contribuir para o estudo da influência do nível da albufeira na resposta sísmica de barragens abóbada, tendo sido escolhido como caso de estudo a barragem do Cabril. Os cálculos numéricos foram realizados com o programa *DynDam1.0,* o qual se baseia num modelo de massas de água associadas para simular o comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufeira, e numa formulação de estado em coordenadas modais para calcular a resposta no domínio do tempo. A análise da resposta sísmica da obra foi efetuada em termos da máxima amplitude de deslocamentos (d_{max}), considerando três acelerogramas sísmicos gerados a partir do espetro de resposta regulamentar (S1, S2 e S3), escalados para uma aceleração de pico de 0.2g.

Com base nos resultados apresentados para as três combinações de ações (PP+PH+Si), foi possível concluir que a resposta sísmica da barragem do Cabril é claramente influenciada pelo nível da água na albufeira, bem como pelo conteúdo em frequência dos acelerogramas sísmicos. Nomeadamente para cotas de água mais elevadas, calculou-se uma variação considerável dos deslocamentos para pequenas variações do nível a albufeira, enquanto para cotas inferiores a cerca de 50% da altura da barragem, a resposta não foi significativamente afetada pela variação do nível da água. Verificou-se ainda que, para um dado sismo, as maiores amplitudes de deslocamentos surgem para cotas de água que originam frequências naturais da barragem correspondentes aos maiores picos do espetro do acelerograma. Por fim, tal como se pretendia demonstrar, a máxima amplitude de deslocamentos não ocorre necessariamente para a situação de albufeira cheia, hipótese que é usualmente adotada em estudos de previsão do comportamento sísmico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao LNEC/DBB o apoio recebido e à FCT pelo financiamento das bolsas de doutoramento SFRH/BD/116417/2016 e SFRH/BD/118838/2016.

REFERÊNCIAS

[1] Wieland, M.; Brenner, R.P. (2008). Current seismic safety requirements or large dams and their implication on existing dams. Proc. Int. Symposium on Operation, Rehabilitation and Upgrading of Dams, 76th Annual ICOLD Meeting, Sofia, Bulgaria.

[2] RSB (2007). Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei Nº 344/2007.

[3] Oliveira, S.; Espada, M.; Câmara, R. (2012). Long-term dynamic monitoring of arch dams. The case of Cabril dam, Portugal. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.

[4] Ramos, R. (2017). Modelação do comportamento sísmico de barragens abóbada: estudo da influência da cota de água. Tese de Mestrado, ISEL, Lisboa.

[5] Zienkiewicz, O.C.; Taylor, R.L.; Zhu, J.Z. (2005). The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals: 6th Ed., Elsevier Butterworth-Heinemann.

[6] Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes, ASCE, Transactions, paper no. 1835, pp. 418-433 (1933).

[7] Alegre, A.; Oliveira, S.; Espada, M.; Câmara, R.; Lemos, J. (2017). Pressões hidrodinâmicas em barragens abóbada. Resultados numéricos e experimentais. Revista Mecânica Experimental da APAET (ISSN 1646-7078), Vol. 28, pp. 55-62, Ed. Prof. J. Sousa Cirne, CEMUC/FCTUC.

[8] Houqun, C. (2014). Seismic Safety of High Concrete Dams. In CHINCOLD, Seismic Safety of Dams in China, pp. 1-54.

[9] NPB (1993). Normas de Projeto de Barragens. Decreto-Lei Nº213/1993, Portaria nº 846/93.

[10] Carvalho, A. (2007). Stochastic modelling of the seismic action in mainland Portugal, PhD Thesis (in Portuguese), IST, LNEC, Lisbon (2007).

[11] Oliveira, S. (2002). Sistemas de monitorização em contínuo para avaliação do comportamento dinâmico de barragens abóbada, Sub-programa D. In: ‘’Estudo de processos de deterioração evolutiva em barragens de betão. Controlo da segurança ao longo do tempo’’. Prog. de Re-equipamento Científico da FCT (REEQ/815/ECM/2005), LNEC-FEUP.

[12] Oliveira, S.; Silvestre, A.; Espada, M.; Câmara, R. (2014). Modelling the dynamic behavior of dam-reservoir-foundation systems considering generalized damping. Development of a 3DFEM state formulation. 9th Int. Conference on Structural Dynamics EURODYN 2014, Porto, Portugal.

Análise de elementos de Betão Armado expostos ao incêndio após um sismo


Hugo Vitorino[1]


Hugo Rodrigues[2]


Carlos Couto[3]

RESUMO

Os sismos podem provocar uma cadeia de eventos, sendo que um deles pode ser a ocorrência de um incêndio. Os efeitos do incêndio após um sismo em áreas urbanas podem ser mais severos que os efeitos diretos do próprio sismo [1]. Os edifícios podem não estar adequadamente dimensionados para a ação de incêndio após um sismo visto que a maioria dos regulamentos ignora essa possibilidade. O objetivo deste trabalho é perceber as consequências que o dano introduzido pela ação sísmica pode causar na resistência ao fogo em vários elementos de betão armado. Com esse objetivo, foram desenvolvidas várias análises numéricas com o programa SAFIR, considerando a análise térmica e mecânica da estrutura, tanto ao nível da secção como em elementos isolados (pilares e vigas) [2]. As principais variáveis nas análises foram o tipo de dano nos elementos. As análises numéricas foram realizadas usando a curva de incêndio padrão ISO 834 [3]. Os resultados mostram que o dano nos elementos de betão armado reduz a resistência ao fogo, especialmente quando as armaduras ficam expostas ao fogo. Após um sismo, e dado o elevado número de ocorrências, as equipas de socorro vão ser muito solicitadas, pelo que, os tempos de resposta serão consequente mais elevados. Esta situação associada a uma redução na resistência ao fogo dos elementos de betão armado pode originar a perda de vidas e o colapso de estruturas [1]. Assim, é importante uma melhor compressão sobre o comportamento em incêndio após um sismo, em particular em estruturas de maior importância, para que seja possível implementar algumas medidas prescritivas que possam garantir melhor desempenho das estruturas nestas circunstâncias.

Palavras-chave: Fogo após um sismo, Segurança Contra Incêndio, Resistência ao Fogo, Estruturas de Betão Armado, Métodos Avançados de Cálculo.

1. INTRODUÇÃO

Existem evidências históricas que confirmam que os sismos podem causar incêndios em edifícios. As devastadoras consequências desses eventos podem levar a perdas de vidas e ao colapso de edifícios. Em

[1]Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Leiria, Leiria, Portugal. 2152042@my.ipleiria.pt
[2]RISCO - Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Leiria, Portugal. hugo.rodrigues@ipleiria.pt
[3]RISCO - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal. ccouto@ua.pt

Portugal, o caso mais conhecido de incêndio após um sismo ocorreu em Lisboa a 1 de novembro de 1755. Cerca de 2/3 das construções foram destruídas pelos sismos e pelos incêndios urbanos subsequentes. Estimam-se que os valores totais de vítimas mortais se situam entre 5000 e 40000 [4]. Há também exemplos mais recentes, como o sismo de Hokkaido Nansei-oki, no norte do Japão em 1993. Nesse sismo 246 pessoas morreram ou desapareceram e 190 casas e prédios foram consumidos pelo fogo durante um período de 11 horas. Outro exemplo é o sismo de 1994 em Northridge, San Fernando Valley, no sul da Califórnia. Imediatamente após o sismo ocorreram 30 a 50 incêndios significativos, e cerca de 8 horas depois o número de incêndios subiu para 110. As principais causas de ignição foram devido à rotura de tubagens de gás e eletrodomésticos danificados. Alguns dias depois do sismo, a restauração de gás e energia causou um número significativo de incêndios. Existem três aspetos principais que, em circunstâncias normais, permitem uma resposta a incêndios em edifícios, são eles os sistemas de proteção contra incêndio passivos e ativos e o combate manual de incêndios por parte dos grupos de socorro. Os danos estruturais e não estruturais nos edifícios causados pelo sismo podem levar à falha de sistema de proteção passiva. A proteção passiva pode sofrer fissuras ou rotura e estas podem levar a um aumento da ventilação de compartimentos que por sua vez facilitam a propagação do incêndio. As fissuras e/ou roturas também permitem a migração de fumos e gases quentes para outras áreas do edifício. Por vezes, após um sismo, os sistemas ativos de proteção contra incêndios (sistemas de deteção, alarme e supressão) podem estar danificados e, por isso, não ser confiáveis. Esta situação pode dificultar a deteção de ignições e resultar em incêndios de grandes proporções, mais difíceis de extinguir. Após um grande sismo, é provável que o tempo de resposta dos grupos de socorro aumente. Pode aumentar por diferentes razões, falhas de sistemas de comunicação, rotas de acesso intransitáveis ou engarrafamentos, perda de disponibilidade operacional de veículos e danos causados em equipamento pelo sismo. A possibilidade de múltiplas ignições simultâneas e insuficientes recursos dos grupos de socorro também poderá causar um aumento significativo dos tempos de resposta. A falta de água ou pressão devido a danos causados pelo sismo nas redes de distribuição também pode modificar as atividades normais de combate ao incêndio. As situações enunciadas anteriormente levam a que incêndios que seriam mais facilmente extintos em situações normais se desenvolvam e se tornem grandes incêndios e mais difíceis de serem extintos [1]. Desta forma, existe claramente uma diferença significativa entre incêndios e incêndios depois de um sismo. Sendo que, os sismos podem potenciar uma significativa redução na resistência ao fogo dos edifícios tornando-os bastante vulneráveis nessas circunstâncias, justificando-se, por isso, o estudo do fenómeno de incêndios depois de um sismo para melhor compreender o efeito que este tem nas estruturas.

2. METODOLOGIA

2.1 Introdução

Nesta secção é descrita a metodologia aplicada no cálculo numérico de vigas e pilares de betão armado expostas ao fogo depois de um sismo. Na Fig. 1 e 2 estão representadas respetivamente as secções de betão armado consideradas para a viga e para o pilar. Foi considerado que um sismo pode provocar dano no betão, o que leva a uma redução do recobrimento da secção. A Fig. 3 e 4 diz respeito às discretização da secção da viga e do pilar consideradas no programa de cálculo SAFIR [2] considerando os diferentes tipos de dano (destacamento do betão ou pequena fissuração) e também a localização das fronteiras de fogo [5]. A secção com dano D0/D1 corresponde a uma secção intacta ou uma secção com pequena fissuração (fissuras inferiores a 1 mm). Nesta análise numérica foi considerado que a fissuração não tem um efeito significativo na condutividade térmica do betão e por esta razão foi considerado o mesmo modelo de cálculo para uma secção intacta e uma secção com pequena fissuração [6]. Na secção com dano D2 o recobrimento é inferior quando comparado com a secção com dano D0/D1 e, por fim, na secção com dano D3, considera-se que não existe recobrimento, ficando desta forma as armaduras expostas ao fogo. Note-se que só existe dano nas partes laterais e na parte inferior da secção da viga. Foi considerado que a parte superior não sofre dano porque está em contacto com outros elementos estruturais, como por exemplo uma laje. Também não existe fronteira de fogo na parte superior da viga. No caso do pilar, existe dano e fronteiras de fogo nas quatro faces. Na Fig. 5 e 6 está representada a viga e o pilar, bem como as respetivas discretizações usadas no programa SAFIR. A viga apresenta dois encastramentos e uma carga uniformemente distribuída (N=45 kN/m). O pilar apresenta um

encastramento e uma única carga (N=1750 e 2250 kN). Depois de um sismo é comum que os danos estruturais estejam perto dos apoios e é essa a situação que vai ser considerada nas próximas análises ao nível do pilar e viga. É assumido que devido à ação sísmica se formam rótulas plásticas na extremidade dos elementos, onde se concentra o dano. Assim, no caso da viga, apenas os elementos 1 a 6 e 55 a 60 da discretização poderão ser diferentes para os diferentes casos de análise, os restantes elementos apresentarão sempre uma secção com dano D0/D1. Sempre que for referido uma certa viga com um certo tipo de dano, o dano referido corresponde ao dano presente nos elementos 1 a 6 e 55 a 60 da discretização. No caso dos pilares a situação é semelhante. Apenas os elementos 1 e 2 da discretização do pilar apresentarão tipos de dano diferentes, os restantes elementos (3 a 10) terão sempre uma secção com dano D0/D1.

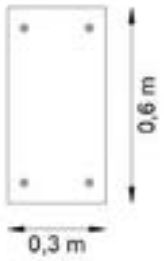


Figura 1. Secção da viga.

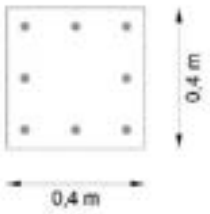


Figura 2. Secção do pilar.

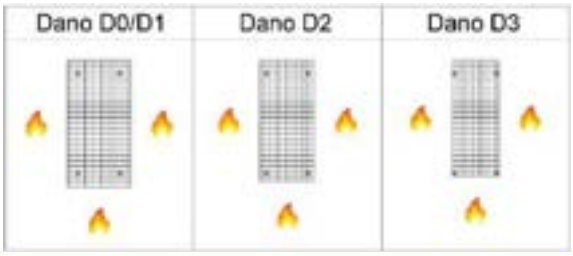


Figura 3. Discretização secção da viga com dano.
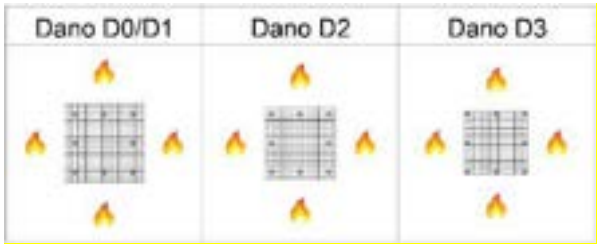


Figura 4. Discretização secção do pilar com dano.

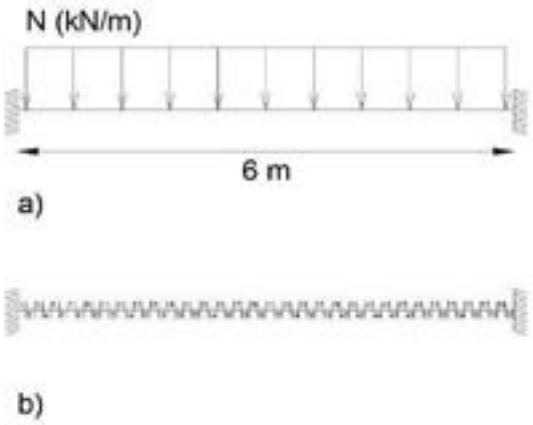


Figura 5. a) Viga e carga aplicada. b) Discretização da viga.

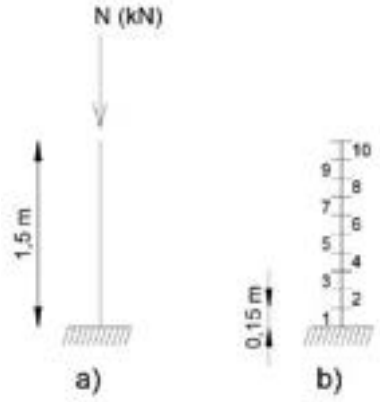


Figura 6. a) Pilar e carga aplicada. b) Discretização do pilar.

2.2 Propriedades dos materiais

No quadro 1 e 2 estão presentes respetivamente as propriedades do betão e das armaduras [7][8]. Todos os valores referidos são os valores usados no programa SAFIR. Para além dos valores mencionados é

importante referir que em todas as análises foi usada a curva de incêndio padrão ISO 834 [3]. Foi considerando que o betão é composto por agregados siliciosos e que o aço é laminado a quente.

Quadro 1. Propriedades do betão.

Propriedades do betão	*Símbolos*	*Valor usado*
Massa volúmica do betão	rho	2300 kg/m^3
Teor de água	w	2%
Coeficiente de transferência de calor por convecção (exposto)	h_h	25 W/m^{2}K
Coeficiente de transferência de calor por convecção (não exposto)	h_c	4 W/m^{2}K
Emissividade	ε	0,7
Resistência à compressão	f_{cd}	30 MPa
Resistência à tração	f_{ct}	Zero
Coeficiente de Poisson	v	0,2

Quadro 2. Propriedades das armaduras.

Propriedades das armaduras	*Símbolos*	*Valor usado*
Módulo de elasticidade	Es	210 GPa
Coeficiente de Poisson	v	0,3
Coeficiente de transferência de calor por convecção (exposto)	h_h	25 W/m^{2}K
Coeficiente de transferência de calor por convecção (não exposto)	h_c	4 W/m^{2}K
Emissividade	ε	0,7
Diâmetro das armaduras	Φs	25 mm

3. VIGA

3.1 Análise térmica

Nas Figs. 7, 8 e 9 apresenta-se a malha de elementos finitos que discretiza a secção da viga para os diferentes tipos de dano. Também são apresentadas as temperaturas quando as secções são expostas ao incêndio padrão ISO 834 na face inferior e faces laterais para os instantes 60, 120, 180 e 240 minutos [3]. Os elementos representados nas secções com uma linha mais grossa dizem respeito às armaduras. Tanto na Figs. 7,8 e 9 como na Figs. 10 e 11 é possível observar que o dano na secção tem uma grande influência na temperatura das armaduras. As temperaturas das armaduras inferiores são maiores do que as temperaturas das armaduras superiores com a exceção das armaduras presentes nas secções com dano D3 que apresentam valores praticamente iguais entre si. Esta situação verifica-se porque na secção com dano D3 as armaduras inferiores e superiores estão completamente expostas ao incendio padrão ISO 834.

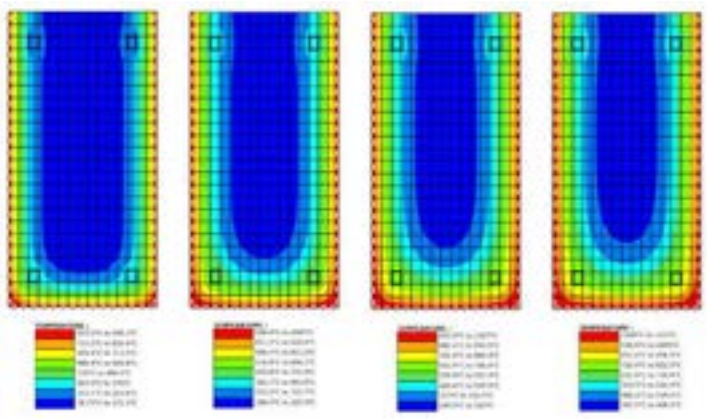


Figura 7. Perfis de temperatura da viga com dano D0/D1, aos 60, 120, 180 e 240 minutos (esquerda para a direita).

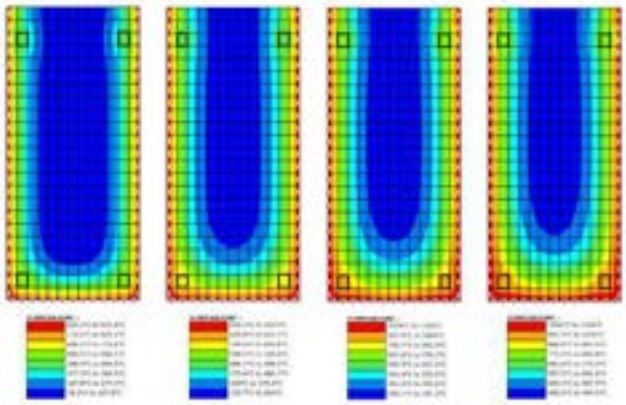


Figura 8. Perfis de temperatura da viga com dano D2, aos 60, 120, 180 e 240 minutos (esquerda para a direita).

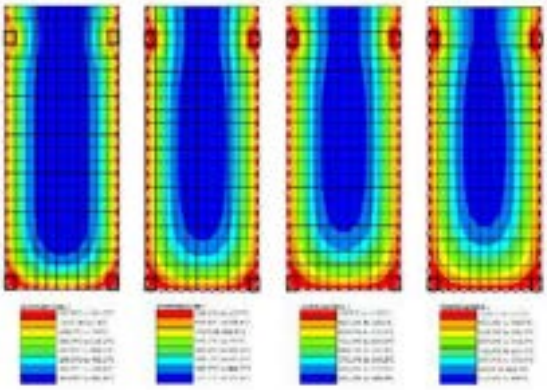


Figura 9. Perfis de temperatura da viga com dano D3, aos 60, 120, 180 e 240 minutos (esquerda para a direita).

Nas Figs. 10 e 11 apresentam-se a curva de incendio padrão ISO 834 para servir de comparação com os restantes valores [3]. Também são apresentadas linhas de referência de temperatura que podem ser correlacionadas com os fatores de redução (valores de k) presentes na EN 1992-1-2. Os valores de k dizem respeito à relação $f_{sy,\theta}/f_{yk}$ para aço laminado a quente. Na Fig. 10, considerando por exemplo a linha de temperatura de 700 ºC, temperatura para a qual o aço perde cerca de ¾ da sua capacidade resistente é possível observar que as armaduras superiores numa secção com dano D0/D1 atingem essa temperatura ao fim de 180 minutos, numa secção com dano D2 aos 90 minutos e numa secção com dano D3 aos 30 minutos. Este exemplo demonstra a importância que o recobrimento tem para a resistência das armaduras quando expostas a temperaturas elevadas sob ação do fogo.

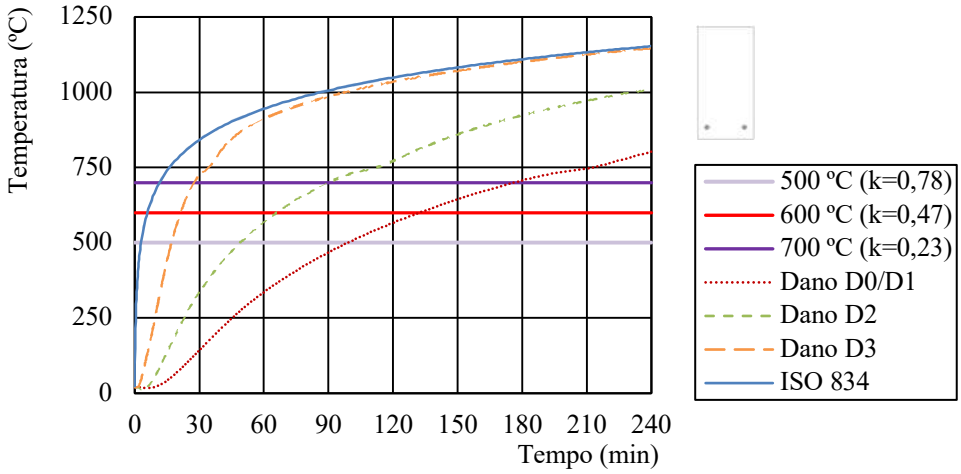


Figura 10. Evolução da temperatura nas armaduras inferiores nas secções de betão armado com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

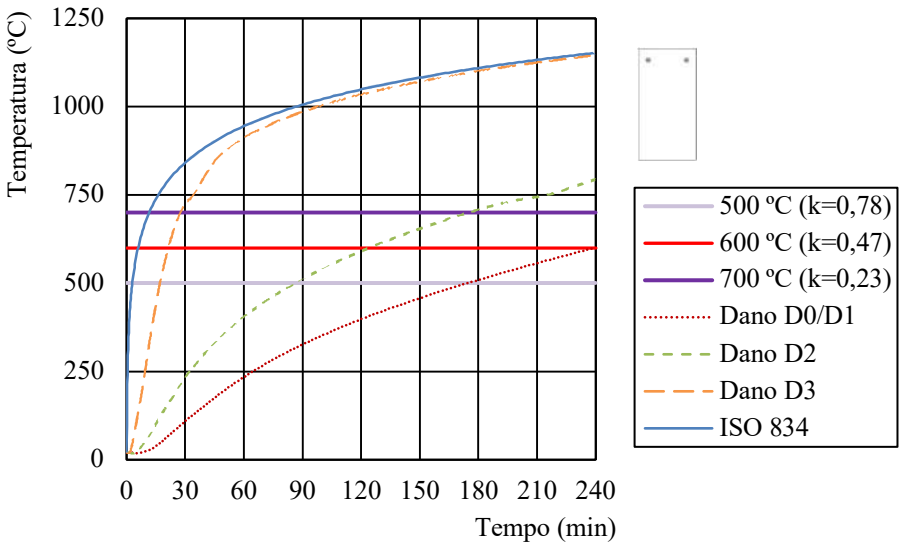


Figura 11. Evolução da temperatura nas armaduras superiores nas secções de betão armado com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

3.2 Análise mecânica

3.2.1. Deslocamento a meio vão

Na Fig. 12 está representado o deslocamento a meio vão ao longo do tempo nas vigas com dano D0/D1, dano D2 e dano D3. Tanto o dano como o tempo apresentam um impacto significativo no deslocamento a meio vão da viga. Observa-se que a viga com dano D3 colapsa primeiro que a viga com dano D2, e que a viga com dano D2 colapsa primeiro que a viga com dano D0/D1. É importante referir que esta análise numérica não permitiu saber quando é que a viga com dano D0/D1 entra em colapso visto que a análise só foi feita até chegar aos 240 minutos.

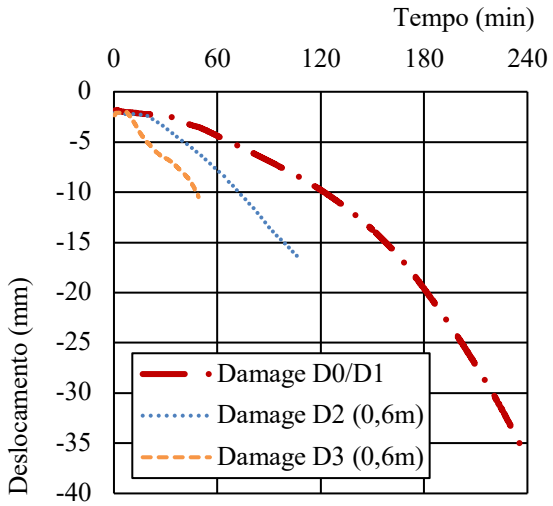


Figura 12. Deslocamento a meio vão ao longo do tempo nas vigas com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

3.2.2. Momentos

Na Fig. 13 e 14 estão representados respetivamente os momentos no apoio e a meio vão na viga com dano D0/D1, dano D2 e dano D3.

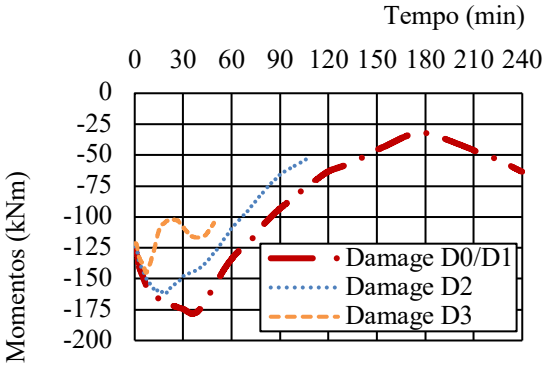


Figura 13. Momentos no apoio ao longo do tempo nas vigas com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

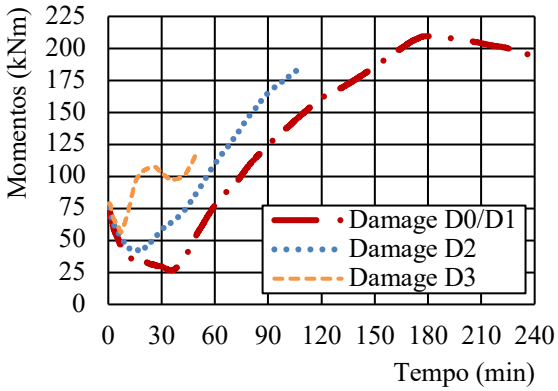


Figura 14. Momentos a meio vão ao longo do tempo nas vigas com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

4. PILAR

4.1. Análise térmica

De modo semelhante ao que foi apresentado anteriormente para as secções das vigas apresenta-se na Fig. 15, 16 e 17 a malha de elementos finitos que discretiza a secção do pilar para os diferentes tipos de dano. Também são apresentadas as temperaturas quando as secções estão expostas ao incêndio padrão ISO 834 em todas as faces para os instantes 60, 120, 180 e 240 minutos [3]. No caso dos pilares as temperaturas das armaduras de canto são mais altas quando comparadas com as temperaturas da face interior. Com a Fig. 18 e 19 é possível obter conclusões semelhantes às obtidas com a Fig. 10 e 11.

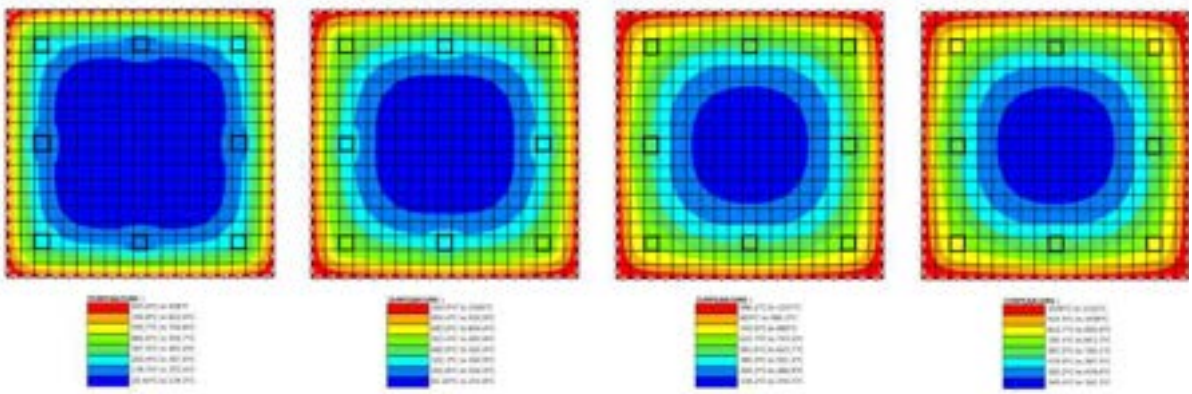


Figura 15. Perfis de temperatura do pilar com dano D0/D1, aos 60, 120, 180 e 240 minutos (esquerda para a direita).

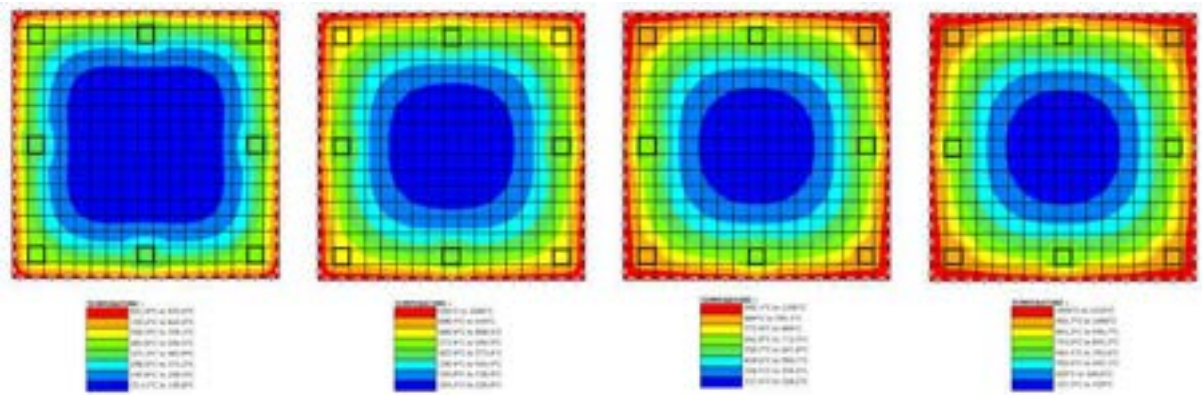


Figura 16. Perfis de temperatura do pilar com dano D2, aos 60, 120, 180 e 240 minutos (esquerda para a direita).

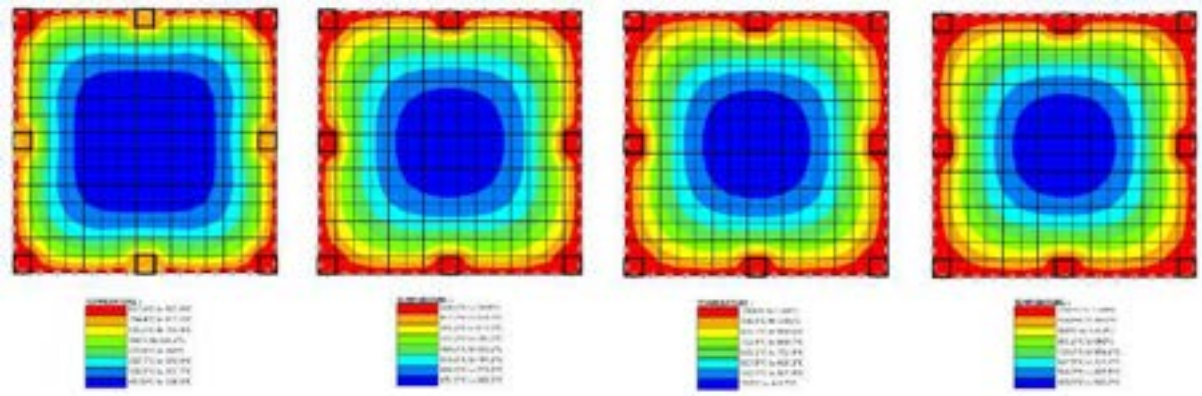


Figura 17. Perfis de temperatura do pilar com dano D3, aos 60, 120, 180 e 240 minutos (esquerda para a direita).

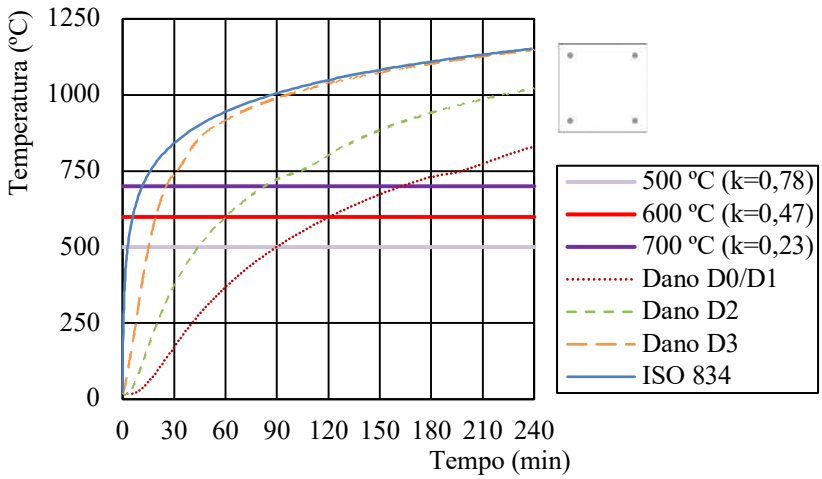


Figura 18. Evolução da temperatura nas armaduras de canto nas secções de betão armado com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

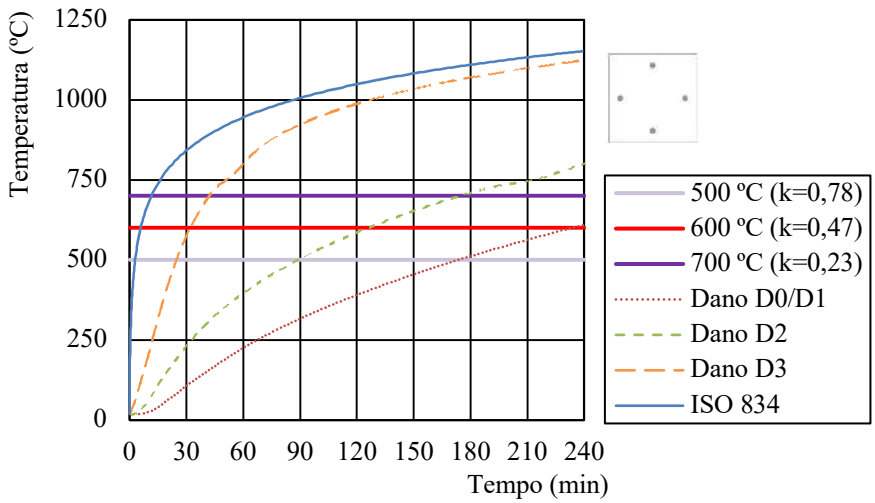


Figura 19. Evolução da temperatura nas armaduras da face interior nas secções de betão armado com dano D0/D1, dano D2 e dano D3 quando expostas ao incêndio ISO 834.

4.2. Tempo até ao colapso

Nas Figuras 20 e 21 estão os tempos até ao colapso dos pilares com diferentes danos e cargas. A Figura 20 diz respeito a um pilar com uma carga axial de 1750 kN (esforço normal reduzido de 0,547) e a Figura 21 diz respeito a um pilar com uma carga axial de 2250 kN (esforço normal reduzido de 0,703). Em ambas as Figuras é possível observar a influência do dano no tempo até ao colapso dos pilares. A diferença em termos de tempo até ao colapso entre pilares com dano D0/D1 e dano D3 é superior a duas horas. Esta situação mostra o grande impacto que o dano causa na resistência dos pilares.

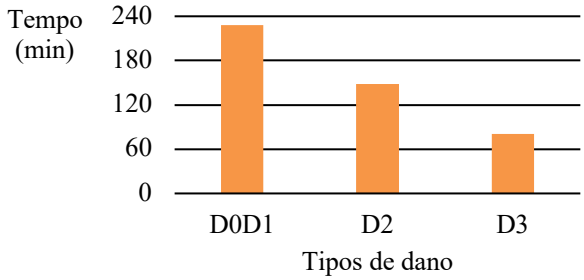


Figura 20 – Tempo até ao colapso de um pilar com uma carga de 1750 kN (n=0,547).

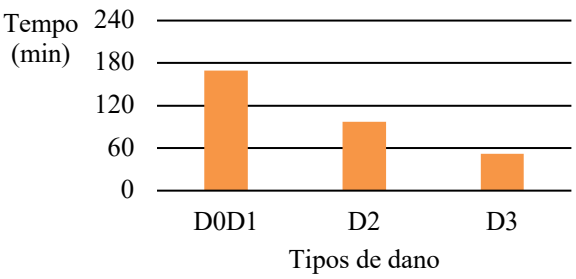


Figura 21 – Tempo até ao colapso de um pilar com uma carga de 2250 kN (n=0,703).

5. COMENTÁRIOS FINAIS

A situação de fogo após a ocorrência de um sismo é um cenário que deve ser considerada em zonas sísmicas, em particular em edifícios de elevada importância e em que a probabilidade de ignição após um evento sísmico seja mais elevada. Um incêndio urbano e um incêndio urbano depois de um sismo são situações distintas, visto que depois de um sismo as estruturas poderão estar mais vulneráveis, os meios de socorro estão mais dispersos aumentando assim a probabilidade de danos e perdas. Existe ainda um número de questões em aberto na análise de estruturas de betão armado considerando o efeito da ação sísmica e do fogo, com recurso a uma análise expedita que permita a avaliação estrutural global. Assim, foram realizadas várias análises numéricas em vigas e pilares com diferentes tipos de dano. Foi

observado que o dano tem um impacto significativo na resistência ao fogo dos elementos estruturais, especialmente se o dano for de tal forma gravoso que deixa as armaduras expostas ao fogo. Nos elementos estruturais analisados observa-se que elementos com dano D3 colapsam mais de duas horas antes que elementos com dano D0/D1. Esta diminuição de resistência dos elementos estruturais em conjunto com tempos de resposta mais elevados das equipas de socorro pode comprometer a segurança das pessoas. Recomenda-se a realização de mais estudos nesta área para melhor compreender o impacto que um sismo tem num incêndio que ocorre imediatamente após o sismo.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-028439 - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC).

REFERÊNCIAS

[1] Botting, R., (1998), The impact of Post-Earthquake Fire on the urban Environment, Fire Engineering Reseach Report 98/1.

[2] Franssen, J. M., (2005), SAFIR: A Thermal/Structural Program for Modeling Structures Under Fire, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction Inc.

[3] EN 1991-1-2, (November 2002), Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General Actions – Actions on structures exposed to fire, European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[4] Lopes, M. (2008). Sismos e edifícios. 1ª Edição, Edições Orion. Amadora.

[5] Franssen, J. M., (2011), User's Manual for SAFIR 2011: A computer program for analysis of structures subjected to fire, University of Liège, Department ArGEnCO, Service Structural Engineering, Belgium.

[6] Ervine, A., Gillie, M., Stratford, T. J., Pankaj, P., (May 2012), Thermal Propagation through Tensile Cracks in Reinforced Concrete, Journal of materials in civil engineering, 516-522.

[7] EN 1992-1-2, (December 2004), Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules – Structural fire design, European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

[8] EN 1993-1-2, (April 2005), Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, European Committee for Standardization, English version, Brussels, Belgium.

Efeito da Temperatura Ambiente na Resposta Sísmica de Estruturas de BA com Juntas Ligadas com SMA





Pedro Nunes[1] **Paulo Silva Lobo**[2,3]

RESUMO

As ligas com memória de forma (SMA - *Shape Memory Alloys*) superelásticas apresentam capacidade de re-centramento após submetidas a deformações axiais inelásticas. Estudos publicados no passado mostram que esta capacidade é favorável ao controlo dos deslocamentos que as estruturas experimentam, resultando num mais eficiente controlo do nível de dano que apresentam após sujeitas à ação de sismos. Contudo, a sensibilidade dos SMA à temperatura pode revelar-se relevante, dadas as variações diárias e sazonais da temperatura ambiente.

O estudo aqui descrito focou a avaliação numérica da influência da variação da temperatura ambiente na resposta dinâmica de estruturas de betão armado quando se utilizam elementos de SMA. Consideraram-se quatro pontes de betão armado com dois pórticos separados por uma junta estrutural, com rácios de períodos naturais de vibração de 0.5, 0.6, 0.7 e 0.8. Estas estruturas foram modeladas através de dois osciladores de um-grau-de-liberdade, tendo o comportamento das colunas de betão armado sido simulado com recurso a um modelo de plasticidade concentrada. Para os elementos de SMA que ligam os pórticos das pontes utilizou-se um modelo constitutivo uniaxial dependente da temperatura. A resposta dos osciladores, sob a ação de registos sísmicos reais, foi determinada através de análises dinâmicas não lineares.

Os resultados obtidos mostram que os deslocamentos relativos entre pórticos são mais sensíveis às variações da temperatura ambiente do que os deslocamentos de pico e do que os deslocamentos residuais. Para uma oscilação térmica de 50 ºC, observaram-se diferenças relativas nos deslocamentos relativos e máximos dos pórticos de cerca de 85% e 30%, respetivamente. Na estimativa de deslocamentos residuais verificaram-se diferenças relativas de cerca de 50%.

Palavras-chave: SMA; Betão armado; Variação de temperatura

[1]Departamento de Engenharia Civil e Geologia, Universidade da Madeira, Funchal, Portugal. 2021010@student.uma.pt
[2]Departamento de Engenharia Civil e Geologia, Universidade da Madeira, Funchal, Portugal. plobo@uma.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. paulo.lobo@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

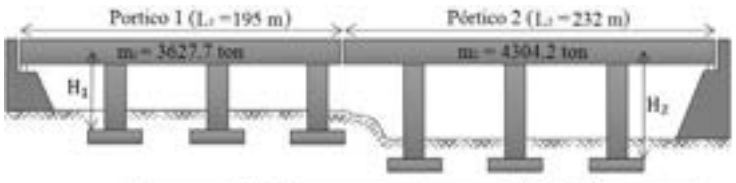
Os sismos são ações dinâmicas que podem causar danos severos nas estruturas de betão armado (BA) [1]. Das soluções já estudadas para proteger essas estruturas [2,3], as ligas com memória de forma (SMA – *Shape Memory Alloys*) superelásticas à base de Níquel e Titânio (NiTi), são das que mais se destacam pela positiva. Os autores que estudaram numericamente a influência desses materiais na resposta sísmica de edifícios [3-8] e de pontes [2,4,9-13] de BA, constataram que a sua capacidade de recuperarem, sem apresentarem deformações residuais significativas, de deformações axiais até 8% [14], efeito conhecido por recentramento, é favorável no controlo de deslocamentos. Tanto os fios [14,15-19] como as barras [16-19] desse material adequam-se a aplicações reais, isto porque ambos os formatos exibem uma superelasticidade estável para ações dinâmicas de tração, que também poderá ser exibida por barras comprimidas, se contraventadas [19], e uma elevada durabilidade, resultante da combinação da sua elevada resistência à corrosão com a uma significativa resistência à fadiga mecânica [14]. Em particular, para deformações axiais até 6%, a resistência à fadiga situa-se na ordem dos milhares de ciclos no caso dos fios [14,20], e na ordem das centenas de ciclos no caso das barras [21].

As vantagens atrás referidas motivaram propostas recentes de dispositivos de proteção sísmica baseados em ligas de NiTi [8,22-25]. No entanto, existem poucas aplicações reais de SMA em estruturas de engenharia civil [26]. Uma das possíveis razões para este facto é a sensibilidade do comportamento superelástico dos SMA a variações da temperatura ambiente. Andrawes e DesRoches [11] concluíram que este fenómeno é relevante quando se utilizam SMA superelásticos em pontes de BA com juntas estruturais, tendo constatado que a abertura dessas juntas aumentou significativamente, durante um sismo, à medida que consideraram temperaturas ambiente mais baixas, próximas da temperatura crítica A_f, a partir da qual o material deixa de exibir superelasticidade.

O estudo aqui apresentado pretende avaliar a influência da temperatura ambiente na resposta sísmica de pontes de BA com uma junta estrutural quando se utilizam SMA. Contudo, a par dos deslocamentos relativos, serão também analisados os deslocamentos de pico e os deslocamentos residuais.

2. CASOS DE ESTUDO E MODELOS

Consideraram-se quatro pontes de BA (betão C35/45 e aço A500 NR), todas elas constituídas por dois pórticos fisicamente separados por uma junta estrutural, com massas $m_1 = 3627.7$ ton e $m_2 = 4304.2$ ton, e comprimentos $L_1 = 195$ m e $L_2 = 232$ m. Na Fig. 1, apresenta-se o perfil longitudinal de uma ponte tipo e a superestrutura de todas as pontes. No quadro apresentado na referida figura, indicam-se as características dos pórticos 1 e 2 de cada ponte, nomeadamente os seus períodos fundamentais de vibração, T_1 e T_2, a altura das suas colunas, H_1 e H_2, e as suas rigidezes elásticas, $K_{el,1}$ e $K_{el,2}$. Por sua vez, $u_{y,1}$, e $u_{y,2}$ representam os deslocamentos de cedência das colunas.



	Portico 1				Pórtico 2			
	T_1 [s]	H_1 [m]	$u_{y,1}$ [m]	$K_{el,1}$ [kN/m]	T_2 [s]	H_2 [m]	$u_{y,2}$ [m]	$K_{el,2}$ [kN/m]
Ponte 1 $T_1/T_2 = 0.5$	0.5	9.25	0.0538	571301.7	1.0	13.85	0.1133	169924.2
Ponte 2 $T_1/T_2 = 0.6$	0.6	10.44	0.0671	396739.1	1.0	13.85	0.1133	169924.2
Ponte 3 $T_1/T_2 = 0.7$	0.7	11.57	0.0811	291503.0	1.0	13.85	0.1133	169924.2
Ponte 4 $T_1/T_2 = 0.8$	0.8	12.65	0.0956	223154.8	1.0	13.85	0.1133	169924.2

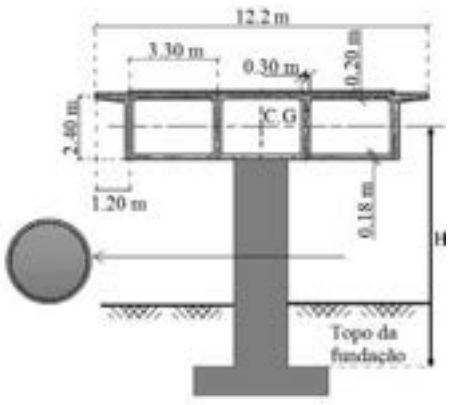


Figura 1. Perfil longitudinal, superestrutura e características das pontes consideradas.

A diferença entre as quatro pontes reside no rácio T_1/T_2. Em particular, consideraram-se os valores 0.5, 0.6, 0.7 e 0.8, porque valores inferiores a 0.5 não são usuais e valores superiores a 0.8 não representam casos de interesse para o estudo aqui apresentado.

As colunas de BA, consideradas de forma simplificada encastradas na base e no topo, são caraterizadas por uma secção circular com 2 m de diâmetro armada longitudinalmente com 50Ø40 e transversalmente com est. Ø20//0.11. No estado fendilhado, a rigidez de flexão elástica das secções, EI_{eff}, vale, de acordo com Priestley et al [27], 12551000 kN·m^2, valor 47% inferior ao obtido no estado não fendilhado.

Cada pórtico foi modelado através de um oscilador de um-grau-de-liberdade (O1GDL). Como se indica na Fig. 2Figura , os osciladores foram acoplados através de barras de SMA de comprimento L_{SMA}, que se assumem contraventadas. Estes modelos foram utilizados para prever a resposta das pontes, com e sem SMA, sob a ação de acelerogramas reais, nomeadamente os deslocamentos de pico dos pórticos 1 e 2, $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$, os seus deslocamentos residuais, $u_{1,res}$ e $u_{2,res}$, e os deslocamentos relativos máximo, $\Delta_{u,max}$, e residual, $\Delta_{u,res} = u_{2,res} - u_{1,res}$. Essa previsão foi obtida com recurso a um programa de cálculo automático não linear desenvolvido em MATLAB, baseado no método de Newmark acoplado aos parâmetros de estabilidade $\gamma = 0.5$ e $\beta = 0.25$ [28]. A percentagem de amortecimento crítico adotada foi de 2%. Na modelação, desprezou-se a fricção na junta estrutural e considerou-se que esta possui uma largura suficiente para evitar o choque entre os pórticos para qualquer valor de T_1/T_2.

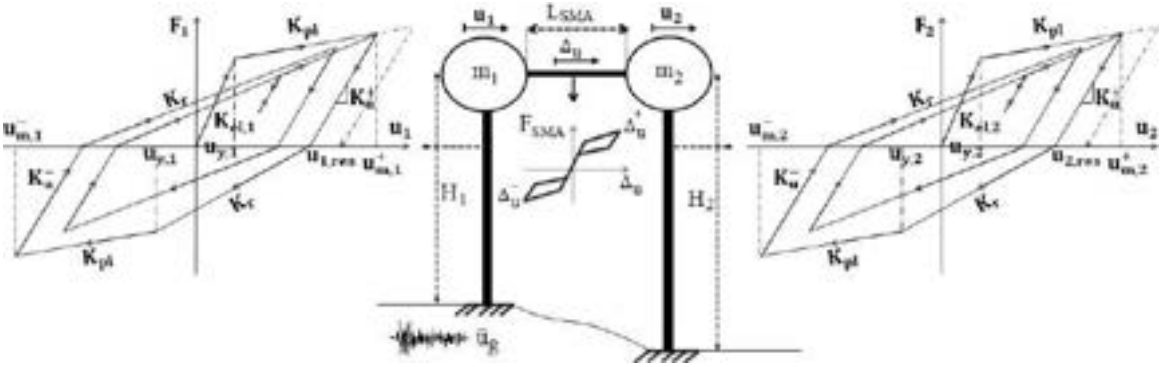


Figura 2. Osciladores de um-grau-de-liberdade e respetivos modelos de comportamento adotados para simular a resposta sísmica dos pórticos acoplados através de barras de SMA.

Na Fig. 2 encontram-se também esquematizados os modelos de comportamento material considerados.

Para as colunas de BA, adotou-se o modelo de plasticidade concentrada proposto por Anagnastopoulos [29], conhecido na literatura por modelo de Clough modificado, por ser uma versão melhorada da proposta de Clough e Johnston [30]. Este modelo só considera os efeitos da flexão e consiste numa curva de força-deslocamento (F-u) bilinear, caracterizada por uma rigidez elástica, K_{el}, e por uma rigidez de pós-cedência $K_{pl} = rK_{el}$, sendo r o parâmetro que permite considerar o endurecimento do aço. Neste estudo, r = 0.05. O modelo adotado é considerado um *peak-oriented model*. À medida que u_m aumenta, o modelo simula a degradação da rigidez de recarga, K_r, e da rigidez de descarga, K_u. Em particular, a degradação desta última foi simulada através da Eq. (1) [29], considerando um valor igual a 0.5 para o parâmetro de degradação α. Os mesmos valores de α e r foram utilizados por outros autores que utilizaram modelos semelhantes na previsão da resposta sísmica de estruturas com SMA [4,11].

$$K_u = K_{el}\left(\frac{u_y}{u_m}\right)^{\alpha} \quad (1)$$

Por se adequar à simulação do comportamento de barras de SMA para ações dinâmicas, adotou-se um modelo uniaxial que acopla três leis: lei cinética linear [31], que descreve as transformações entre as duas fases do material, a austenite e a martensite desgeminada; lei do equilíbrio térmico [32], que permite considerar a variação da temperatura do material em função da frequência de carga-descarga; lei constitutiva [33], que permite obter a tensão em função da deformação axial, temperatura e transformações de fase. No modelo, utilizaram-se as características adotadas por Cismaşiu e Santos [12]

para um SMA à base de NiTi. O material considerado apresenta uma temperatura crítica A_f = - 20 ºC, característica que lhe permite exibir superelastidade num intervalo de temperaturas ambiente significativo. Admitiu-se que essas propriedades são iguais para solicitações de tração e de compressão.

3. ESTUDO NUMÉRICO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Em primeiro lugar, dimensionaram-se os SMA, nomeadamente L_{SMA} e a área da secção transversal, A_{SMA}. Para tal, selecionaram-se seis acelerogramas da base de dados PEER [34], os quais foram amplificados por fatores de amplificação (FA) com valores de 2 e de 3. Esta operação visou obter um dimensionamento adaptado a diversas características sísmicas.

O primeiro passo do dimensionamento dos elementos de SMA consistiu em submeter os osciladores desacoplados aos 18 acelerogramas considerados. Dessas análises, registaram-se os valores de $\Delta_{u,max}$, que se apresentam na Fig. 3.

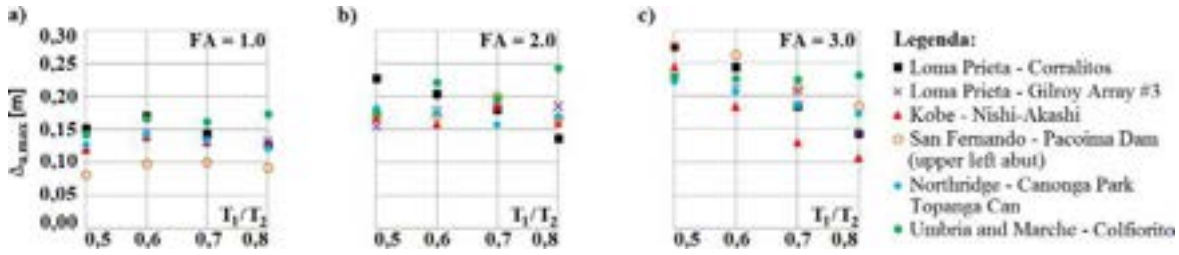


Figura 3. $\Delta_{u,max}$ para o caso dos pórticos desacoplados.

O valor de A_{SMA} foi determinado, de forma iterativa, para cada par de valores FA e T_1/T_2. Cada valor de A_{SMA} foi determinado para uma deformação axial do SMA de 6%, para um valor de $\Delta_{u,max}$ igual a um terço do valor obtido sem o SMA. Como referência para este último dimensionamento, adotou-se o registo de Corralitos, por ser o que resultou, em regra, em valores mais elevados de $\Delta_{u,max}$, e considerou-se uma temperatura ambiente, T_0, com um valor intermédio de 20 ºC. Por sua vez, os valores de L_{SMA} foram determinados para cada FA de forma a que, admitindo a já referida redução de dois terços dos valores máximos de $\Delta_{u,max}$, a qual se deve à consideração do efeito do SMA, a deformação axial do material não excedesse 6%. Os resultados deste processo encontram-se no Quadro 1.

Quadro 1. Valores de A_{SMA} e de L_{SMA}.

FA	A_{SMA} [cm²] $T_1/T_2 = 0.5$	A_{SMA} [cm²] $T_1/T_2 = 0.6$	A_{SMA} [cm²] $T_1/T_2 = 0.7$	A_{SMA} [cm²] $T_1/T_2 = 0.8$	$\Delta_{u,max}$ [m]	$1/3 \cdot \Delta_{u,max}$ [m]	L_{SMA} [m]
1.0	285.9	204.9	140.3	81.1	0.1741	0.0580	0.967
2.0	291.7	211.3	148.9	97.6	0.2444	0.0815	1.358
3.0	329.7	222.5	152.5	99.9	0.2746	0.0915	1.526

Para efetuar este estudo, consideram-se valores de T_0 de 0, 10, 20, 30, 40 e 50 ºC, e os acelerogramas Loma Prieta - Corralitos e de Northridge - Canonga Park, totalizando 144 análises. Para quantificar a influência dos valores de T_0 nos deslocamentos obtidos, consideraram-se diferenças relativas (DR), que se determinaram de acordo com a Eq. (2).

$$\mathrm{DR} = \frac{\mathrm{u}(\mathrm{T_0} = 20) - \mathrm{u}(\mathrm{T_0})}{\mathrm{u}(\mathrm{T_0} = 20)} \times 100 \qquad (2)$$

Na Fig. 4, apresentam-se os valores absolutos de $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$ para o caso dos pórticos acoplados com SMA submetidos ao registo sísmico de Corralitos, bem como os respetivos valores de DR. Os resultados obtidos para o registo de Canonga Park são apresentados na Fig. 5.

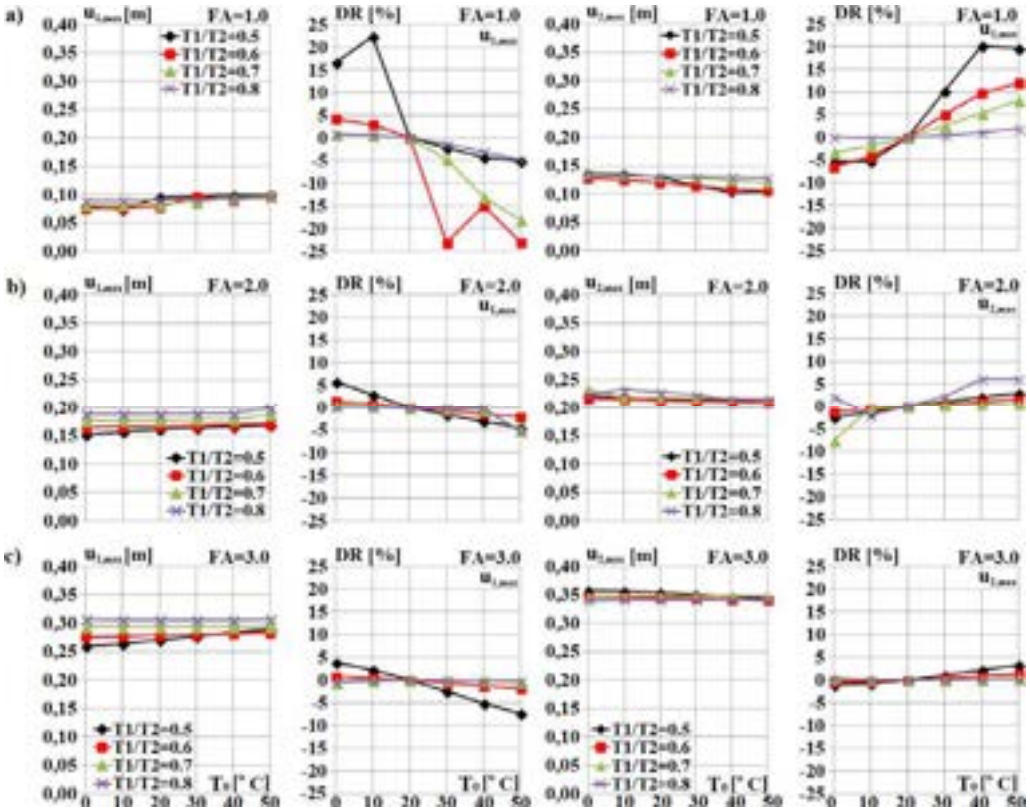


Figura 4. Valores absolutos de $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$, e valores de DR para o registo de Corralitos.

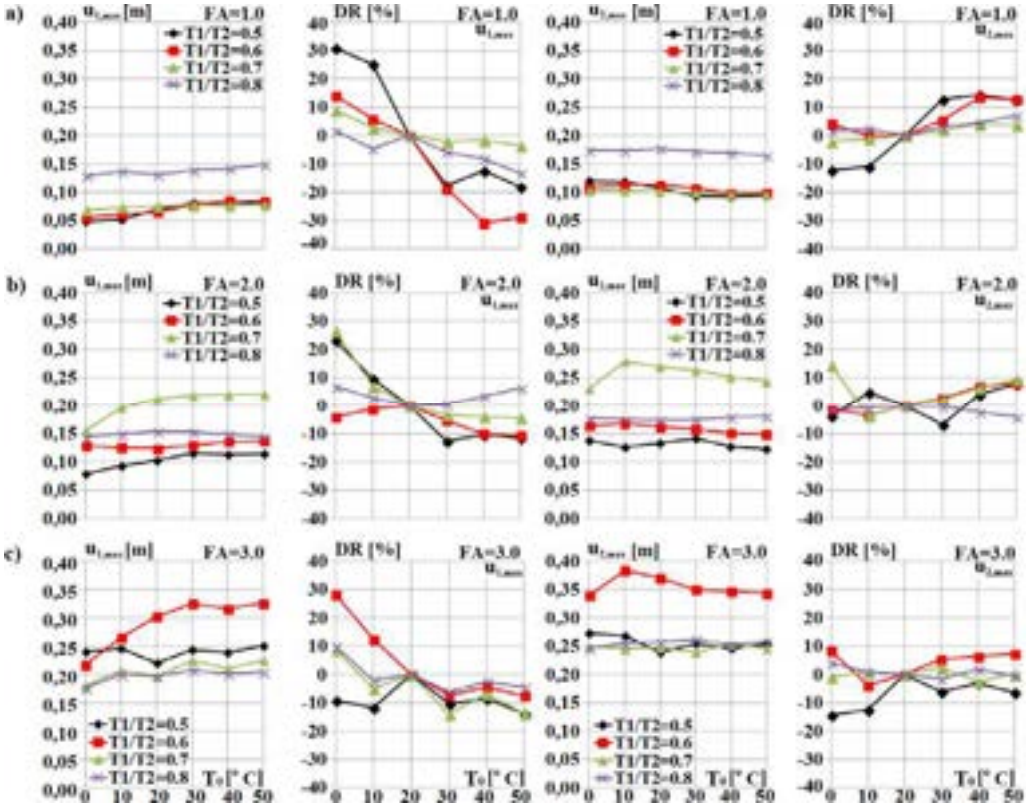


Figura 5. Valores absolutos de $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$, e valores de DR para o registo de Canonga Park.

Como patente na Fig. 4, o aumento de T_0 desde os 0 até aos 50 ºC traduziu-se, na maioria das análises realizadas e para todos os T_1/T_2, num aumento de $u_{1,max}$ e numa diminuição de $u_{2,max}$, sendo que ambas as tendências ocorreram de modo aproximadamente linear. Na Fig. 5, podem ser observadas as mesmas

tendências, com a diferença de terem ocorrido, devido à não linearidade das análises, oscilações mais acentuadas, tanto nos valores de $u_{1,max}$ como nos de $u_{2,max}$. Apesar desta diferença, é possível constatar, em ambas as figuras, que os valores de DR foram inferiores a 10% na maioria das análises efetuadas. Em termos dos valores máximos de DR, no caso da Fig. 4 estes foram de -23% para $u_{1,max}$ e de 20% para $u_{2,max}$. No caso da Fig. 5, esses máximos foram de 31% para $u_{1,max}$ e de 14% para $u_{2,max}$. Estes resultados indicam que as alterações de comportamento que os SMA apresentaram para diferentes T_0 podem, em alguns casos, alterar significativamente os valores de $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$.

Na Fig. 6, apresentam-se os valores absolutos de $\Delta_{u,max}$ e os respetivos valores de DR obtidos para o registo sísmico de Corralitos. Como se pode ver, $\Delta_{u,max}$ tendeu a diminuir com o aumento de T_0. Tal como foi observado para $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$, esta tendência evoluiu de modo aproximadamente linear nuns casos, e com maiores oscilações noutros, devido à não linearidade das análises. Relativamente aos valores de DR, é possível constatar, analisando as Figs 6 a), b) e c), que os máximos absolutos obtidos nas referidas figuras foram de cerca de 70%, 50% e 42%, respetivamente. Estes valores revelam que o aumento de T_0 teve uma influência significativamente maior em $\Delta_{u,max}$ do que aquela que teve em $u_{1,max}$ e $u_{2,max}$. Deste modo, é possível concluir que a sensibilidade do comportamento do SMA a variações nos valores de T_0 pode afetar significativamente $\Delta_{u,max}$. Essa influência pode ser observada nos resultados da Fig. 7, onde se apresenta a resposta do SMA para diferentes T_0, para o caso FA = 3.0 e T_1/T_2 = 0.6.

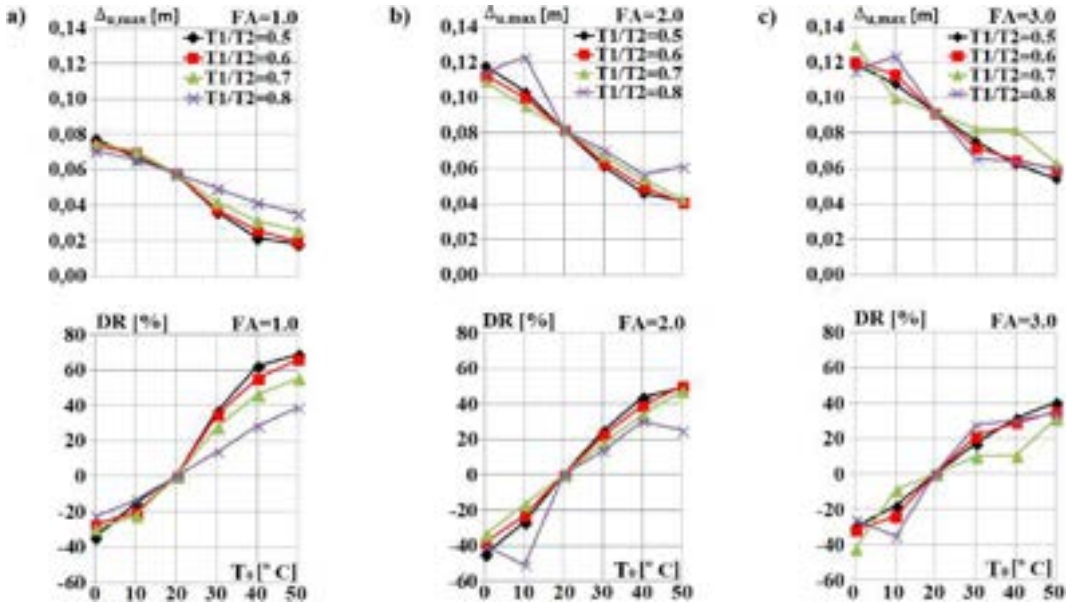


Figura 6. Valores absolutos de $\Delta_{u,max}$ e valores de DR para o registo de Corralitos.

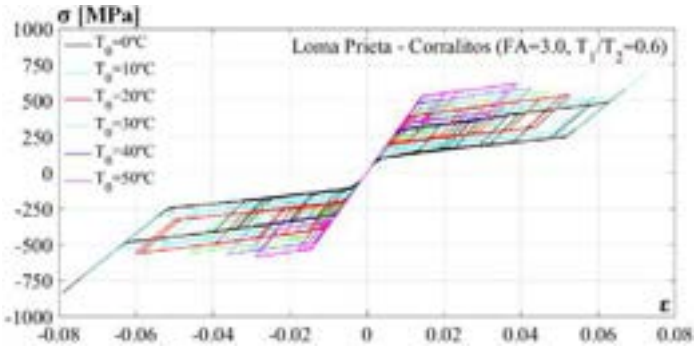


Figura 7. Exemplo da influência de T_0 no comportamento evidenciado pelo SMA

Relativamente às análises efetuadas para o registo de Canonga Park, cujos resultados são apresentados na Fig. 8, obtiveram-se conclusões semelhantes às obtidas na Fig. 6, com a diferença de terem sido obtidos valores de DR superiores, nomeadamente de 87%, 81% e 80% para os casos das Figs 8 a), b) e c), respetivamente.

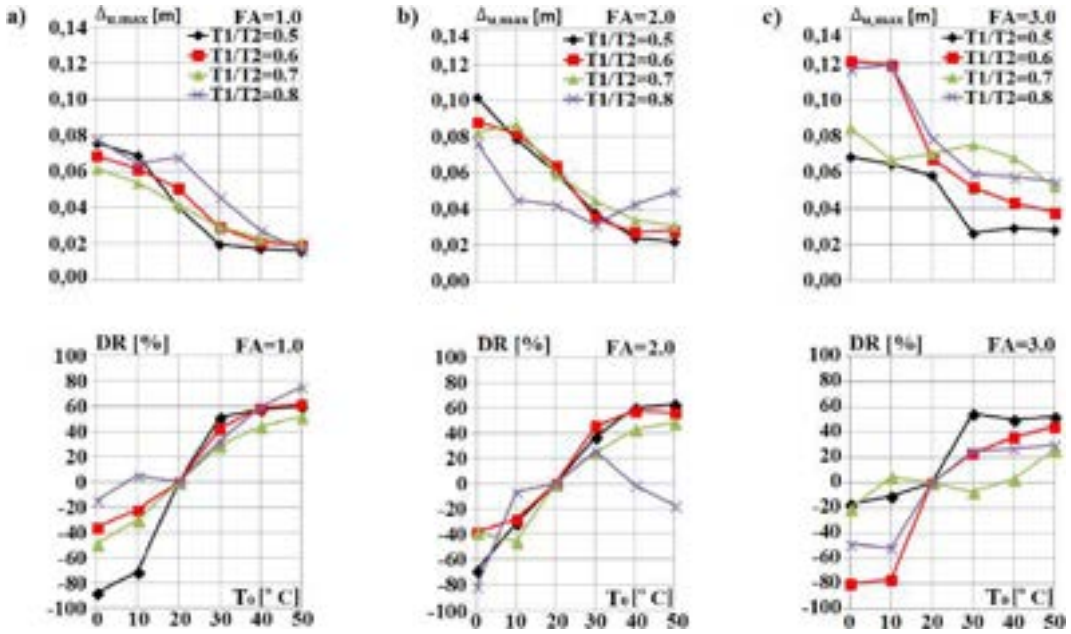


Figura 8. Valores absolutos de $\Delta_{u,max}$ e valores de DR para o registo de Canonga Park.

No que toca aos deslocamentos residuais, foi possível constatar que a capacidade de recentramento dos SMA permitiu obter valores de $u_{1,res}$ e de $u_{2,res}$ semelhantes em todas as análises realizadas, resultando isto em valores de $\Delta_{u,res}$ virtualmente nulos. Deste modo, foi possível concluir que a variação de T_0 não influenciou de forma relevante os valores de $\Delta_{u,res}$. Dada a conclusão anterior, apresentam-se, nas Figs 9 e 10, os resultados da análise da influência de T_0 apenas em relação a $u_{2,res}$ para os registos sísmicos de Corralitos e de Canonga Park.

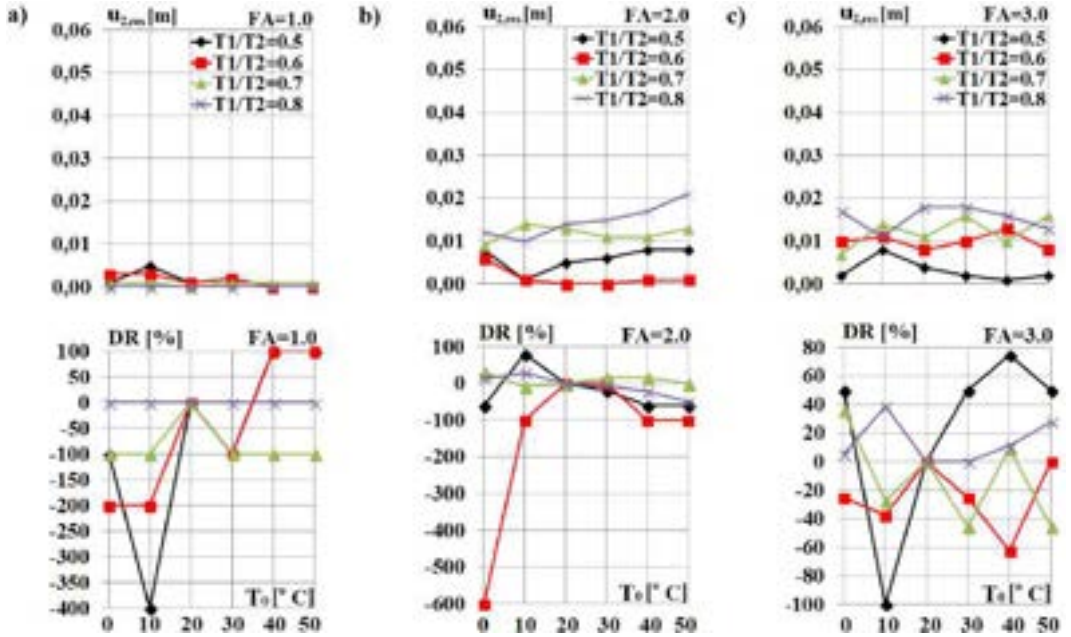


Figura 9. Valores de $u_{2,res}$ e valores de DR para o registo de Corralitos.

Como se pode observar nas Figs 9 e 10, as estruturas com diferentes T_1/T_2 apresentaram, em vários casos, valores significativamente distintos de $u_{2,res}$. Esses valores foram elevados para o caso $T_1/T_2 = 0.7$ da Fig. 10 b), e para os casos $T_1/T_2 = 0.5$, 0.6 e 0.8 da Fig. 10 c), o que revela que nem sempre os SMA permitiram recentrar os pórticos. Também não é possível identificar uma tendência na evolução dos valores de $u_{2,res}$ em função do aumento de T_0. Em particular, na maioria das análises constata-se que um aumento de T_0 dos 0 ºC até aos 50 ºC não alterou significativamente o valor de $u_{2,res}$. Contudo, existem

exceções, sendo o caso $T_1/T_2 = 0.6$ da Fig 10 c) o mais relevante, pelo facto de ter ocorrido um aumento de 0.06 m para 0.12 m quando T_0 aumentou de 0 para 20 ºC. Este é um indicador de que a variação de T_0 pode conduzir a danos significativos numa estrutura de BA com SMA.

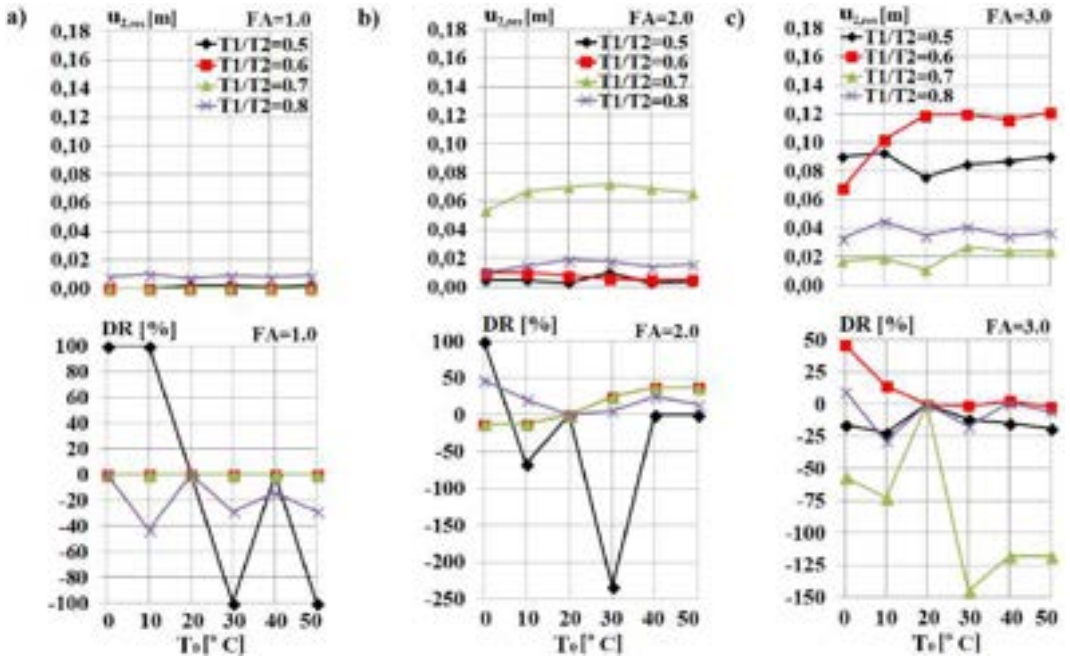


Figura 10. Valores de $u_{2,res}$ e valores de DR para o registo de Canonga Park.

Relativamente aos valores de DR obtidos, é possível ver que estes foram elevados em várias análises. No entanto, muitos desses valores não são significativos porque os respetivos valores de $u_{2,res}$ possuem uma baixa ordem de grandeza. As análises apresentadas nas Figs 9 a) e 10 a) são disso exemplo. Assim, os valores de $u_{2,res}$ mais elevados, como por exemplo os obtidos na Fig 10 c), para $T_1/T_2 = 0.5$ e 0.6, serão indicadores mais realistas. Nessas duas análises obtiveram-se, respetivamente, valores máximos absolutos de DR de aproximadamente 25% e 50%. Tal como foi observado para $u_{1,max}$, $u_{2,max}$ e $\Delta_{u,max}$, os maiores valores de DR foram obtidos para $T_1/T_2 = 0.5$ e 0.6.

4. CONCLUSÕES

Devido à sua capacidade de recentramento para ações dinâmicas, os SMA superelásticos têm vindo a ser uma das soluções mais estudadas para proteger as estruturas de betão armado dos efeitos destrutivos dos sismos. Contudo, a complexidade que envolve o comportamento destes materiais tem dificultado a sua aplicação em estruturas reais.

No estudo aqui apresentado, analisou-se a sensibilidade de SMA a variações de temperatura ambiente na resposta sísmica de estruturas de betão armado. Como casos de estudo, adotaram-se quatro pontes de betão armado com dois pórticos acoplados com SMA, modelados através de osciladores de um-grau-de-liberdade, incorporando modelos de comportamento não linear para o betão armado e para os SMA. O rácio entre os períodos fundamentais dos pórticos é de 0.5, 0.6, 0.7 e 0.8. Consideraram-se as estruturas sujeitas a seis registos sísmicos, variando a temperatura ambiente de 0 a 50 ºC. A resposta sísmica dos osciladores foi determinada com um programa de análise dinâmica não linear baseado no método de Newmark.

Para os deslocamentos de pico, relativos e residuais, verificaram-se diferenças máximas em relação à resposta de referência (para uma temperatura ambiente de 20 ºC) de aproximadamente 31%, 87% e 50%. Apesar do deslocamento relativo ser o parâmetro mais sensível, o dado mais importante a reter é que a temperatura ambiente pode afetar significativamente qualquer um dos parâmetros considerados.

REFERÊNCIAS

[1] Raghunandan, M [et al.] (2015). Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 44, pp. 419-439.

[2] Andrawes, B e DesRoches, R. (2007). Comparison Between Shape Memory Alloy Seismic Restrainers and Other Bridge Retrofit Devices. Journal of Bridge Engineering, Vol. 12, pp. 1-10.

[3] Silva Lobo, P [et al.] (2017). Recentring and control of peak displacements of a RC frame using damping devices. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 94, pp. 66-74.

[4] Andrawes, B e DesRoches, R. (2007). Effect of hysteretic properties of superelastic shape memory alloys on the seismic performance of structures. Structural Control and Health Monitoring, Vol. 14, pp. 301-320.

[5] Alam, M.S [et al.] (2009). Seismic performance of concrete frame structures reinforced with superelastic shape memory alloys. Smart Structures and Systems, Vol. 5, pp. 565-585.

[6] Alam, M.S [et al.] (2012). Seismic overstrength and ductility of concrete buildings reinforced with superelastic shape memory alloy rebar. Engineering Structures, Vol. 34, pp. 8-20.

[7] Hossain, H [et al.] (2014). Seismic Performance of Concrete Buildings Reinforced with Shape Memory Alloy Rebars. 4th International Structural Specialty Conference, pp. 1-10. Nova Scotia.

[8] Qiu, C [et al.] (2017). Performance-based plastic design approach for multi-story self-centering concentrically braced frames using SMA braces. Engineering Structures, Vol. 153, pp. 628–638.

[9] DesRoches, R e Delemont, M. (2002). Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys. Engineering Structures, Vol. 24, pp. 325–332.

[10] Andrawes, B e DesRoches, R. (2005). Unseating prevention for multiple frame bridges using superelastic devices. Smart Materials and Structures, Vol. 14, pp. S60-S67.

[11] Andrawes, B e DesRoches, R. (2007). Effect of ambient temperature on the hinge opening in bridges with shape memory alloy seismic restrainers. Engineering Structures, Vol. 29, pp. 2294–2301.

[12] Cismaşiu, C e Amarante dos Santos, F.P (2008). Numerical Simulation of Superelastic Shape Memory Alloys Subjected to Dynamic Loads. Smart Materials and Structures, Vol. 17, pp. 1-12.

[13] Johnson, R [et al.] (2008). Large scale testing of nitinol shape memory alloy devices for retrofitting of bridges. Smart Materials and Structures, Vol. 17, pp. 1-10.

[14] Dolce, M [et al.] (2000). Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 945-968.

[15] Dolce, M e Cardone, D. (2001). Mechanical behaviour of shape memory alloys for seismic applications: 2 - Austenite NiTi wires subjected to tension. International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 43, pp. 2657–2677.

[16] DesRoches, R [et al.] (2004). Cyclic Properties of Superelastic Shape Memory Alloy Wires and Bars. Journal of Structural Engineering, Vol. 130, pp. 38-46.

[17] McCormick, J [et al.] (2006). Seismic Vibration Control Using Superelastic Shape Memory Alloys. Journal of Engineering Materials and Technology, Vol. 128, pp. 294-301.

[18] McCormick, J [et al.] (2007). Structural Engineering with NiTi. Part II: Mechanical Behavior and Scaling. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 133, pp. 1-11.

[19] DesRoches, R. (2005). Development of Innovative SMA Connections and Dampers For Frame Structures Under Extreme Loads. School of Civil & Environmental Engineering, Atlanta.

[20] Sherif, M.M e Ozbulut, O.E. (2018). Tensile and superelastic fatigue characterization of NiTi shape memory cables. Smart Materials and Structures, Vol. 27, pp. 1-13.

[21] Treadway, J [et al.] (2015). Tensile and fatigue behavior of superelastic shape memory rods. Materials and Design, Vol. 86, pp. 105-113.

[22] Qian, H [et al.] (2013). Recentering Shape Memory Alloy Passive Damper for Structural Vibration Control. Mathematical Problems in Engineering, Vol. 2013, pp. 1-13.

[23] Silva Lobo, P [et al.] (2015). Semi-active Damping Device Based on Superelastic Shape Memory Alloys. Structures, Vol. 3, pp. 1-12.

[24] Asgarian, B [et al.] (2016). Application of Intelligent Passive Devices Based on Shape Memory Alloys in Seismic Control of Structures. Structures, Vol. 5, pp. 161-169.

[25] Ozbulut, O.E e Silwal, B. (2016). Performance assessment of buildings isolated with S-FBI system under near-fault earthquakes. Smart Structures and Systems, Vol. 17, pp. 1-16.

[26] Lecce, L e Concilio, A. (2015). Shape Memory Alloy Engineering for Aerospace, Structural and Biomedical Applications. First Edition, Elsevier.

[27] Priestley, M.J.N [et al.] (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. First Edition, IUSS Press.

[28] Nunes, P. (2017). Comparação de modelos uniaxiais de ligas com memória de forma. Tese de Mestrado, Universidade da Madeira.

[29] Anagnostopoulos, S.A. (1972). Non-linear Dynamic Response and Ductility Requirements of Building Structures Subjected to Earthquakes (Optimum Seismic Protection and Building Damage Statistics). Report No.3. Structures publication No. 349, Massachusetts Institute of Technology, School of Engineering, Department of Civil Engineering.

[30] Clough, R.W e Johnston, S.B. (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements. Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, pp. 227 - 232.

[31] Auricchio, F e Sacco, E. (1997). A One-Dimensional Model for Superelastic Shape-Memory Alloys with Different Elastic Properties Between Austenite and Martensite. International Journal of Non-Linear Mechanics, Vol. 32, pp. 1101-1114.

[32] Vitiello, A [et al.] (2005). Analysis of Thermomechanical Behaviour of Nitinol Wires with High Strain Rates. Smart Materials and Structures, Vol. 14, pp. 215-221.

[33] Brinson, L.C e Huang, M.S. (1996). Simplifications and Comparisons of Shape Memory Alloy Constitutive Models. Journal of Intelligent Material Systems and Structures, Vol. 7, pp. 108-114.

[34] PEER. (2018). http://ngawest2.berkeley.edu/site.

Resposta da ligação pilar-laje fungiforme sujeitas a ações horizontais cíclicas reforçadas com estribos

André Almeida[1] **António Ramos**[2] **Rui Marreiros**[3] **Válter Lúcio**[4] **Ricardo Faria**[5]

RESUMO

Este trabalho visa estudar o comportamento de lajes fungiformes reforçadas com estribos quando sujeitas à ação combinada de cargas gravítica e horizontal cíclica. As variáveis em estudo foram o efeito do reforço específico de punçoamento, o efeito da taxa de armadura específica e o número de perímetros de armadura específica. Com este objetivo foram ensaiados quatro modelos de laje fungiforme com características geométricas e materiais idênticas, tendo estes 4.15 m de comprimento, 1.85 m de largura e 0.15 m de espessura. Os resultados obtidos revelam que o uso de armadura específica de punçoamento, quando convenientemente executada, aumenta a capacidade de drift e a capacidade de dissipar energia das estruturas de laje fungiforme sujeitas a ações horizontais cíclicas.

Palavras-chave: análise experimental, laje fungiforme, punçoamento, ação cíclica, estribos.

1. INTRODUÇÃO

Ao longo das últimas décadas o uso de estruturas de laje fungiforme vulgarizou-se. As suas vantagens arquitetónicas e económicas fizeram desta solução a escolha preferencial para edifícios comerciais e de habitação. A vantagem da inexistência de vigas acarreta no entanto a possibilidade da ocorrência de rotura por punçoamento. Embora este seja um tema que se encontra bem estudado para o caso das ações monotónicas centradas, o caso do punçoamento sob ações horizontais cíclicas suscita ainda muitas dúvidas na comunidade científica. Diversos autores estudaram este fenómeno contudo, sendo um fenómeno complexo e que envolve um grande número de variáveis, torna-se necessário realizar um grande número de ensaios laboratoriais para compreender os fenómenos envolvidos.
Na maioria dos casos não é económica e logisticamente possível realizar ensaios em edifícios, quer à escala real ou reduzida. A solução mais comum é a realização de modelos reduzidos dimensionados para que sejam representativos da ligação pilar-laje que se pretende estudar. Nos ensaios de lajes ao punçoamento monotónico centrado, a aproximação entre a realidade e o modelo experimental é elevada, mas o mesmo não se verifica nos ensaios que envolvem forças horizontais cíclicas realizados ao longo das últimas décadas, nos quais se fazem simplificações que influenciam significativamente os resultados obtidos.

[1]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal. andre.almeida@fct.unl.pt
[2]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal. ampr@fct.unl.pt
[3]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal. rpcm@fct.unl.pt
[4]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal. vjgl@fct.unl.pt
[5]Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal. rmm.faria@campus.fct.unl.pt

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1 Descrição dos Modelos

Os modelos ensaiados foram concebidos de forma a representar uma ligação laje-pilar interior de um edifício comum. Os modelos têm um comprimento longitudinal de 4.15 m, 1.85 m de largura e 0.15 m de espessura.
A percentagem de armadura longitudinal superior calculada para a zona do apoio foi de cerca de 1% e a altura útil de 118 mm. Um resumo das características de cada uma das lajes ensaiadas é mostrado no Quadro 1 e a pormenorização das armaduras é mostrada na Figura 1. Para tornar mais fácil a produção, transporte e manuseamento dos provetes, foi usado um pilar metálico. O comportamento elástico do pilar facilita também a análise dos resultados.
Foram testadas quatro lajes com duas taxas de armadura específica de punçoamento diferentes e com três e cinco perímetros de reforço de acordo com a Figura 2. O espécime C-50, apresentado em detalhe em Almeida [1] e que não tem armadura específica de punçoamento, será usado como comparação para avaliar a performance da armadura específica de punçoamento.

Quadro 1 – Características das lajes

Laje	$V_{previsto}$ [kN]	A_{sw} [mm²/Perímetro]	Número de perímetros	$V_{experimental}$ [kN]
C-50 STR1	419.8	254.5	3	209.9
C-50 STR2	429.1	628.3	3	215.7
C-50 STR3	405.7	254.5	5	202.3
C-50 STR4	391.8	628.3	5	195.9
C-50	397.9	-	-	203.4

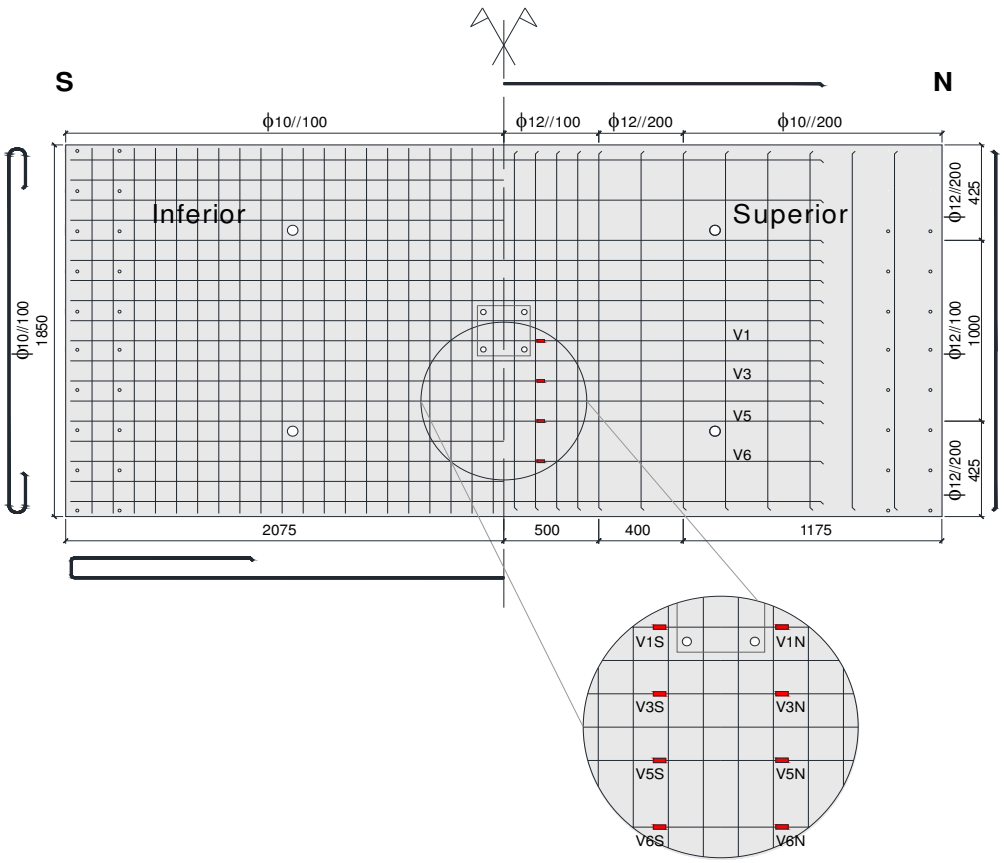


Figura 1 – Pormenorização da armadura longitudinal e localização dos extensómetros

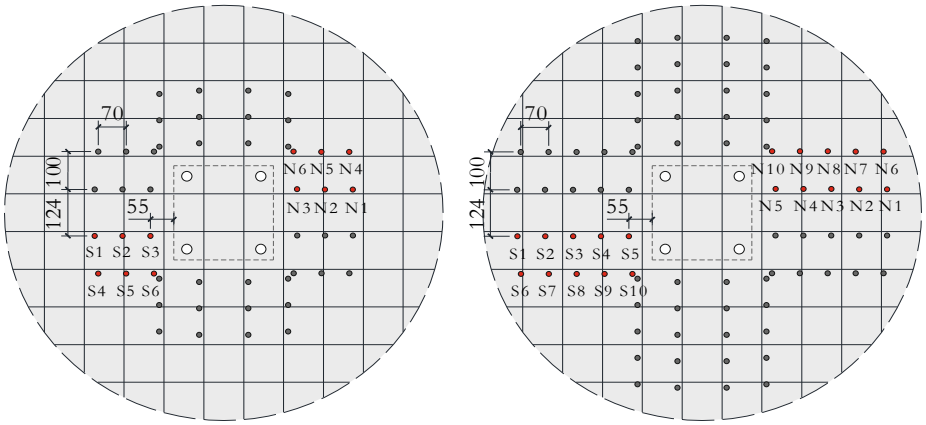


Figura 2 – Pormenorização com a localização dos estribos para os casos com 3 e 5 perímetros

2.2 Sistema de ensaio

O Sistema de ensaio utilizado na campanha experimental foi previamente utilizado pela equipa de investigação e é apresentado nos trabalhos de Almeida [1], Inácio [2] e Gouveia [3]. Este sistema usa mecanismos que asseguram a compatibilidade entre os deslocamentos verticais e rotações entre os bordos opostos da laje, que representam o meio vão da laje protótipo. Este efeito é conseguido recorrendo ao uso de dois mecanismos descritos em Almeida *et al.* (2016). A carga vertical é aplicada em oito pontos equidistantes e mantida constante durante o ensaio por uma bomba hidráulica.

2.3 Materiais

O betão usado no fabrico dos modelos foi produzido numa indústria de pré-fabricação. A resistência média à compressão em cubos com 150 mm de aresta ($f_{c,cube}$), a resistência média em cilindros com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (f_c) e a resistência à tração determinada através de ensaios de compressão diametral em provetes cilíndricos ($f_{ct,sp}$)com as mesmas dimensões são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Caracterização do betão

Espécime	f_c [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]
C-50 STR1	53.1	55.2	3.7
C-50 STR2	52.5	56.2	3.6
C-50 STR3	49.2	47.1	4.2
C-50 STR4	44.4	43.7	3.6
C-50	52.4	48.6	2.9

Todas as armaduras foram caracterizadas por ensaios de tracção cujos resultados são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Caracterização do aço.

Diametro do elemento [mm]	f_y [MPa]	ε_y [%]
Ø10	523.9	0.26
Ø12	544.9	0.27
Ø4.5	543.3	0.27
Ø6	538.0	0.27
Ø8	533.5	0.27

2.4 Instrumentação dos Ensaios

Na superfície superior da laje foram aplicados dezoito defletómetros para medir os deslocamentos verticais ao longo da linha média longitudinal (catorze defletómetros) e transversal (quatro defletómetros). Utilizaram-se ainda dois defletómetros para medir o deslocamento horizontal imposto, um ao nível da laje e outro no topo do pilar. Quatro varões da armadura superior longitudinal quer do lado Sul, quer do lado Norte do pilar foram instrumentados recorrendo a dezasseis extensómetros, como se mostra na Figura 1. Estes resultados não serão apresentados por limitações de espaço. Alguns estribos foram também instrumentados de acordo com a Figura 2.
A medição da força horizontal no topo do pilar superior foi feita através de uma célula de carga localizada no atuador mecânico e a força vertical (gravítica) aplicada através de quatro macacos hidráulicos foi monitorizada por quatro células de carga, uma para cada macaco.

2.5 Protocolo de ensaio

No protocolo utilizado nos ensaios cíclicos, a carga gravítica foi mantida constante seguindo-se a imposição de deslocamentos horizontais cíclicos como mostra a Figura 3. A velocidade de aplicação da carga gravítica foi de 30kN/min. A velocidade de aplicação dos deslocamentos horizontais impostos foi de 8mm/min durante os ciclos de drift até 3.5% e 8mm/min nos ciclos sequentes. A cada modelo foi aplicada como carga gravítica 50% da carga de rotura prevista, a qual já incluía o peso próprio da laje e o peso do sistema de ensaio que totalizava aproximadamente 39.4kN (ver Quadro 1).

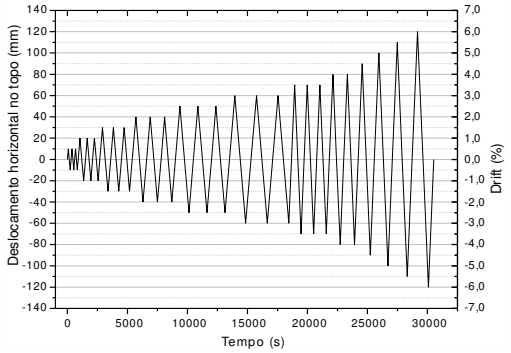


Figura 3 – Protocolo de aplicação da carga cíclica

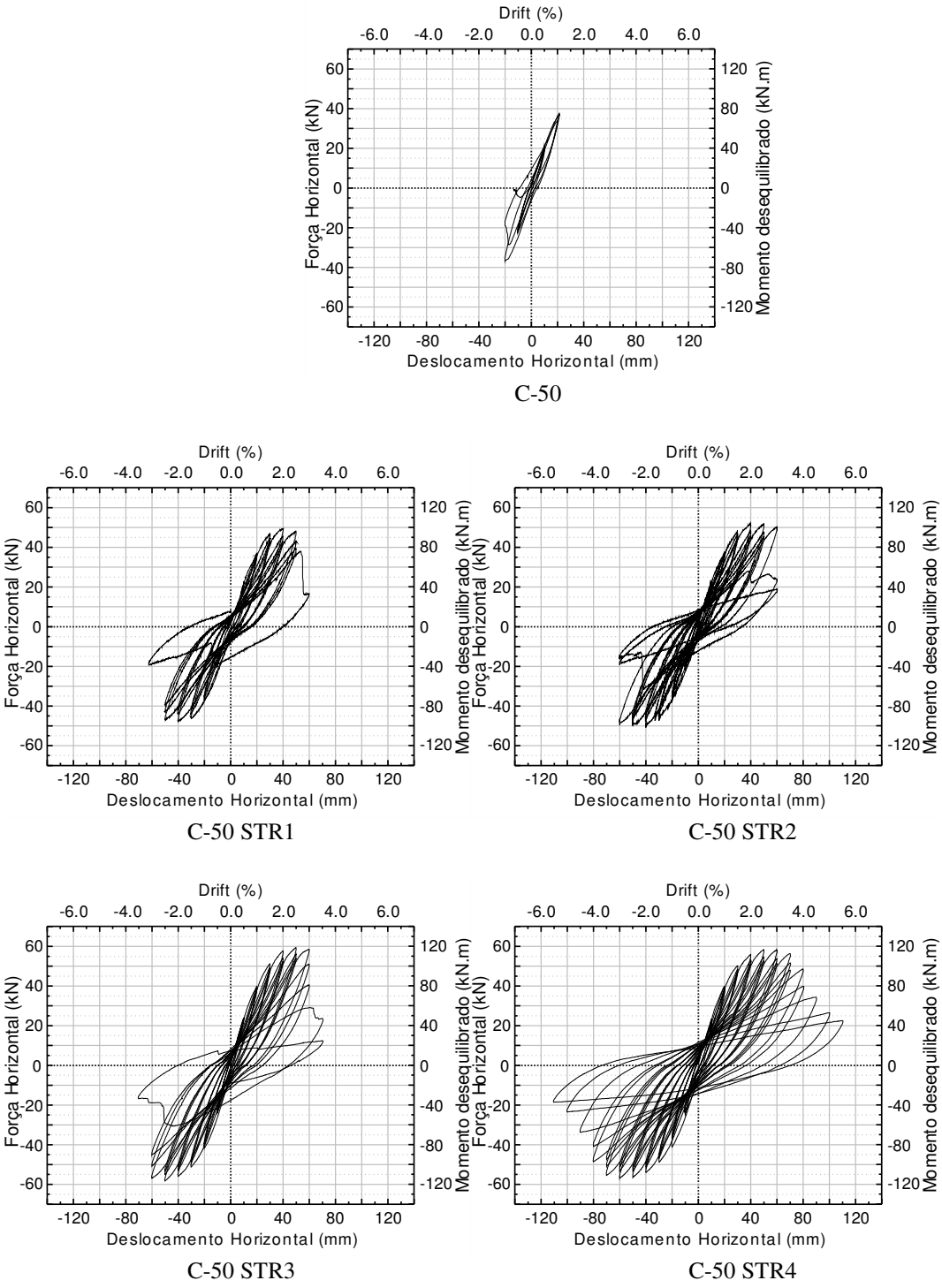
3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Todas as lajes ensaiadas apresentaram rotura por punçoamento, exceto a laje C-50 STR4 que formou uma rótula na ligação pilar-laje. Após aplicação da carga vertical, todos os espécimes apresentavam fendilhação semelhante na face superior, na zona da ligação ao pilar.

Após inspeção visual, os modelos mostram diferentes tipos de rotura. Os espécimes com três perímetros de estribos apresentaram rotura por fora da área reforçada com estribos. A laje C-50 STR3 mostra uma rotura por punçoamento no interior da zona com armadura de punçoamento. A laje C-50 STR4 formou uma rótula na ligação pilar-laje por degradação do betão devido à ação cíclica.

3.1 Comportamento histerético

Os comportamentos histeréticos encontram-se representados na *Figura 4*. Comparativamente à laje de referência, os espécimes reforçados com armadura específica de punçoamento mostram um aumento na capacidade de drift (cerca de 150%) e na força horizontal.



C-50

C-50 STR1 C-50 STR2

C-50 STR3 C-50 STR4

Figura 4 – Gráficos histeréticos

As lajes C-50 STR1 e C-50 STR2 mostram um comportamento muito semelhante, o que é corroborado pela rotura observada, também semelhante (punçoamento por fora do reforço específico). A laje C-50 STR3 mostra um incremento de performance quando comparado com os modelos de três perímetros, mostrado pelo maior número de ciclos obtidos, no entanto, este modelo não se destaca dos restantes já referidos do ponto de vista da dissipação de energia. A laje C-50 STR4 apresenta um comportamento em tudo semelhante ao obtido pela laje C-50 STR3 durante os ciclos em comum. Uma vez ultrapassado esse patamar, devido à maior eficiência da armadura transversal específica, que evitou a rotura por punçoamento, foi atingido um patamar de drift superior, e uma maior capacidade de dissipar energia devido à perda de rigidez nos ciclos superiores contrariamente à rotura frágil observada nos outros espécimes.

O coeficiente de amortecimento viscoso calculado de acordo com Hose e Seible [4] mostrado na Figura 5, assim como a área dos ciclos histeréticos mostram que independentemente da armadura de punçoamento, estes elementos estruturais não têm uma grande capacidade de dissipação de energia, no entanto, o uso de estribos, por aumentar o número de ciclos pré rotura, contribui para o aumento da energia total dissipada. A maior dissipação de energia está associada à perda de rigidez observada a cada primeiro ciclo de cada patamar de drift.

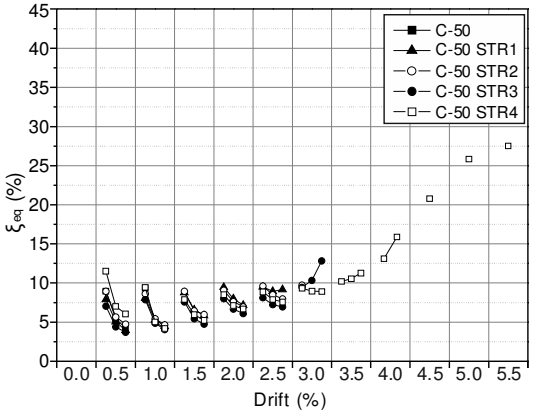
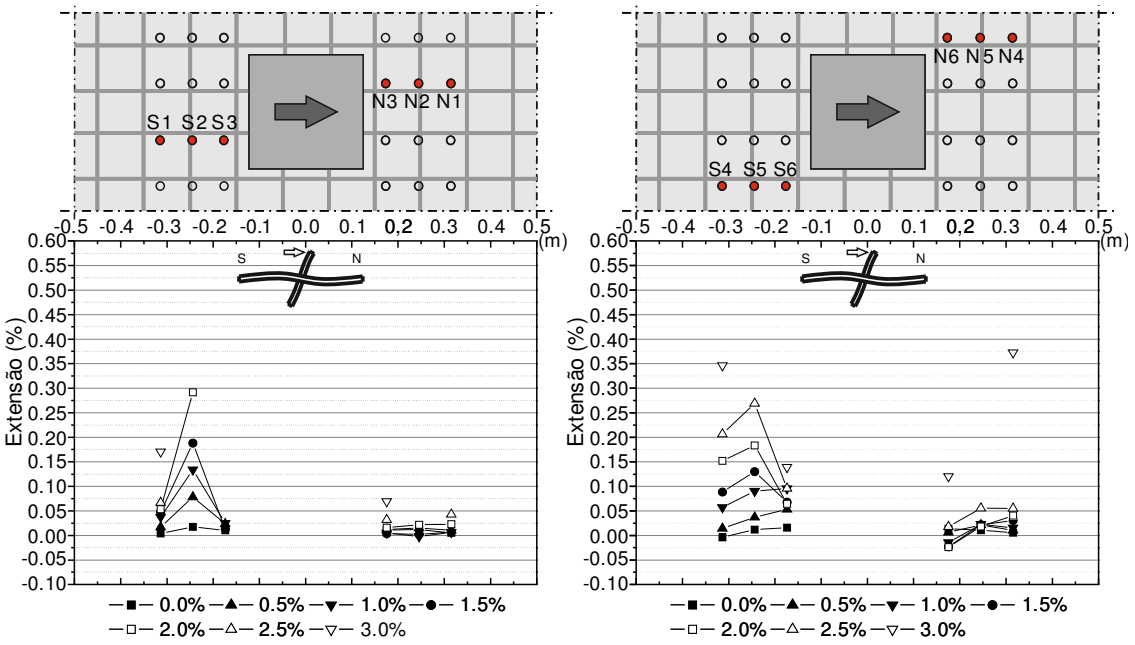


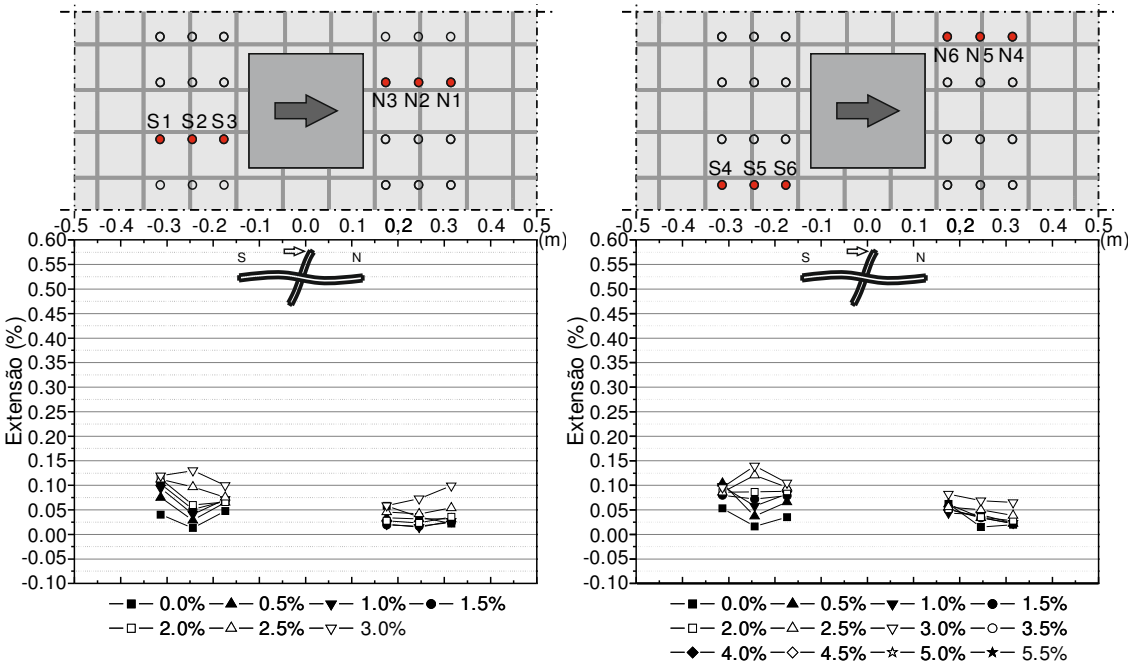
Figura 5 – Coeficiente de amortecimento viscoso

3.2 Extensões nos estribos

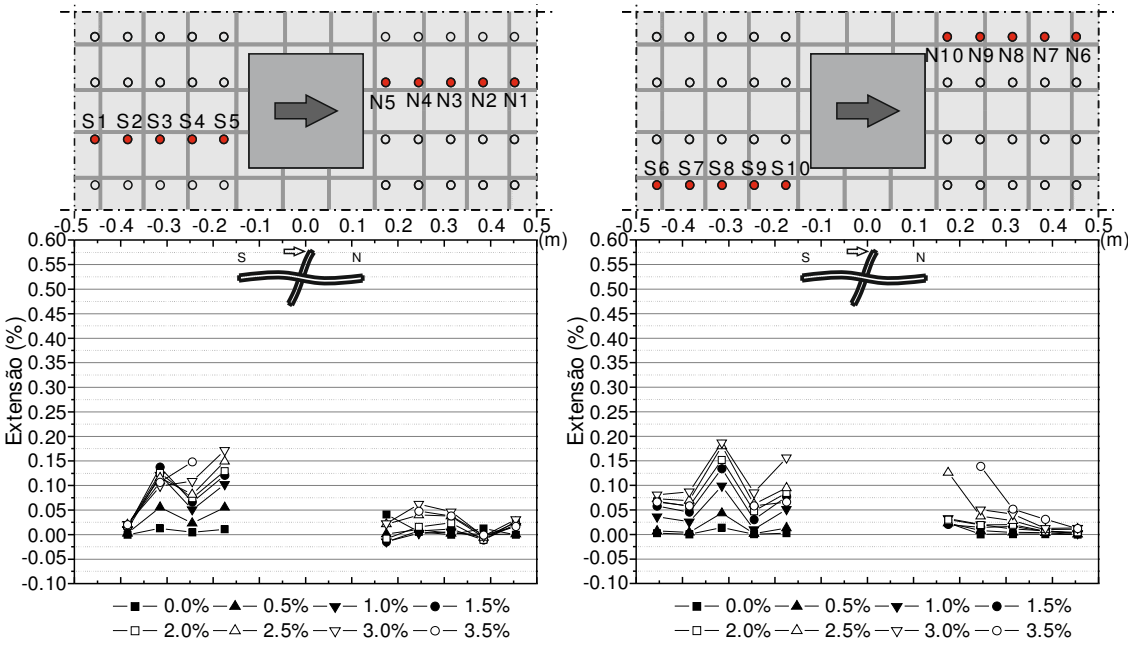
A Figura 6 mostra a evolução das extensões nos estribos instrumentados para os vários patamares de drift. Nas lajes C-50 STR1 e C-50 STR2 observaram-se extensões mais elevadas no perímetro intermédio, o que sugere o início da formação do cone de punçoamento. O surgimento desta fenda foi controlado de forma mais eficiente no caso em que foi usada uma maior taxa de armadura de punçoamento. Observou-se cedência de alguns estribos na laje C-50 STR1 o que, sugere que, apesar de se ter verificado uma rotura por fora da área reforçada, a rotura por dentro da zona com estribos estava eminente. O espécimen C-50 STR3 mostra a ocorrência de dois picos nas extensões do reforço específico de punçoamento no primeira e no terceiro perímetro a contar do pilar. Este resultado sugere que caso não estivessem presentes os dois últimos perímetros, a rotura teria acontecido por fora da zona reforçada, como se confirmou no caso da laje C-50 STR1. O corte e posterior demolição local da laje revelou que vários estribos do primeiro perímetro atingiram a rotura. A laje C-50 STR4, devido à maior taxa de armadura dos estribos, não apresentou rotura por punçoamento. A análise das extensões nos estribos sugere que a rotura se restringiu à vizinhança próxima do pilar, pois apenas o primeiro perímetro mostra um pico nas extensões. Este indício foi verificado por inspeção visual, onde se observou uma zona degradada justo ao pilar, onde, devido à degradação dos materiais, se formou uma rótula, resultado da ação cíclica.



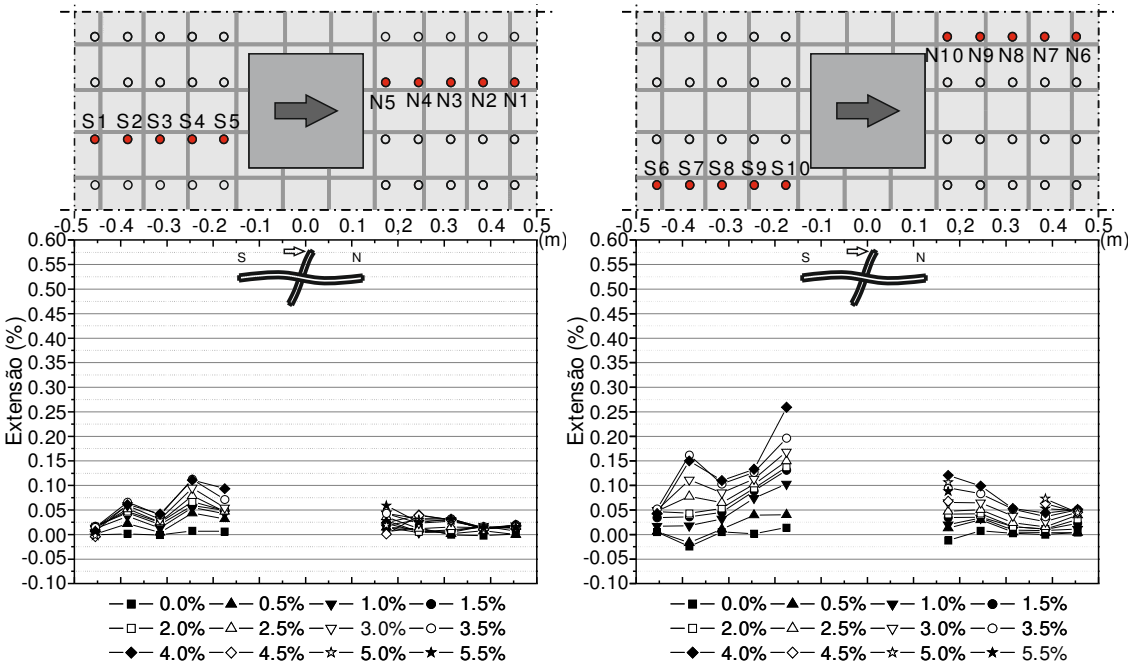
C-50 STR1



C-50 STR2



C-50 STR3



C-50 STR4

Figura 6 – Extensões na armadura específica de punçoamento.

4. CONCLUSÕES

Este artigo apresenta o trabalho experimental realizado para estudar o comportamento de lajes fungiformes, com armadura específica de punçoamento, quando sujeitas à ação conjunta de carga gravítica e ações horizontais cíclicas. As principais conclusões deste trabalho são:

1. Os espécimes reforçados com armadura específica de punçoamento tiveram um comportamento muito superior ao obtido na laje sem estribos, C-50. Estes atingiram drifts superiores (de 150% a 300%), maiores forças horizontais, maior ductilidade e consequentemente maior capacidade de dissipação de energia.

2. Ambas as lajes com apenas três perímetros de estribos apresentaram rotura por fora da zona reforçada, no entanto, no espécimen com 5 perímetros e com menor taxa de armadura específica de punçoamento, a rotura por dentro esteve na eminência de ocorrer, o que explica a semelhança nos comportamentos das lajes C-50 STR1, C-50 STR2 e C-50 STR3.

3. Nos espécimes reforçados com cinco perímetros de estribos foi evitada a rotura por fora da área reforçada, tendo esta ocorrido por rotura dos estribos num caso e por formação de uma rótula plástica junto ao pilar no outro caso.

4. A combinação de cinco perímetros com a maior taxa de armadura específica (espécime C-50 STR4) evitou a rotura por punçoamento, resultando em maiores drifts e maior dissipação de energia.

5. As extensões e a rotura de alguns estribos mostram que quando bem detalhados e executados, estes são eficientes mesmo em lajes pouco espessas.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho recebeu apoio Fundação para a Ciência e a Tecnologia - Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior através da bolsa SFRH/BD/119772/2016.

REFERÊNCIAS

[1] Almeida, A. *et al.* (2016) 'Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading', *Engineering Structures*, 117. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.007.

[2] M. M. G. Inácio, "Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em Betão de Elevada Resistência," Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2016.

[3] Gouveia, N. D., Faria, D. M. V and Ramos, A. P. (2017) 'Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part II: reversed horizontal cyclic loading', *Magazine of Concrete Research*, 0(0), pp. 1–17. doi: 10.1680/jmacr.17.00344.

[4] Hose, Y. D. and Seible, F. (2000) *Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads*, *EERI Earthquake Spectra*. San Diego.

[5] CEN (2010) *Eurocode 2: Design of concrete structures - EN 1992-1-1*, *Np En 1992-1-1*.

[6] Fib (2011) *Model Code 2010*. doi: 10.1002/9783433604090.

[7] Hanson, N. W. and Hanson, J. M. (1968) 'Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns', *Journal of the Portland Cement Association*, 10(1), pp. 2–16.

[8] Hawkins, N. M., Mitchell, D. and Sheu, M. S. (1974) *Seismic Resistance of Concrete Slab to Column and Wall Connections*. Washington.

[9] Marreiros, R. (2014) *Precast Concrete Wall-Foundation Connection - Development of a seismic dissipative connection*. Universidade Nova de Lisboa.

[10] Megally, S. and Ghali, A. (2000) 'Seismic behavior of edge column-slab connections with stud shear reinforcement', *ACI Structural Journal*, 97(1), pp. 53–60.

[11] Ramos, A. *et al.* (2017) 'Punching of flat slabs under reversed horizontal cyclic loading', *ACI Special Publication*, 315, pp. 253–272.

[12] Rizk, E. and Marzouk, H. (2013) 'Minimum shear reinforcement for thick plates and two-way

slabs', *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 46, pp. 1–13. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.07.006.

[13] Robertson, I. N. *et al.* (1998) 'Seismic performance of flat-slab shear reinforcement', in *12WCEE2000*, pp. 1–11.

[14] Robertson, I. N. and Durrani, A. (1991) 'Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Exterior Slab-Column Connections', *ACI Structural Journal*, 88, pp. 255–267.

[15] Robertson, I. N. and Durrani, A. (1992) 'Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections', *ACI Structural Journal*, 89, pp. 37–45.

[16] Ruiz, M. F. and Muttoni, A. (2009) 'Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement', *ACI Structural Journal*, 106(4), pp. 485–494. doi: 10.14359/56614.

[17] Silva Mamede, N. F., Pinho Ramos, A. and Faria, D. M. V (2013) 'Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement', *Engineering Structures*, 48, pp. 442–457. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.09.035.

[18] Song, J. K. *et al.* (2012) 'Effective punching shear and moment capacity of flat plate-column connection with shear reinforcements for lateral loading', *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), pp. 19–29. doi: 10.1007/s40069-012-0002-3.

[19] Symonds, D. W., Mitchell, D. and Hawkins, N. M. (1976) *Slab-Column Connections Subjected to High Intensity Shear and Transferring Reversed Moments*. Washington.

Sessão 8A

Grande Auditório da Nova SBE em Carcavelos
Um Projeto em Betão Estrutural de Geometria Singular


André Biscaya[1]


José Oliveira Pedro[1,2]


António Barreiros Ferreira[1,3]

RESUMO

O Grande Auditório Jerónimo Martins está inserido na construção do campus da Nova School of Business & Economics (Nova SBE) em Carcavelos. Com uma capacidade de 400 lugares, o auditório faz a ligação entre o centro do campus e o Forte de São Julião da Barra.
Em concordância com o espaço adjacente, o edifício em betão armado possui um desenvolvimento em altura com dois pisos acima do solo e um piso enterrado. A plateia faz a ligação do piso térreo com o "foyer". Exteriormente, auditório apresenta-se como um corpo único que inclui formas de baluarte onde se destacam a entrada do edifício e o grande janelão, ambos com soluções em viga-parede de grande vão. No topo, a cobertura é constituída em diversos planos.
Sob o ponto de vista estrutural trata-se de uma estrutura principal em betão armado com sistemas em pórtico e parede. A estrutura da cobertura, tendo em conta requisitos sonoros, é composta por três treliças mistas aço-betão que cruzam o auditório e permitem a modelação dos três planos.
O artigo descreve a conceção e o dimensionamento da estrutura projetada, a sua análise e os principais aspetos da construção.

Palavras-chave: Auditório, Campus SBE, Arquitetura, Betão Estrutural

1. INTRODUÇÃO

O novo Campus SBE em Carcavelos ocupa um lote na Linha de Cascais (Costa do Sol) na proximidade do Forte de São Julião da Barra (Fig. 1). O Grande Auditório está localizado no vértice sudeste do Campus (Fig. 2) e desempenha um papel particular na relação com o exterior já que a implantação junto à estrada marginal lhe atribui uma visibilidade permanente e icónica. Tirando partido dos requisitos funcionais do programa, o volume do Auditório em betão armado foi trabalhado a partir de geometrias de relacionamento multidirecional, em referência ao eixo principal do Campus, às aberturas da praça sul, às quatro áreas letivas e, necessariamente, à expressão facetada dos volumes massivos do Forte (Fig. 3).

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal. andre.biscaya@tecnico.ulisboa.pt
[2]GRID - International Consulting Engineers, S.A., Portugal. jose.pedro@grid.pt
[3]Tetractys Arquitectos, Portugal. abf@tetractys.pt



Figura 1 – Novo Campus SBE em Carcavelos.

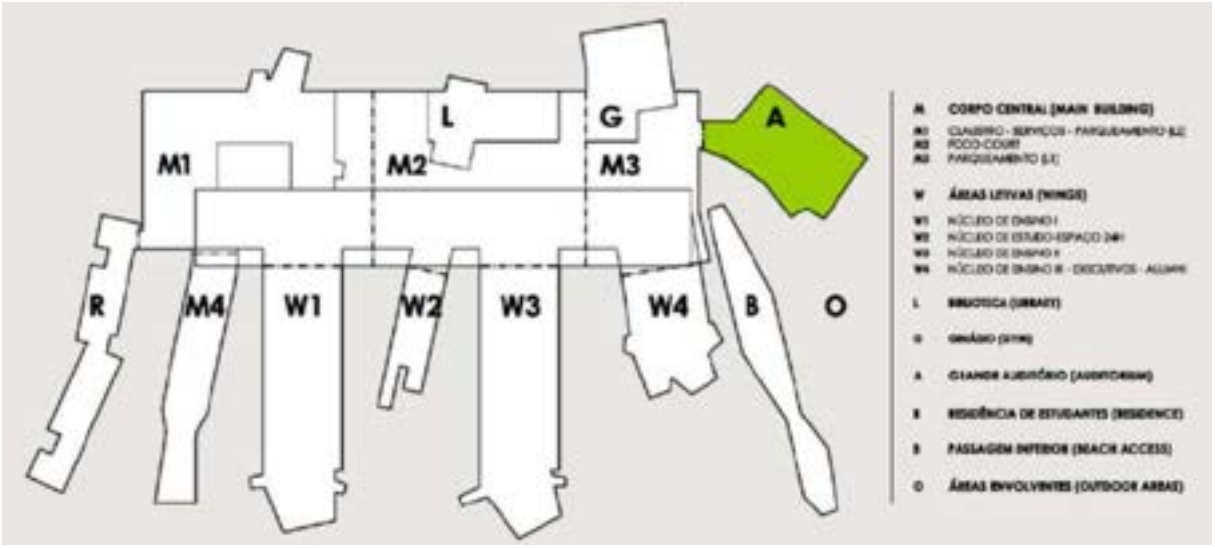


Figura 2 – Localização do Grande Auditório no contexto do Campus (a verde).



Figura 3 – Expressão facetada em forma de baluarte.

A organização funcional do edifício está desenhada a partir dos pontos de acesso - a entrada principal, feita à cota da praça sul e a entrada de serviços, feita a partir da ligação direta ao estacionamento. Contudo, é a sala principal que determina a estruturação espacial do conjunto, quer em função do desnivelamento dos acessos interiores, quer na consequente caraterização das áreas que a envolvem, onde as escadas e os corredores se transformam em diferentes foyers, com dimensões e ambientes variados. O auditório tem capacidade para cerca de 400 lugares, incluindo os destinados a utilizadores de mobilidade condicionada.

Para conjugar os sistemas de vistas do Campus, os requisitos do projeto impuseram condicionamentos geométricos importantes à implantação do edifício e ao desenho dos volumes. Neste sentido, foi proposto conceber um edifício de baixa altura, trabalhado a partir de geometrias de relacionamento multidirecional e com a expressão facetada dos volumes massivos do Forte de São Julião da Barra.

Além destes, a própria função do espaço como sala de espetáculos impôs restrições importantes relativamente ao isolamento acústico, com impacto nas soluções estruturais adotadas na cobertura.

2. A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

2.1 Descrição da estrutura em betão armado

Com uma dimensão em planta de aproximadamente 45x30 m^2 o edifício do Grande Auditório possui um desenvolvimento em altura com três pisos funcionais: L1 - piso enterrado, L2 - piso térreo e L3 - piso elevado. Em termos de fisionomia exterior apresenta-se como um corpo único que inclui formas de baluarte onde se destacam a entrada no edifício e o grande janelão ambos em consola de grande vão (Fig. 4). Adotou-se uma estrutura em betão armado com fundações diretas constituídas por sapatas isoladas ou corridas. Tendo em conta as dimensões em planta não se adotaram juntas de dilatação.



Figura 4 – Modelo tridimensional da estrutura do auditório.

Sob o ponto de vista estrutural o auditório é essencialmente formado por 4 subestruturas (Fig. 5):

1. Estrutura da plateia formada por uma laje vigada de inclinação variável que liga os pisos L2 ao piso L3 e confinada por 2+2 pórticos parede que a delimitam;
2. Edifício “mezzanine” que se desenvolve regularmente em sistema pórtico/parede ao longo de uma lateral da plateia e que suporta duas lajes de piso técnico;
3. Estruturas parede que asseguram em cada extremidade a estabilidade das consolas que suportam o grande janelão e a entrada do auditório.

Nos pisos enterrados as paredes estruturais têm função de suporte de terras sendo, nesse caso, adequadamente impermeabilizadas e possuindo um sistema de drenagem pelo exterior. As lajes de piso são do tipo vigado com 22 cm de espessura para as lajes correntes e 15 cm de espessura para o corpo da “mezzanine”. As paredes principais das empenas têm 37 cm de espessura e têm comportamento de viga parede.

A estrutura da plateia é composta por uma laje inclinada entre os 24.6º e os 29.6º a fim de assegurar os ângulos de visão da sala multiusos (Fig. 5). Para compatibilizar a solução estrutural com as condutas AVAC, foi preconizada uma solução com vigas longitudinais de altura reduzida 0.8x0.6 ht tendo a laje um funcionamento cilíndrico. Neste sentido, a solução adotada para a ventilação do espaço foi um pleno de ar entre a laje e a estrutura da plateia. A estrutura da plateia é composta por plintos sobre os quais se apoiam chapas trapezoidais como cofragem perdida para uma lamina de betão com 10 cm de espessura.

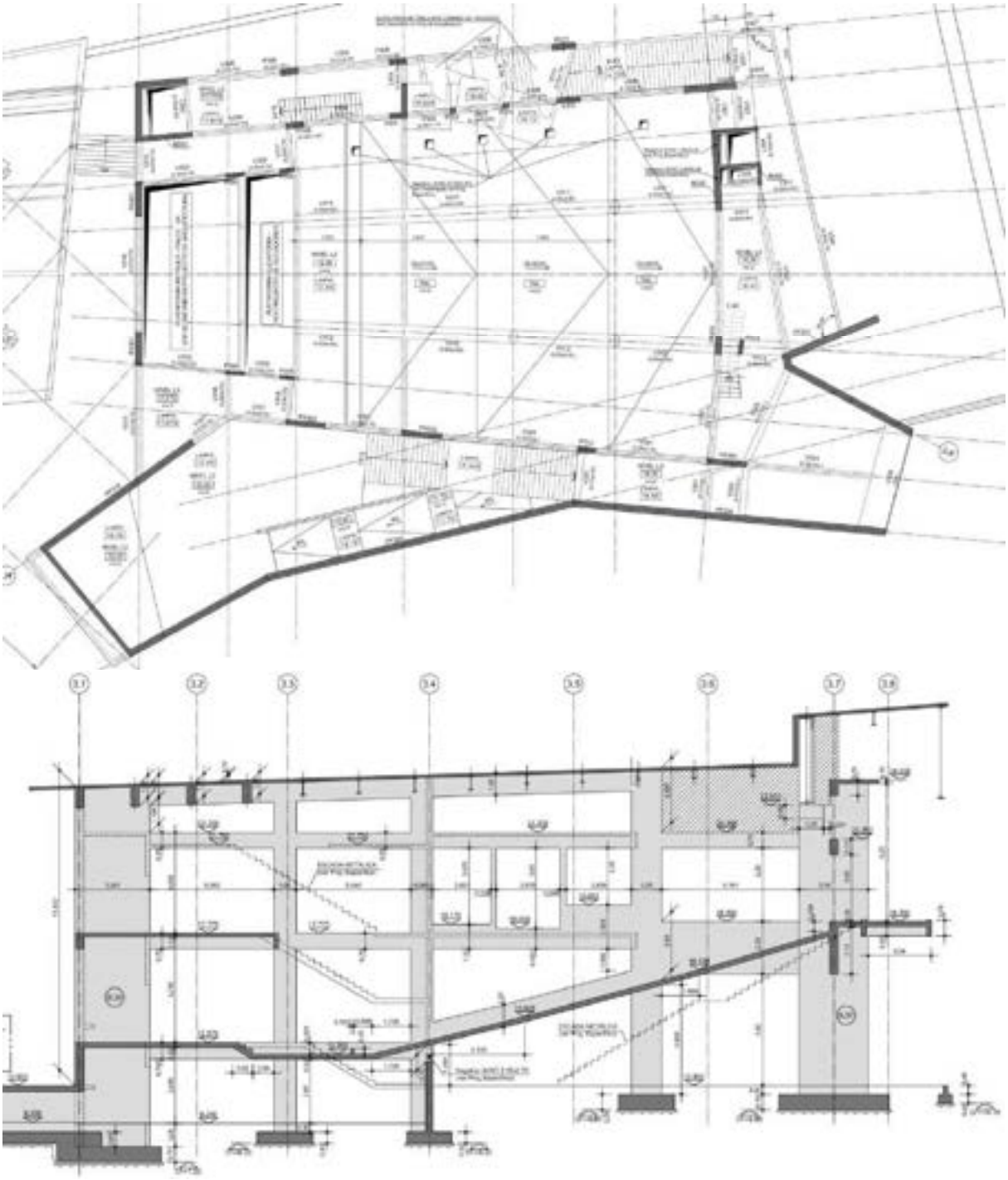


Figura 5 – Planta e corte longitudinal da plateia do auditório.

A zona do palco é formada por duas aberturas (Fig. 5): (i) uma zona para instalação do fosso de orquestra com dimensões 11.61x2.95 m^2 em planta e (ii) uma abertura para instalação da estrutura em madeira do palco.

Para assegurar a estabilidade do grande janelão em consola com 18.50 m de comprimento, além das paredes que o delimitam, introduziu-se uma grelha vigada entre a laje do piso L3 e a laje inclinada do janelão, que se pode observar na Figura 6.

Esta estrutura permite controlar a distorção do janelão para o exterior do edifício e transmite parte das cargas a grande viga/parede exterior do grande janelão para os pórticos interiores de betão armado.

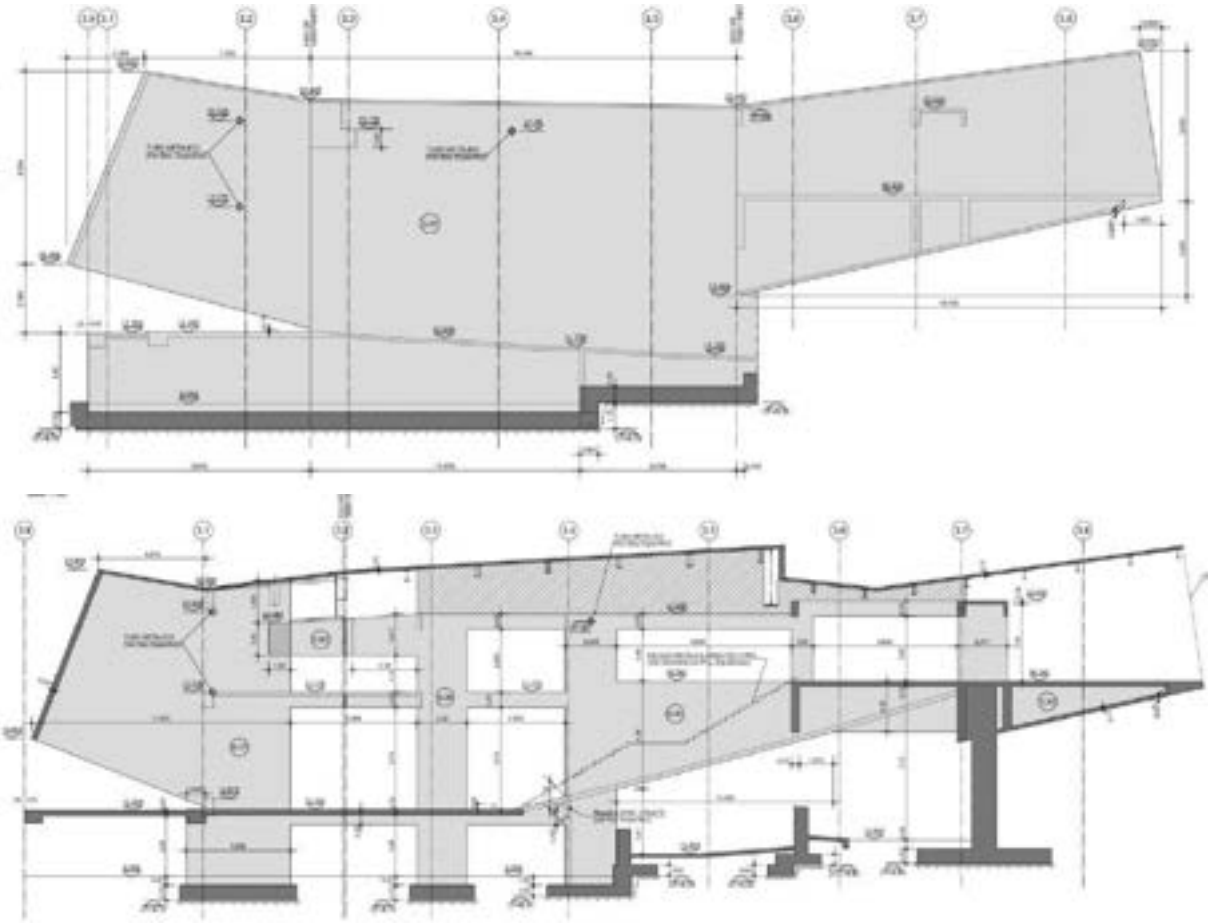


Figura 6 – Alçado e Corte Longitudinal do janelão e da entrada do auditório.

Em termos comportamento sísmico, embora não exista, por motivos arquitetónicos, regularidade em planta e altura, existe a particularidade de existir um elemento de laje que liga o piso L2 ao piso L3. Este elemento fornece um travamento superior à estrutura que, em conjunto com os pórticos/parede e paredes, garante o bom funcionamento sísmico, uniformizando os deslocamentos entre os vários elementos verticais da estrutura e repartindo as forças sísmicas atuantes nas várias direções.

2.2 Cobertura e baluartes

De acordo com o Projecto de Arquitectura a cobertura do edifício é formada essencialmente por três águas desniveladas. O revestimento é constituído por uma solução em laje maciça com 12 cm (devido a condicionantes acústicas) sendo suportadas por vigas secundárias em perfis IPE, afastadas de 3 m, que se apoiam na estrutura de betão e/ou em duas treliças principais de altura variável que acompanham os desníveis da cobertura (Fig. 7). Nas zonas sobre o palco adotaram-se vigas em betão armado devido às elevadas cargas a suspender (Fig. 5).

Por fim, a estrutura portante das fachadas laterais que dão forma ao baluarte é composta por madres metálicas em perfis IPE200 apoiadas em vigas principais IPE300. As segundas ligam-se: (i) a treliças de topo da cobertura ou estrutura de betão no coroamento superior, e (ii) muro de suporte de terras e sapata corrida no coroamento inferior do baluarte (Fig. 8).

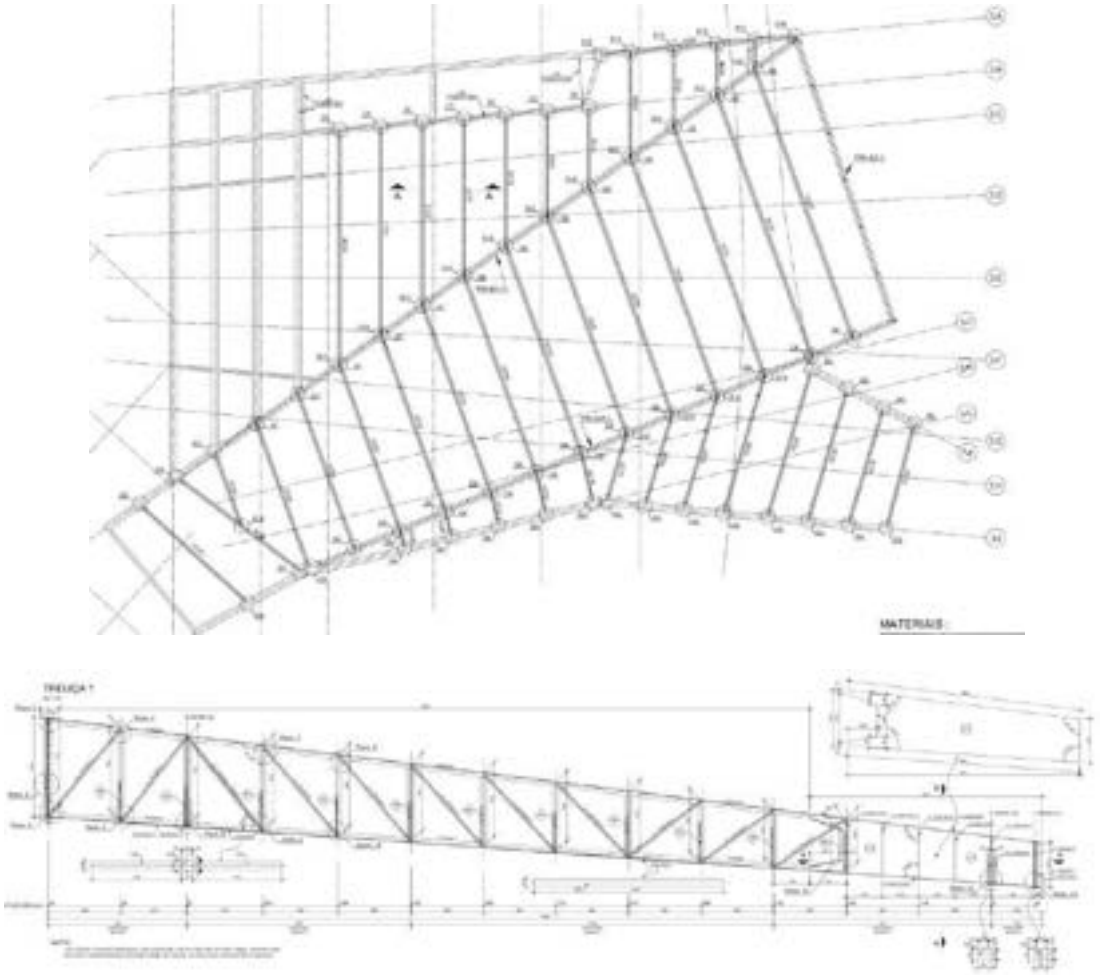


Figura 7 – Planta da cobertura com treliças principais e vigas secundárias de apoio de uma laje de betão armado.

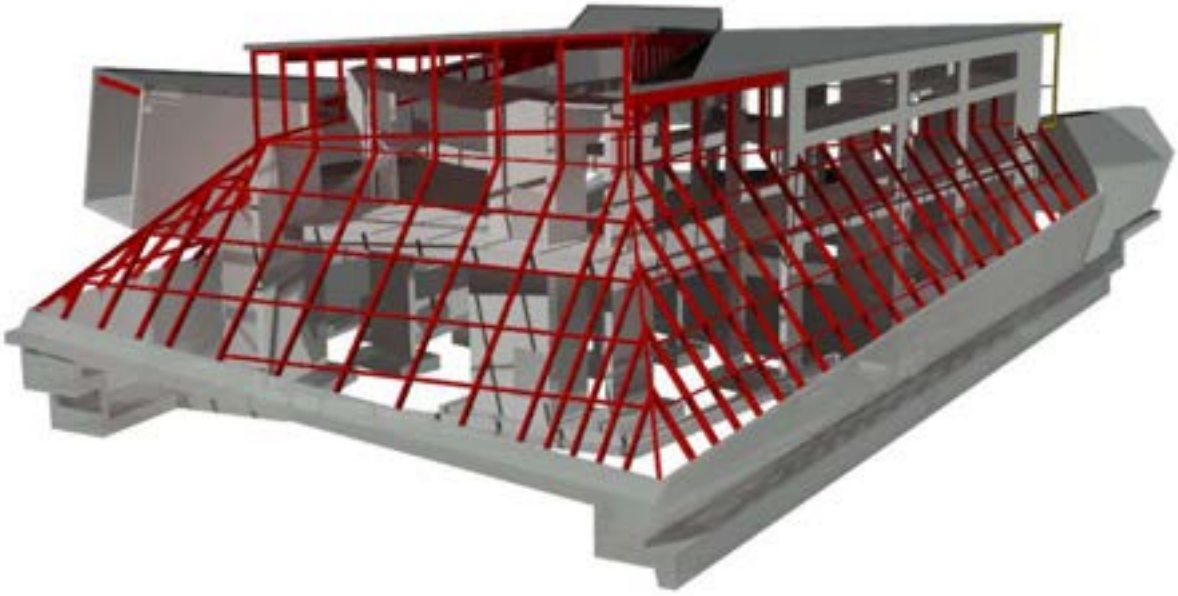
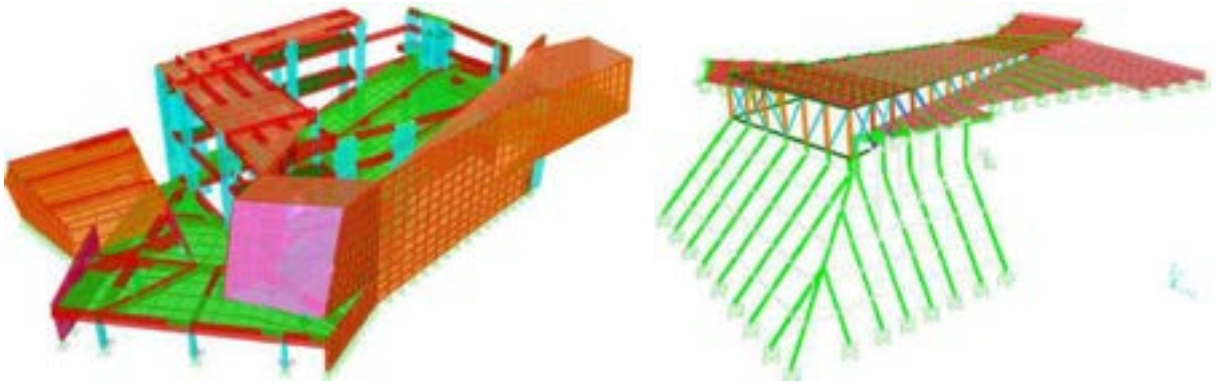


Figura 8 – Estrutura exterior de suporte dos baluartes e muros de contenção.

3. ANÁLISE ESTRUTURAL

A determinação dos esforços e deformações dos elementos estruturais efetuou-se recorrendo a um modelo global de elementos finitos de casca no caso das lajes e paredes de betão armado e de barras para os pilares correntes e vigas (Fig. 9 (a)). A cobertura foi modelada através de um modelo local para as cargas estáticas (Fig. 9 (b)) e incluída no modelo global da estrutura de betão para as ações dinâmicas. Deste modo, foram realizadas análises estáticas para os ELU e ELS tendo em conta os efeitos diferidos na cobertura e análise dinâmicas associadas à ação do sismo e calculadas de acordo com a EN1998-1-1. Paralelamente foram realizados modelos parciais de escora e tirante para avaliar a segurança das paredes do grande janelão e da entrada principal (Fig. 10).



(a) (b)

Figura 9 – Modelos de EF para o dimensionamento da estrutura de betão armado e da cobertura.

As ações e os critérios de projecto seguiram as nomas EN 1991-1 e EN 1990, e respectivos anexos nacionais. A ação sísmica foi quantificada de acordo com o anexo nacional da norma EN 1998-1; foram seguidos os critérios na concepção de estruturas construídas em zonas de elevada sismicidade estabelecidos nesta norma. Considerou-se um solo do tipo B e uma Classe de Importância III, a que corresponderam os coeficientes de importância: $\gamma_I = 1.45$ (Acção sísmica Tipo 1) e $\gamma_I = 1.25$ (Acção sísmica Tipo 2). Foi utilizado um coeficiente de comportamento $q = 1.5$, tendo em conta a irregularidade estrutural e o elevado número de paredes resistentes.

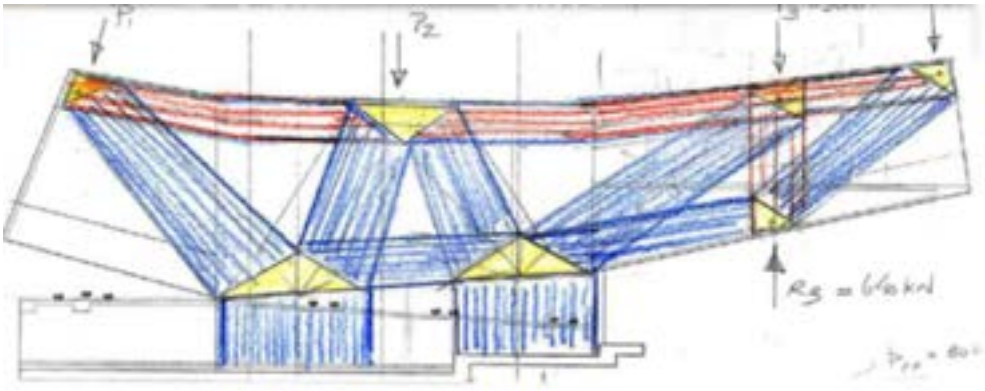


Figura 10 – Modelo de escoras e tirantes para verificação das paredes estruturais.

4. ASPETOS CONSTRUTIVOS

A construção decorreu entre janeiro de 2017 e agosto de 2018. Apesar da complexidade geométrica a estrutura de betão armado foi concluída no final de 2017. Na Fig. 11 apresentam-se algumas fases da construção. A construção foi da responsabilidade do Consórcio HCI / Alves Ribeiro. A estrutura da cobertura foi fabricada pela Faustino & Ferreira Sociedade Construções Metálicas, SA.



a) Abril 2017 – Arranques de pilares e paredes



b) Junho de 2017 – Execução da laje da plateia



c) Julho de 2017 – Execução da parede de entrada



d) Outubro 2017 – Execução da laje sobre o palco



e) Dezembro de 2017 – Degaus da plateia



f) Dezembro de 2017 – Descofragem da entrada



g) Dezembro de 2017 – Descofragem do janelão



h) Junho de 2018 – Execução dos acabamentos

Figura 11 – Fases de construção da estrutura de betão armado do grande auditório

A montagem da estrutura metálica da cobertura decorreu em fevereiro de 2018 (Fig. 12a), b) e d). A betonagem da laje de cobertura, executada nos meses de março e abril, utilizou um cavalete tubular



a) Fevereiro 2018 – Montagem das treliça 2



b) Fevereiro 2018 - Montagem das treliça 1



c) Fevereiro 2018 – Cavalete de suporte da cofragem da laje de cobertura



d) Fevereiro 2018 - Montagem das treliça 3



e) Março de 2017 – Betonagem faseada da cobertura



f) Junho de 2018 – Acabamentos interiores



g) Junho de 2018 – Acabamentos exteriores

Figura 12 – Fases de construção da cobertura mista aço-betão armado do grande auditório

contínuo (Fig. 12c) a e), apoiado na estrutura de betão armado. Sobre a laje de 12 cm da cobertura, colocou-se a tela impermeabilizante o isolamento térmico, sobre os quais se betonou o acabamento em micro-betão branco com 6 cm de espessura.

Na estrutura foram utilizados os seguintes materiais:

Betões ((NP EN 206-1)

- Fundações, muros e lajes de transição…….…. C30/37 | XC2 | Cl 0.4 | $D_{máx}$ 22 | S3
- Pilares, paredes, vigas e lajes …… C35/45 | XC3 | Cl 0.4 | $D_{máx}$ 22 | S3
- Laje de Cobertura (esp=0,12m) ……. C35/45 | XC3 | Cl 0.4 | $D_{máx}$ 12 | S4

Aços

- Armaduras Ordinárias (EN 10018) ……..…... A500 NR SD
- Aço Estrutural em Chapas e Perfis (EN 10025) ……..……..…….. S355 J0
- Aço Estrutural em Tubos (EN 10210)…….. S355 J2H
- Aço em Cavilhas (EN 10803)……..….. 25CrM04

5. CONCLUSÕES

Apresentou-se um resumo da conceção e do dimensionamento do grande auditório da nova SBE, cuja conclusão se prevê para o fim de setembro de 2018. Trata-se de uma estrutura singular constituída por elementos de betão armado e mistos aço-betão na cobertura (Fig. 13). As soluções estruturais projetadas foram fortemente condicionadas por uma geometria singular do Projeto de Arquitetura.





Figura 13 – Execução dos acabamentos no grande auditório – agosto de 2018

AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem a todos aqueles que participaram no desenvolvimento das diversas fases do projeto e da construção. Especial menção à Engª Marina Chambel pela colaboração.

EDIFÍCIO FPM41


Miguel Sério Lourenço[1]


João F. Almeida[2]


José N. Camara[3]

RESUMO

Trata-se de um edifício com 17 pisos elevados, com uma área de cerca de 1400 m^2 / piso, destinados integralmente a escritórios e 6 pisos enterrados, para estacionamentos e zonas técnicas, totalizando cerca de 40 000 m^2 de área de construção e localizado numa das artérias mais movimentadas da cidade de Lisboa.

As soluções estruturais implementadas para o edifício foram condicionadas por diversos factores, salientando-se as seguintes: a proximidade do túnel do metropolitano de Lisboa e a necessidade de executar 6 pisos enterrados, conduzindo a soluções de contenção provisória especiais; o objectivo do Cliente em apresentar um edifício de escritórios com uma grande versatilidade e flexibilidade funcional, materializado através de grandes *open-spaces* com vãos máximos de laje de 12*m*x18*m*; e a concepção arquitectónica, que define uma zona livre de obstáculos verticais ao nível do piso térreo, alinhando o limite interior do edifício pela Maternidade Alfredo da Costa, a Poente, e a extremidade da consola pelo Saldanha Residence, a Nascente, o que conduziu a um vão de laje em consola com 12*m,* em 15 pisos elevados.

Com base nestes condicionalismos foi necessário conceber diversos sistemas estruturais pouco correntes em edifícios, passando por soluções de lajes aligeiradas de betão armado e pré-esforçado para vencer os grandes vãos interiores, e por sistemas de transição constituídos por diagonais metálicas ao longo das fachadas da zona em consola, para garantir a transmissão e o caminho das cargas até aos elementos verticais que se prolongam até às fundações.
Neste artigo descrevem-se as principais soluções estruturais implementadas, fazendo-se uma breve referência aos modelos de análise e dimensionamento adoptados, aos estudos do faseamento construtivo e apresentação das diversas etapas da obra.

Palavras-chave: Sistemas estruturais, Estruturas de transição, Estruturas leves, Pré-esforço, Treliças metálicas.

[1]JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda. Lisboa. Portugal. mlourenco@jsj.pt
[2]JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda. Lisboa. Portugal. jalmeida@jsj.pt
[3]JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda. Lisboa. Portugal. jcamara@jsj.pt

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve as diversas soluções estruturais implementadas num edifício denominado FPM41, localizado na Avenida Fontes Pereira de Melo 39 a 43 e Avenida 5 de Outubro, 2 a 4, em Lisboa, conforme ilustrado na Figura 1.



Figura 1. Localização da obra (fonte: *google maps*).

Uma solução estrutural para um edifício é usualmente condicionada por diversas exigências, das quais se salientam as que mais influenciaram a concepção estrutural:

Condicionalismos arquitectónicos – A concepção arquitectónica prevê um edifício com uma forma em planta criada pela justaposição de dois rectângulos com uma área total de cerca de 1400 m^2 por piso e com 17 pisos elevados (ver Figura 2a), destinados essencialmente a comércio e escritórios, e 6 pisos enterrados para estacionamentos e zonas técnicas. Em alçado verifica-se uma regularidade geométrica em todos os pisos, havendo, ao nível do piso 2 uma descontinuidade importante dos elementos da fachada Sul, que recuam cerca de 12.5m (ver Figura 2b). O interior do edifício e nos pisos elevados, prevê-se o núcleo de acessos verticais e instalações sanitárias, localizado sensivelmente a meio da área em planta, sendo a área remanescente destinada a *open space* para escritórios, onde se sugere que se minimizem os elementos verticais, tirando partido de elementos estruturais localizados junto das fachadas do edifício (ver Figura 2c). Nos pisos enterrados, a distribuição de estacionamentos permite a execução de uma malha regular de pilares com vãos máximos de cerca de 9m.



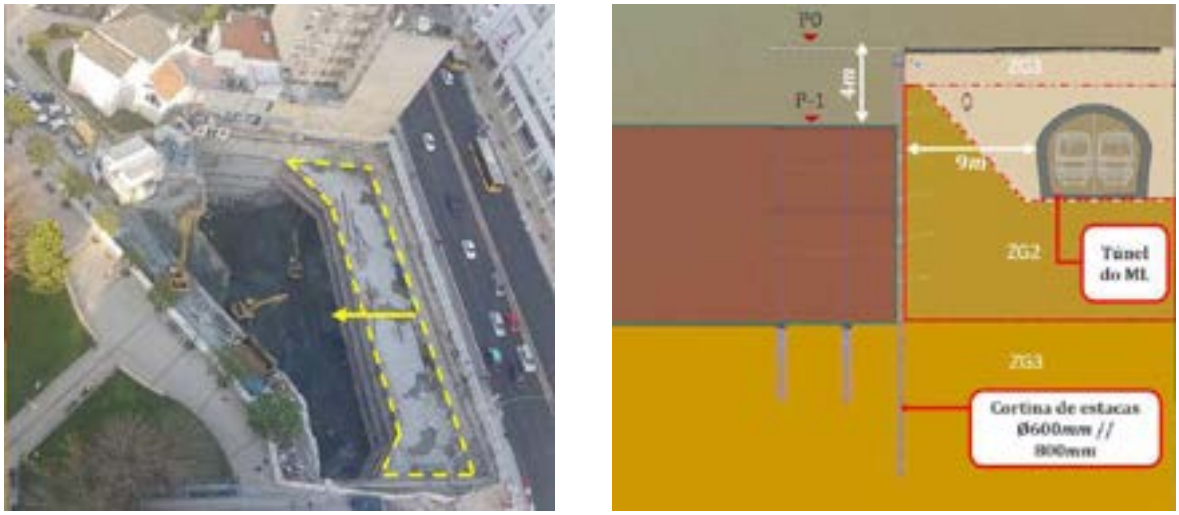
a) b) c)

Figura 2. a) Antevisão geral do edifício. b) Antevisão da zona em consola ao nível do piso térreo. c) Planta do piso tipo elevado.

Condicionalismos geológicos e geotécnicos – A pequenas profundidades foram detectados aterros com características heterogéneas, essencialmente argilo-arenosa a argilo-siltosa, englobando numerosos fragmentos líticos de calibre variável. Os níveis menos profundos do Miocénico são compostos por argilas sedosas cinzento esverdeadas ate perto de 6*m* e 9*m* de profundidade. Estes materiais

proporcionaram valores de NSPT situados entre 13 e 45 pancadas, traduzindo a presença de materiais com comportamento geotécnico de solos coesivos duros a rijos. Inferiormente, foram interessadas argilas siltosas e margosas muito duras e rijas (26≤NSPT≤60) com frequentes intercalações de laminações argilo-carbonosas cinzentas a cinzento escuras e de lentículas calco-margosas fossilíferas, constituindo bancadas de cascões conquíferos que não atingem mais de 1.50*m* de possança. Estes materiais demonstram comportamento geotécnico genericamente favorável (rijo), indicado por registos de NSPT compreendidos entre 35 e 60 pancadas. Tendo em consideração a realidade geotécnica identificada ao nível das fundações (nível do piso -6), optou-se por uma solução com fundações directas, com tensões de contacto que variam entre os 450*kPa* aos 650*kPa* nas sapatas dos pilares e núcleos. respectivamente.

Condicionalismos do projecto de escavação e contenção periférica – Este projecto previa, em geral, uma solução de cortina de estacas de 0.60m de diâmetro em todo o contorno dos pisos enterrados. Na zona de contenção paralela à Av. Fontes Pereira de Melo e não sendo possível efectuar ancoragens provisórias devido à proximidade do túnel do metropolitano de Lisboa, é previsto uma banda de laje de 2 em 2 pisos que serve de travamento provisório da cortina de estacas. Esta banda de laje localiza-se à cota da laje definitiva e necessita de 0.30*m* de espessura para equilibrar os esforços a que está sujeita. Este aspecto conduziu a que se tenha optado por uma espessura de laje de 0.30*m* nos pisos enterrados, tendo-se adoptado uma modulação de pilares de vãos máximos de cerca de 8*m* a 9*m*.



a) b)

Figura 3. a) Vista das bandas de laje para travamento da contenção. b) Corte transversal na zona da Av. Fontes Pereira de Melo e proximidade do túnel do Metropolitano.

Condicionalismos referentes à segurança contra incêndio - As medidas de segurança contra incêndio estipulam que a estrutura é classificada como R120/REI120, pelo que todos os elementos metálicos deverão ser devidamente protegidos. Em geral, considerou-se que os elementos metálicos que se encontram ocultos serão protegidos através da projecção com argamassa, e nos elementos que se encontram aparentes está prevista uma pintura intumescente que garanta a protecção ao fogo de acordo com o projecto de segurança. Admitiu-se assim que as vigas metálicas em treliça do interior e de contorno nos pavimentos da zona da estrutura de transição, são protegidos com projecção de argamassa, pois não se encontram visíveis, e que os montantes metálicos de todas as fachadas de contorno do edifício, assim como as diagonais da estrutura de transição, seriam protegidos com pintura intumescente. No que respeita aos elementos de betão armado e pré-esforçado, em particular, no que se refere às lajes dos pisos elevados, foram adoptados os recobrimentos de armaduras passivas e activas, que garantem a segurança contra incêndio. Em complemento, foram dispostas as armaduras necessárias de modo a evitar a rotura das lajes para uma situação de acidente, prevendo-se que estejam a actuar as cargas frequentes e que cerca de metade do pré-esforço de um determinado painel não esteja activo, i.e. assumindo que metade dos cabos possam estar danificados.

2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Na concepção e dimensionamento dos vários elementos estruturais foram naturalmente tidos em consideração os aspectos de segurança estrutural, economia, qualidade, segurança ao fogo e durabilidade da solução.

De acordo com a concepção arquitectónica e conforme referido anteriormente, os elementos verticais nos pisos elevados estão limitados ao núcleo de acessos verticais e aos elementos metálicos dispostos ao longo das fachadas, conduzindo a grandes painéis de laje que vencem vãos máximos de cerca de 12*m*x18*m*. Partindo deste pressuposto, optou-se por uma solução de laje aligeirada de betão armado e pré-esforçado com moldes recuperáveis, com uma espessura total de 0.35*m*. A laje é constituída por nervuras de 0.35*m* de largura, afastadas de 1.35*m* de acordo com a métrica dos elementos da fachada, e uma lâmina de compressão de 0.125*m* de espessura, conduzindo a moldes de aligeiramento com dimensões em planta de 1.0*m*×1.0*m* e 0.225*m* de altura (ver Figura 1Figura 4). As dimensões das nervuras e da lâmina de compressão foram estabelecidas de forma a garantir um adequado comportamento estrutural e tiveram por base as exigências relativas à segurança ao fogo definidas no projecto de segurança. No bloco paralelo à Av. 5 de Outubro, foi necessário adoptar uma banda de laje de betão armado pré-esforçado com 4.05*m* de largura e com altura variável entre 0.35*m* e 0.70*m*, que vence um vão de sensivelmente 18*m*. Com esta solução para as lajes dos pisos elevados é possível garantir um espaço em *open space* com grandes dimensões e uma distância livre de 0.50*m* entre a face inferior da laje e o tecto falso para a passagem de instalações técnicas. Para a laje no interior dos núcleos de acessos verticais e das escadas adoptou-se 0.18*m* de espessura de modo a permitir acomodar as ancoragens dos cabos de pré-esforço que se prolongam até essa zona (ver Figura 5).

Tendo em consideração os vãos a vencer e os condicionalismos impostos para a concepção estrutural, a solução adoptada para os pavimentos conduz a frequências verticais de vibração dos pisos de cerca de 3.5*Hz* a 4.0*Hz*, valores relativamente baixos quando comparados com soluções correntes. Deste modo e após uma análise dinâmica detalhada dos efeitos das vibrações nos pavimentos devidos às acções de utilização do edifício, conclui-se que as vibrações induzidas serão perceptíveis, no entanto serão inferiores ao limite do desconforto, desde que actuem durante um determinado espaço temporal razoável. Assim, será expectável que os utilizadores "sintam" alguma vibração dos pavimentos, no entanto, não se prevê que estejam na gama de valores que possa conduzir a algum desconforto. Por fim, salienta-se que esta análise foi efectuada tendo em consideração a massa das restantes cargas permanentes (revestimentos, tecto falso, equipamentos leves, paredes divisórias, etc), porém não considerou o eventual efeito benéfico de amortização da acção dinâmica que esses materiais podem introduzir, pelo que, em princípio, trata-se de uma abordagem conservativa.

Nas extremidades, junto às fachadas, a laje assenta num conjunto de elementos metálicos tubulares afastados de 1.35*m*, de acordo com a modulação da fachada, e com secção adaptada ao nível de esforços a que estão sujeitos, variando entre RHS250×100×8 a RHS250×100×16, entre os pisos superiores e inferiores, respectivamente.

Na zona junto da fachada Sul e tendo em consideração a descontinuidade de elementos verticais ao nível do piso 2, optou-se por uma solução estrutural para a laje dos pisos elevados constituída por treliças metálicas, que vencem 12.15*m* de vão, e uma laje em betão de agregados leves de 0.125*m* de espessura, pois trata-se de uma zona que estará em consola e introduzirá uma flexão permanente no núcleo de betão armado e, portanto, tentou-se que fosse o mais leve possível. As treliças dos pavimentos apoiam nos elementos da fachada que transmitem a carga através de elementos metálicos diagonais, dispostos nas fachadas Sul, Nascente e Poente, para o núcleo interior e para uma parede de betão armado localizado na fachada paralela à Av. Fontes Pereira de Melo. As treliças estão afastadas de 2.70*m* entre eixos e são constituídas por cordas superior e inferior de secção tubular RHS100×100×6.3 e RHS100×100×10, respectivamente, que equilibram os esforços de flexão, e diagonais em IPE100 que transmitem o esforço transverso. Estas vigas assentam, na extremidade da fachada Sul, no sistema estrutural metálico de transição e, na outra extremidade, em elementos de

betão armado, através de cachorros (durante a fase de montagem), para serem posteriormente ligados monoliticamente à estrutura de betão através de barras pré-esforçadas.

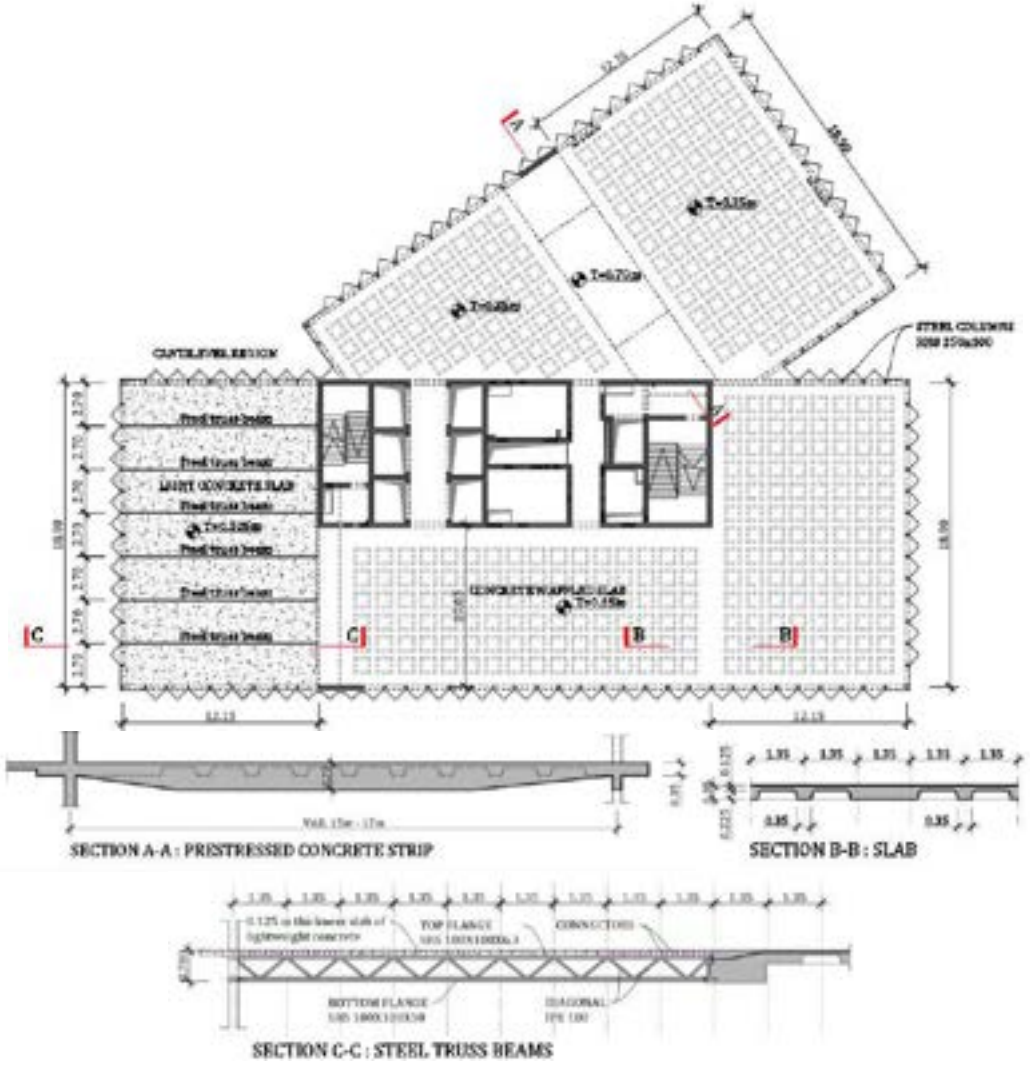


Figura 4. Planta do piso tipo elevado e pormenores

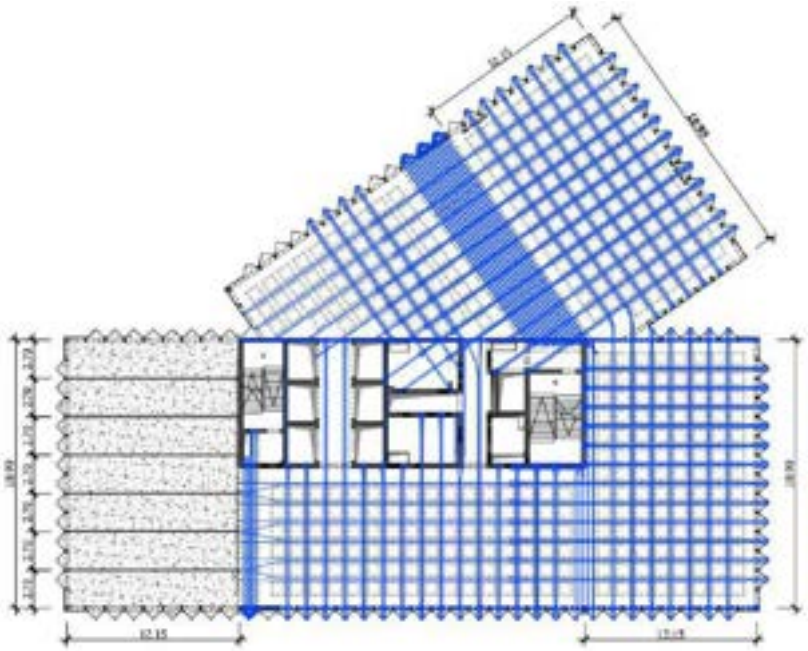


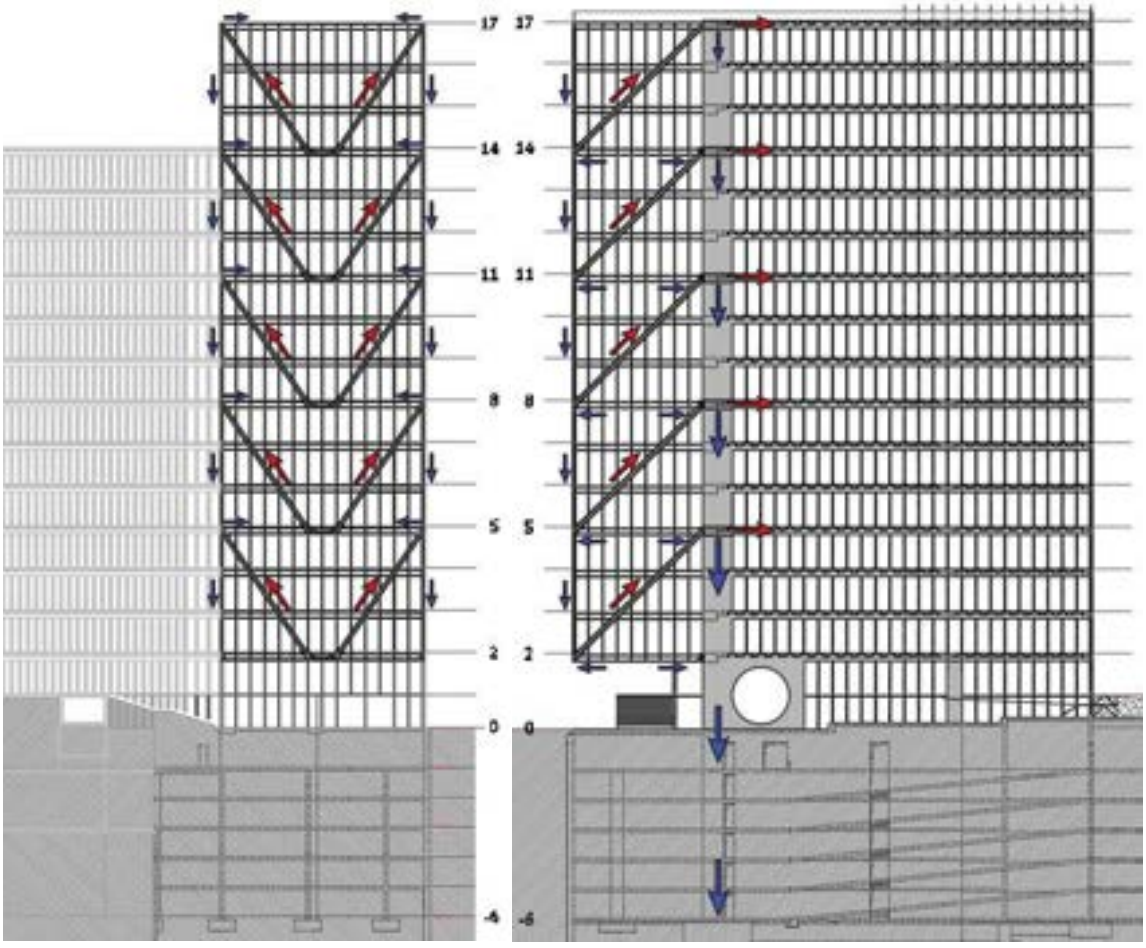
Figura 5. Planta de um piso tipo corrente com a distribuição de cabos de pré-esforço

O sistema estrutural de transição disposto nas fachadas do edifício é constituído por elementos diagonais que "atravessam" os pavimentos de 3 em 3 pisos e permitem garantir uma adequada transferência de cargas das lajes para os elementos verticais adjacentes que se prolongam até às fundações, através do sistema ilustrado na Figura 6.

Os montantes metálicos são constituídos por perfis tubulares rectangulares RHS250x100x8 e as diagonais dos alçados Nascente e Poente são igualmente elementos tubulares de secção RHS400x250x20. A transferência de cargas da fachada Sul para as fachadas Nascente e Poente é efectuada por tirantes diagonais de secção tubular RHS350x250x16, que ligam a montantes RHS250x250x10 dispostos nos cantos da laje e que transmitem os esforços para as diagonais das fachadas laterais.

Com este sistema é praticamente possível efectuar a estrutura piso-a-piso, na qual os elementos de cada piso poderão apoiar no sistema de transição dos pisos inferiores, sem necessidade de prever escoramentos provisórios até ao final da construção de todos os pisos. Efectivamente, é necessário prever escoramento provisório até à execução do 2ºnível da estrutura de transição, podendo os restantes níveis serem executados apoiando na estrutura já construída. Este aspecto será detalhado no capítulo do faseamento construtivo.

No que respeita aos pavimentos localizados na zona da estrutura de transição, as frequências de vibração verticais da estrutura rondam os 3.5Hz, pelo que será expectável um comportamento semelhante às lajes dos pisos, porém a acção dinâmica num dos pisos poderá influenciar os restantes pisos. Da mesma forma, foram efectuadas análises mais detalhadas e concluiu-se que as vibrações seriam perceptíveis, mas inferiores ao limite do desconforto.



a) b)

Figura 6. Esquema do caminho da carga. a) Alçado Sul. b) Alçado Nascente e Poente



a) b)

c) d)

Figura 7. Vistas da obra durante a execução. a) laje do piso 14 e 15. b) alçado Sul e alçado paralelo à Avenida Fontes Pereira de Melo. c) Vista da Avenida 5 de Outubro. d) vista das treliças metálicas da laje de betão leve na zona sob a consola.

No que respeita aos pisos enterrados, nomeadamente ao nível dos pisos 0 e -1 e face à necessidade de transferência das cargas dos elementos metálicos das fachadas para a modulação de elementos verticais nos estacionamentos, adoptou-se uma maior diversidade de sistemas estruturais para os pisos. A transmissão das cargas dos pilares metálicos na fachada é, na generalidade, efectuada por elementos de viga parede, de forma a garantir um adequado controlo da deformação para as acções verticais. Tendo em consideração que estes elementos estarão sujeitos a estados de tensão muito relevantes e é, em alguns casos, necessária a execução de aberturas para circulação, foram adoptadas soluções pré-esforçadas de modo a garantir uma adequada pormenorização e evitar densidades elevadas de armaduras que poderiam conduzir a dificuldades durante a betonagem. Nos pisos inferiores, pisos -5 a -2, são na generalidade adoptados pilares rectangulares, orientados de modo a evitar as interferências com os estacionamentos, e que conduzem a vãos de laje de cerca de 8m a 9m. Para as lajes destes pisos, optou-se por uma laje com 0.30m de espessura, que foi essencialmente condicionada pelo projecto de escavação e contenção periférica, conforme referido anteriormente. A ligação das lajes dos pisos enterrados à contenção periférica foi efectuada através de uma viga de contorno, devidamente ligada às estacas através de ferrolhos.

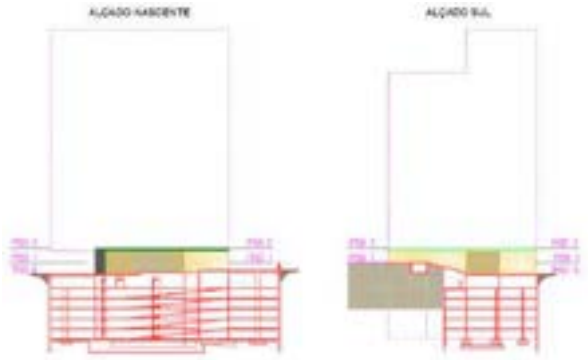
As fundações são directas, através de sapatas isoladas ou contínuas de betão armado, com dimensões adaptadas ao nível de esforços a que estão sujeitas e garantindo as tensões admissíveis do solo de fundação. A adopção de sapatas contínuas foi essencialmente condicionada pela eventual deformabilidade relativa entre os apoios do núcleo central e dos elementos da periferia. Efectivamente, o facto de o núcleo central ter uma solução de fundações directas e os pilares metálicos da periferia assentarem sobre a cortina de estacas, com rigidez distinta, poderia conduzir a deslocamentos diferenciais que levariam a um acréscimo de esforços axiais nos pilares metálicos. Assim, as sapatas contínuas adoptadas permitem reduzir significativamente esses eventuais assentamentos, permitindo um melhor comportamento estrutural.

No que diz respeito às acções horizontais, nomeadamente as acções sísmicas, estas são equilibradas pelos elementos verticais de betão armado que transmitem os esforços às fundações. Estes elementos são essencialmente as paredes dos núcleos de acesso vertical. Do ponto de vista sísmico assegurou-se que a solução estrutural é o mais uniforme possível em termos de variação de rigidez em planta e alçado.

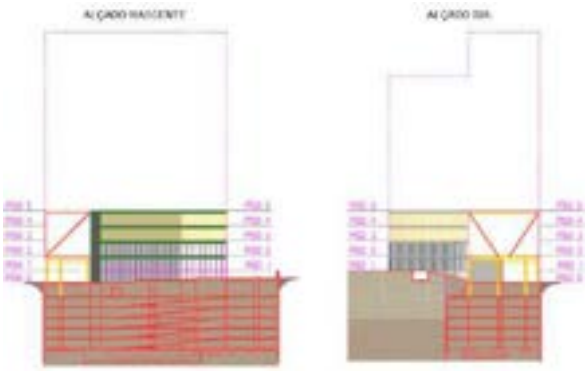
3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Além das preocupações da segurança estrutural e comportamento em serviço, o engenheiro de estruturas deverá ter sempre em consideração, durante a fase de concepção, o processo construtivo e a exequibilidade da obra, devendo, o projecto, dar indicações gerais sobre as diversas fases de construção, de modo a garantir a segurança, não só na fase final da obra, mas também durante a sua execução.

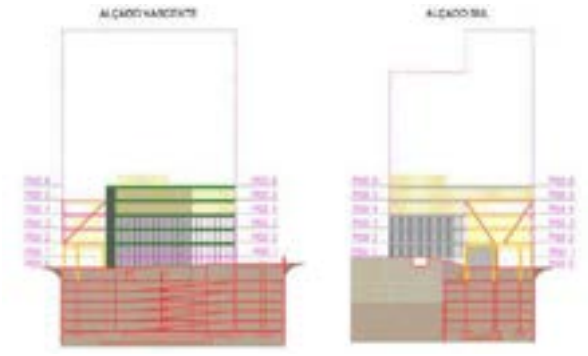
Embora se trate de um edifício com um porte significativo e com alguma complexidade estrutural, foi possível recorrer aos processos de construção correntes. As lajes de betão foram ser executadas piso-a-piso e, sendo pré-esforçadas, permitem a remoção do escoramento mais cedo, o que permite, por um lado, uma maior velocidade de construção e, por outro lado, uma importante redução de recursos. No que respeita à estrutura metálica da zona de transição, será necessário prever um escoramento provisório do piso 0 ao piso 2, para a execução dos pisos 2 a 5 da zona em consola. Este sistema deverá estar devidamente apoiado nos alinhamentos dos pilares dos pisos enterrados e no alinhamento da cortina de estacas de modo a não introduzir esforços de flexão significativos na laje do piso 0. Após montado o primeiro módulo, poderão ser executadas as diagonais principais em todas as fachadas no módulo seguinte (pisos 5 a 8). Depois de devidamente ligadas entre si e à estrutura de betão adjacente, foi possível remover o escoramento provisório do piso 0 e efectuar os restantes elementos estruturais (pilares metálicos, treliças e laje) apoiadas sobre a estrutura metálica do módulo inferior.



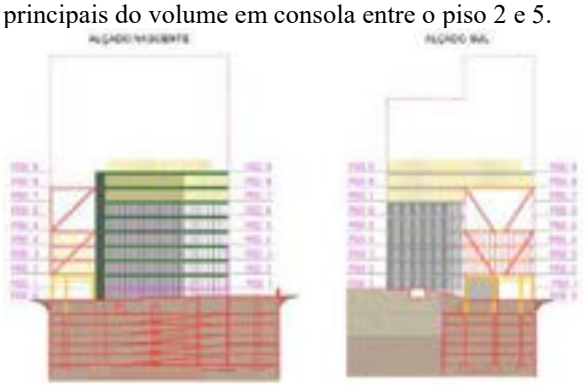
FASE 1 - Execução da estrutura dos pisos enterrados. Montagem do escoramento para betonagem das primeiras lajes dos pisos elevados.



FASE 2 - Betonagem da estrutura em betão armado até ao piso 5. Montagem do escoramento com torres apoiadas no alinhamento de pilares da estrutura dos pisos enterrados. Montagem dos perfis e diagonais principais do volume em consola entre o piso 2 e 5.

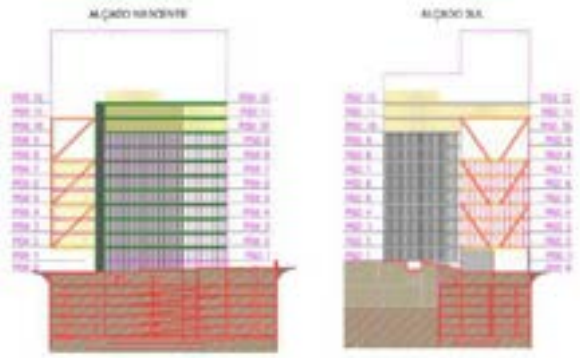


FASE 3 - Montagem dos pilares metálicos de fachada,



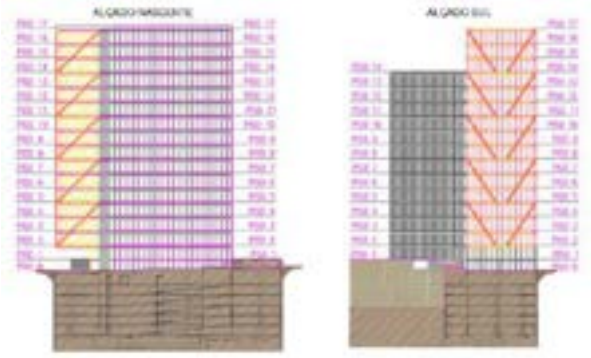
FASE 4 - Betonagem da estrutura em betão armado até

treliças e betonagem das lajes de pavimento no volume em consola entre os pisos 2 e 5.



FASE 5 - Montagem dos pilares metálicos de fachada, treliças e betonagem das lajes de pavimento no volume em consola entre os pisos 5 e 8. Desmontagem das torres de escoramento para o volume em consola. Betonagem das lajes até ao piso 12. Montagem dos perfis e diagonais principais do volume em consola entre os pisos 8 e 11.

ao piso 9. Montagem dos perfis e diagonais principais do volume em consola entre os pisos 5 e 8.



FASE 6 - Repetição da FASE 5 nos restantes pisos.

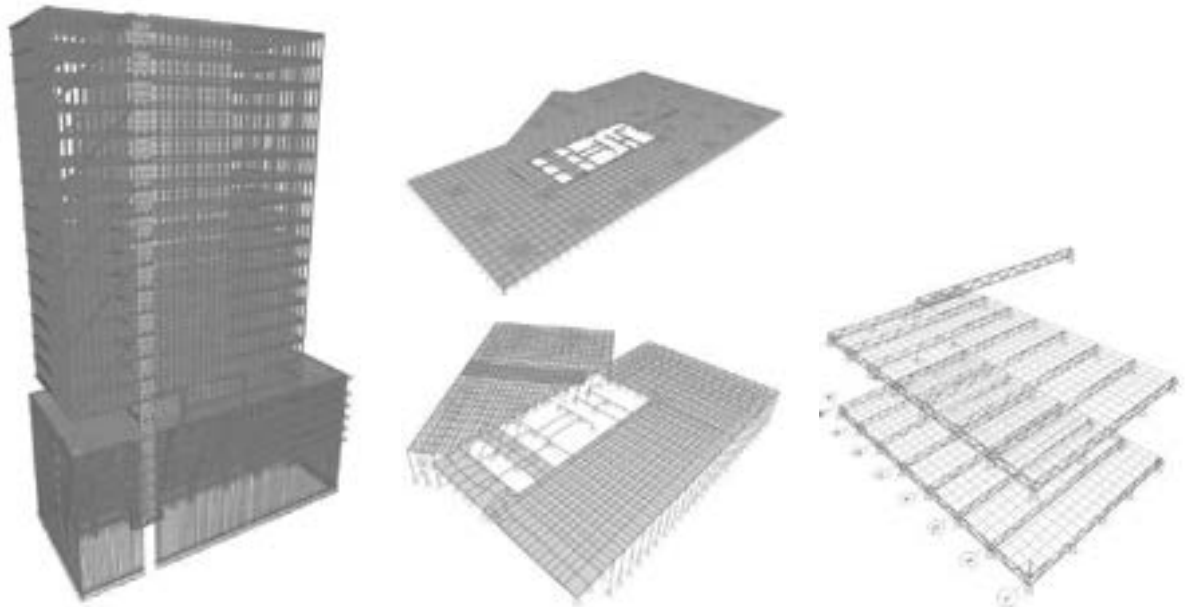
4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Em modelação deve ter-se sempre uma especial atenção às simplificações implementadas no modelo de cálculo, procurando sempre ajustar a complexidade do modelo ao objectivo pretendido, evitando-se modelos morosos e de difícil interpretação de resultados sem, contudo, perder informação relevante sobre comportamento estrutural do elemento ou estrutura a analisar. Neste contexto foram elaborados diversos modelos de análise com o objectivo de dimensionar todos os elementos estruturais do edifício e simular o comportamento da estrutura para as diversas acções correspondentes aos estados limite últimos e de utilização.

Para a avaliação do comportamento global da estrutura elaborou-se um modelo tridimensional de elementos finitos (ver Figura 8a), no qual foram aplicadas as acções mais condicionantes, nomeadamente as cargas permanentes, sobrecargas nos pavimentos, vento e sismo. Simularam-se os pilares e paredes com elementos finitos unidimensionais e os núcleos com elementos finitos de casca, de modo a estimar com algum rigor a rigidez da estrutura. Este modelo foi utilizado, essencialmente, para:

- A avaliação das características do comportamento dinâmico da estrutura, em particular para a quantificação dos valores das suas frequências próprias de vibração assim como a estimativa dos deslocamentos entre pisos. As frequências fundamentais foram de 0.3 Hz e 0.4 Hz na direcção *xx* e *yy*, respectivamente, valores que se consideram aceitáveis para o porte do edifício e sistema estrutural adoptado. O deslocamento máximo devido ao sismo, no último piso, é de cerca de 30*cm* e o deslocamento entre pisos é bastante reduzido, apresentando um rácio de H/δ=400, inferior ao limite que poderia causar danos em elementos não estruturais.
- Avaliar correctamente os esforços axiais nos pilares metálicos das fachadas, tendo-se efectuado uma análise com o módulo de elasticidade ajustado para os núcleos, de forma a ter em consideração os efeitos da fluência do betão, e a correspondente transferência de cargas para os elementos metálicos. Simulou-se também a eventual variação de rigidez das fundações dado que diversos pilares metálicos assentam na cortina de estacas e os núcleos têm uma fundação directa, o que poderia conduzir a deslocamentos diferenciais e consequentemente um acréscimo de esforços nos pilares da fachada. De modo a minimizar este efeito foram adoptadas vigas de fundação a ligar a sapata do núcleo à cortina de estacas. Devido a estes efeitos verificou-se um acréscimo de apenas 5% de esforço axial nos pilares metálicos de periferia, tendo-se dimensionado esses elementos para os esforços resultantes dessa análise.

De forma a avaliar com maior rigor os esforços em determinados elementos estruturais, nomeadamente da estrutura de transição metálica em consola nos 15 pisos elevados (Figura 8c), nas lajes dos pisos enterrados (Figura 8b), nas lajes pré-esforçadas dos pisos elevados (Figura 8b), nas lajes mistas na zona em consola, nas vigas parede que efectuam a transição das cargas dos pilares da fachada para os pilares de betão nos pisos enterrados e nos elementos das fundações, efectuaram-se diversos modelos locais dessas zonas da estrutura, por forma a complementar os resultados do modelo global e proceder à verificação da segurança destas regiões.



a) b) c)

Figura 8. a) Modelo global. b) Modelos locais da laje pré-esforçada. c) Modelos da laje mista

O faseamento construtivo da zona em consola foi igualmente analisado, recorrendo a diversos modelos de cálculo simulando as diversas fases de construção e a distribuição de esforços e deslocamentos em cada fase e posteriormente confirmados durante a execução da obra.

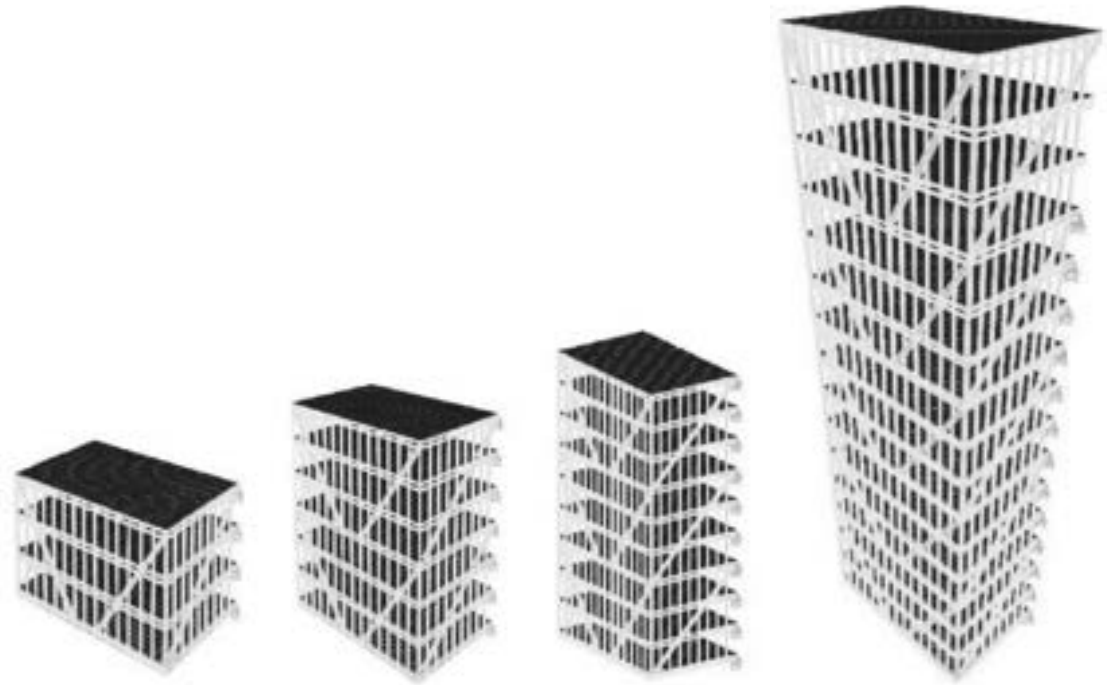
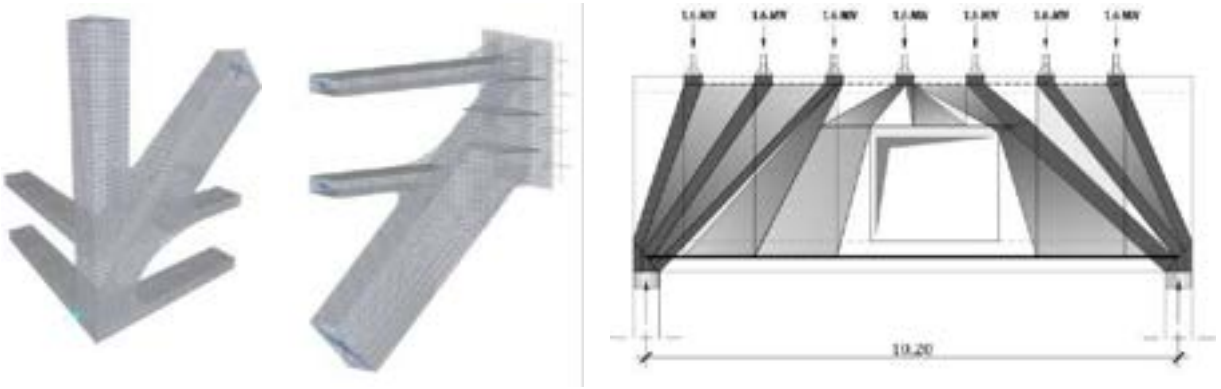


Figura 9. Modelos das diversas fases da estrutura metálica da zona em consola

No que respeita à estrutura metálica e respectivas ligações, foram elaborados modelos locais das várias ligações, de modo a avaliar correctamente o estado de tensão nas diversas chapas de reforço e elementos metálicos na vizinhança das ligações, tendo-se limitado as tensões aplicadas de acordo com o critério de Von Mises.

As armaduras das vigas parede que efectuam a transição dos pilares metálicos ao nível dos pisos -1 e 0, foram determinadas com base em modelos de campos de tensões, tendo-se aplicado na fronteira as cargas provenientes dos elementos verticais e adoptaram-se, além das armaduras principais, armaduras mínimas adequadas para garantir um bom comportamento em serviço e na rotura destes elementos.



O dimensionamento das armaduras dos vários elementos estruturais e a verificação da segurança aos estados limites últimos e de utilização, seguiu, na generalidade, a regulamentação em vigor e foi efectuada através de programas de cálculo desenvolvidos na JSJ.

5. CONCLUSÕES

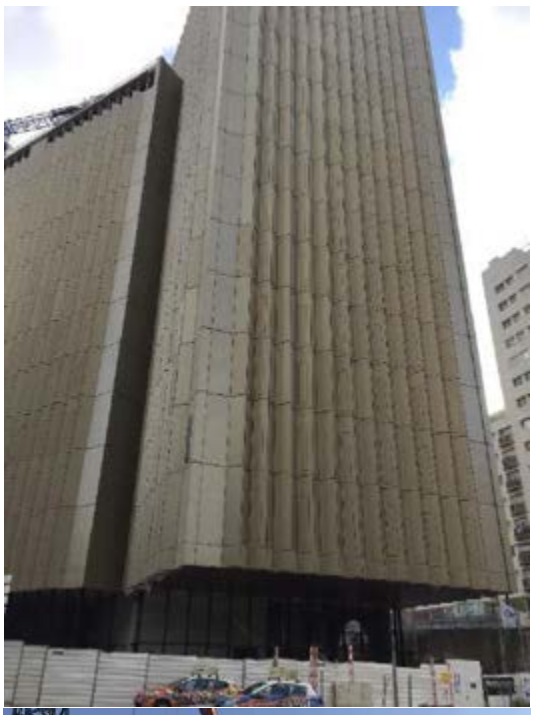
No presente artigo foram apresentadas a soluções estruturais implementadas no edifício de escritórios denominado por FPM41 e localizado na Avenida Fontes Pereira de Melo. Face às diversas condicionantes, essencialmente os grandes *open-spaces* previstos pelo cliente e a zona onde não era pretendida a existência de pilares ao nível do piso 0 o que obrigou a efectuar um corpo balançado com 15 pisos e com 12*m*x18*m* em consola, foi necessário recorrer a sistema estruturais pouco correntes em edifícios, nomeadamente: soluções de lajes pré-esforçadas com vãos livres de 12m x 18m e uma estrutura metálica que transfere a carga da consola para os elementos de betão armado que se prolongam até às fundações. Além da descrição da concepção estrutural e de alguns dos pormenores estruturais mais relevantes, é apresentado o faseamento construtivo e os aspectos mais relevantes da modelação e análise.

AGRADECIMENTOS

Uma obra é sempre executada por diversos intervenientes e não é possível enumerar aqui todas as pessoas, porém salienta-se que todos os técnicos e operários envolvidos, demonstraram sempre muito interesse e pro-actividade na resolução dos diversos problemas que foram surgindo, tratando os desafios com muita responsabilidade e profissionalismo, pelo que a todos se expressa um sincero agradecimento por todo o esforço e empenho manifestados durante a execução da obra.

Agradece-se também às seguintes entidades em particular aos seus representantes: Rockbuilding – Gestão do empreendimento e Fiscalização, Mota-Engil e Casais – Consórcio Construtor, Arestalfer – Sub-empreiteiro da estrutura metálica e Jofebar e Martifer – Fornecimento e montagem da fachada.

Por fim, um agradecimento particular a todos os colaboradores da JSJ que se empenharam neste projecto e contribuíram com as suas ideias e um excelente sentido de cooperação.









Estruturas e Fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa






Júlio Appleton[1] **António Costa[2]** **Nuno Travassos[3]** **Hugo Rodrigues[4]**

RESUMO

O novo hospital Cuf Tejo localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200m^2. Inclui 4 caves, 5 pisos elevados e cobertura com uma área total de construção de aproximadamente 75 000m^2. Nos pisos enterrados (dimensões máximas de 202mx 58m) não se realizaram quaisquer juntas.

O edifício localiza-se junto ao Caneiro de Alcântara e à Central Elevatória de Águas Residuais.

As condições geotécnicas caracterizam-se pela existência de um aterro recente com cerca de 4m de espessura realizado a poente sobre depósitos aluvionares com cerca de 30m de espessura, existentes sobre o complexo basáltico de Lisboa (tufos e basaltos). A nascente os aterros foram executados directamente sobre o complexo rochoso. Estas condições geotécnicas e os condicionamentos de obras enterradas adjacentes ao perímetro do edifício conduziram à solução adoptada para a contenção periférica.

A estrutura é realizada em betão armado, em geral, e pré-esforçado nos pavimentos com vãos médios e pavimentos sujeitos a grandes cargas.

Acima do piso térreo a estrutura está subdividida por duas juntas sísmicas em 3 corpos.

Nos pisos elevados 3 até à cobertura a estrutura do lado Sul inclui grandes consolas realizadas em estrutura mista aço/betão pré-esforçado, com vãos de 8m.

A conclusão da obra deste edifício está prevista para 2019.

Palavras-chave: Edifícios, Betão Armado Pré-Esforçado, Contenção, Top/down

[1]A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: julio.appleton@a2p.pt
[2]A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: antonio.costa@a2p.pt
[3]A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: nuno.travassos@a2p.pt
[4]A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal; e-mail: hugo.rodrigues@a2p.pt

1. INTRODUÇÃO E CONDICIONAMENTOS

O novo hospital Cuf Tejo localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200m^2. Inclui 4 caves e 5 pisos elevados com uma área total de construção de aproximadamente 75 000m^2, 'Fig. 1'.

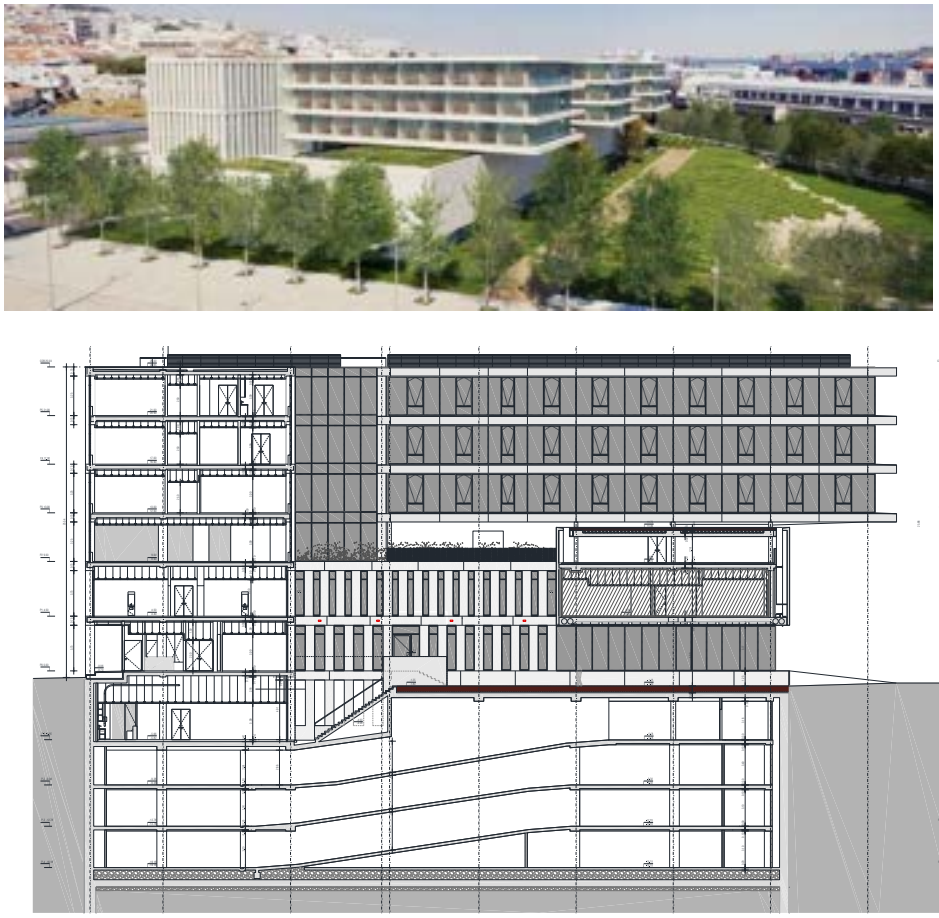


Figura 1. Fotomontagem e corte transversal do novo Hospital Cuf Tejo.

Os principais condicionamentos para a execução do projecto e da obra foram os seguintes 'Fig. 2':

- Existência e proximidade da Estação Elevatória de Águas Residuais e do Caneiro de Alcântara a poente;

- Existência de condutas de 1200mm de diâmetro enterradas, localizadas a eixo da Av. 24 de Julho e da Av. da Índia;

- Existência de linha ferroviária a poente sobre o Caneiro de Alcântara;

- Condições hidrogeológicas associadas a um elevado nível freático, variável com a maré no Rio Tejo (profundidade em relação ao terreno actual de 2,5m a 4,2m). Este projecto envolveu a realização por parte do LNEC do " Estudo Hidrogeológico para a Unidade de execução em Alcântara- hospital Cuf", o qual viabilizou a solução proposta, incluindo a realização de um sifão hidráulico interligado por um túnel abaixo do piso -4 e dois poços a Norte e a Sul do edifício;

- Condições geotécnicas diferenciadas de poente para nascente com o nível do substrato rochoso acompanhando o antigo vale de Alcântara.



Figura 2. Implantação do novo Hospital Cuf Tejo.

2. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

As condições geotécnicas do local de implantação do edifício caracterizam-se, a poente, pela existência de um aterro recente com cerca de 4m de espessura realizado sobre depósitos aluvionares, com cerca de 30m de espessura, existentes sobre o complexo basáltico de Lisboa (tufos e basaltos), 'Fig. 3 e 4'. A nascente os aterros foram executados directamente sobre o complexo rochoso. Estas condições geotécnicas e os condicionamentos de obras enterradas adjacentes ao perímetro do edifício conduziram à solução adoptada para a contenção periférica.

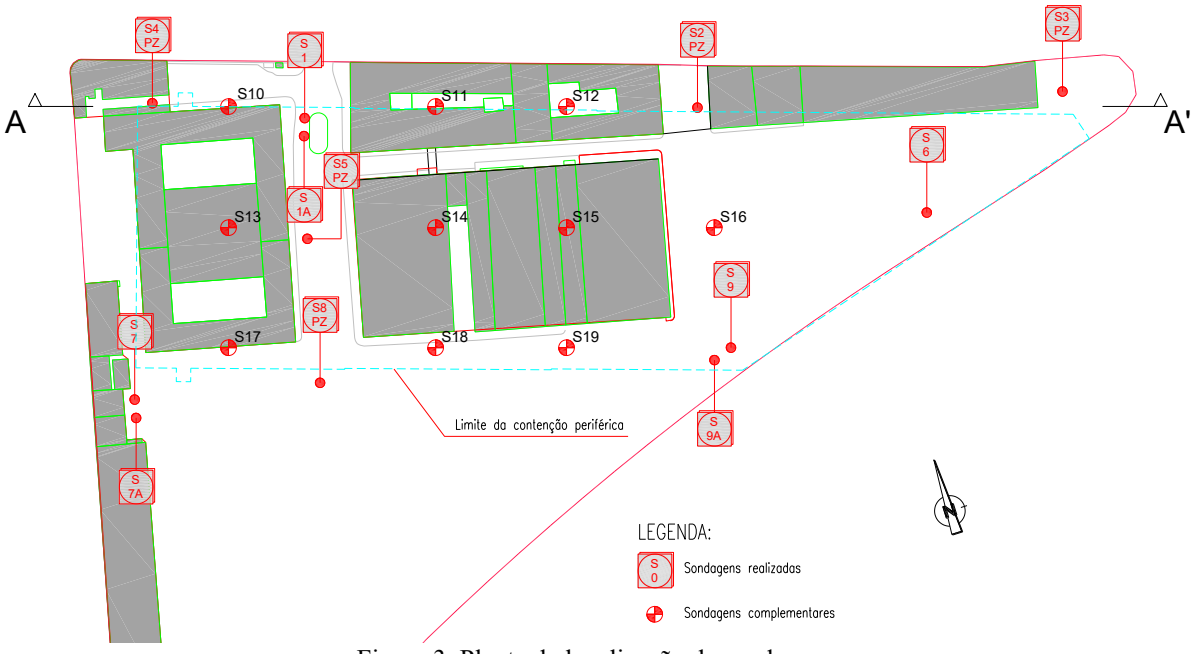


Figura 3. Planta de localização de sondagens.

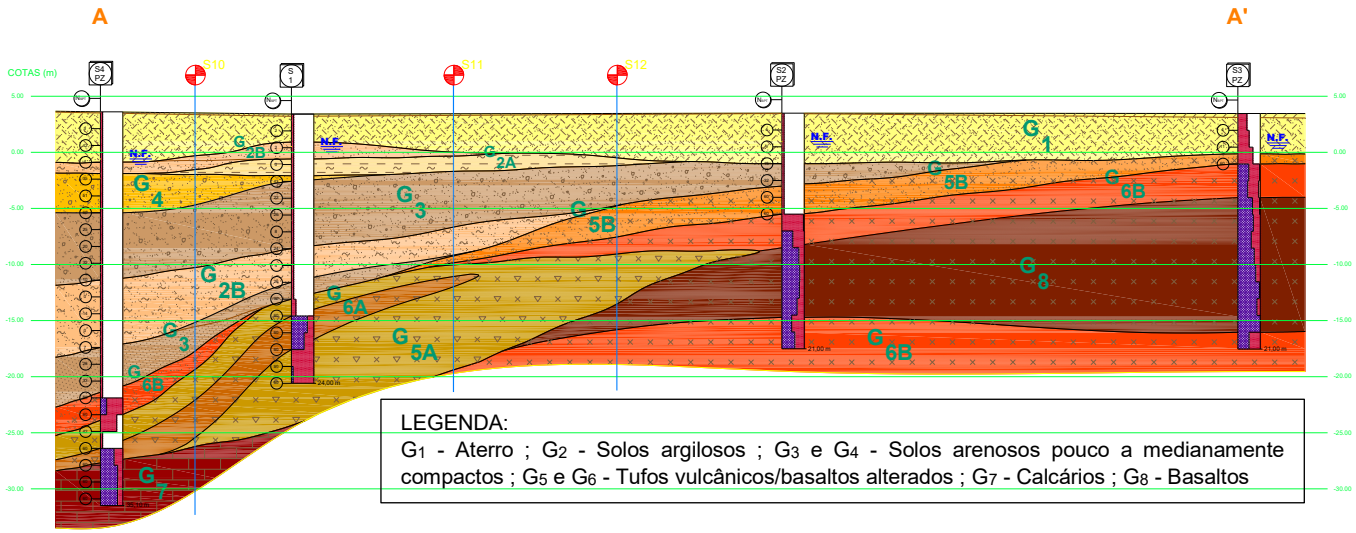


Figura 4. Perfil geotécnico.

3. ESTRUTURA DE CONTENÇÃO, FUNDAÇÕES E LAJE DO PISO -4

Perante a concepção arquitectónica e os condicionamentos existentes a solução para a estrutura de contenção consistiu na execução de uma parede/cortina em todo o perímetro das caves (cerca de 520m) encastrada no formação rochosa basáltica e tufos basálticos, 'Fig. 5'.

Na zona Poente, adjacente ao Caneiro de Alcântara após a execução das paredes moldadas a estrutura dos pisos foi realizada de cima para baixo (top/down), para travamento da parede na fase escavação uma vez que não era possível executar ancoragens ao terreno, as quais intersectariam as infra-estruturas enterradas existentes a poente. Na zona poente e no contorno da zona de top/down as paredes moldadas foram realizadas com 0,80m de espessura. As paredes moldadas foram concebidas com painéis de 6m de largura máxima, tendo nesta zona atingindo profundidades de 30m.

Na zona Nascente a contenção foi realizada com paredes moldadas de betão armado com 0,60m de espessura, ancoradas no terreno 'Fig. 6'. A nascente, o afloramento rochoso a uma cota muito superior à prevista para a escavação obrigou a complementar a contenção de parede moldada com uma parede do tipo Munique com 0,40m de espessura (betonada contra o terreno) dando continuidade, até à cota das fundações, ao troço de parede moldada.



Figura 5. Vista parcial das paredes de contenção.

As fundações dos pilares foram realizadas por estacas na zona onde ao nível do piso -4 ocorriam formações aluvionares e por fundação directa na zona nascente do edifício. As estacas têm diâmetros de 1,5m, 1,2m e 0,80m. As estacas incluem tubos para controlo de qualidade (ensaios cross-hole), tubos que foram também adoptados para realizar a injecção do pé das estacas. Foi realizado em obra um ensaio prévio de estaca de 0,60m de diâmetro.

Atendendo à cota do nível freático (variável com a maré entre valores de 2m a 4m) foram estudadas 2 soluções para a estrutura da laje de fundo – laje de fundo drenada eliminando o efeito de eventual subpressão da água e laje de fundo pregada à rocha para resistir ao impulso hidrostático.

Tendo sido concursadas duas soluções – laje drenada e laje pregada, e reanalisadas as condições hidrogeológicas e geotécnicas veio a optar-se, já no decorrer da obra e tendo em conta sondagens complementares realizadas, pela solução de laje drenada, que correspondeu a uma economia significativa da obra.

A obra envolveu uma escavação de 180 000 m^3 de terreno.

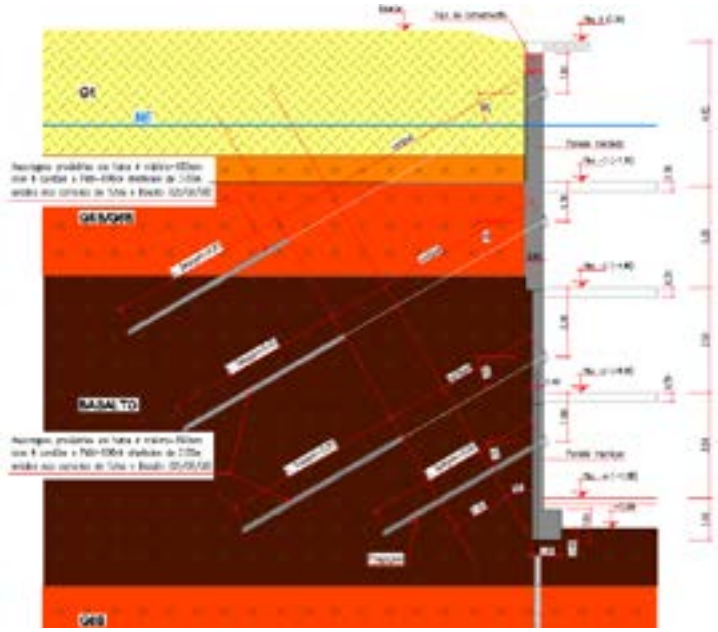


Figura 6. Estrutura de contenção com paredes ancoradas.

4. ESTRUTURA TOP/DOWN

A solução top/down requer a realização prévia das fundações por estacas de pilares para apoio das lajes, para além do apoio nas paredes moldadas (afastadas transversalmente de cerca de 58m), 'Fig. 7'. No projecto concursado consideraram-se estacas definitivas sobre as quais apoiavam pilares metálicos a incorporar na secção dos pilares definitivos de betão, e pilares metálicos provisórios, ambos para apoio das lajes nos alinhamentos 3, 4, 7 e 8. Entre os alinhamentos 3 e 7 existe uma rampa de acesso às caves. A realização de continuidade das lajes nesta zona implicaria a sua posterior demolição pelo que se optou por introduzir escoramentos metálicos ao nível dos pisos, nessa zona. Esses pilares provisórios foram eliminados após a conclusão do top/down. Após conclusão da escavação, os pilares definitivos de betão armado foram realizados de baixo para cima incorporando no betão os tubos metálicos.

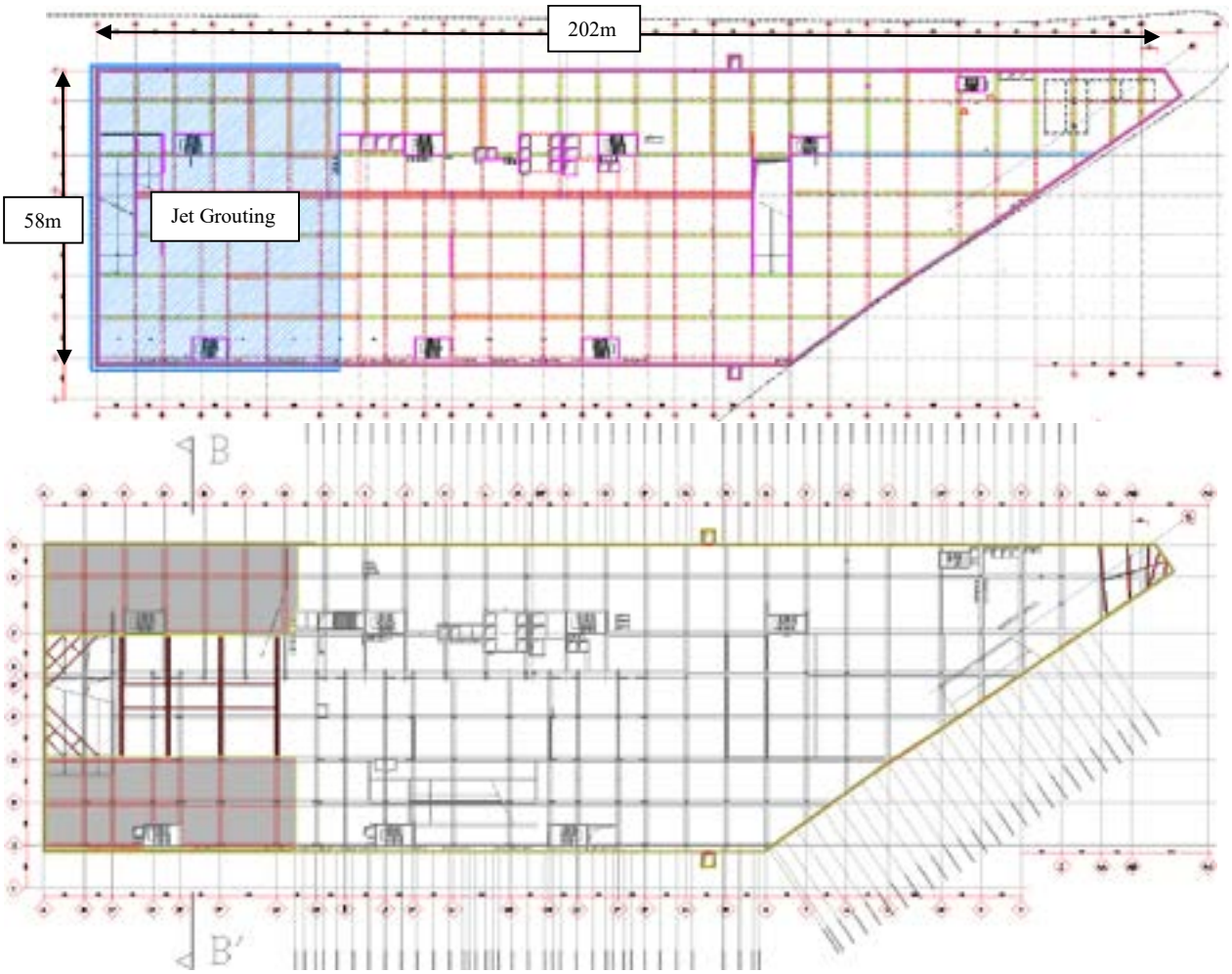
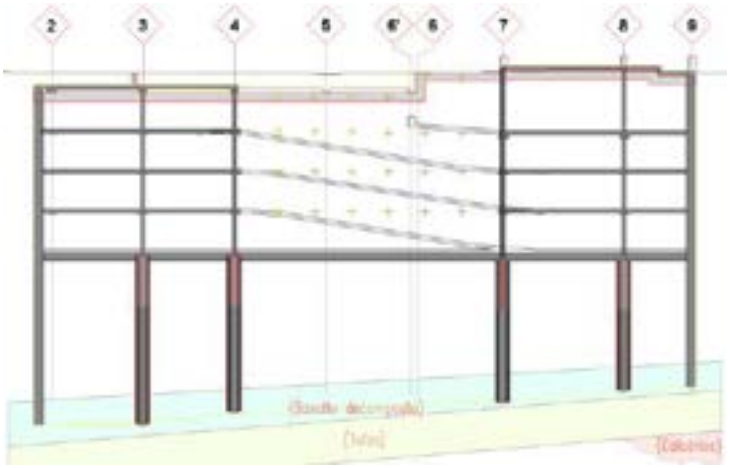


Figura 7. Estrutura top/down: planta ao nível da fundação; planta a nível intermédio


Figura 8. Estrutura top/down: corte transversal BB' (solução de projecto).

Para protecção dos pilares metálicos durante a escavação do terreno (que envolve meios mecânicos pesados) os tubos de aço foram envolvidos por betão pobre, removido após a execução da escavação.

A solução tipo top/down adoptada pelo construtor (Teixeira Duarte) consistiu na montagem de asnas metálicas provisórias, apoiadas nas paredes moldadas e em pilares metálicos nos alinhamentos 4 e 7, das quais foram sucessivamente suspensas, com pendurais, as cofragens para execução das lajes do piso 0 até ao piso -3, 'Fig.9'. Os pendurais atravessaram as lajes já construídas em aberturas que foram posteriormente fechadas. A alternativa da TD reduziu a abertura nas lajes dos pisos 0 a -3 à zona entre

os alinhamentos A e C / 3 a 7. Em todos os pisos a zona Top/down foi realizada apenas até ao alinhamento G.

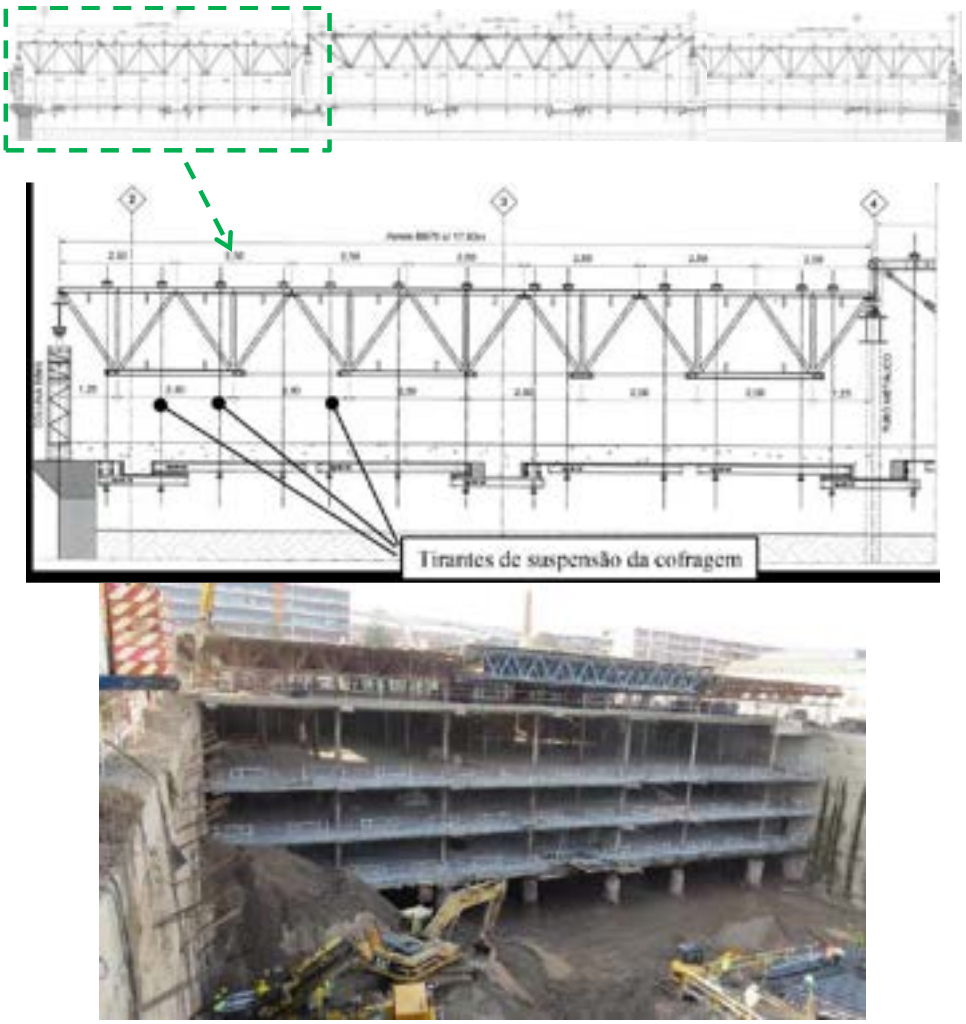


Figura 9. Asnas, tirantes de suspensão e estrutura já realizada na zona do top/down

A solução proposta pelo construtor eliminou o jetgrouting e complementou o escoramento da parede moldada no alinhamento A com perfis metálicos, ao nível do piso -4.

5. CONCEPÇÃO SÍSMICA

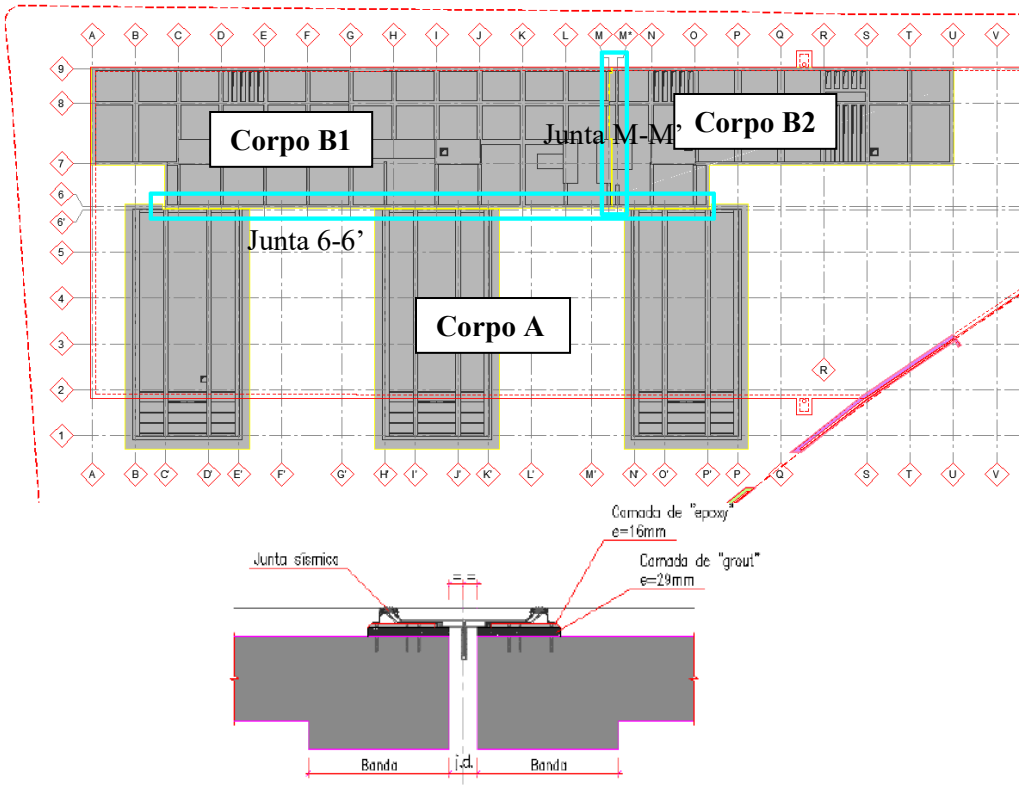
De entre as questões que se colocam na concepção de uma construção deste tipo a realizar na zona de Alcântara, a verificação da segurança sísmica reveste-se de particular dificuldade.

Sabe-se que as soluções de isolamento de base têm sido implementadas neste tipo de edifícios com o objectivo de conferirem um bom desempenho relativamente ao seu comportamento sísmico, quer para sismos de moderada intensidade quer para os sismos de projecto, por reduzirem as acelerações a que os equipamentos são sujeitos e minimizarem os danos em elementos não estruturais e elementos estruturais.

Todavia, a implementação de soluções deste tipo requer certos requisitos de concepção que necessitam de ser considerados desde o início no projecto de arquitectura e de estrutura. As elevadas dimensões do edifício em causa e as irregularidades do corpo A tornam a implementação desta solução no presente edifício de muito difícil execução.

Não tendo sido possível adoptar uma concepção de isolamento de base de toda a superestrutura, considerou-se um conjunto de medidas que garantem um comportamento adequado para um sismo moderado e a segurança para o sismo de projecto. A estrutura foi considerada da classe de importância III e foi adoptado um coeficiente de importância de 1,45 na quantificação da acção sísmica tipo 1, condicionante do dimensionamento estrutural. Os coeficientes de comportamento adoptados foram de 2,4 para o corpo A, 2,0 para o corpo B (componentes horizontais) e de 1,5 para a componente vertical da acção sísmica tendo em consideração o tipo de estrutura (sistema de paredes) e as irregularidades em altura e em planta.

A superestrutura foi subdividida em 3 corpos, por juntas nos alinhamentos 6-6' e M-M', por forma a controlar as dimensões máximas, rigidez e geometria de cada corpo. Esta subdivisão em corpos implica a adopção de juntas sísmicas especiais entre os corpos, as quais acomodam movimentos relativos máximos de 25 cm, 'Fig. 10'.



Junta 66' - mov. transversal						
[uy] [mm]	ELU		ELS		GAP	SOLUÇÃO TIPO
Junta 66'	open	close	open	close	min	
PISO 1	-40.9	20.5	-17.2	5.7	30	MINGUA SOPP 100/65/55
PISO 2	-72.1	62.6	-14.2	4.7	65*	MINGUA SOPP 150/65/55
PISO 3	-107.6	98.9	-13.1	4.4	100	MINGUA SOPP 200/65/55
PISO 4	-145.4	136.8	-12.9	4.3	140	MINGUA SOPP 200/65/55
PISO 5	-182.8	174.2	-12.8	4.3	175	MINGUA SOPP 300/65/55
COBERTURA	-217.9	209.3	-12.9	4.3	210	MINGUA RTC 200

Junta MM* - mov. transversal						
[ux] [mm]	ELU		ELS		GAP	SOLUÇÃO TIPO
Junta MM*	open	close	open	close	min	
PISO 1	-41.5	21.5	-18.4	9.5	30	MINGUA SOPP 100/65/55
PISO 2	-67.3	44.9	-33.5	11.2	45	MINGUA SOPP 150/65/55
PISO 3	-88	65.6	-33.5	11.2	70	MINGUA SOPP 150/65/55
PISO 4	-109.6	87.3	-33.3	11.1	90	MINGUA SOPP 150/65/55
PISO 5	-131	109.1	-32.8	10.9	110	MINGUA SOPP 200/65/55
COBERTURA	-151.5	129.8	-32.4	10.8	130	MINGUA RTC 200

Figura 10. Localização, movimentos e pormenor das juntas sísmicas

Na direção longitudinal (na direcção do alinhamento das juntas) também ocorrem naturalmente deslocamentos relativos quer devido às acções da temperatura quer devido à acção dos sismos o que obriga à utilização de aparelhos de junta especiais com capacidade de absorção de deslocamentos nas duas direcções em causa..

Ao nível da cobertura os movimentos máximos são de 211mm para a junta 6-6' e 144mm para a junta M-M' para o ELU e de 59,2mm para a junta 6-6' e 15,3mm para junta M-M' para o ELS (temperatura + retração). Para o ELS com a acção sísmica os movimentos máximos na cobertura são para a junta 6-6' de 82mm na direção transversal e 60,8mm na direção longitudinal. Para a junta M-M' são de 47,6mm e de 51,5mm, respetivamente nas direção transversal e longitudinal.

A estrutura resistente principal é constituída por paredes de betão armado. A rigidez dos elementos verticais foi definida com a preocupação de minimizar os efeitos de torção nos 3 corpos que constituem a superestrutura. No corpo A adoptaram-se paredes acopladas para além dos núcleos de acesso vertical. Os pilares foram interligados nos pisos por nervuras mais espessas do que a laje.

No dimensionamento da estrutura e na verificação da segurança ao esforço transverso foram adoptados os conceitos de dimensionamento por capacidade real. As zonas críticas foram dotadas da necessária ductilidade. Na pormenorização das armaduras foram adoptados os pormenores de armaduras recomendados, incluindo a cintagem terminando em gancho.
Os materiais adoptados foram em geral o betão C35/45 e o aço A500 NRSD

6. SUPERESTRUTURA

Acima do piso térreo (piso 0) a estrutura está subdividida por duas juntas de dilatação em 3 corpos, 'Fig. 10 e 11'. A estrutura é realizada em betão armado e em betão armado pré-esforçado nos pavimentos com vãos superiores a 8m e nos pavimentos sujeitos a grandes cargas.

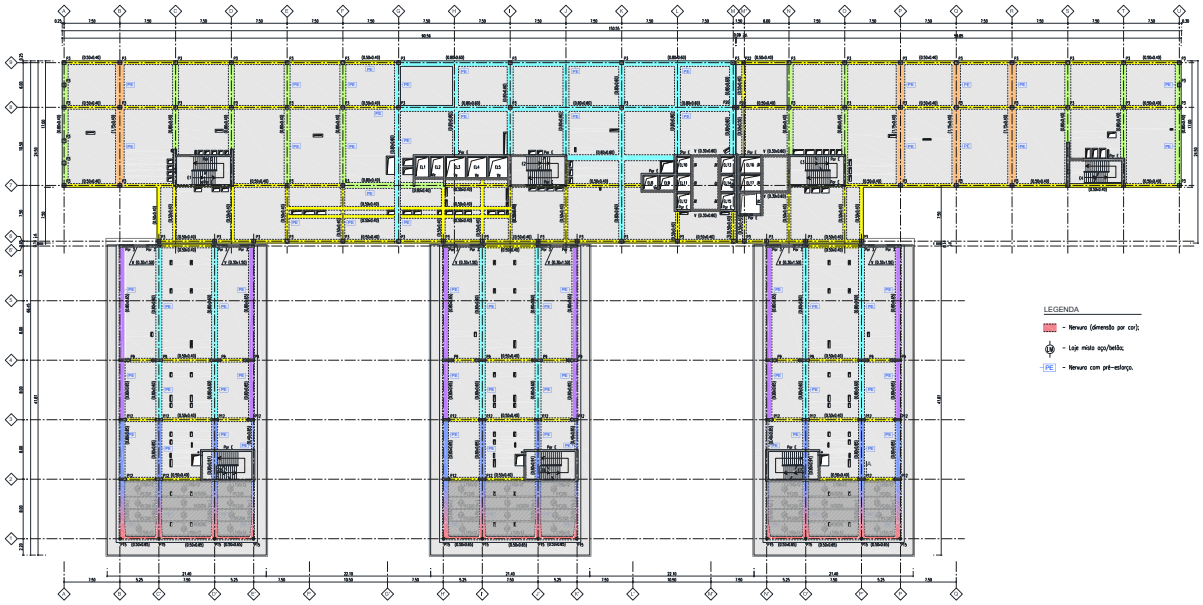


Figura 11. Planta dos pisos elevados

A laje apresenta espessuras correntes de 0,30m e 0,40m ou 0,45m quando os vãos e sobrecargas assim o exigiram. As lajes são aligeiradas com moldes incorporados no betão do sistema Cobiax (aligeiramento da ordem de 30% com redução de inércia inferior a 10%). Junto às nervuras e na zona dos pilares eliminou-se o aligeiramento, 'Fig.12'. As nervuras interligando os pilares têm altura de 0,40m, 0,60m e 0,85m em função do vão e cargas previstas nas zonas respectivas. Nas zonas de maior

vão ou cargas adoptaram-se bandas mais largas para acomodarem os cabos de pré-esforço (monocordões e cabos aderentes nas zonas de maior pré-esforço).



Figura 12. Laje aligeirada do tipo “cobiax”

Nos pisos 3 até à cobertura a estrutura do Corpo A inclui grandes consolas do lado Sul realizadas em estrutura mista aço/betão pré-esforçado, com vãos de 8m, ‘Fig. 13’, e nervuras pré-esforçadas, ‘Fig.14’.

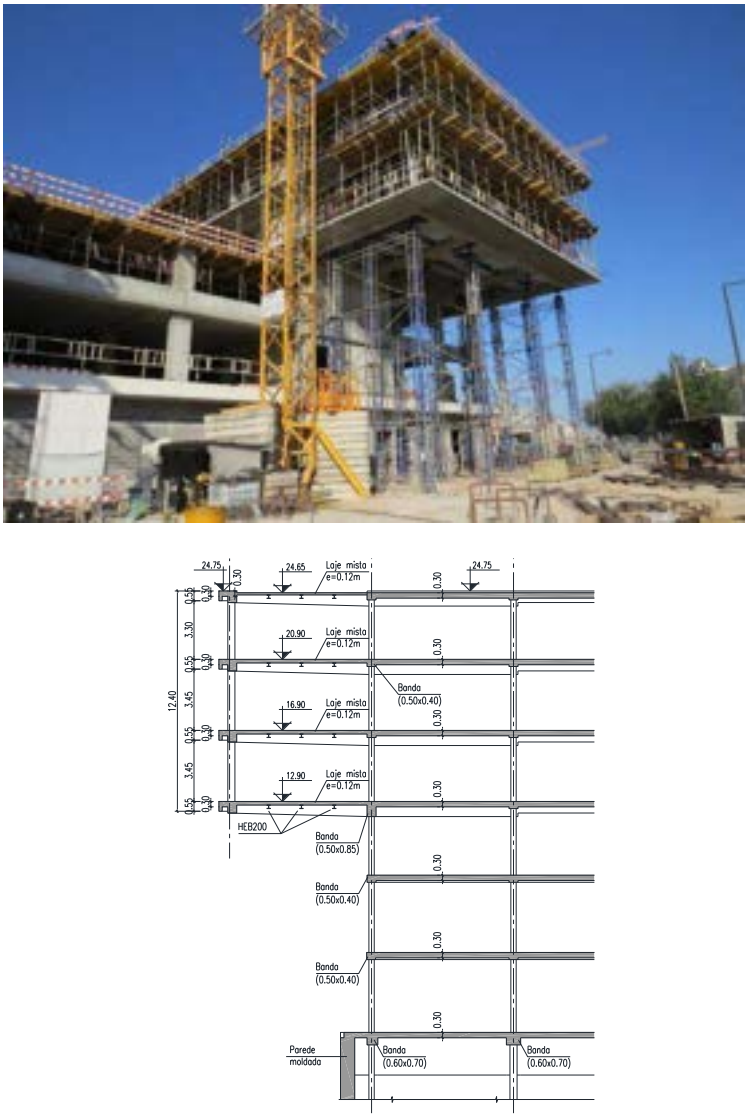


Figura 13. Fotografia e corte transversal na zona das consolas

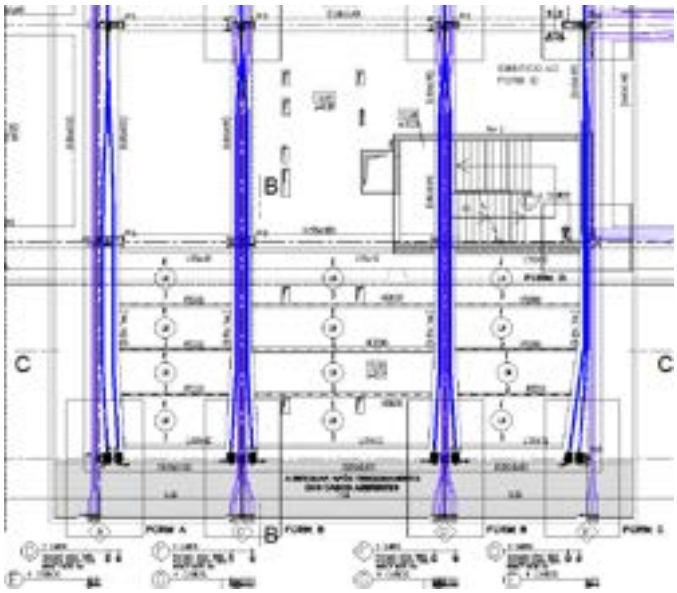


Figura 14. Pré-esforço das consolas

Considerando o elevado vão das consolas realizou-se a avaliação do seu comportamento sob o efeito da componente vertical da acção sísmica. Verificou-se que os esforços condicionantes para o dimensionamento são os induzidos pelas acções gravíticas. As consolas apresentam um período de vibração na direcção vertical de 0.55 s.

Os pilares têm dimensões correntes de 50x50 cm^2 a 60x80 cm^2, acima do piso 0.

7. EXECUÇÃO DA OBRA, INSTRUMENTAÇÃO E MONITORIZAÇÃO

O projecto incluiu um completo sistema de monitorização envolvendo os seguintes equipamentos e medições, na fase de escavação e contenção:

- Calhas inclinométricas para medição dos movimentos horizontais da estrutura de contenção (5 no interior das paredes moldadas) e no tardoz da contenção (20 no terreno);
- Marcas de superfície para medição dos deslocamentos verticais na envolvente ao nível do solo;
- Marcas profundas (9) para medição dos deslocamentos no topo do caneiro de Alcântara;
- Células de ancoragem (16);
- Extensómetros em escoras metálicas da contenção na zona poente;
- Alvos topográficos e tiltmeters para medição de rotações e deslocamentos da parede de contenção;
- Piezómetros (12) para medição da variação do nível freático;

Na execução da superestrutura estão a ser monitorizados os deslocamentos da extremidade das consolas e os movimentos das juntas nos pisos.

Participaram neste projecto e obra numerosos técnicos. Para além dos autores participaram os seguintes engenheiros do a2p:
António Sousa Coutinho, Frederico Amaral, João Saraiva e Rui Pombo

Na fase de projecto colaboraram a CêGê (plano de instrumentação) e a Mota-Engil (prospecção Geotécnica). A obra está a cargo da Teixeira Duarte.



Figura 15. Execução dos pisos enterrados

8. CONCLUSÕES

As elevadas dificuldades colocadas pelas condições do local de implantação do hospital foram ultrapassadas: concebendo uma metodologia de execução da escavação e contenção adaptada às diferentes zonas do edifício; implementando uma monitorização intensiva do comportamento da estrutura e infraestruturas adjacentes; considerando previamente duas soluções para a laje de fundo do edifício consoante a afluência de água à base da escavação.

Relativamente ao comportamento do edifício para a acção sísmica, a elevada dimensão da estrutura, as diferenças de volumetria relevantes entre as duas zonas características do edifício (corpo A e corpo B) e os efeitos das deformações impostas levaram à definição de duas juntas sísmicas. Estas juntas apresentam dimensão elevada dada a necessidade de acomodar os deslocamentos relativos entre corpos induzidos pelo sismo de projecto e pelas deformações impostas. Os aparelhos de juntas devem apresentar capacidade para acomodar deslocamentos transversais e paralelos à junta.

Dado as irregularidades do edifício concebeu-se uma estrutura robusta constituída essencialmente por paredes que controlam de forma eficaz o comportamento do edifício quer para o sismo de projecto (ELU) quer para o sismo de moderada intensidade (ELS).

A obra do Hospital CUf Tejo colocou enormes desafios à equipe projectista quer pela sua dimensão (60mx200m) quer pelo local de implantação e pela concepção arquitectónica.

A execução de 4 caves implicou a realização de uma escavação abaixo do nível freático pelo que foi executada uma cortina de contenção no contorno do lote com cerca de 500m de desenvolvimento. A existência de importantes infraestruturas enterradas a Sul deste lote impossibilitaram a execução de ancoragens razão pela qual foi realizada a solução top/down para executar as lajes nessa zona.

A concepção de grandes consolas com 8m de vão na zona Sul dos 3 blocos que constituem o corpo A , conduziram à adopção de uma laje mista aço/betão suportada por nervuras de betão armado pré-esforçado. A existência destas grandes consolas requereu que fossem realizadas paredes estruturais acopladas no alinhamento 6-6’ por forma a garantir um adequado comportamento sísmico.

As juntas sísmicas (que têm de acomodar movimentos máximos transversais e longitudinais da ordem de 20cm) constituem também uma dificuldade técnica quer para as juntas de pavimento quer para as juntas em fachadas e elementos não estruturais.

Hotel Savoy : Conceção e Projeto







José Camara [1] **Filipe Reis[2]** **André Fonseca [3]**

RESUMO

Neste artigo descreve-se a conceção e o projeto do novo Hotel Savoy, com uma área de construção de aproximadamente 150.000m2, de uma estrutura adaptada à volumetria proposta pela arquitetura e às necessidades de vãos livres num conjunto estrutural coerente, com minimização de juntas estruturais. O edifício tem, no essencial, 3 pisos quase totalmente enterrados até ao nível da piscina e solário, numa área de implantação retangular de aproximadamente 220x100m2, depois dois pisos com uma largura reduzida variável entre 40m a 60m, enterrados de um dos lados, e, finalmente, 14 pisos elevados com alguma redução gradual do seu comprimento em altura.

Na estrutura não se consideraram juntas estruturais nos pisos com ligação às paredes de contenção, e a partir do piso 0 dividiram-se os pisos superiores em três blocos estruturais - A, B e C - como forma de aliviar os efeitos das deformações impostas, particularmente ao nível da distorção nos elementos não estruturais.

Salientam-se as necessidades de recorrer a soluções de transição de cargas, nomeadamente nos pisos 0 do bloco C e 2 do bloco A. O piso 0 na zona do bloco C é o teto de um centro de congressos com um vão transversal livre de 25 metros, com vigas-pré-esforçadas, que asseguram a transferência de cargas dos pilares por elas suportados. O piso 2 nos blocos A e B corresponde a um piso de transição geral onde se faz a transição de cargas, que permite passar da métrica de 7 a 9 metros dos pisos superiores para o dobro no piso principal ao nível da Av. do Infante.

As características gerais da estrutura em causa, algumas das muitas particularidades, os aspetos de compatibilidade com outras especialidades, a adoção de quantidades significativas de pré-esforço e os critérios de faseamento construtivo associados nalgumas situações, são descritos e analisados neste artigo.

Palavras-chave: Conceção Estrutural; Minimização de Juntas; Transferência de Cargas, Pré-Esforço

[1]JSJ, Estruturas – Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda., Av. Sidónio Pais, 18 – 3º Dtº, 1050-215 Lisboa, Portugal. jcamara@jsj.pt
[2]JSJ, Estruturas – Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda., Av. Sidónio Pais, 18 – 3º Dtº, 1050-215 Lisboa, Portugal. freis@jsj.pt
[3]Ex - JSJ, Estruturas – Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda; Direcção de Obra – CARI, Construtures.

1. INTRODUÇÃO

O novo hotel Savoy Palace na Madeira, que está atualmente em fase final de acabamentos, encontra-se implantado no mesmo espaço dos anteriores edifícios, correspondendo à terceira obra totalmente nova deste hotel de referência no Funchal. A Fig. 1 mostra diferentes perspetivas da obra, respetivamente, em fase de execução e depois da estrutura concluída. O hotel fica posicionado entre a Avenida do Infante, a norte, onde será a entrada principal do hotel e a Rua da Imperatriz a sul onde haverá uma zona comercial e se verificará a entrada para a zona de cargas e descargas. O essencial da construção desenvolve-se adjacentemente à Avenida do Infante estando todos os quartos virados a Sul e existindo uma grande plataforma com piscina, solário e outros serviços a sul, sobrelevada em relação à referida Rua da Imperatriz.



Figura 1. Vistas gerais da estrutura durante a construção e depois de finalizada.

O edifício desenvolve-se numa planta quase retangular com 220x100m^2, sendo que os pisos inferiores ocupam a totalidade dessa área e a partir do piso do solário, verifica-se um primeiro recuo da fachada, que depois volta a acontecer no piso da entrada principal. Em altura o edifício tem assim 3 pisos estruturais quase totalmente enterrados, 2 semienterrados, 14 totalmente acima do terreno e ainda um 15º piso que corresponde à cobertura do bloco central do hotel. Conforme pode ser observado na Fig. 2, os pisos inferiores, -5 a -2 (Fig. 2 (a)), estendem-se na totalidade da superfície de implantação, que nos 2 pisos seguintes diminui na direção transversal (Fig. 2 (b)) e novamente nos pisos elevados em altura, como mostra a Fig. 2 (c). Os pisos elevados, a partir do 2º, correspondem às zonas dos quartos e, nas coberturas, a piscinas, solários e restaurantes. Neste bloco superior do edifício, ocorrem, em altura, recuos nos topos longitudinais, reduzindo assim, progressivamente, a extensão longitudinal da obra.



Figura 2. Plantas ilustrativas da distribuição de áreas de construção nas diversas tipologias tipo das plantas do edifício: (a) Pisos -5 a -2; (b) Pisos -1 e 0 e (c) Pisos 2 a 14 (cobertura)

Note-se que no alçado sul, o contorno de limite das plantas é ondulado o que, de certa forma, condicionou os alinhamentos dos pilares dos pisos superiores, que seguiram a mesma onda de forma a que as dimensões das consolas e vão interiores se mantivessem.

A estrutura nos pisos inferiores, até ao nível 0, não tem qualquer **junta estrutural**, sendo que os pisos elevados são constituídos por 3 corpos estruturais alongados com os seus núcleos de acessos verticais que estruturalmente são essenciais para a estabilização às ações horizontais, de cada um dos blocos.

Este aspeto de conceção, referente à existência ou não de juntas estruturais, foi colocado desde logo, tendo em consideração a ordem de grandeza das dimensões em planta desta obra. Seguindo em linhas gerais as opções tomadas em obras anteriores (Praça de Touros campo Pequeno [1], Edifício Funchal Centrum [2] Hospital de Cascais [3],) optou-se por evitar qualquer junta nos pisos enterrados ou semi-enterrados, portanto até ao nível do piso 0, com um comprimento máximo de 180m e dividir os corpos elevados em 3 blocos estruturais, poente (A), central (B) e nascente (C), com comprimentos de, respetivamente 70m, 65m e 75m, como ilustrado na Fig. 3. Refira-se que o bloco C tem na zona mais a nascente um corpo transversal que se distingue do desenvolvimento longitudinal do conjunto do hotel.

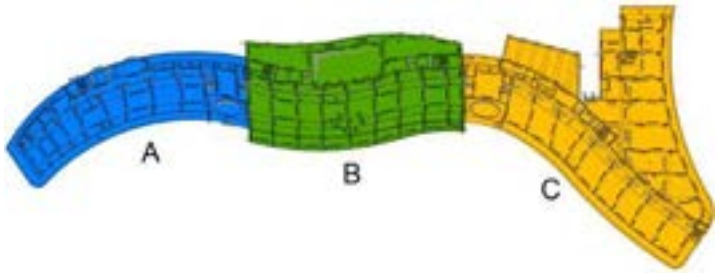


Figura 3. Ilustração da divisão estrutural dos pisos elevados, poente (A), central (B) que inclui a Entrada Principal e nascente (C) que abrange a zona em planta na direção transversal

Esta conceção, com minimização de juntas estruturais [4] em edifícios grandes em planta, exige naturalmente uma análise cuidada na avaliação do comportamento em serviço das lajes em particular nas zonas com maior impedimento à sua deformação livre e/ou nos elementos verticais mais afastados do centro dos blocos estruturais. Assim, nos pisos inferiores a restrição à deformação livre, em particular por retração, pode condicionar as quantidades de armadura das lajes, tendo-se verificado, no entanto, neste caso, um impacto muito limitado nas taxas de armadura. Nos pisos superiores os aspetos principais que se teve em consideração foi a avaliação do comportamento estrutural dos pilares mais afastados dos centros de rigidez dos blocos estruturais e um aspeto não estrutural como a limitação da eventual distorção dos painéis de fachada nos níveis mais inferiores (ver esquema da Fig.4). Este último aspeto acabou por ser aquele que nos fez optar pelas juntas estruturais nos blocos superiores como forma de contrariar eventuais danos futuros nos envidraçados ou alvenarias, em particular, das fachadas.

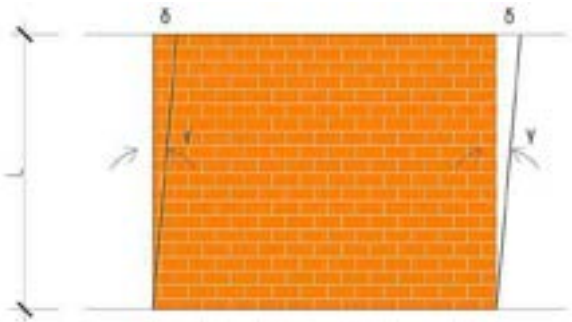


Figura 4. Esquema dos possíveis efeitos de distorção devido à retração do betão nos quadros mais afastados do centro dos blocos estruturais e nos pisos inferiores.

2. DESCRIÇÃO DA OBRA

2.1 Descrição geral e enquadramento da estrutura

Descrevem-se e justificam-se seguidamente, em linhas gerais, as características da solução estrutural e os principais desafios colocados para a sua definição e dimensionamento.

Os pisos estruturais dos **níveis superiores** são baseados em lajes vigadas, tirando partido da modelação relativamente regular da distribuição longitudinal dos quartos, apesar da forma em onda, prevendo-se a cada 2 quartos uma viga transversal com vãos longitudinais entre 7.5 e 9.0 m. Este tipo de solução, com lajes maciças de 0.23 m de espessura, para além da sua eficiência económica, respondeu adequadamente às exigências de funcionalidade, acima referidas. A Fig. 5 exemplifica esta solução estrutural tipo, podendo verificar-se a viga longitudinal que desenvolve-se ao longo da fachada e, ainda, uma banda maciça que se adotou na zona próxima ao corredor que, por um lado, facilita a passagem horizontal de tubagens das especialidades para os quartos e, por outro lado, permite, devido à sua largura, enquadrar as diversas aberturas verticais.

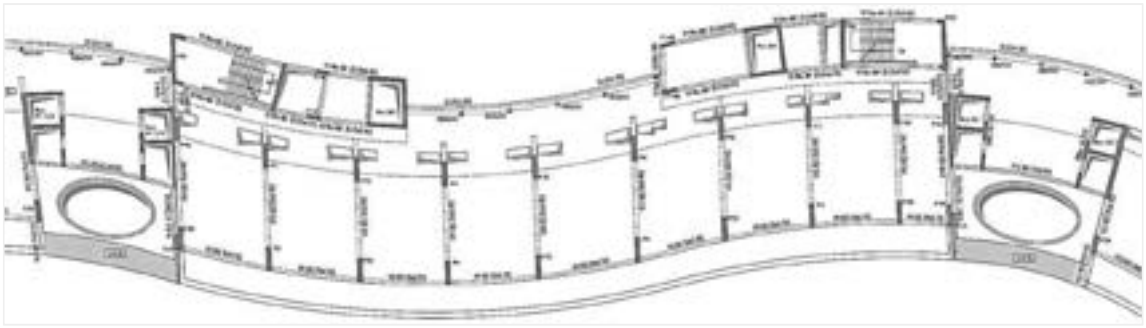


Figura 5. Solução estrutural tipo dos pisos elevados (só a parte central incluindo os óculos) com indicação das bandas pré-esforçadas

Verifica-se, na fachada Sul, como caraterísticas deste piso, por um lado, as consolas com quase 3m de vão e uma zona mais espessa com 0.40 m na extremidade (por razões estéticas do alçado), e, por outro lado, as aberturas elípticas (óculos) adjacentes aos acessos verticais principais que se mostram na fig.5. A face superior da consola tem um desnível de 10 cms em relação ao interior o que exigiu um pormenor adequado para a transmissão da força nas armaduras da consola para as da laje com cintagem da zona de amarração (ver corte na Fig. 6.).Por outro lado, para permitir os referidos óculos e manter nessa zona a espessura de 0.40 m acima referida, uma banda pré-esforçada, para um vão de aproximadamente 16 metros foi prevista. O traçado de cabos tipo adotados está representado na Fig. 7.

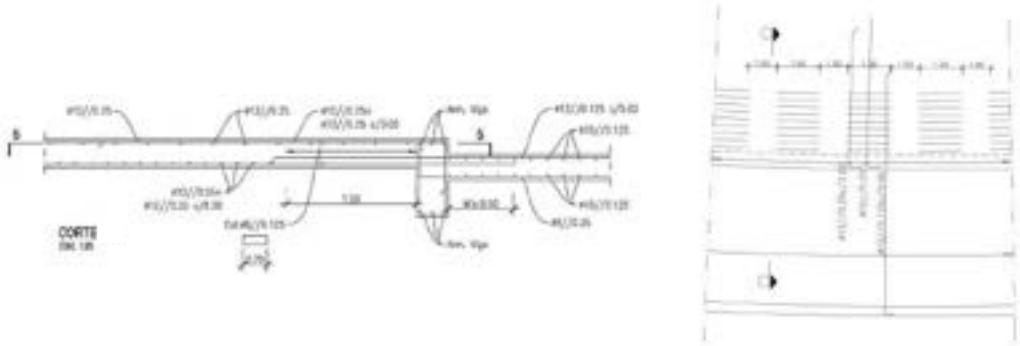


Figura 6. Solução de detalhe das armaduras na ligação consola/laje interior (corte e planta)
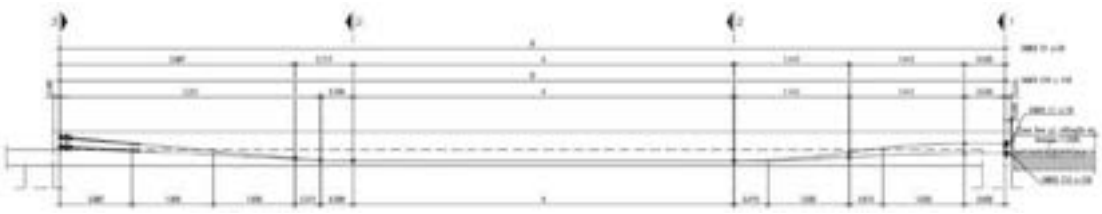


Figura 7. Traçado em alçado dos monocordões nas bandas laterais àss aberturas elíticas ("*óculos*").

Nos **pisos inferiores** a solução geral de distribuição dos elementos verticais seguiu uma malha baseada, no essencial, em soluções fungiformes maciças com vãos da ordem dos 8.0 metros. No entanto, houve que manter na zona sob os alinhamentos ondulados dos pisos superiores a disposição de pilares seguindo essas curvas, pelo que na ligação das diferentes zonas houve que proceder a algumas adaptações geométricas. Em geral projetou-se uma laje de 0.22m e capiteis com 0.35 m de espessura mas recorrendo a bandas como, na laje de fundo da piscina do piso -2 ou nos alinhamentos curvos, por razões de maior vão e/ou nível de carga (ver realce na Fig.8). Nestas últimas houve mesmo que recorrer a soluções com Pré-esforço devido à necessidade de transferência de cargas verticais como indicado na figura. As diferentes soluções propostas para estes pisos tiveram sempre como objetivo ganhar eficiência económica e de disponibilidade de altura estrutural entre pisos.



Figura 8. Solução estrutural de parte do piso-2, incluindo a zona ondulada e a laje de fundo da piscina

Apesar da alguma simplicidade da estrutura, o processo de transmissão de carga até às fundações, condicionado em grande medida pela arquitetura, colocou, para além da situação referida, muitos desafios particulares ao projeto estrutural.

Assim, ao nível do piso 0 da Entrada Principal do Hotel, com ligação funcional ao longo de todo o comprimento, à Avenida do Infante, pretendia-se um espaço com uma modelação de vãos superiores de forma a assegurar espaços com maior amplitude e um pé direito, em geral duplo entre este nível e o piso 2. Propôs-se, estruturalmente, eliminar alternadamente um pilar nessa transição obtendo-se vãos na direção longitudinal entre os 16 e 20 metros, seguindo a linha ondulante acima referida. Resultou desta proposta a opção, em geral, por duas vigas/banda na direção longitudinal de transição de cargas com espessuras de 1.8 m e 1.6 m, respetivamente nos Blocos A e B. Refira-se, desde já, que neste piso houve que conceber uma outra situação de transição de cargas para os pilares metálicos previstos na fachada Norte. Estas bandas pré-esforçadas estão indicadas na planta do piso 2, representada na fig.9, onde se mostram os Blocos A e B e parte do C.



Figura 9. Indicação das vigas/bandas de transição de cargas previstas no piso 2 (bandas centrais a azul e dos pilares metálicos da fachada Norte a verde)

A Fig. 10 representa a planta do Bloco A onde se podem identificar os pilares interrompidos a cor avermelhada (mais clara) e um corte transversal representativo da solução implementada (também na direção transversal algumas das nervuras foram pré-esforçadas para vencer os vãos em consola, como o representado no corte transversal. Na Fig. 11 mostram-se fotografias ilustrativas da solução estrutural.



Figura 10. Ilustração da solução estrutural do piso 2 de transição da zona dos quartos para um espaço de maior amplitude no piso 0 – Planta (em cima) e corte A-A (em baixo).



Figura 11. Fotografias da solução de vigas de transição do piso 2: Bloco A (esquerda) e Bloco B (direita)

A Fig. 12 ilustra a planta do Bloco B com indicação do faseamento construtivo em planta onde houve que considerar a execução em 3 partes, ilustradas na Fig.12.a, de forma a otimizar recursos de escoramentos disponíveis e utilizando naturalmente algumas ancoragens de continuidade. A Fig. 12 b realça o traçado dos cabos em planta da execução da última fase de Pré-esforço (fase 3).

Por outro lado, houve que fasear a aplicação da força total de pré-esforço à medida que a construção evoluiu em altura, tendo-se para este efeito considerado, para além da fase de construção do piso, mais duas fases de aplicação, tendo-se para esse último efeito utilizado os cabos contínuos (sem ancoragens de continuidade).

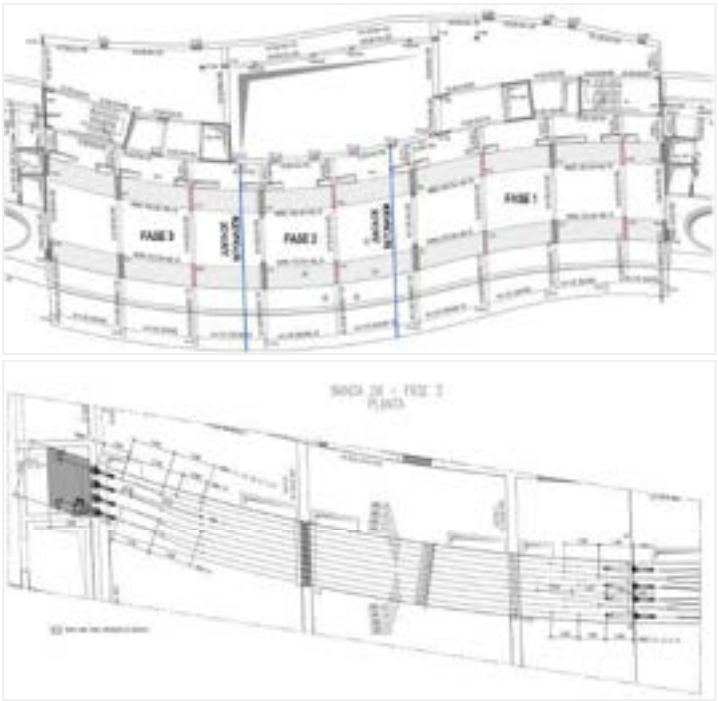


Figura 12. Aplicação do Pré-esforço no Bloco estrutural B com três fases de construção do piso 2 com realce para o traçado de cabos em planta na última fase.

A situação de transição de carga mais especial colocada foi a necessidade de se ter ao nível do piso -2, agora no Bloco C, na zona saliente em planta, um grande espaço livre com duplo pé-direito e 25 metros de largura e 43 m de comprimento respetivamente nas direções longitudinal e transversal do edifício para instalação de uma sala de Congressos e de multiusos.

A cobertura deste espaço, situada agora ao nível do piso 0, suporta, para além dos pilares dos pisos superiores dos quartos a carga correspondente a uma zona verde ao nível da Avenida do Infante. A solução estrutural encontrada baseou-se na definição de um conjunto de vigas/bandas na direção dos 25 m para suporte de cada alinhamento de pilares, com altura total de 1,8 m (colocadas estrategicamente acima e abaixo do nível da laje) e vigas transversais auxiliares com 0.75 m de altura na direção perpendicular nos alinhamentos dos pilares interrompidos. As Figs. 13 e 14 ilustram esta situação a nível respetivamente de desenho e de fotografias, mostrando-se a indiscutível capacidade do betão estrutural para responder a desafios no projeto de edifícios com necessidades de transição de cargas elevadas. Refira-se que, também neste caso, foi considerado pertinente aplicar a força de Pré-esforço total em mais duas fases da construção em altura, para além da fase de construção do próprio piso.

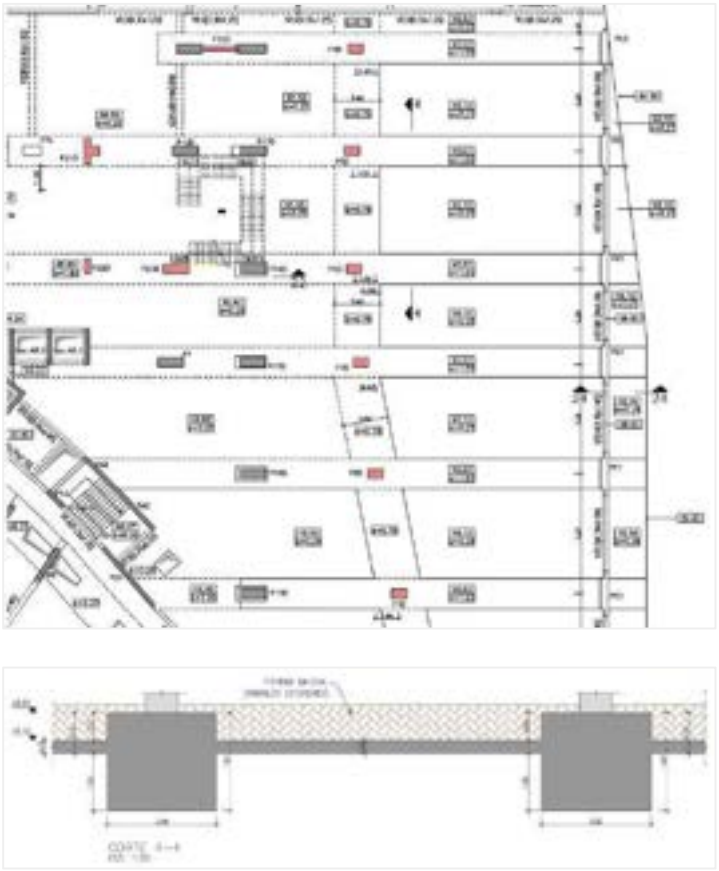


Figura 13. Solução da estrutura do teto da sala de Congressos para assegurar um vão livre de 25 m no nível-2 com suporte das cargas dos pisos superiores e de uma zona verde no nível 0



Figura 14. Ilustração da estrutura do teto do anfiteatro para assegurar um vão livre de 25 m no nível-2 com suporte das cargas dos pisos superiores e de uma zona verde no nível 0

Outra solução muito interessante foi **o quadro estrutural** previsto na zona da Entrada principal em que uma viga com funcionamento misto, entre o de viga Virandeel de dois pisos e o de flexão da viga inferior, permitiu dar resposta aos objetivos funcionais naquela zona nobre do Hotel, garantindo-se também, nesta zona, a transição da carga dos pilares metálicos da fachada Norte, já acima referidos, evitando elementos verticais num vão de 21.5 m. Na Fig 15 está representada esta solução, ilustrando-se a pormenorização global de armaduras passivas e ativas.

Nesta zona da Entrada principal, o teto do hall, situado no piso 4, tem uma área com dimensões de aproximadamente 13x 21.5 m^2, para a qual teve que ser prevista uma solução estrutural que permitisse uma área livre na zona de entrada com um pé-direito correspondente ao desnível do piso 0 ao 4.

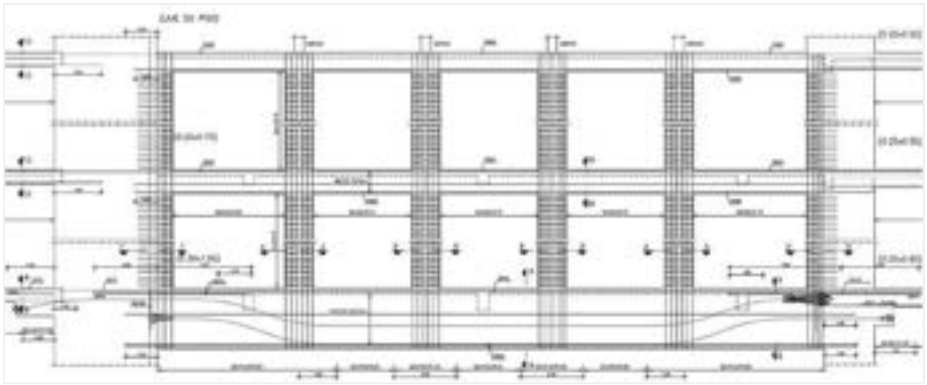




Figura 15. Quadro estrutural na zona de Entrada para apoio das cargas dos pisos superiores e assegurar vão livre de 21.5 m, na zona da entrada principal

Na planta da Fig. 16 assinala-se o alinhamento do quadro acima referido e a solução estrutural prevista nessa cobertura com indicação dos elementos em que se recorreu a betão estrutural pré-esforçado.

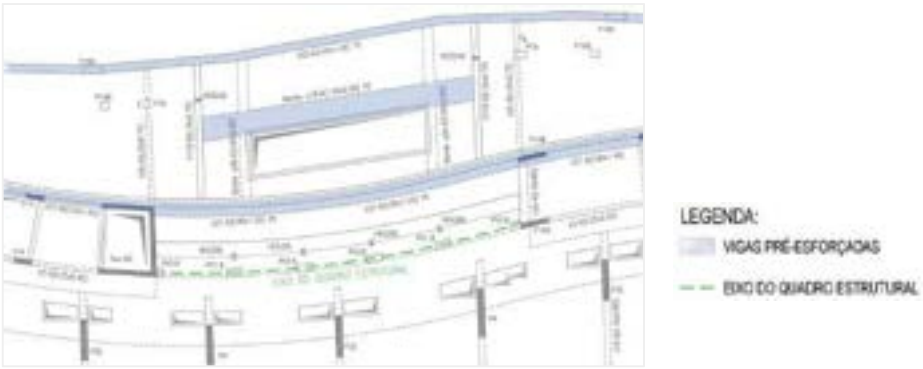


Figura 16. Planta do teto da zona da entrada principal com indicação do alinhamento do quadro transversal e dos alinhamentos pré-esforçados.

Também nos pisos inferiores várias soluções estruturais tiveram de ser concebidas para resolver objetivos funcionais do hotel. Assim, ao nível do piso -1, por exemplo, já com a obra em construção, verificou-se a necessidade de prever a extensão deste piso. Ora, nesta situação não era possível realizar pilares com apoio nos pisos inferiores pelo que se suspendeu essa nova laje em bandas pré-esforçadas já previstas no piso 0, através de perfis metálicos, posicionados de forma a serem estruturalmente eficientes e estarem bem inseridos na arquitetura. Na Fig.17 essa solução é ilustrada representando-se a planta do novo piso intermédio e o pormenor de ligação dos tirantes verticais metálicos nas bandas pré-esforçadas do piso 0.



Figura17. Ilustração da situação de suspensão de parte do piso -1 nas bandas pré-esforçadas do piso superior evitando-se quaisquer novos pilares para os níveis inferiores.

Muitos outros desafios foram colocados na procura de soluções estruturais eficientes para se ir ao encontro das necessidades funcionais. Será de referir, nos pisos inferiores, mas agora no nível -2, na zona nascente da Obra, a cobertura da zona de de cargas e descargas para o Hotel, que se verifica ao nível -4. Par além do duplo pé-direito necessário nessa zona, houve que conceber uma grelha de bandas pré-esforçadas para vencer uma área aproximadamente retangular de 25x41 m^2 sem pilares e, ainda, com cargas elevadas devido à implantação de um jardim e árvores de elevado porte. A ilustração da solução preconizada nesta zona está representada na Fig. 18, incluindo vistas por cima e por baixo, da solução finalizada.







Figura 18. Representação da zona de cargas e descargas do Hotel com fotografias ilustrativas da solução prevista.

Será ainda de salientar, neste projeto a inserção no solário, do piso -2, de um passadiço em arco ligeiro sobre a piscina, como ilustram as fotografias e a seção transversal da fig.19 que tem uma altura máxima de 0.27 m para um vão de 18 m a que corresponde uma esbelteza de 66.

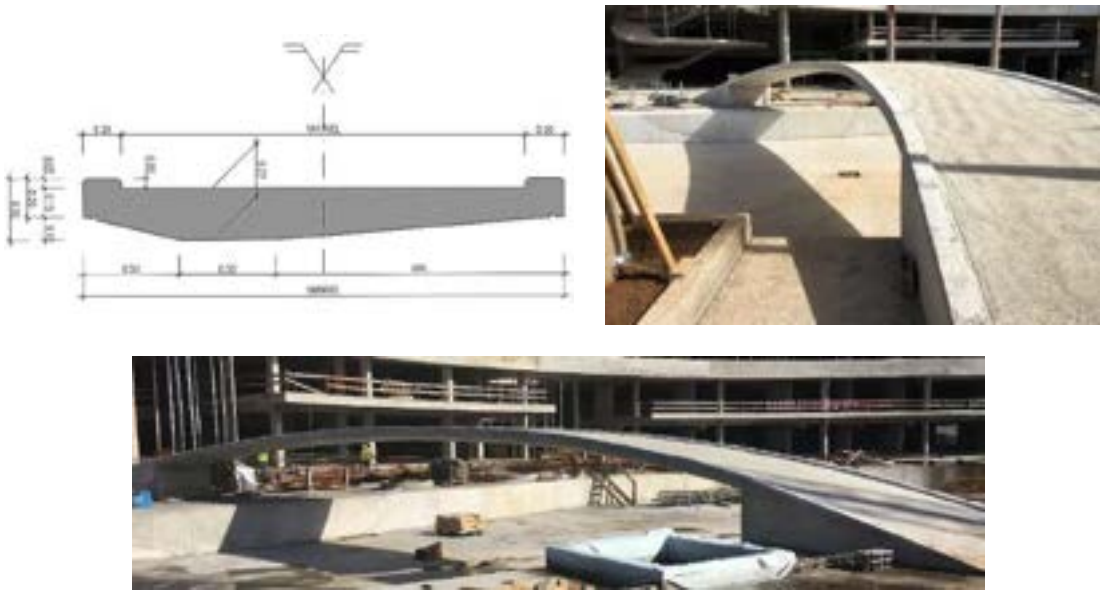


Figura 19. Fotografia e seção transversal do passadiço esbelto sobre a piscina

Finalmente, refere-se a escada circular que faz a ligação do piso do solário à entrada principal vencendo, portanto, dois níveis (piso -2 ao 0) e que se encontra desligada dos pilares estruturais e apenas suspensa pelo círculo interior da seção transversal, através de 4 tirantes circulares metálicos ancorados na laje do piso 4. O comportamento deste tipo estrutural é extremamente interessante e valorizará certamente este espaço de utilização comum do Hotel na sequencia da Entrada Principal.



Figura 20. Fotografias da execução e da estrutura da escada finalizada, com visibilidade dos tirantes adotados.

2.2 Fundações

Refira-se finalmente que foram adoptadas fundações directas, tomando-se, em geral, uma tensão de segurança de 400kPa, reduzida a 300kPa nalgumas zonas de terreno menos fiável, de acordo com indicações geotécnicas.
Apresenta-se na Fig. 22 as plantas de fundações na zona dos pilares principais pilares com dimensões consideráveis em planta, tendo se previsto, nesses casos, soluções com dois níveis de altura, para poupar betão.



Figura 22. Solução das fundações, em particular na zona de apoio dos pilares principais da Obra.

3. CONCLUSÕES

Nesta comunicação são apresentadas as linhas gerais da conceção e dimensionamento da estrutura do novo Hotel Savoy no Funchal e são ilustradas as soluções especiais implementadas.

São referidos aspetos referentes aos efeitos das deformações impostas, em particular, com implicação no posicionamento de juntas. A opção por uma solução sem juntas estruturais nos pisos inferiores e da divisão em 3 blocos estruturais nos pisos superiores é explicada em termos gerais.

Foram salientados nesta comunicação, a grandeza da Obra, a procura de soluções otimizadas para as áreas correntes e a conceção de soluções eficientes para os desafios especiais colocados pela arquitetura. Neste contexto, soluções com a utilização de Pré-esforço foram adotadas que valorizam a funcionalidade do empreendimento e que corresponderam a desafios muito interessantes para os projetistas. É curioso referir que foram utilizadas 170 toneladas de Pré-esforço, o que corresponde a 1.1 kg/m2 da totalidade da área da obra.

No artigo referem-se ainda duas situações curiosas como o dimensionamento da escada helicoidal da entrada principal do Hotel, apoiada exclusivamente em tirantes no círculo interior, e a passagem superior à piscina num vão de 18m com uma solução particularmente esbelta.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra, pela sua disponibilidade para a divulgação deste projecto.

Os principais intervenientes na construção foram:

- Dono de Obra : SavoySiet
- Empreiteiro geral: AFAVIAS
- Arquitectura: MAS- Miguel Saraiva e Associados

REFERÊNCIAS

[1] Camara, J.; Carvalho, A.T.; Luís, R.; Pimentel, V– "Escavação, Contenção e Estrutura do Empreendimento do Campo Pequeno", *Encontro Nacional Betão Estrutural, LNEC, Lisboa, Novembro 2002*

[2] Camara J., Figueiredo C., Cardoso, D., (2008). Edifício Funchal Centrum (Dolce Vita Funchal), Concepção e Projecto. *Congresso Betão Estrutural 2008, LNEC, Lisboa.*

[3] Camara J., Figueiredo C., (2010). Hospital de Cascais, Concepção e Projecto. *Congresso Betão Estrutural 2010, LNEC, Lisboa.*

[4] Camara, José; Figueiredo, Carlos - Concepção de Edifícios com Grande Área de Implantação - *Encontro Nacional Betão Estrutural – BE2012, FEUP 24 - 26 Outubro 2012*

Edifícios *Liberdade 203* em Lisboa


João Almeida[1]


David Gama[2]


Miguel Lourenço[3]

RESUMO

Nesta comunicação apresentam-se os aspetos principais da conceção e execução das estruturas do complexo habitacional *Liberdade 203*, recentemente concluído, localizado na Av. da Liberdade e R. Rosa Araújo, em Lisboa. Os cinco edifícios anteriormente existentes no local, zona com importantes exigências de proteção do património construído, foram edificados no final do século XIX, na generalidade constituídos por um piso enterrado e cinco a seis pisos elevados, podendo considerar-se divididos em duas zonas estruturalmente muito distintas. Efetivamente, um dos edifícios existentes apresentava, em geral, um muito bom estado de conservação, nomeadamente no que se refere à sua capacidade estrutural para as ações de serviço a que estava submetido, sendo possível preservar uma parte significativa da estrutura resistente. No entanto, a ampliação proposta, a conceção arquitetónica prevista e as atuais exigência de conceção sísmica, conduziram necessariamente a intervenções de consolidação e reforço estrutural do edifício. Nos restantes edifícios eram evidentes os sinais de deterioração estrutural muito significativos. A proposta arquitetónica para esta zona consistia na demolição do interior do edifício, apenas com a manutenção das paredes de alvenaria das fachadas, para o que se propôs uma solução de betão armado e pré-esforçado. No presente trabalho apresentam-se as soluções estruturais utilizadas para as diversas intervenções efetuadas, com particular detalhe para o edifício com solução de betão armado e pré-esforçado.

Palavras-chave: Sistemas estruturais, Betão Estrutural, Pré-esforço, Estruturas de transição.

1. INTRODUÇÃO

O artigo descreve as diversas soluções estruturais adoptadas no projecto do edifício *Liberdade 203*, localizado na Avenida da Liberdade / Rua Rosa Araújo, em Lisboa (Fig. 1).

Os cinco edifícios anteriormente existentes no local, zona com importantes exigências de proteção do património construído, foram edificados no final do século XIX, na generalidade constituídos por um piso enterrado e cinco a seis pisos elevados. Neste contexto, em termos gerais, a intervenção estrutural a realizar deve tentar conjugar a necessidade de preservar a identidade do edifício (incluindo a sua

[1]JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda. Lisboa. Portugal. jalmeida@jsj.pt
[2]JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda. Lisboa. Portugal. dgama@jsj.pt
[3]JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda. Lisboa. Portugal. mlourenco@jsj.pt

conceção estrutural e materiais), com a nova conceção arquitetónica/funcional proposta, bem como com as exigências de conforto e segurança de um edifício moderno, com altas exigências de qualidade.



Figura 1: Localização dos edifícios.

2. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFICADO EXISTENTE

O projeto original dos edifícios existentes não estava disponível, pelo que a informação sobre as construções foi obtida de levantamentos geométricos / topográficos e do conhecimento existente sobre a época construtiva na zona de Lisboa onde se inserem. Os edifícios originalmente eram constituídos por uma cave, piso térreo e cinco a seis pisos elevados, com exceção do *Edifício 2* com apenas dois pisos elevados (Fig. 2).

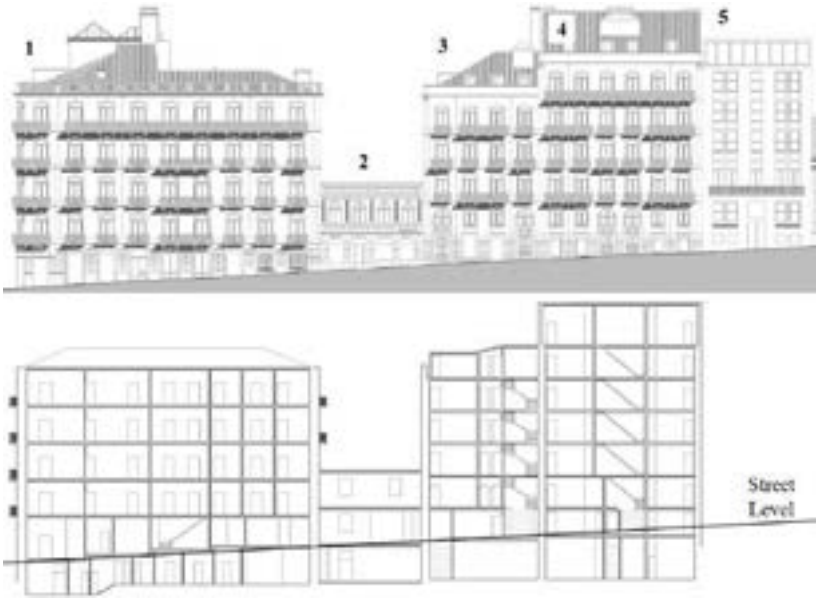


Figura 2: Alçado (R. Rosa Araújo) e corte transversal dos edifícios existentes (1 a 5).

O sistema estrutural dos edifícios é típico do início do séc. XX, sendo constituído por:

- *Pisos* – Soalho sobre vigamentos de madeira, com tarugos a travar o piso. Os barrotes de madeira estão apoiados nas paredes exteriores e interiores, sendo geralmente perpendiculares às fachadas;
- *Parede exteriores e Fundações* – As paredes exteriores são em alvenaria de pedra ordinária calcária; a sua espessura varia em altura (0.65m a 1.15m), sendo substancialmente mais larga nas fundações. Em alguns casos as paredes são suportadas por arcos de fundação, estando o estrato resistente a mais de 12m de profundidade;

- *Paredes interiores e Fundações* – As paredes interiores são ou: (i) estruturais (paredes de frontal) ou não estruturais (de tabique). A maioria das paredes interiores não apresentava continuidade para o piso térreo (piso originalmente dedicado a comércio), sendo suportadas por vigas de ferro fundido suportadas em pilares do mesmo material no piso térreo, que depois eram suportados por pilares de pedra ao nível da cave;
- *Telhado* – Constituído por telhas suportadas por uma estrutura de madeira.

O estado de conservação dos edifícios era muito diferente entre si. O *Edifício 1* apresentava-se muito bom estado de conservação. De facto, apesar de ter sido construído numa época associada a más práticas construtivas (os edifícios *Gaioleiros* têm conotação geralmente negativa), este edifício apresentava uma conceção estrutural e qualidade de execução muito elevada, para o que é habitual verificar-se da época. As paredes exteriores apresentam um muito bom estado de conservação, tal como a estrutura tridimensional em madeira (Fig. 3 a)): tanto ao nível dos materiais como dos detalhes de ligação. As exceções eram as zonas húmidas, nomeadamente em torno do saguão, onde a degradação da madeira devido à água na madeira era evidente. Já os *Edifícios 2* a *5* estavam com um nível de degradação muito elevado, apresentando diversas anomalias nos elementos estruturais (infiltrações, proliferação de fungos, ataque de térmitas, deformações excessivas…), tendo mesmo ocorrido o colapso de uma das paredes de empena (Fig. 3 b)).



a) *Edifício 1*: Paredes interiores (após demolição de enchimento)



b) *Edifício 2* – Colapso

Figura 3

3. INTERVENÇÃO

3.1 Aspetos Gerais

O conjunto de edifícios foi dividido em três blocos estruturais distintos (Fig. 4):

- *Bloco A* - dado o bom estado de conservação do edifício original, a intervenção consistiu na reabilitação e reforço da estrutura existente; o edifício foi ainda ampliado em dois pisos;
- *Bloco B* e C – dado o estado de degradação avançado dos edifícios que constituem estes blocos, foi realizada uma demolição integral do interior, preservando-se as fachadas principal e de tardoz. Os edifícios foram ampliados e foi adotada uma estrutura de betão armado e pré-esforçado;

Na área correspondente aos Blocos B e C, a arquitetura previa três pisos enterrados para estacionamento, correspondendo a uma escavação de 14m. Foi ainda executado um túnel para ligar o estacionamento aos acessos verticais do edifício do Bloco A (Fig. 4).

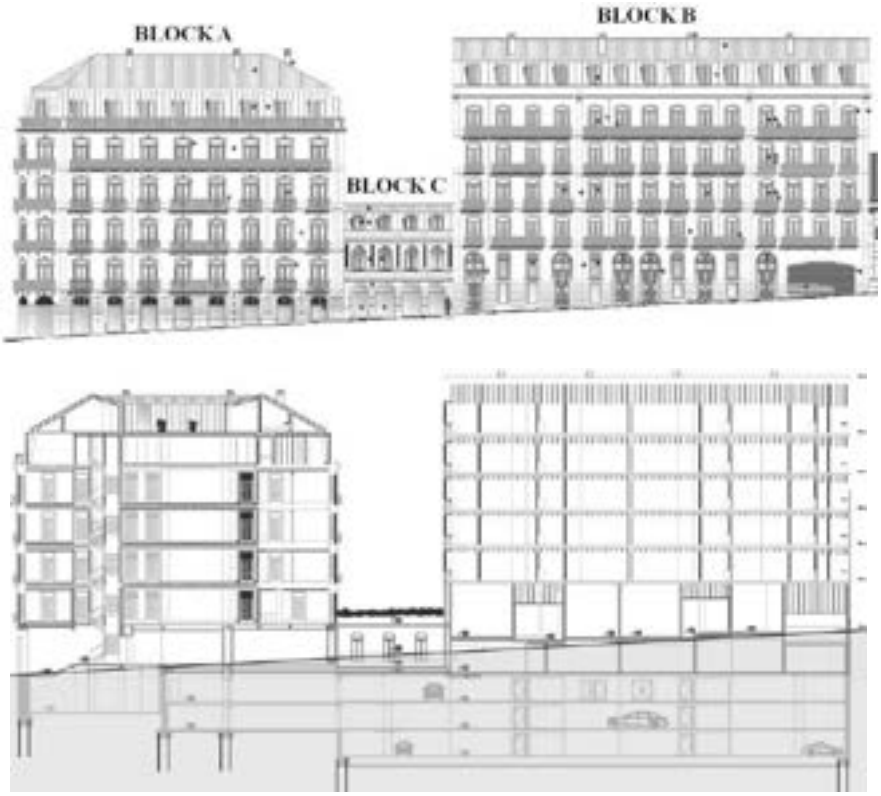


Figura 4: Estrutura acabada: Alçado principal (em cima) e Corte (em baixo)

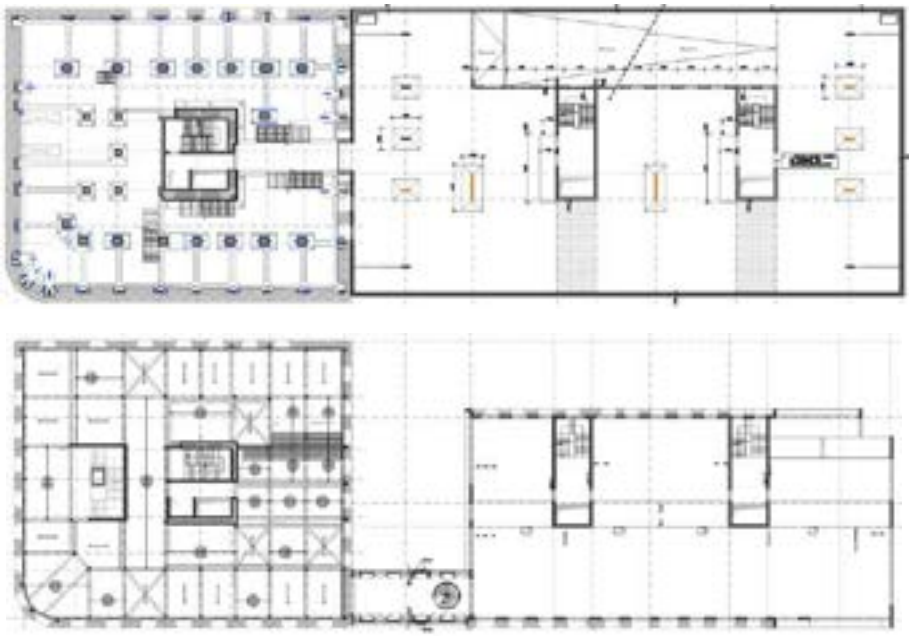


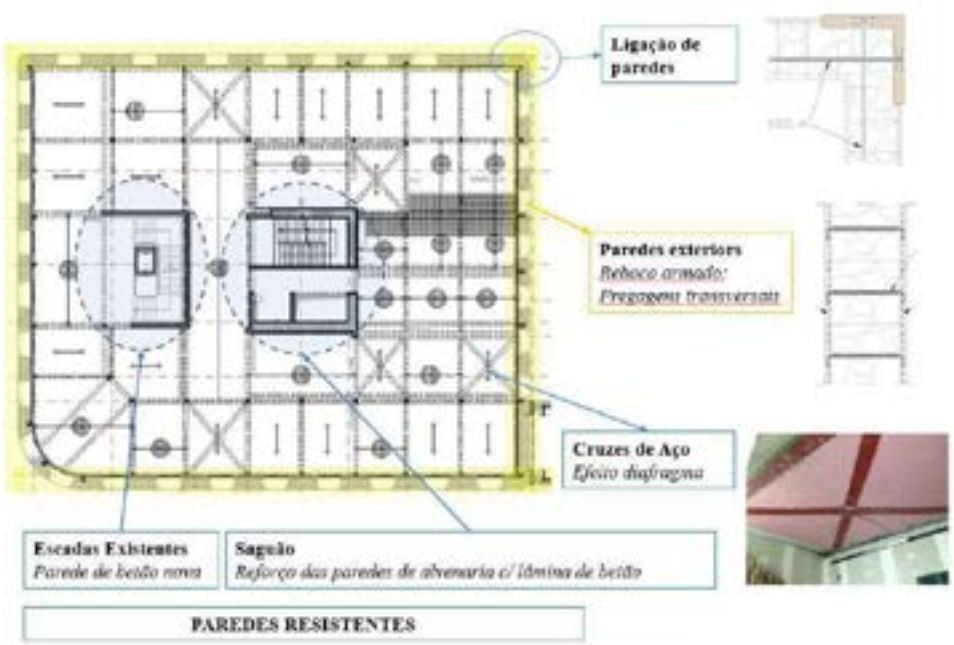
Figura 5: Plantas – tipo da solução estrutural adotada (Piso enterrado, em cima e piso elevado, em baixo)

3.2 Bloco A

Este artigo irá descrever com mais detalhe a solução estrutural em betão armado pré-esforçado do *Bloco B/C*, tendo sido a solução de reabilitação e reforço do *Bloco A* já apresentada detalhadamente em [1]. A título ilustrativo, esquematizam-se, na Fig. 6 as principais soluções de reforço adotadas no bloco A, para as cargas verticais (Fig. 6 a)) e para a açáo sísmica (Fig. 6 b).



a) Reforço para cargas verticais nos pisos elevados



b) Reforço Sísmico

Figura 6: Solução estrutural de reforço no Bloco A

3.3 Blocos B e C

3.3.1 Contenção Periférica e Contenção / Recalçamento das Paredes de Fachada

Nos Blocos B e C a estrutura de betão foi executada após a demolição do interior dos edifícios existentes e a fase de escavação estar completa. O projeto desta fase é da autoria da JetSJ, sendo que uma descrição mais detalhada deste projeto pode ser encontrada [2]. A Fig.7 ilustra a planta da área de

escavação, a qual foi realizada com muro do tipo Berlim definitivo, associada a um tratamento prévio dos terrenos com uma solução de colunas de solo cimento.

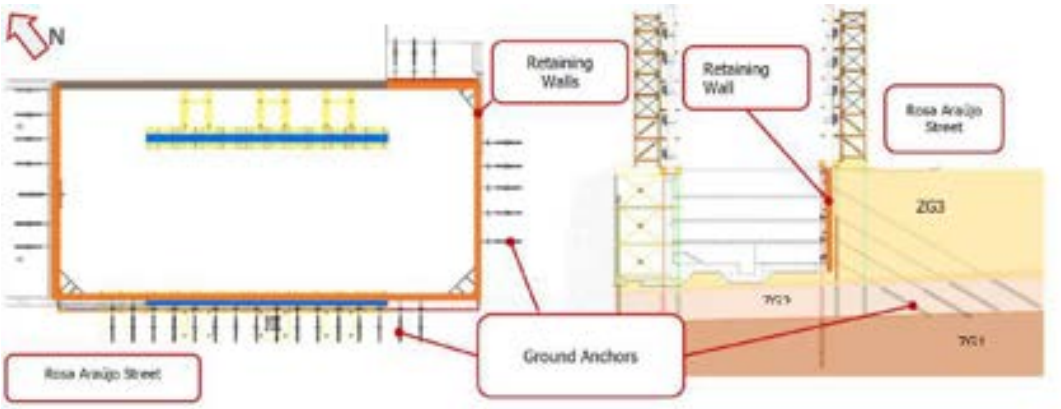


Figura 7 – solução de escavação (retirado [2])

Para suportar o peso das fachadas durante a escavação e trabalhos de construção, o sistema representado na Fig. 8 foi utilizado. Neste sistema, o peso da parede é transferido para microestacas através de vigas de recalçamento pré-esforçadas com barras de alta resistência do tipo GEWI.

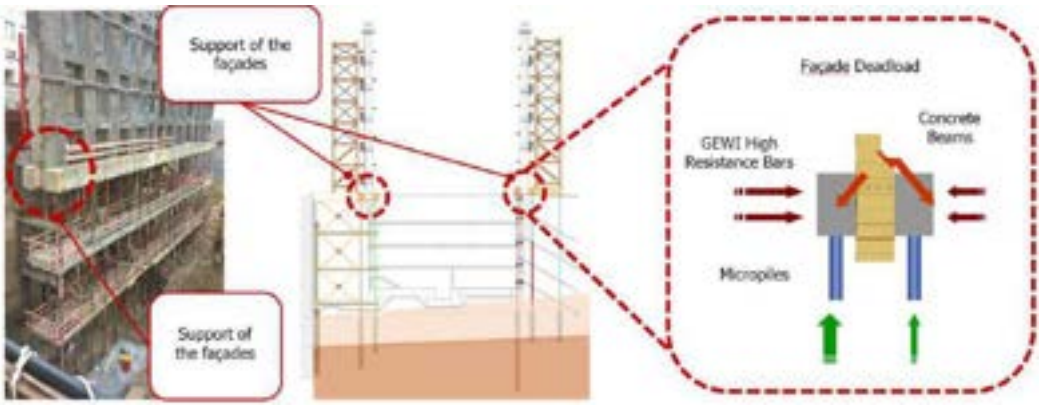


Figura 8 – Recalçamento das fachadas (retirado [2])

A estabilidade das fachadas face às ações horizontais durante os trabalhos de construção foi assegurada por estruturas metálicas de suporte lateral, como ilustra a Fig. 9. Os movimentos das paredes foram monitorizados durante todos os trabalhos de construção.

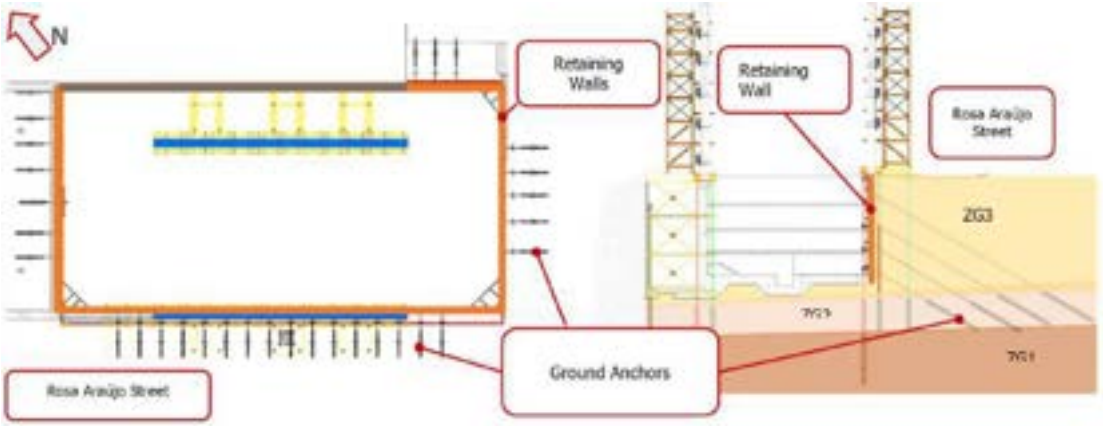


Figura 9 – Suporte lateral das fachadas (retirado de [2])

3.3.2 Solução estrutural

Como anteriormente referido, a proposta arquitetónica para os Blocos B e C consiste na demolição do interior do edifício, apenas com a manutenção das paredes de alvenaria das fachadas, pelo que se propõe, na generalidade, uma solução estrutural constituída por pilares, núcleos, vigas e lajes de betão armado e pré-esforçado. Os pisos apoiam, em geral, monoliticamente em pilares de betão armado, com secção rectangular e dimensões adaptadas ao nível de esforços a que estão submetidos. As lajes estão também ligadas aos núcleos de acesso dos edifícios, que se prolongam até à fundação, apoiando-se, nas zonas das caves, diretamente nas paredes de contenção que delimitam o contorno dos edifícios. A solução estrutural adotada para os pavimentos é, na generalidade, realizada com lajes fungiformes maciças de betão armado, com capitéis, espessamentos ou bandas maciças, quando necessário. As lajes dos pisos enterrados, vencendo vãos correntes entre cerca de 7.0m e 8.5m, têm em geral 0.25m de espessura, com capitéis, de altura variável, nas regiões de apoio nos pilares.

A diversidade funcional dos vários pisos, com exigências de vãos e localização de elementos verticais distintas, bem como as restrições existentes à espessura máxima dos elementos estruturais dos pisos, conduziu à utilização de diversas soluções pré-esforçadas, das quais se referem seguidamente as algumas situações. Como se ilustra na Fig. 10, na zona entre os núcleos verticais e a parede de contenção Norte dos pisos enterrados, com aproximadamente de 9.0m de vão, mantem-se a espessura da laje com recurso a bandas pós-tensionadas com monocordões não aderentes;

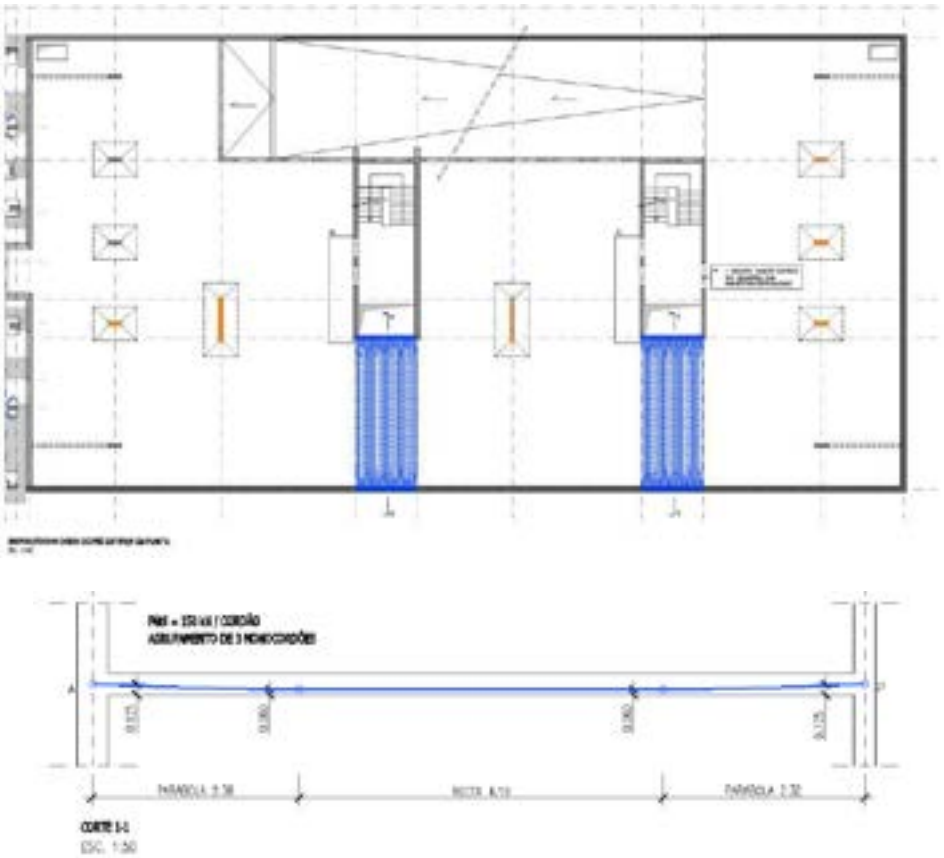


Figura 10. Pré-esforço nas lajes dos pisos enterrados. a) Distribuição em planta. b) Alçado.



Figura 11: a) Laje maciça com capitéis nos pisos enterrados. b) Laje maciça pós-tensionada, nos pisos enterrados.

A partir do piso 0, na transição para os pisos elevados, as condicionantes arquitectónicas e funcionais na zona central do edifício conduzem à interrupção de todos os pilares interiores, situação que é solucionada com a adoção de uma banda maciça, com 0.50m de espessura, disposta na direção longitudinal, vencendo, sem apoios intermédios, os vãos entre os núcleos e até às empenas laterais do edifício. A referida banda maciça vence um vão máximo de cerca de 12.9m, pelo que se adotou igualmente uma solução pós-tensionada, neste caso com cabos aderentes de nove cordões, assegurando-se desta forma um adequado comportamento em serviço, nomeadamente no que diz respeito ao controlo das deformações. As lajes, com vãos de 8.5m e 0.25m de espessura, são também pós-tensionadas na direcção transversal com grupos de monocordões não aderentes. De referir a dificuldade em compatibilizar ao longo do projeto o traçado dos cabos com todas as aberturas técnicas.

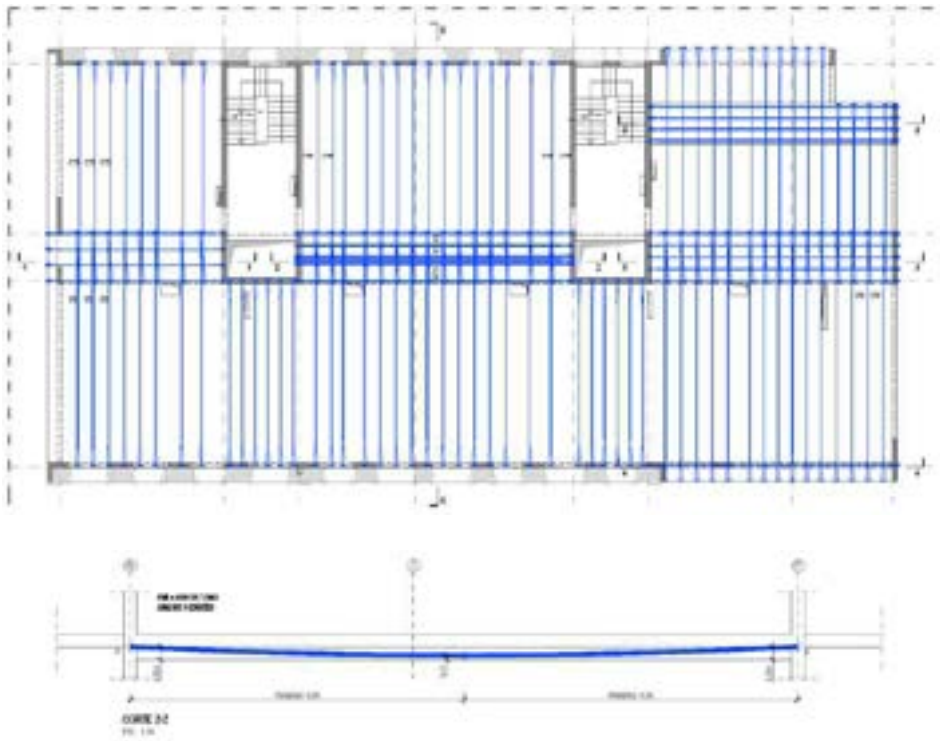


Figura 12. Pré-esforço nas lajes dos pisos elevados. a) Distribuição em planta. b) Corte longitudinal (zona entre núcleos).

Ilustra-se igualmente a situação do pórtico de tardoz do edifício, cuja parede de fachada existente foi necessário manter, com recalçamento, no interior do recinto de escavação. Como se ilustra na Fig.13, a viga de recalçamento, que durante o processo construtivo se encontrava apoiada em microestacas (Fig. 8), é também pós-tensionada para a fase definitiva.

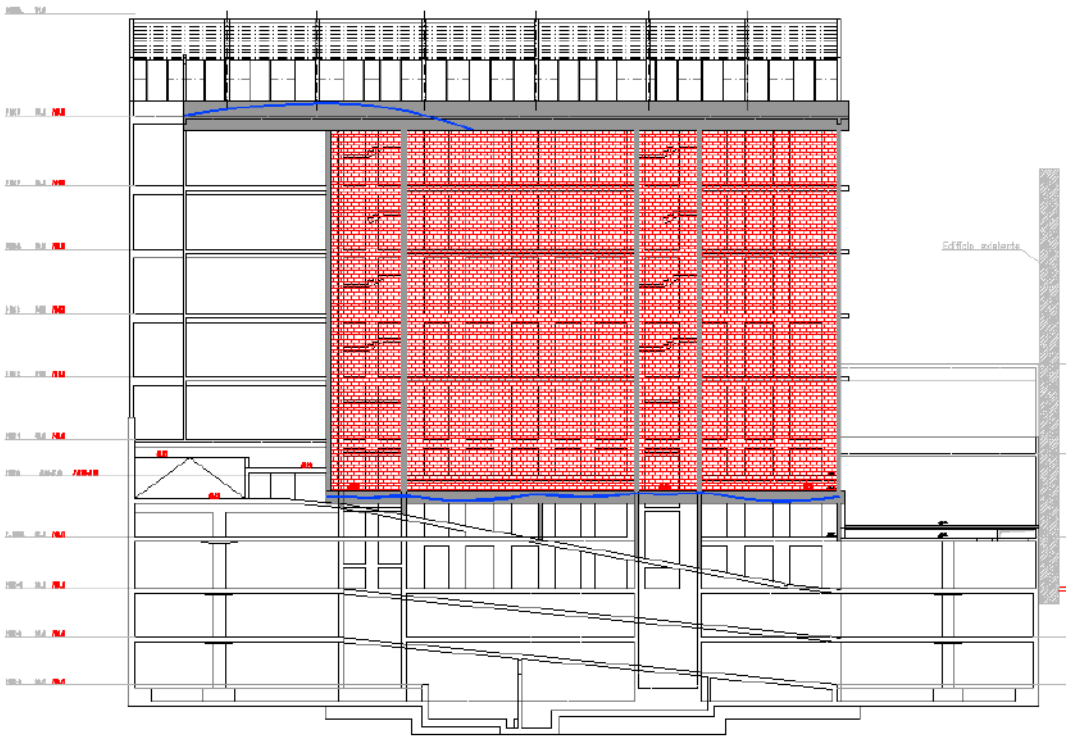


Figura 13: Vigas pós-tensionadas do pórtico de tardoz (cabos a azul). A vermelho representa-se a parede existente, agora apoiada em viga.

A secção transversal dos pilares de betão armado, localizados junto às paredes da fachada, de 0.20mx1.00m, foi seleccionada de forma a minimizar a redução de área útil no interior do edifício. A estabilidade global das paredes existentes, durante a demolição e execução da nova estrutura, foi assegurada através de um sistema de contenção de fachadas. No que diz respeito às ações horizontais, nomeadamente as acções sísmicas, estas são equilibradas pelos elementos verticais de betão armado que transmitem os esforços às fundações. Estes elementos são essencialmente as paredes dos núcleos de acesso, bem como os pórticos das fachadas dispostos na direcção longitudinal. A solução estrutural *primária* mantem-se com regularidade, ao longo da altura do edifício, praticamente sem variações de rigidez em planta e alçado. Foi devidamente analisado o acréscimo de esforços provenientes das paredes de alvenaria existentes, que são devidamente ligadas à nova estrutura, através de um sistema de ferrolhos. Os pisos 6 e cobertura são constituídos por uma solução pórticos metálicos que apoiam nos elementos verticais adjacentes às fachadas ou numa viga de betão armado e pré-esforçado. Esta viga tem uma zona em consola com 8.0m que é também pré-esforçada, como se ilustra na Fig.13.

4. CONCLUSÕES

Em termos gerais, uma intervenção estrutural a realizar com manutenção de estruturas / elementos estruturais de construções existentes, deve tentar conjugar a necessidade de perservar a identidade do edifício, incluindo a sua concepção estrutural e materiais utilizados, com as novas condicionantes arquitectónicas/funcionais propostas, bem como com as exigências de conforto e segurança de um edifício moderno. No caso apresentado, a intervenção realizada no conjunto de edifícios existentes, conduziu a situações muito distintas, de que resultou uma utilização muito diversificada de materiais estruturais, tanto em novos elementos/zonas estruturais, como para o reforço de elementos da construção existente. Em particular no caso do edifício designado por Bloco B, o projecto explora

algumas das interessantes potencialidades do *betão estrutural* na área das estruturas de edifícios, nomeadamente:

- A capacidade de realização da geometria e formas pretendidas, desempenhando o material funções estruturais e arquitetónicas, e a utilização de vãos amplos, adaptando-se bem às condicionantes arquitetónicas e funcionais do edifício, promovendo-se assim a sustentabilidade estrutural da obra face ao seu acrescido grau de adaptabilidade futuro;
- A utilização criteriosa da *continuidade* atualmente estabelecida entre conceitos e modelos de projeto para *betão armado* e para *betão armado pré-esforçado* facilita não só a adequação/adaptação a variações das estruturas dos pavimentos, como a possibilidade de realização de transições estruturais verticais.



Figura 14: Vista dos edifícios finalizados

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam o seu agradecimento ao dono da obra, *Liberdade 203*, pela disponibilidade para a divulgação deste projeto e a todos os intervenientes na obra que colaboraram com a JSJ.

Arquitetura: FVA Arquitectos
Estrutura: JSJ Estruturas
Empreiteiro Geral: HCI
Escavação e contenção periférica: JETsj Geotecnia
Fiscalização: Engexpor
Aplicação e projeto de Pré-esforço: Mota-Engil

REFERÊNCIAS

[1] Gama, D.; Almeida, J.; Lourenco, M. (2017) Rehabilitation of a Set of Housing Buildings in a Heritage Protection Zone in Lisbon. *3rd International Conference on Protection of Historical Constructions*, Lisboa.

[2] Pinto, A.; Pereira, A; Rendo, M.; Valadas, J.; Portela, R. (2017) Soluções de Contenção Periférica e de Recalçamento de Fachadas do Edifício Liberdade 203, Na Rua Rosa Araújo, Lisboa.

Basílica do Divino Pai Eterno - Estrutura do Corpo Central



Filipe Conceição[1]

RESUMO

É na Igreja principal do complexo, também designada por "Corpo da Basílica" que se situa a estrutura descrita e explicada nesta comunicação. Ela é uma grande casca porticada, cilíndrica, de eixo vertical, com 75.1m de diâmetro, sem pilares no seu interior e 68.3m de altura, em betão armado e pré-esforçado, que é atravessada inferiormente pela nave central da Igreja. Sobre ela apoia uma cobertura em cúpula, de base circular, rematada superiormente por um grande cruxifico. Tanto a cúpula como o crucifixo têm estrutura metálica, atingindo o conjunto uma altura adicional total de 56.7 metros. As suas estruturas não foram projetadas pela Tal Projecto.

Para além da cúpula, a estrutura apresentada suporta as paredes duplas de alvenaria revestidas a pedra e, próximo do topo, um pavimento anelar que servirá de mirante. Ela é composta por cinco anéis horizontais, sobrepostos, pré-esforçados, os quais, estando interligados por montantes regularmente espaçados, formam uma grande viga Vierendeel com 25.6m de altura. Esta viga circunferencial apoia-se em 12 colunas cilíndricas distribuídas simetricamente de ambos os lados da nave central. De um e outro lado da nave os pilares estão afastados de 14,5m e nos dois vãos sobre a nave o vão aumenta para 41.2m.

Nesta comunicação desenvolvem-se aspetos relacionados com a conceção geral da estrutura, com a escolha das geometrias dos seus elementos estruturais, com opções tomadas no sentido de controlar a sua deformação e a fendilhação do betão e com as condicionantes que levaram à escolha do traçado de pré-esforço, bem como ao sistema de ancoragens de continuidade adotado. Referem-se, por fim, também as metodologias de cálculo utilizadas e a sua interligação com a sequência de construção prevista.

Palavras-chave: Pré-esforço, Vigas circunferenciais, Vierendeel, Igreja

1. INTRODUÇÃO

Em Trindade, pequena cidade do estado de Góias, no interior do Brasil, está a ser construída a Nova Basílica do Divino Pai Eterno. Trata-se de uma promoção da Igreja Católica local cuja principal edificação é a grande Igreja, mas que albergará muitos outros espaços, essencialmente públicos, tais

[1]TAL PROJECTO - Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda, Lisboa, Portugal. filipe.conceicao@talprojecto.pt

como um imenso Ossário, uma ampla praça, diversas capelas, um grande teatro, zonas de estacionamento e comerciais, mas também áreas de carácter mais privado.

A estrutura do "Corpo da Basílica" foi decomposta num total de seis corpos mecanicamente independentes designados pelas letras A a F. As considerações e explicações que se seguem referem-se apenas ao corpo localizado no centro da Basílica, designado por setor C, cuja posição e enquadramento se ilustra na Fig. 1. Dentro deste setor aborda-se essencialmente a parcela da estrutura do setor C que se situa acima da Praça Superior, que está nivelada com o piso da Igreja.

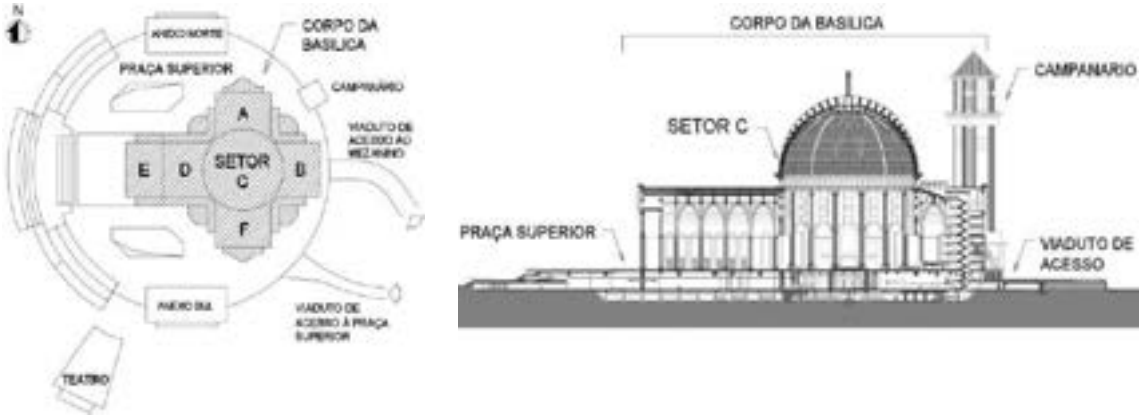


Figura 1. Localização do setor C - planta e corte longitudinal.

2. DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

2.1 Descrição geral da estrutura

Acima do piso principal da Igreja, o setor C é suportado por um conjunto de 12 pilares de 2,0m de diâmetro. A cerca de 26m de altura eles são intercetados por cinco anéis circulares solidários com montantes regularmente espaçados, constituindo-se assim uma grelha vertical cilíndrica de pilares/montantes e vigas, em betão armado e pré-esforçado, sobre a qual assenta a grande cobertura metálica que estrutura a cúpula da Basílica. O piso da Igreja e o piso abaixo dele são suportados por estruturas de betão armado, ambas constituídas por grelhas horizontais de vigas principais e secundárias cujos intervalos são preenchidos por painéis de laje. A circunferência que delimita este setor mede 75.1m de diâmetro e a altura total da estrutura de betão armado atinge os 68.3m.

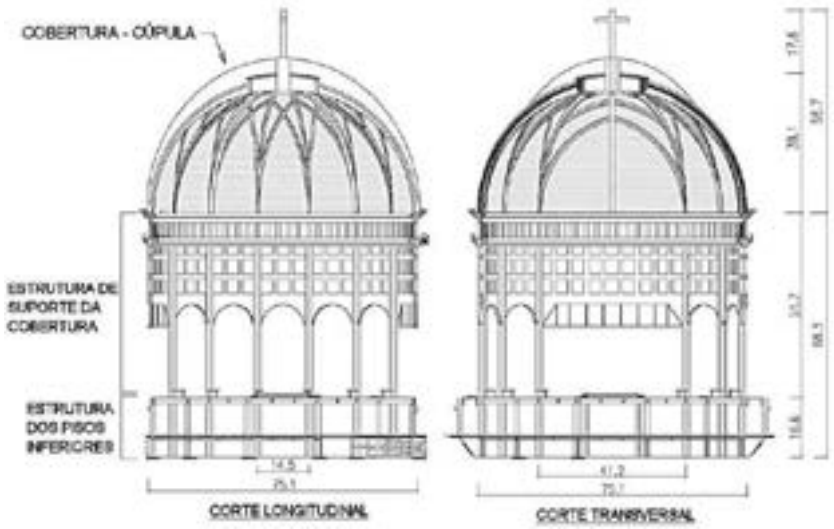


Figura 2. Cortes gerais da estrutura.

Tal como se referiu, do lado esquerdo e do lado direito da nave central encontram-se dois conjuntos de 6 colunas afastadas de 14.5m. Entre os pilares extremos de cada um dos conjuntos existe um intervalo livre de 41.2m, o qual corresponde à largura da nave central da Igreja. Os vários anéis são interligados por montantes intermédios, de seção retangular, formando uma grande viga Vierendeel – ou uma casca anelar grelhada - com 25.6m de altura e 74,1m de diâmetro (medido no plano médio da casca).

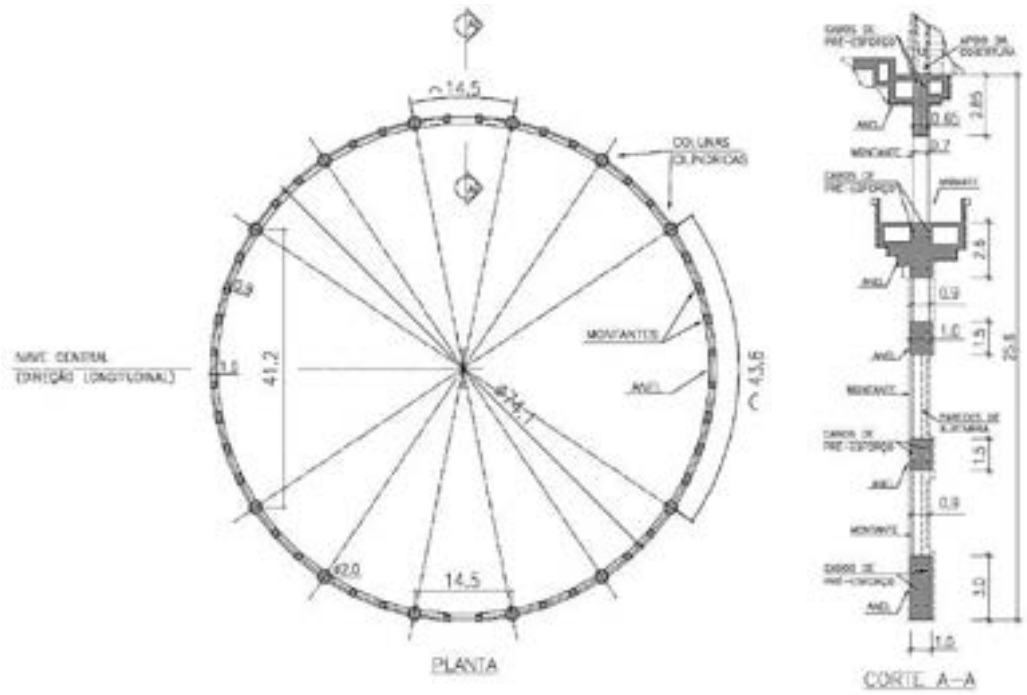


Figura 3. Planta e corte das vigas em anel.

Para além de suportar a estrutura metálica da cúpula, a estrutura de betão armado e pré-esforçado dá apoio às paredes duplas de alvenaria revestidas a pedra e a um piso acessível a pessoas, que servirá de mirante.

Na construção desta estrutura são utilizados os seguintes materiais:

i) Betão com tensão caraterística de rotura à compressão - fck = 40 Mpa - e módulo de elasticidade secante aos 28 dias - Ecs=29GPa;
ii) Aço das armaduras passivas em varão – CA 50 (fyk=500Mpa).
iii) Aço das armaduras ativas em cabos com múltiplos cordões – CP190RB (fptk=1900Mpa; fpyk=1710Mpa).

2.2 Justificação da introdução do pré-esforço nas vigas

Conforme se referiu no capítulo anterior, as vigas anelares que integram a estrutura de suporte da cúpula vencem dois vãos de 41.2m separados por duas sequências de cinco vãos com 14.5m. Tendo presente esta especificidade geométrica, entendeu-se ser prioritário dotar a estrutura de aptidões que, para além de lhe assegurarem, de uma forma económica, a capacidade resistente requerida para que ela suporte os esforços solicitantes, permitam um controle eficaz das suas deformações e evitem o aparecimento de fendilhação significativa. Ao limitar a abertura de fendas aumenta-se também a durabilidade da estrutura. Este requisito torna-se ainda mais importante perante a circunstância de as superfícies verticais das vigas estarem integradas na parede cilíndrica envolvente do setor C, uma parcela da qual está exposta diretamente ao ambiente exterior. Foram estes os motivos – resistência, economia e funcionalidade - pelos quais se decidiu recorrer ao pré-esforço das vigas anelares.

2.3 Considerações acerca dos cabos de pré-esforço - traçado e sistema de ancoragens adotados

A escolha do traçado mais adequado para cada viga teve em conta duas das principais características do pré-esforço. Por um lado, os cabos de pré-esforço, por si só e porque são anelares, introduzem esforços permanentes de compressão nas secções de betão, por outro, se, também em alçado, o seu traçado for curvo, consegue-se que eles exerçam sobre as vigas forças ascendentes.

A utilização dos traçados parabólicos, adotados em três dos cinco níveis de cabos da viga anelar inferior, permitiu aproveitar estas forças ascendentes que contrariam as cargas gravíticas. No entanto, nesta viga mantiveram-se retos os cabos junto às suas faces inferior e superior, pois só assim se conseguiu que, durante as sucessivas fases de execução da estrutura, as tensões obtidas permanecessem inferiores à tensão média de rotura do betão à tração (fctm).

É de notar, contudo, que, sendo o traçado parabólico, as forças horizontais concêntricas não são complanares com os centros de gravidade das secções, introduzindo, por isso, esforços de torção variáveis ao longo da extensão das vigas. Tais esforços foram, naturalmente, contabilizados e tidos em consideração no dimensionamento dos anéis.

Nas restantes vigas anelares optou-se por traçados perfeitamente horizontais, em alçado. Justifica-se este tipo de traçado com o andamento dos diagramas de momentos fletores das vigas, nomeadamente, os das vigas dos segundo e terceiro anéis que apresentam grande variabilidade de momentos positivos e negativos em curtas distâncias. Por outro lado, como se trata de vigas circunferenciais, com curvaturas em planta, as perdas de pré-esforço por atrito não são desprezáveis. Ao adotar-se o perfil reto, em vez do parabólico, as perdas por atrito não são agravadas pela existência das curvaturas adicionais em alçado.

Procurando-se garantir a manutenção de tensões de compressão permanentes nas seções transversais das vigas, instalaram-se nelas vários níveis de cabos, que foram colocados junto às suas faces laterais. Definiu-se a força de pré-esforço em cada uma das seções das vigas estabelecendo a condição de inexistência de tensões de tração nas imediações dos cabos, quando a estrutura é solicitada pelas combinações de ações quase permanentes.

A circunstância dos anéis estarem solidarizados por meio de montantes que possuem uma rigidez de flexão elevada origina a transferência de uma parte relevante da força de pré-esforço que é aplicada diretamente num anel para os anéis adjacentes, diminuindo por isso o esforço de compressão que fica a solicitar efetivamente esse anel e incrementando os esforços de compressão nos vizinhos. Quando se conclui a aplicação do pré-esforço em todos os anéis, a grandeza do esforço de compressão instalada em cada um deles não é a que resultaria se todos os anéis estivessem isolados. Ela depende da posição do anel no conjunto da estrutura e da relação entre as rigidezes dos diversos elementos, horizontais e verticais, que constituem a grelha estrutural.

Dado que os anéis ficarão integrados em paredes pouco mais espessas do que a largura das vigas, não é possível criar saliências nas vigas para aí colocar as ancoragens dos cabos de pré-esforço. É necessário, portanto, que as ancoragens dos cabos de pré-esforço fiquem localizadas dentro de nichos criados para esse efeito específico. Analisando as hipóteses de dispositivos de ancoragem disponíveis no mercado, concluiu-se serem as ancoragens de continuidade com blocos metálicos móveis as que melhor se adequam a vigas anelares. Os blocos são furados e acomodam cunhas de fixação nas duas faces opostas perpendiculares aos eixos dos cabos, conforme se ilustra na Fig. 4. Houve o cuidado de colocar os cabos o mais próximo possível das faces laterais das vigas, de modo a minimizar a profundidade dos nichos.

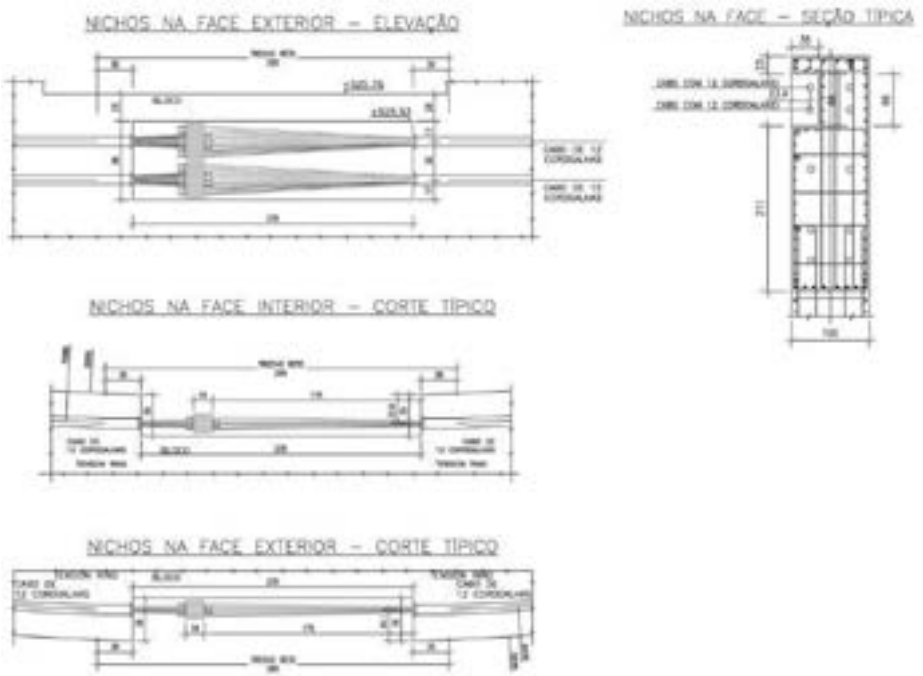


Figura 4. Pormenores dos nichos para as ancoragens dos cabos no anel inferior.

Ainda com o propósito de afetar o mínimo possível a capacidade resistente das vigas anelares previu-se que as ancoragens nichos dos vários cabos de uma viga ficassem desfasadas, ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, e que cada nicho acomodasse três cabos, no máximo. Dividiu-se o comprimento de cada cabo num número mínimo de quatro segmentos. Procurou-se que os nichos fiquem igualmente espaçados de modo a assegurar que o esforço axial ao longo do desenvolvimento do anel, obtido após as perdas, seja próximo de uniforme. Concluída a aplicação do pré-esforço, os nichos serão preenchidos com betão de baixa retração.

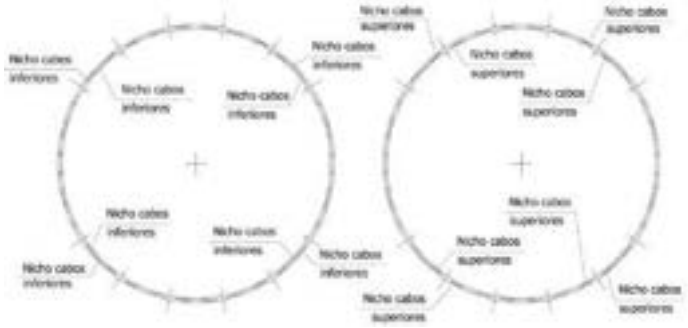


Figura 5. Planta do anel inferior - distribuição dos nichos para as ancoragens dos cabos superiores e inferiores (não se representam as ancoragens dos cabos intermédios).

3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO PREVISTO

Depois de se construir a estrutura da Praça Superior (e, naturalmente, toda a que está abaixo dessa Praça) inicia-se a execução dos pilares e da parte superior da estrutura do sector C. O respetivo faseamento construtivo foi estudado e estabelecido tendo em mente, por um lado a preocupação de controlar a evolução e os valores finais das deformações e, por outro, o objetivo de obter, em cada secção, esforços solicitantes máximos que sejam não só inferiores à sua resistência, mas também igualmente proporcionais a ela.

Um condicionamento importante para a definição da sequência de construção foi a capacidade resistente do terreno onde apoia o escoramento - 200kN/m^2. Os escoramentos não podem, em qualquer período da construção, transmitir ao terreno cargas superiores a esse limite.

O escoramento, que abrangerá também a Praça Superior e a estrutura subjacente a ela é desativado temporariamente após a betonagem do terceiro anel e só volta a encostar à face do anel inferior após a betonagem do quarto anel. Desta forma o escoramento suportará os três primeiros anéis e, mais tarde, apenas o peso do quinto anel.

Ilustra-se, nas próximas figuras, a sequência de construção da estrutura.

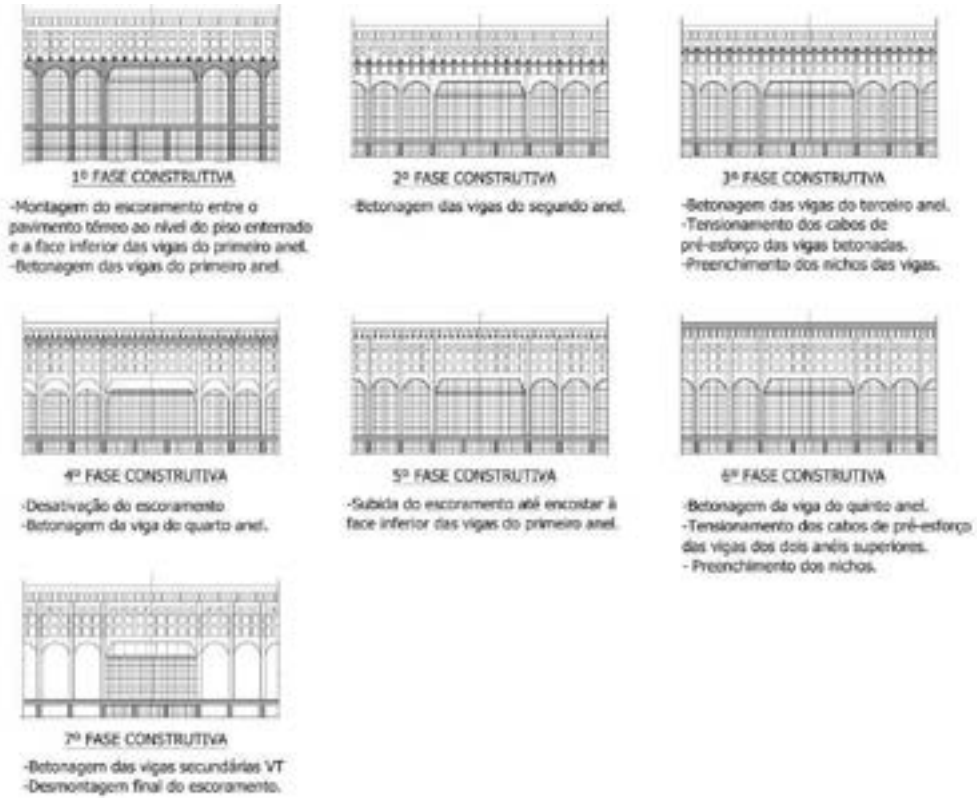


Figura 6. Faseamento Construtivo.

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Desenvolveram-se modelos de cálculo tridimensionais globais para simular cada um dos setores estruturais em que a Basílica está dividida. Quando existe transmissão de cargas verticais de um sector para outros adjacentes, tal como sucede com os sectores B, C e D, o modelo incorpora as estruturas de todos eles. As lajes foram representadas por elementos finitos planos de 4 nós e as vigas e os pilares por elementos finitos lineares – barras.

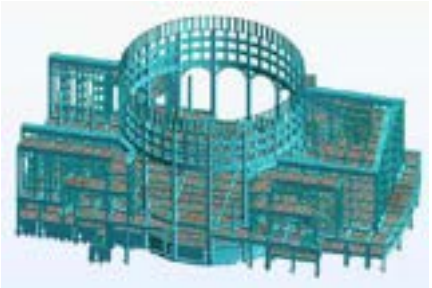


Figura 7. Modelo de cálculo global da estrutura dos setores B, C e D.

4.1 Principais cargas aplicadas na estrutura

Na Fig.8 representam-se, esquematicamente, as forças cargas aplicadas na estrutura. De modo a facilitar a perceção das forças, não se colocaram as cargas correspondentes ao peso próprio da estrutura.
Importa referir que as forças transmitidas pelos apoios da estrutura da cúpula foram obtidas recorrendo a um modelo que inclui também a estrutura metálica da cobertura.

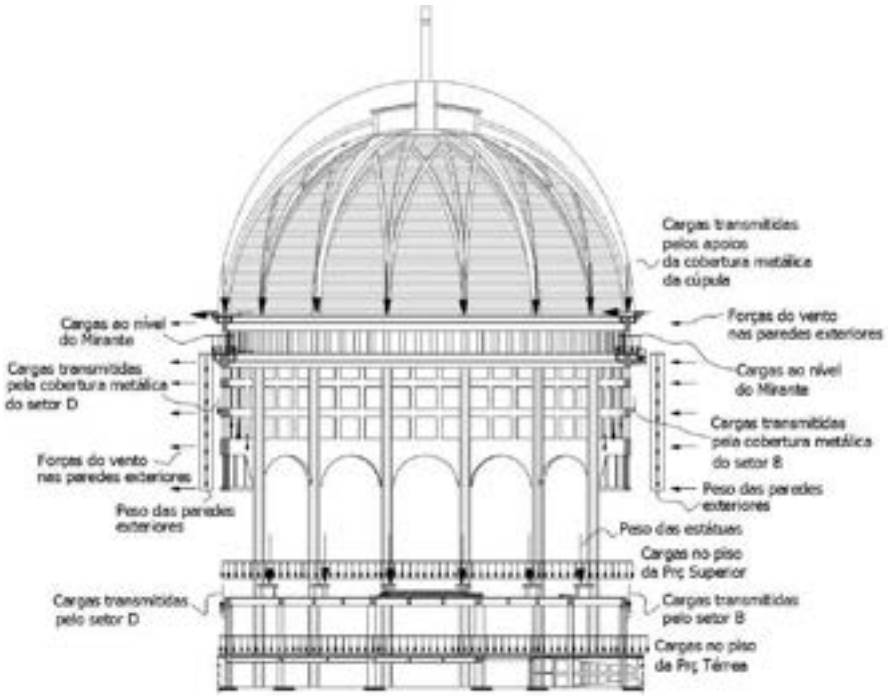
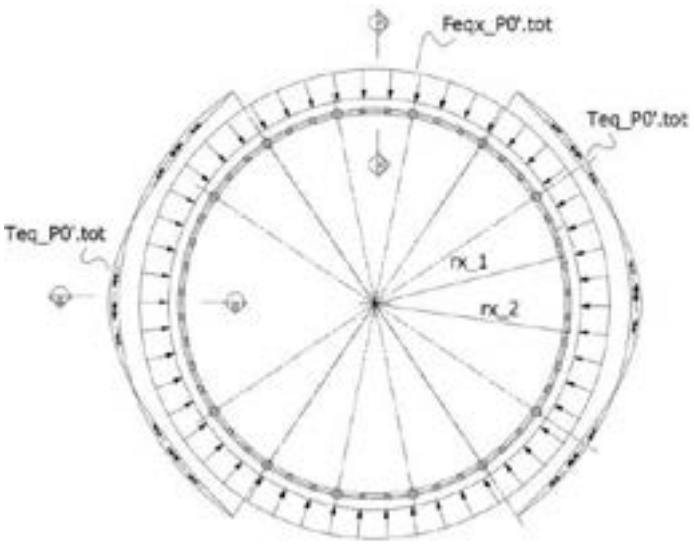


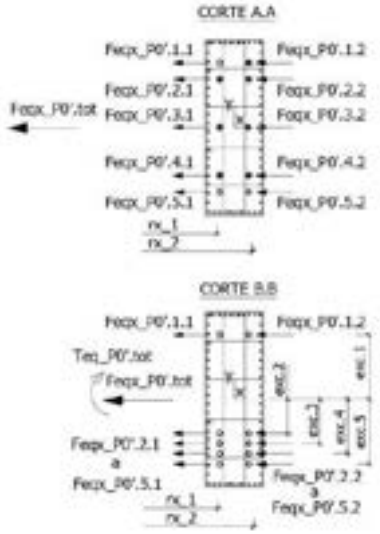
Figura 8. Cargas aplicadas na estrutura.

4.2 Forças Equivalentes ao Pré-esforço

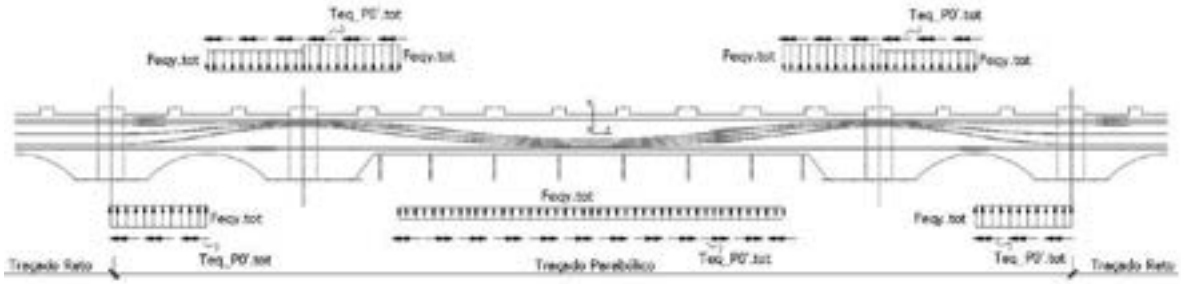
Os efeitos produzidos pelos cabos de pré-esforço na estrutura foram simulados através da aplicação das chamadas forças equivalentes. Na Fig.9 ilustram-se as forças equivalentes aplicadas no primeiro anel da estrutura de suporte da cúpula.



PLANTA



CORTES



ALÇADO

Forças equivalentes

$$F_{eqx.P0'.i.1} = \frac{P0'_{i.1}}{rx_1};\ F_{eqx.P0'.i.2} = \frac{P0'_{i.2}}{rx_2};$$

$$F_{eqx.P0'.tot} = \sum_{i=1}^{5} F_{eqx.P0'.i.1} + \sum_{i=1}^{5} F_{eqx.P0'.i.2}$$

$$F_{eqy.P0'.tot} = \sum_{i=2}^{4} F_{eqy.P0'.i.1} + \sum_{i=2}^{4} F_{eqy.P0'.i.2}$$

Momento torsor equivalente

$$T_{eq.P0'.tot} = \sum_{i=1}^{5} exc.i \times F_{eqx.P0'.i.1} + \sum_{i=1}^{5} exc.i \times F_{eqx.P0'.i.2}$$

Sendo P0' a força de pré-esforço em cada cabo localizado no nível i.

Figura 9. Forças equivalentes aplicadas nas vigas anelares – exemplo do primeiro anel.

4.3 Modelos de cálculo utilizados na simulação da evolução temporal da estrutura

Conforme se referiu anteriormente, o escoramento é montado antes da betonagem do primeiro anel, desativado temporariamente após a betonagem do terceiro anel e reativado para suportar a betonagem do quinto anel. Depois de se estimarem os períodos de tempo alocados a cada uma das fases da construção (ver figura 6), que se indicam na figura 10, foi possível relacioná-los com a evolução do modelo de cálculo que simula a estrutura. Os períodos relevantes para esta evolução são os seguintes:

i) Período compreendido entre o início da betonagem do primeiro anel e a desativação temporária do escoramento – Fases 1 a 4;
ii) Período compreendido entre a reativação do escoramento e a sua desmontagem final – Fases 5 a 7;
iii) Período compreendido entre a desmontagem final do escoramento e o fim de vida útil da estrutura de betão – Após a Fase 7;

Na Fig. 10 mostra-se um cronograma que ilustra cada um destas fases.

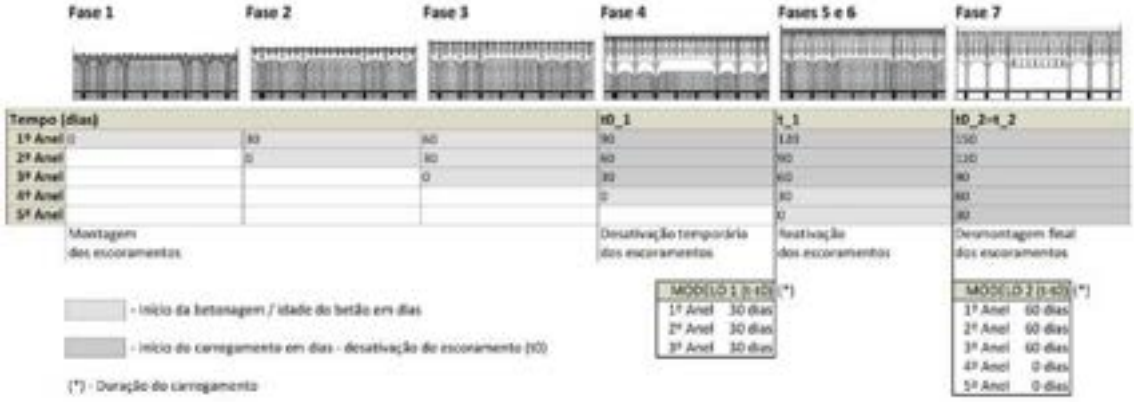


Figura 10. Cronograma previsto para a betonagem e a desmontagem do escoramento.

Foram dois os modelos de cálculo tridimensionais empregues para simular o comportamento da estrutura durante os referidos períodos de construção. Em cada um destes modelos foram tidas em consideração as modificações que sofrem as propriedades mecânicas do betão, em função da sua idade

e da duração das cargas aplicadas, incluindo-se nestas as forças equivalentes ao pré-esforço. Para simplificar a análise não se simulou nos modelos a estrutura da Praça Superior e dos pisos inferiores a ela. Ela foi substituída por encastramentos elásticos introduzidos nas secções onde os pilares intercetam a laje da Praça Superior. Na Fig. 11 apresentam-se imagens ilustrativas dos modelos de cálculo.

Modelo 1: - Fases 1 a fase 4



Cargas aplicadas:
- Peso próprio da estrutura correspondente aos três primeiros anéis.
- Forças equivalentes ao pré-esforço nos três primeiros anéis.
- Peso do betão do quarto anel.

Modelo 2: – Fases 5 a 7



Cargas aplicadas:
- Peso próprio do quinto anel.
- Forças equivalentes ao pré-esforço correspondentes aos quarto e quinto anéis.

Figura 11. Modelos de cálculo utilizados na simulação do faseamento construtivo.

Os esforços aplicados na estrutura e os deslocamentos por eles induzidos foram determinados do seguinte modo:

i) Simularam-se, com recurso aos modelos 1 e 2, as duas etapas de desmontagem do escoramento, tendo em conta as cargas aplicadas, as propriedades do betão correspondentes a cada uma delas e os efeitos da fluência em função da idade do betão (ver figura 11);
ii) Em seguida, no modelo 2, foram aplicadas todas as cargas representativas do peso da estrutura e fizeram-se mais duas simulações: uma adotando as propriedades do betão na fase 7 e outra adotando as propriedades do betão "a tempo infinito";
iii) A variação de esforços e deslocamentos obtida entre as simulações descritas no ponto anterior foi adicionada aos resultados que se determinaram, no final da fase 7, de acordo com o ponto i).

As restantes ações que solicitam a estrutura após a fase 7, tais como o peso das paredes, as restantes cargas permanentes provenientes da cobertura, as sobrecargas, a ação do vento e a das variações da temperatura, foram aplicadas no modelo 2, ajustando as propriedades mecânicas do betão à duração de cada ação.

5. RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo, apresentam-se alguns resultados que facilitam a compreensão do comportamento da estrutura quando submetida aos carregamentos verticais. Relativamente ao comportamento da estrutura quando submetida às forças horizontais (ação do vento), é relevante referir que esta apresenta uma configuração deformada semelhante à de um pórtico encastrado na base, com um deslocamento horizontal no topo que vale cerca de H/800, para o valor característico da ação do vento. Já os esforços, produzidos por estas forças, assumem maior relevância sobretudo nos pilares cilíndricos.

5.1 Esforços nos cinco anéis da estrutura correspondentes à combinação, em ELU, que envolve apenas cargas verticais

Os diagramas dos esforços nos vários anéis, apresentados na Fig.12, ilustram o comportamento mecânico a que se fez referência no capítulo 2.1. No plano vertical, identificam-se, nos 2º e 3º anéis diagramas típicos de viga Vierendeel, ao passo que nos restantes anéis, os diagramas de momentos

fletores têm configurações semelhantes ao de uma viga isolada contínua, observando-se apenas algumas descontinuidades nas intercessões com os montantes decorrentes da compatibilização das rotações deles com as das vigas. Observando os digramas de momentos fletores horizontais compreende-se que a torção global é equilibrada por uma distribuição de forças radiais, com sinais opostos, aplicadas ao nível de cada um dos anéis.



Figura 12. Esforços nos cinco anéis da estrutura (vista do vão maior).

5.2 Deformação dos anéis

Com o intuito de ilustrar o comportamento global da estrutura representa-se, na Fig. 13 a deformada da estrutura solicitada apenas por cargas verticais e quantificam-se, no Quadro 1, os deslocamentos máximos obtidos para as cargas quase permanentes.

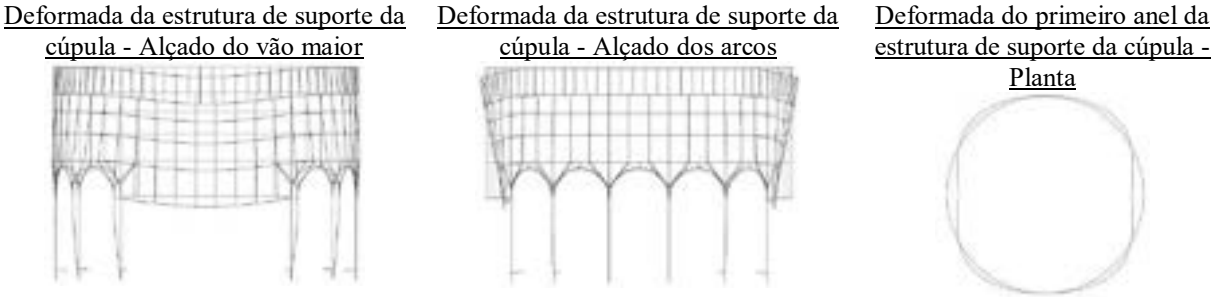


Figura 13 Deformada da estrutura.

Quadro 1. Deslocamentos verticais e horizontais a meio do maior vão do primeiro anel.

Deslocamento	*δ∞_CQP [m]*	*δ∞_P∞ [m]*	*δ∞_contraflecha [m]*	*δ∞_final [m]*
Vertical	0.102	-0.025	-0.060	0.017 (L/2424)
Horizontal	0.125	0.035	-0.140	0.020 (L/2060)

5.3 Limitação de tensões nas vigas pré-esforçadas

A norma brasileira NBR 6118 não exige que haja ausência total de descompressão das seções quando as vigas pré-esforçadas se situam em atmosferas classificadas de agressividade ambiental fraca, tal como sucede com os anéis desta estrutura. Requer-se apenas que a abertura das fendas não exceda os 0,2mm.

Como critério adicional de segurança estrutural, estabeleceu-se que, para a atuação das ações quase permanentes, se deveria respeitar o estado limite de descompressão parcial das secções, de acordo com o estabelecido no capítulo 3.2.6 da NBR 6118, conforme se ilustra na Fig. 14.

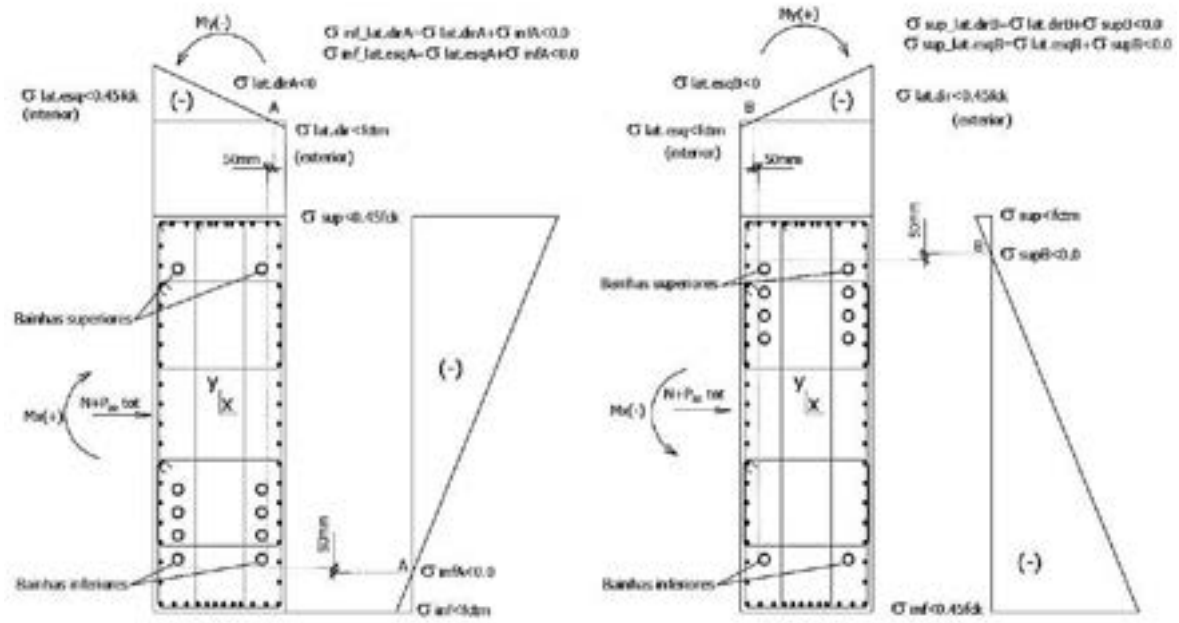


Figura 14 Diagramas de tensões nas seções – critério de limitação de tensões.

Para se avaliar a possível necessidade de serem considerados os efeitos da fluência não linear compararam-se as tensões máximas de compressão com o valor limite fixado nas normas, abaixo do qual essa avaliação é dispensável (0.45xfck = 0.45x40=18MPa).

No Quadro 2 quantificam-se as tensões obtidas na seção a meio do maior vão do 1º anel.

Quadro 2. Tensões para a força de pré-esforço a longo prazo.

Local	$P\infty$ *[kN]*	$\sigma_{inf_lat_A}$ *[MPa]*	$\sigma_{sup_lat_B}$ *[MPa]*	*Observação*
A meio do maior vão do 1º anel	16075 (10 cabos com 12 cordões)	-0.850	-9.63	A 50mm da face da bainha as fibras estão comprimidas

6. CONCLUSÕES

As características geométricas específicas da estrutura do corpo central da Basílica, em particular a existência de vãos de 41.2m e o desenvolvimento curvo das vigas que a integram, aliadas à magnitude das cargas permanentes a que está submetida, conduziu-nos a uma solução de estrutura em betão armado pré-esforçado.

Conseguiu-se com esta solução controlar a fendilhação e a deformação da estrutura, obtendo-se em simultâneo uma estrutura mais leve do que seria apenas em betão armado.

A conceção de uma estrutura com diversos anéis sobrepostos permitiu-nos tirar partido do funcionamento de viga Vierandeel, bem como, equilibrar os esforços de torção globais solicitantes com binários de forças radiais, centrífugas e centrípetas, que se desenvolvem em anéis sucessivos.

O sistema de ancoragens de continuidade adotado possibilita a criação de nichos pouco profundos que não diminuem significativamente as áreas das seções resistentes e que, simultaneamente, se adaptam às exigências arquitetónicas.

Sessão 8B

Desenvolvimento de painel sanduíche multifuncional para a reabilitação sustentável de edifícios porticados de betão armado: caracterização de componentes

Christoph de Sousa[1] **Joaquim Barros**[2] **João Ramôa Correia**[3] **Delfina Gonçalves**[4] **Miguel Azenha**[5]

RESUMO

Esta comunicação apresenta um trabalho de investigação dedicado ao desenvolvimento de um painel sanduíche compósito multifuncional concebido para a reabilitação estrutural e térmica de edifícios porticados de betão armado construídos em Portugal a partir da década de 1960 e até meados da década de 1980. Este painel é composto essencialmente por três componentes que visam assegurar a multifuncionalidade pretendida, nomeadamente: (i) finas camadas exteriores, de cariz estrutural, em microbetão reforçado com fibras de aço recicladas resultantes do processo de reciclagem de pneus (MBRFR); (ii) núcleo em poliestireno, para assegurar isolamento térmico contínuo ao painel; e (iii) conetores poliméricos reforçados com fibras de vidro (GFRP), para conferir uma adequada conexão entre as diferentes camadas. O presente artigo aborda primeiramente a caraterização mecânica efetuada ao MBRFR (comportamento em compressão e tração) e aos conetores GFRP (ensaios de tração direta), sendo ainda apresentados os testes efetuados para seleção do material de isolamento térmico a adotar na conceção do painel sanduíche em desenvolvimento. Estes testes abrangem a realização de ensaios de corte em elementos compósitos representativos do referido painel, nos quais se fez variar a tipologia de poliestireno adotada para a camada de isolamento, com o objetivo de avaliar a influência que esta camada pode ter nas condições de ligação dos constituintes do painel sanduíche. Os resultados obtidos permitiram tirar conclusões importantes acerca desta influência, revelando que o material e especialmente a superfície de acabamento podem contribuir de forma não-negligenciável para o comportamento estrutural da solução compósita.

Palavras-chave: Edifícios porticados; reabilitação; painel sanduíche; fibras recicladas; poliestireno

1. INTRODUÇÃO

As atividades de conservação e reabilitação do património edificado assumem um papel cada vez mais relevante na sociedade moderna, não apenas devido ao natural envelhecimento e consequente degradação das estruturas, mas também pelo facto de os regulamentos e normas de dimensionamento implicarem novas exigências que uma parte significativa dos edifícios existentes não consegue cumprir. No âmbito das diferentes áreas de atuação da Engenharia Civil, o interesse principal da comunidade científica e tecnológica em relação à reabilitação do património edificado está atualmente focado em três principais áreas de investigação, nomeadamente: (i) reabilitação energética, devido às metas estabelecidas pela União Europeia no que toca à eficiência energética, conforto térmico dos utilizadores no interior dos edifícios e redução de emissões de dióxido de carbono; (ii) reabilitação estrutural, com

[1]ISISE, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. christophdesousa@gmail.com
[2]ISISE, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. barros@civil.uminho.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt
[4]CiviTest, Vila Nova de Famalicão, Portugal. delfinagoncalves@civitest.com
[5]ISISE, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. miguel.azenha@civil.uminho.pt

vista à segurança das estruturas edificadas e proteção dos seus utilizadores; e (iii) sustentabilidade na construção civil, promovendo o recurso a materiais sustentáveis para diminuição dos impactos no meio ambiente. O presente trabalho de investigação aborda os tópicos supramencionados através do desenvolvimento de um painel sanduíche multifuncional para reabilitação estrutural e de desempenho energético de edifícios porticados em betão armado construídos em Portugal a partir da década de 1960 e até meados da década de 1980.

Relativamente à redução dos impactos ambientais na indústria, existe um interesse crescente na área da construção civil relacionado com a utilização de materiais reciclados. Neste sentido, tem havido esforços por parte da comunidade científica no sentido de promover o desenvolvimento de estruturas de betão com incorporação de produtos derivados do processo de reciclagem de pneus usados, tais como granulados de borracha [1, 2] e fibras de aço [3, 4]. De facto, a gestão e valorização de resíduos resultantes de pneus usados constitui ainda um desafio importante a nível mundial e, tanto a reutilização de pneus como a recuperação/reutilização dos seus materiais constituintes são apontados como soluções sustentáveis para a valorização deste tipo de resíduo [4]. Estudos científicos mostram que a adição de fibras de aço provenientes de pneus reciclados durante o processo de amassadura constitui efetivamente uma solução de reforço com efeitos favoráveis em termos de eficiência estrutural das estruturas de betão. Estes efeitos traduzem-se num melhoramento significativo ao nível da ductilidade e resistência pós-fissuração destes materiais [5-9]. A sustentabilidade da solução de reabilitação em desenvolvimento no âmbito deste estudo é assim tida em conta através do uso de fibras recicladas como único elemento de reforço dos elementos de betão que constituem o painel sanduíche.

Os painéis sanduíche pré-fabricados são geralmente caracterizados por uma camada interior de isolamento térmico e camadas exteriores rígidas: a primeira para assegurar a eficiência térmica e as segundas para garantir ao painel a capacidade portante que se lhe exija. A camada de isolamento térmico é comummente constituída por um conjunto de placas de poliestireno, nomeadamente placas de poliestireno expandido (EPS) ou poliestireno extrudido (XPS). Para além das diferentes camadas que constituem este tipo de sistema construtivo, os painéis sanduíche são ainda constituídos por sistemas de conexão que conferem ligação entre as camadas exteriores do painel e a camada de isolamento. De facto, do ponto de vista do dimensionamento estrutural dos painéis, é senso comum que o tipo de sistema de conexão a adotar influencia significativamente o grau de funcionamento compósito entre as camadas exteriores de betão [10, 11]. No entanto, é possível encontrar na bibliografia estudos que mostram a contribuição importante que o tipo de camada de isolamento pode ter no grau de ação compósita do painel, dependendo das propriedades mecânicas do material a adotar para o núcleo e da rugosidade superficial desta camada, fatores que podem influenciar a adesão na interface entre a camada de isolamento e as camadas exteriores de betão [12, 13].

O trabalho de investigação apresentado nesta comunicação foca-se no programa experimental realizado no âmbito do desenvolvimento de um painel sanduíche concebido para a reabilitação estrutural e térmica de edifícios existentes, mais especificamente através de intervenções ao nível da fachada destes edifícios. O programa experimental realizado até à data consistiu essencialmente na realização dos seguintes ensaios: (i) caraterização material (Secção 2) relativa aos diferentes componentes que constituem o painel sanduíche em desenvolvimento (camadas exteriores de MBRFR, conetores de GFRP e camada do núcleo em poliestireno), com vista à obtenção das propriedades dos materiais constituintes; e (ii) testes em provetes com secções representativas do painel sanduíche em desenvolvimento (Secção 3), efetuados com o objetivo de sustentar o processo de escolha do tipo de placa de poliestireno a usar para a camada de isolamento do painel. A atividade experimental descrita nesta comunicação foi realizada no *Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (LEST)*, com exceção aos ensaios de caracterização do MBRFR, que foram realizados na empresa *CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda*.

2. CARATERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

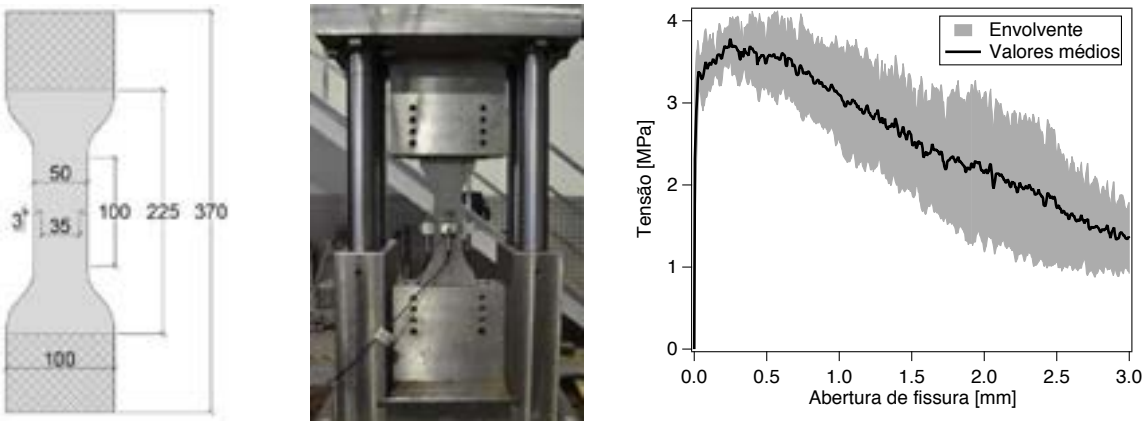
2.1 Microbetão reforçado com fibras recicladas

O microbetão reforçado com fibras recicladas reportado nesta Secção foi especificamente desenvolvido para a produção de finas lâminas de betão, a serem usadas como camadas externas de painéis sanduíche pré-fabricados. A composição final da mistura encontra-se indicada no Quadro 1. A denominação de "microbetão" atribuída a esta composição tem a ver com o facto de ter sido adotada uma dimensão máxima de agregado de 9 mm para possibilitar a produção das finas lâminas que compõem as camadas externas do painel sanduíche (cada lâmina apresenta uma espessura de 25 mm). Tal como referido, as fibras adicionadas à matriz cimentícia, que, neste caso, resultam num betão com volume de fibras igual a 0.89%, são provenientes da indústria da reciclagem de pneus. Os pneus usados são sujeitos a um processo de trituração, do qual resulta um aglomerado de borracha e fibras metálicas, sendo estas últimas então separadas da borracha através de um sistema de extração eletromagnético. Estas fibras caraterizam-se por apresentarem diferentes diâmetros e comprimentos e configurações geométricas irregulares. De acordo com o fornecedor das fibras recicladas, estas caracterizam-se, em média, pelos seguintes valores: comprimento (l_f) de 20 mm, diâmetro (d_f) de 0.15 mm, esbelteza (l_f / d_f) igual a 133 e resistência à tração igual a 2850 MPa. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade do MBRFR foram avaliados aos 28 dias de idade em ensaios efetuados com provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, de acordo com as normas NP EN 12390-3 [14] e NP EN 12390-13 [15], tendo sido obtidos valores médios de 54.03 MPa e 27.25 GPa, respetivamente.

Quadro 1. Composição do MBRFR (kg/m^3)

Materiais	*Quantidade (kg/m^3)*
Cimento (CEM I 42.5R)	400
Cinzas volantes	200
Brita granítica (9 mm)	597.2
Meia areia de rio (4 mm)	734.7
Areia fina de rio (0.6 mm)	147.5
Água	173
Superplastificante (BASF SKY 617)	7.2
Fibras recicladas	70

Relativamente às propriedades do MBRFR à tração, a resistência pós-fissuração deste material foi estudada, aos 28 dias de idade, através da realização de ensaios de tração direta em provetes com espessura de 30 mm e forma geométrica representada na Fig. 1a (formato comummente designado por "osso de cão"), com dois entalhes laterais para forçar que a fendilhação ocorra na secção central do provete. A Fig. 1b ilustra o sistema de ensaio adotado, que se baseia essencialmente num atuador servo-hidráulico e célula de carga com capacidade de 50 kN, juntamente com duas amarras que asseguram a fixação do provete pelas suas extremidades (com superfícies de contacto nervuradas para evitar escorregamento do provete). A medição da abertura de fissura dos provetes traduz-se no valor médio medido por quatro transdutores de deslocamento (LVDT) colocados um em cada uma das faces do provete, na zona da seção onde foram executados os entalhes (visível na Fig. 1b). Os testes foram efetuados sob controlo de deslocamento (imposto pela amarra superior) à velocidade de 0.1 mm/min. Os resultados obtidos encontram-se apresentados na Fig. 1c, que ilustra a envolvente das curvas obtidas no conjunto de provetes ensaiados e a respetiva curva média. Foram registadas tensões de tração médias para a formação da primeira fenda e carga de pico de 3.38 MPa e 3.78 MPa, respetivamente. No geral, o comportamento pós-fissuração pode ser caracterizado por resistências à tração residuais de 3.51 MPa e 1.72 MPa para aberturas de fissura de 0.5 mm (estado limite de serviço) e 2.5 mm (estado limite último), respetivamente.

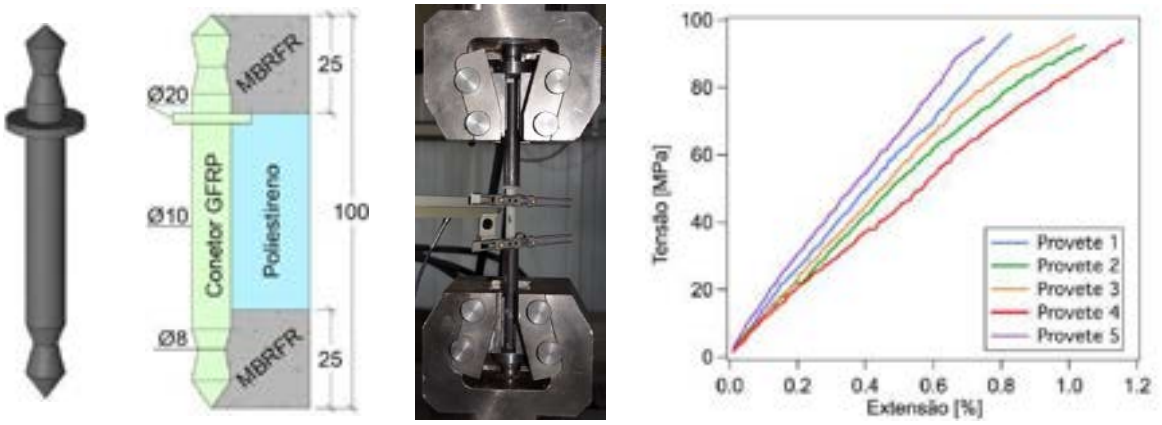


a) b) c)

Figura 1. MBRFR ensaiado à tração: a) geometria dos provetes ensaiados [mm]; b) configuração de ensaio; c) respostas obtidas.

2.2 Conetores em GFRP

Os conetores em GFRP utilizados consistem num modelo utilizado na indústria de pré-fabricação especificamente para a produção de painéis sanduíche. A Fig. 2a ilustra uma representação tridimensional da configuração geométrica dos conetores utilizados no presente trabalho, cujas dimensões se apresentam na Fig. 2b. É possível constatar que este conector é especificamente indicado para secções sanduíche com espessura total de 100 mm, contendo camadas exteriores de betão de 25 mm de espessura e uma camada interior de isolamento de 50 mm de espessura. Os dados facultados pelo fornecedor indicam que o material GFRP que constitui estes conetores apresenta uma resistência à tração e um módulo elástico à tração igual a 91.0 MPa e 10.1 GPa, respetivamente. As propriedades fornecidas foram confirmadas através dos ensaios de tração direta (Fig. 2c), pois foram obtidos valores médios para a resistência última e módulo de elasticidade de 95.6 MPa e 10.4 GPa, respetivamente (Fig. 2d).



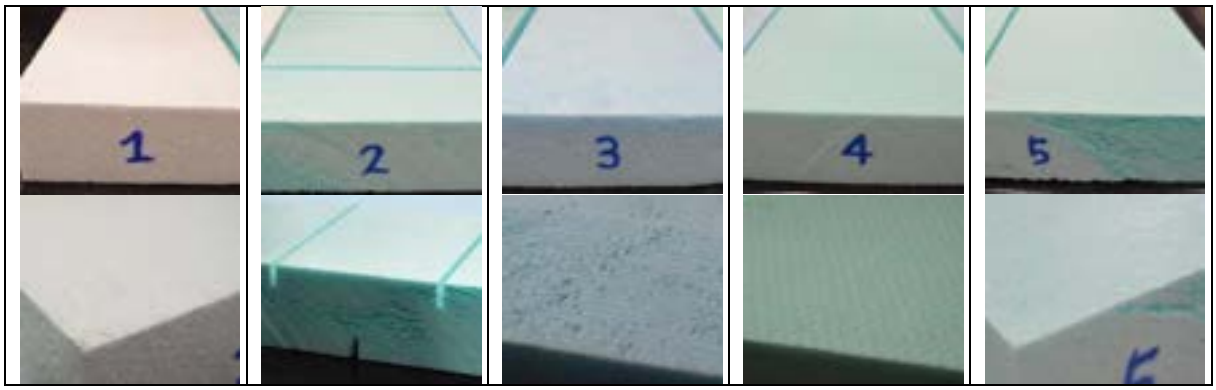
a) b) c) d)

Figura 2. Caracterização efetuada aos conetores GFRP: a) representação 3D; b) dimensões do conetor [mm]; c) configuração de ensaio; d) respostas obtidas.

2.3 Poliestireno

Para este programa experimental foram considerados diferentes tipos de placas de poliestireno com o objetivo final de avaliar a influência que o material de isolamento térmico e a aderência entre este e as camadas exteriores de MBRFR podem ter no comportamento estrutural do painel sanduíche, quando sujeito a esforços de corte. Para esse efeito foram considerados cinco tipologias de poliestireno: (i) solução corrente de EPS (EPS-1, ver Fig. 3a); (ii) XPS com superfície lisa, na qual foram executados entalhes com espessura de 3 mm em ambas as faces (de forma intercalada – ver Fig. 3b) espaçados de 100 mm e com profundidade de 12.5 mm (XPS-2, ver Fig. 3b); (iii) XPS com superfície rugosa (XPS-3,

Fig. 3c); (iv) XPS com superfície nervurada (XPS-4, ver Fig. 3d); e (v) solução corrente de XPS com superfície lisa (XPS-5, ver Fig. 3e). As propriedades destas tipologias de poliestireno, indicadas pelos fornecedores/fabricantes [16-18], são apresentadas no Quadro 2.



a) b) c) d) e)

Figura 3. Tipologias de poliestireno consideradas: a) EPS-1; b) XPS-2; c) XPS-3; d) XPS-4; e) XPS-5.

Quadro 2. Propriedades materiais das tipologias de poliestireno estudadas (fornecidas pelos fabricantes)

Material	Densidade [kg/m^3]	Resistência à compressão para 10% de deformação [kPa]	Condutibilidade térmica [W/mK]
EPS-1	20	100	0.036
XPS-2	[30-33]	[200 – 300]	0.035
XPS-3	32	> 200	0.036
XPS-4	[30-33]	[200 – 300]	0.035
XPS-5	[30-33]	[200 – 300]	0.035

3. ENSAIOS DE CORTE EM PROVETES REPRESENTATIVOS DO PAINEL SANDUÍCHE

3.1 Procedimento e configuração de ensaio

Os ensaios descritos nesta secção foram realizados em provetes com dimensões 300 × 300 mm^2, e com a mesma configuração sanduíche que se pretende adotar para o painel em desenvolvimento (ver representação 3D na Fig. 4). De forma a assegurar as condições necessárias para fixação/imobilização da camada inferior de MBRFR, a camada do núcleo localiza-se numa porção central do provete, perfazendo uma área de contato com as camadas de MBRFR equivalente a 150 × 300 mm^2. A necessidade de preparar os provetes com esta configuração pode ser entendida com mais clareza através da visualização das Figs 5a e 5b, que ilustram a configuração de ensaio adotada. Foi utilizado um atuador com capacidade de 50 kN, impondo uma ação de corte no provete através de um carregamento horizontal aplicado na camada superior de MBRFR (ver Figs 5a e 5b) em controlo de deslocamento (0.3 mm/min). É de referir ainda que o deslocamento relativo entre as camadas de MBRFR foi obtido recorrendo a um LVDT com precisão ± 0.25 μm.

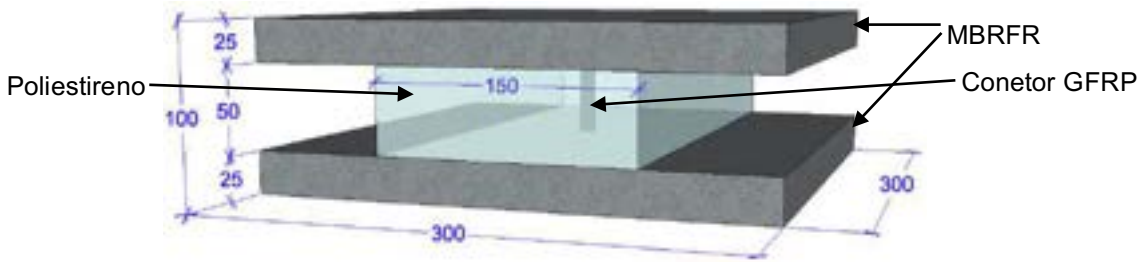
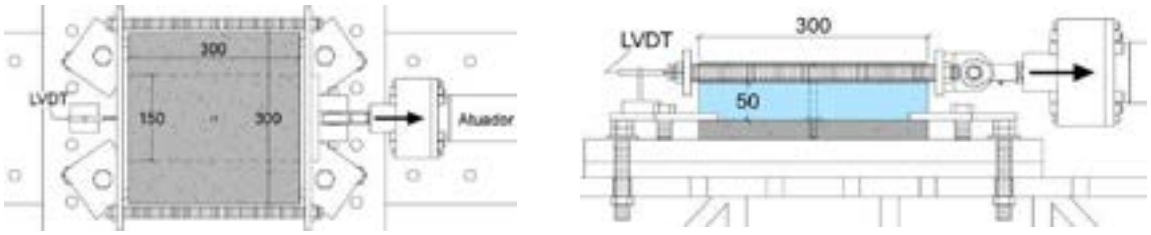


Figura 4. Geometria dos provetes adotados para os ensaios de corte [mm].

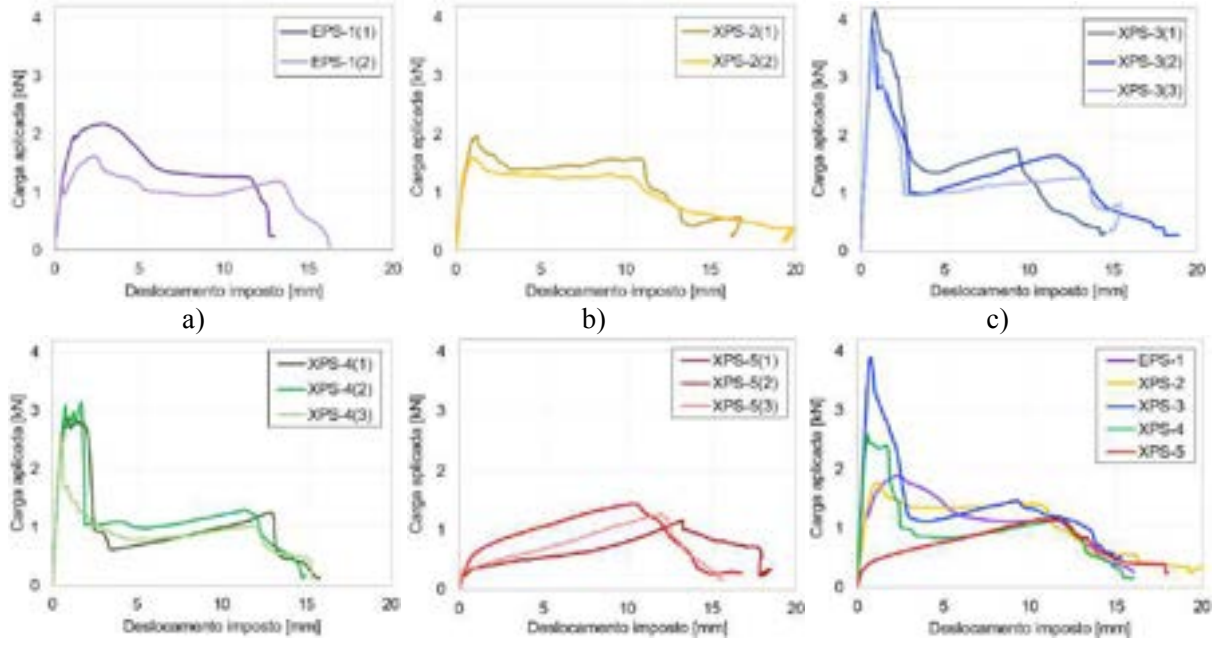


a) b)

Figura 5. Configuração de ensaio para os ensaios de corte [mm]: a) vista superior; b) vista lateral.

3.2 Apresentação e discussão de resultados

Foram realizados treze ensaios, tendo sido considerados dois provetes com EPS-1 e XPS-2 e três provetes para cada uma das restantes tipologias de XPS em estudo. As Figs 6a, 6b, 6c, 6d e 6e apresentam os resultados obtidos para os ensaios de cortes realizados em todos os provetes de tipologias EPS-1, XPS-2, XPS-3, XPS-4 e XPS-5, respetivamente. A comparação entre séries de ensaio é ilustrada na Fig. 6f, que apresenta as curvas médias obtidas para cada uma das tipologias de provete ensaiadas.



a) b) c)

d) e) f)

Figura 6. Resultados obtidos nos ensaios de corte: a) EPS-1; b) XPS-2; c) XPS-3; d) XPS-5; e) curvas médias para cada tipologia de ensaio

Na generalidade das tipologias ensaiadas, o comportamento estrutural dos provetes sob ação de corte pode ser dividido essencialmente em 4 fases: (i) fase linear-elástica até aproximadamente 1 mm de deformação relativa entre camadas de MBRFR; (ii) começo do comportamento não-linear, registando-se uma perda de rigidez inicial, seguida de uma diminuição da carga aplicada com o aumento de deformação, sendo esta redução mais abrupta para as tipologias de poliestireno que promovem maior aderência às camadas de MBRFR; (iii) fase de endurecimento, na qual se observa um aumento gradual de carga associado à ação de fricção que ocorre na interface entre a camada de poliestireno e a camada inferior de MBRFR durante o processo contínuo de perda de aderência e consequente descolamento entre as referidas camadas; (iv) fase de amolecimento desencadeada pela rotura do conetor GFRP (Figs 7c, 7f, 7i, 7l e 7o) junto à interface entre poliestireno e camada inferior de MBRFR (que ocorre sensivelmente entre 10 e 12 mm de deformação relativa entre camadas de MBRFR), a qual ocorre até se dar o descolamento total entre o poliestireno e a camada de MBRFR na referida interface.

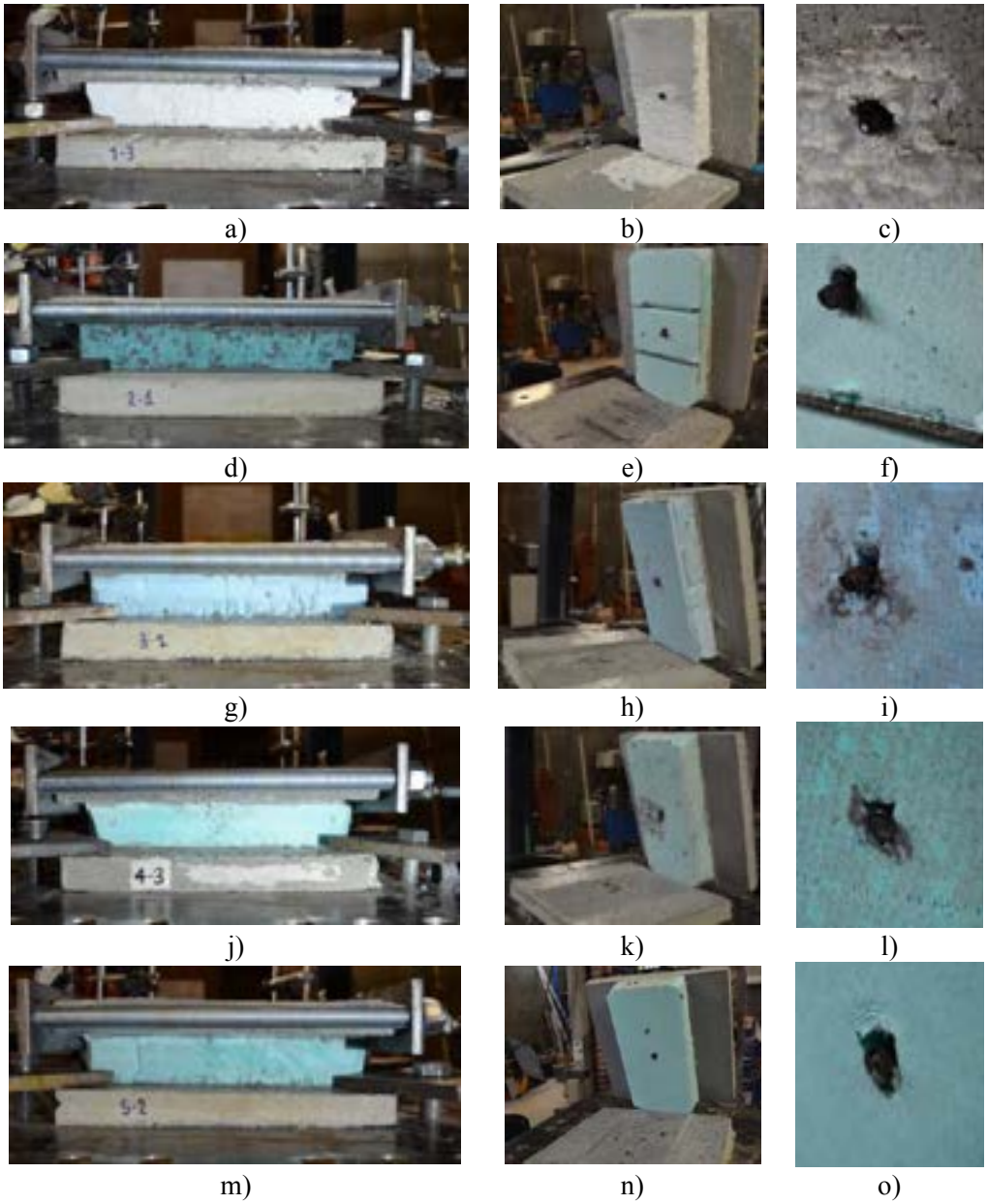


Figura 7. Aspeto dos provetes antes (à esquerda) e após (ao centro e à direita) execução dos ensaios de corte: a,b,c) EPS-1; d,e,f) XPS-2; g,h,i) XPS-3; j,k,l) XPS-4; m,n,o) XPS-5.

A Fig. 7 mostra fotografias tiradas antes e após realização dos ensaios para cada uma das tipologias de provete consideradas. Procedendo a uma análise mais detalhada dos resultados obtidos, é possível verificar que: (i) ao contrário das restantes tipologias ensaiadas, os provetes com EPS não registaram descolamento total entre poliestireno e MBRFR (o descolamento registado é parcial, ocorrendo em aproximadamente metade da área de interface - Fig. 7b); (ii) os provetes com camada de isolamento do tipo XPS-3 (XPS com superfície de acabamento rugosa) apresentaram a máxima capacidade de carga ao corte até uma deformação lateral de aproximadamente 3 mm, registando uma carga de pico média de 3.94 kN; e (iii) a maior discrepância ao nível do comportamento estrutural foi obtida para a tipologia de ensaio XPS-5 (XPS com superfície de acabamento lisa), na qual se registou a menor capacidade de carga entre tipologias ensaiadas, atingindo-se o ponto de transição entre fase linear e não linear para um nível de carga significativamente mais baixo (aproximadamente 0.3 kN), seguido de um aumento de carga até ao ponto em que ocorre a rotura do conetor GFRP. Este comportamento contrasta com a anteriormente mencionada segunda fase do comportamento estrutural, descrita como sendo caracterizada por uma diminuição da carga instalada, ao invés de um aumento de carga.

4. CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta a atividade experimental realizada para a avaliação do comportamento estrutural de um conceito de painel sanduíche em desenvolvimento para a reabilitação estrutural e térmica de edifícios existentes. O primeiro grupo de testes incidiu no estudo das propriedades mecânicas dos componentes individuais que compõem o referido painel (microbetão reforçado com fibras recicladas, conetores poliméricos reforçados com fibras de vidro e poliestireno expandido/extrudido). O segundo grupo de testes incluiu ensaios de corte em pequenos provetes representativos do painel sanduíche em desenvolvimento, por forma a estudar a influência da interação entre os componentes individuais, nomeadamente da interação entre as camadas externas de MBRFR e a camada interior de poliestireno, no comportamento compósito da solução sanduíche proposta. Com base nos resultados obtidos, é possível retirar as seguintes conclusões:

- Constatou-se ser viável e oportuno o uso de fibras recicladas como único reforço de lâminas finas de betão pré-fabricadas no contexto do painel em desenvolvimento. De facto, o MBRFR desenvolvido para este estudo apresentou propriedades mecânicas adequadas - resistência à compressão de 54.0 MPa, e resistências à tração de 3.38 MPa, 3.51 MPa e 1.72 MPa no início da fendilhação e para aberturas de fissura de 0.5 e 2.5 mm, respetivamente.
- Os ensaios de corte realizados em provetes com configuração sanduíche a adotar para o painel em desenvolvimento foram reveladores acerca da contribuição que a camada de isolamento pode ter no comportamento estrutural global da solução compósita. De facto, foram observadas diferenças apreciáveis entre as respostas obtidas para as diferentes tipologias de poliestireno consideradas. Com base nos resultados obtidos, o poliestireno do tipo XPS-3 (que apresenta uma superfície de acabamento rugosa) foi selecionado para a produção do primeiro protótipo de painel sanduíche, a realizar futuramente: os provetes com XPS-3 apresentaram a maior capacidade de carga ao corte até uma deformação relativa entre camadas de ~3 mm.
- Ainda no âmbito dos ensaios de corte realizados, foi possível comparar os resultados obtidos para provetes que contemplaram as tipologias de poliestireno mais utilizadas na indústria de construção (EPS-1 e XPS-5): embora o EPS apresente propriedades mecânicas inferiores quando comparadas com todas as tipologias de XPS, os provetes com EPS-1 desenvolveram um comportamento ao corte mais satisfatório do que os provetes com XPS-5, apresentando uma resistência à ação de corte superior para praticamente todos os níveis de deformação a que foram sujeitos. Pode concluir-se que este comportamento está também relacionado com o diferente tipo de acabamento superficial das referidas placas de poliestireno, que, neste caso, influencia consideravelmente a aderência entre camadas nas interfaces entre poliestireno e MBRFR; de facto, o EPS-1 apresenta um acabamento superficial mais irregular em comparação com o XPS-5, cujas superfícies de contacto são completamente lisas.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor deste trabalho agradece à *Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT)* o apoio financeiro concedido através da bolsa de doutoramento PD/BD/52657/2014, atribuída no âmbito do *Programa Doutoral em Construção e Reabilitação Eco-eficientes (EcoCoRe)*. Agradece-se ainda à *FCT* o apoio financeiro prestado, nomeadamente no âmbito do projeto PTDC/ECM-EST/2635/2014, e toda a colaboração e apoio prestado pelas empresas *Twincon*, *BVT-Rausch*, *PreConTech*, *Danosa*/*Eurofoam* e *IberFibran*, através do fornecimento do material necessário para a realização da atividade experimental descrita neste artigo.

REFERÊNCIAS

[1] Aslani, F. [et al.] (2018). Development of high-performance self-compacting concrete using waste recycled concrete aggregates and rubber granules. Journal of Cleaner Production, Vol. 182, pp. 553-566.

[2] Marques, A. M.; Correia, J. R.; de Brito, J. (2013). Post-fire residual mechanical properties of concrete made with recycled rubber aggregate. Fire Safety Journal, Vol. 58, pp. 49-57.

[3] Lourenço, L. [et al.] (2018). Shear strengthening of RC beams with thin panels of mortar reinforced with recycled steel fibres. Journal of Cleaner Production, Vol. 194, pp. 112-126.

[4] Pilakoutas, K.; Neocleous, K.; Tlemat, H. (2004). Reuse of tyre steel fibres as concrete reinforcement. Proceedings of the ICE - Engineering Sustainability, Vol. 157, pp. 131-138.

[5] Aiello, M. A. [et al.] (2009). Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: Pull-out behaviour, compressive and flexural strength. Waste Management, Vol. 29, pp. 1960-1970.

[6] Centonze, G.; Leone, M.; Aiello, M. A. (2012). Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: A mechanical characterization". Construction and Building Materials, Vol. 36, pp. 46-57.

[7] Zamanzadeh, Z.; Lourenço, L.; Barros, J. (2015). Recycled Steel Fibre Reinforced Concrete failing in bending and in shear. Construction and Building Materials, Vol. 85, pp. 195-207.

[8] Caggiano, A. [et al.] (2017). On the mechanical response of Hybrid Fiber Reinforced Concrete with Recycled and Industrial Steel Fibers. Construction and Building Materials, Vol. 147, pp. 286-295.

[9] Lourenço, L. [et al.] (2018). Reforço ao corte de vigas em betão armado recorrendo a painéis em micro betão auto compactável reforçado com fibras metálicas de pneus reciclados. V Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável e Betões Especiais (HAC2018), Valência, Espanha.

[10] Lameiras, R. [et al.] (2013), Development of sandwich panels combining fibre reinforced concrete layers and fibre reinforced polymer connectors. Part II: Evaluation of mechanical behaviour. Composite Structures, Vol. 105, pp. 460-470.

[11] Tomlinson, D. G.; Teixeira, N.; Fam, A. (2016). New Shear Connector Design for Insulated Concrete Sandwich Panels Using Basalt Fiber-Reinforced Polymer Bars. Journal of Composites for Construction, Vol. 20, 13 p.

[12] Frankl, B. A. [et al.] (2011). Behavior of precast, prestressed concrete sandwich wall panels reinforced with CFRP shear grid. PCI Journal, Vol. 56, pp. 42-54.

[13] Choi, K.-B. [et al.] (2015). In-plane shear behavior of insulated precast concrete sandwich panels reinforced with corrugated GFRP shear connectors. Composites Part B: Engineering, Vol. 79, pp. 419-429.

[14] Instituto Português da Qualidade (2011). NP EN 12390-3. Ensaios do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes.

[15] Instituto Português da Qualidade (2014). NP EN 12390-13. Ensaios do betão endurecido - Parte 13: Determinação do módulo de elasticidade secante à compressão.

[16] EPS – Empresa de Poliestireno Expandido, Lda. (2017). EPS 100. Ficha técnica. 1 p.

[17] Fibran (2009). fibranXPS ETICS GF. Technical data sheet. 2 p.

[18] Danosa (2018). DANOPREN FS-P 50. Ficha técnica. 4 p.

Fabrico e Aplicação de Betão Branco Estrutural Leve com Agregados de Cortiça no Terminal de Cruzeiros de Lisboa

Jorge Galvão[1] **Vitor Vermelhudo[2]** **Ricardo Ribeiro[3]** **Ângela Nunes[4]**

RESUMO

A utilização de betão branco estrutural leve com agregados de cortiça no novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa constituiu um passo inovador no que respeita à utilização para fins estruturais de betão com materiais reciclados. A utilização no betão de granulados de cortiça natural reciclada permite tornar o material mais ecológico e sustentável, além de permitir obter um betão substancialmente mais leve e com características térmicas/acústicas melhoradas, aliando a resistência e beleza do betão arquitéctonico à leveza, durabilidade e isolamento térmico e acústico da cortiça.

Nesta comunicação são apresentados os principais aspectos relacionados com a optimização e fornecimento do betão branco com agregados de cortiça para o novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa. São apresentados os principais aspectos relevantes para que a solução cumprisse os requisitos estruturais, em termos de equilíbrio entre resistência mecânica e massa volúmica do betão, além de assegurar a cor pretendida (branco) e a qualidade do acabamento da superfície do betão. São ainda apresentados os procedimentos de fabrico, transporte, aplicação, cura e protecção final aplicados de forma a atingir a solução final pretendida, além das dificuldades técnicas que surgiram e as soluções técnicas que permitiram ultrapassá-las.

Palavras-chave: Betão Arquitectónico Leve; Granulado de Cortiça; Requisitos estruturais; Qualidade Acabamento

[1] Centro de Desenvolvimento de Aplicações de Cimento, SECIL, S.A., Fábrica Secil-Outão, Apartado 71, 2901-864 Setúbal, Portugal; email: jorge.galvao@secil.pt
[2] Centro de Desenvolvimento de Aplicações de Cimento, SECIL, S.A., Fábrica Secil-Outão, Apartado 71, 2901-864 Setúbal, Portugal; email: vitor.vermelhudo@secil.pt
[3] Departamento técnico, Unibetão - Indústrias de Betão Preparado SA, Rua 1º de Maio Nº 52, 2660-047 Frielas, Portugal; email: ricardo.ribeiro@secil.pt
[4] Centro de Desenvolvimento de Aplicações de Cimento, SECIL, S.A., Fábrica Secil-Outão, Apartado 71, 2901-864 Setúbal, Portugal; email: angela.nunes@secil.pt

1. INTRODUÇÃO

O novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa, inaugurado em Novembro de 2017 (Figura 1), constitui uma das principais infraestruturas construídas em Portugal nos últimos anos. A transferência do terminal de cruzeiros de Alcântara para Santa Apolónia resultou num novo terminal que envolveu um investimento total de mais de 70 milhões de euros, 54 milhões que foram responsabilidade da Administração do Porto de Lisboa (APL), e 23 milhões resultantes do contrato de concessão para a construção, operação, financiamento e transferência, por um período de 35 anos, com a "Lisbon Cruise Terminals", num investimento que pretende colocar Lisboa na "primeira liga dos principais portos de cruzeiros a nível mundial" [2].



Figura 1. Localização e principais características do novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa [1]

O novo terminal de Santa Apolónia (Figuras 2 e 3) tem capacidade para 800 mil passageiros por ano. Por dia, o desembarque e embarque máximo é de 4.500 pessoas. Há estacionamento para 360 veículos ligeiros e 80 autocarros ou táxis turísticos [2]. Os turistas podem usufruir de um terraço panorâmico e internet. O projecto foi da autoria do arquitecto Carrilho da Graça [3].





Figuras 2 e 3. Novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa [2].

Na construção do novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa foi utilizado betão leve estrutural com agregados de cortiça, em especial nas fachadas norte e sul do edifício. A utilização deste tipo de material prendeu-se, numa primeira fase, com a necessidade de utilização de betão estrutural leve, de modo a assegurar a redução do peso da estrutura, assegurando o nível de resistência necessário para cumprir os requisitos estruturais e arquitectónicos. Por outro lado, a utilização de granulados de cortiça como agregado leve permitiu obter um betão substancialmente mais leve e com características térmicas melhoradas, ao mesmo tempo que torna a solução mais ecológica e sustentável decorrente da utilização de um material natural reciclado [4].

2. DESENVOLVIMENTO LABORATORIAL

O desenvolvimento laboratorial do betão leve estrutural com agregados de cortiça para o novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa teve início em meados de 2013, numa colaboração entre a Secil (CDAC e Unibetão), ITeCons (Universidade de Coimbra) e Amorim Cork Composites, tendo em consideração os requisitos estruturais, leveza, características térmicas e efeito arquitectónico pretendido [4].

2.1 Materiais seleccionados

O estudo laboratorial iniciou-se com a identificação dos materiais a utilizar no fabrico do betão. No que respeita ao cimento, foi seleccionado o cimento Portland branco CIBRA CEM II/A-L 52,5N (br) já que é um cimento de elevada brancura e resistência mecânica que permite a realização de peças de grande efeito arquitectónico. Tratando-se de um betão leve em que a presença dos agregados leves é prejudicial à resistência mecânica, assume particular importância a escolha de um cimento da classe de resistência mais elevada. Por outro lado, utilizar um cimento Portland com adição de calcário permitirá obter um betão com menor calor de hidratação, menor retracção e melhor trabalhabilidade do que seria esperado com um cimento CEM I da mesma classe de resistência.

No que respeita aos agregados a utilizar, importa ter presente que estes representam a maior parte do volume da composição, pelo que a cor do betão depende essencialmente da natureza dos agregados utilizados, especialmente nas granulometrias mais finas. Assim, importa manter a cor e a granulometria estável durante toda a obra, sendo particularmente importante atender às recomendações da Especificação LNEC E 454 - *Betões de cimento branco – recomendações para a escolha dos constituintes*. Neste âmbito, todos os agregados têm que se apresentar isentos de argilas ou de outros materiais que possam contaminar a cor do betão.

No caso dos agregados correntes, foram seleccionadas britas calcárias brancas e uma areia siliciosa natural, tendo sido efectuada a sua caracterização completa. Relativamente aos granulados de cortiça a incorporar no betão, assume também particular importância que estes se apresentem isentos de materiais que possam contaminar a cor do betão. Neste sentido, a parceria com a Amorim Cork Composites permitiu seleccionar os granulados de cortiça natural mais adequados, tendo sido seleccionadas três granulometrias distintas (AD 0,5/1; BD 1/2 e LT 2/5) cujo teor de partículas muito finas é restringido. Destas, por critérios de desempenho, foi selecionado o granulado BD 1/2, com uma dimensão de 1 a 2mm e uma baridade seca entre 50-60 kg/m^3. A dosagem utilizada foi de sensivelmente 500 l/m^3.

A elevada dosagem de cimento necessária para cumprir simultaneamente os requisitos de resistência, massa volúmica, qualidade do acabamento superficial e durabilidade física e de aparência, aliada à grande diferença entre as massas volúmicas dos agregados correntes e dos granulados de cortiça levou à necessidade de utilização de um *blend* de adjuvantes de última geração, de forma a minimizar o efeito de segregação. Neste caso, um dos principais produtos foi um superplastificante de alto desempenho, baseado numa solução aquosa de policarboxilatos modificados, de modo a obter uma forte redução de água de amassadura e uma boa manutenção de consistência, aliadas a um desenvolvimento rápido das resistências mecânicas.

A elevada dosagem de cimento a utilizar poderia também levar à necessidade de utilização de adjuvantes de controlo de retracção e estabilização. Esta utilização foi ponderada logo na fase inicial do estudo, embora não se tenha utilizado qualquer adjuvante deste tipo devido ao interesse em caracterizar esta propriedade sem aquele tipo de adjuvante numa fase inicial. Importa ainda referir que também os adjuvantes devem ser incolores ou de cor clara, de modo a não provocarem contaminação de cor, nem oxidações posteriores.

2.2 Caracterização do betão desenvolvido

Após o estudo preliminar da composição efectuado pela Secil (CDAC e Unibetão), foi possível atingir uma composição de betão que cumpria os requisitos definidos pelo arquiteto e pela equipa projetista: um Betão Leve, fabricado com cortiça, com uma densidade de 1600/1800kg/m³, fabricado com cimento branco, com uma resistência à compressão de 18/20MPa e com uma classe de abaixamento S4/S5. Definida a composição base do betão branco estrutural leve com agregados de cortiça, procedeu-se à caracterização das principais características de comportamento do betão, no laboratório do CDAC (Secil) e do ITeCons (Universidade de Coimbra).

Os quadros 1 a 4 resumem os principais resultados (médios) obtidos nos ensaios realizados.

Quadro 1. Consistência no estado fresco e massa volúmica no estado endurecido (ITeCons)

Abaixamento [mm]	***Espalhamento[mm]***	***Massa volúmica aparente [kg/m3]***	
NP EN 12350-2	***NP EN 12350-5***	***NP EN 12390-7***	
		Seca	***Saturada***
200	480	1755	1895

Quadro 2. Resistência mecânica à flexão, tracção por compressão e compressão (ITeCons)

Resistência à flexão [MPa]	***Resistência à tracção por compressão [MPa]***	***Resistência à compressão [MPa]***		
NP EN 12390-5	***NP EN 12390-6***	***NP EN 12390-3***		
28D	***28D***	***3D***	***7D***	***28D***
3,9	2,15	20,0	21,2	24,5

Quadro 3. Condutibilidade térmica e resistência ao choque térmico e gelo-degelo (ITeCons)

Retracção [m/m]	***Condutibilidade térmica λ [W/(m.ºC)]***	***Redução Resistência à compressão [%]***	
LNEC E398	***EN 12664***	***Choque térmico EN ISO 10545-9***	***Gelo-degelo NP EN 12371***
-536×10^{-6}	0,714	-20,4	10,1

Quadro 4. Ensaios de imersão em NaCL, ensaios de permeabilidade aos cloretos sob acção de um campo eléctrico, resistência à carbonatação e absorção capilar (CDAC)

Peremeabilidade aos cloretos [Coulombs]	***Penetração de cloretos a 10 mm profundidade 90 dias [% peso amostra]***	***Profundidade de carbonatação a 28 dias (mm)***	***Profundidade de carbonatação a 90 dias (mm)***	***Absorção capilar aos 28 dias (72 horas - Kg/m²)***
ASTM 1202	***LNEC E390***	***LNEC E 391***	***LNEC E 391***	***LNEC E 393***
1980	0,45	1 mm	3 mm	0,95

3. FABRICO E FORNECIMENTO

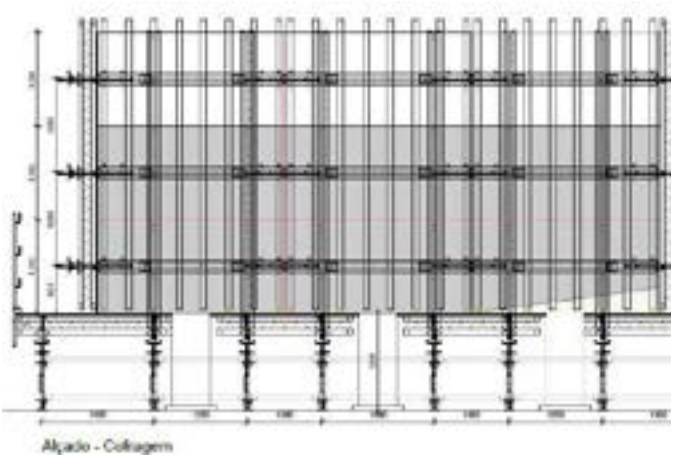
Em Agosto de 2016 iniciaram-se os trabalhos com vista ao fabrico industrial e aplicação do betão branco leve com agregados de cortiça para o novo Terminal de Cruzeiros de Lisboa. A composição anteriormente estudada e caracterizada em laboratório serviu de base ao nascimento do Betão UniLeve® Cortiça Branco (Figura 4).



Figura 4. Betão UniLeve® Cortiça Branco (LC16/18 X0(P) Cl0,4 D12,5 S5 D1.8)

3.1 Protótipos em obra

Face à especificidade deste tipo de betões é essencial a execução prévia de protótipos em obra, com as condições e materiais a utilizar, por forma a preparar as equipas de execução até se alcançar a qualidade desejada. Assim, entre Agosto de 2016 e Janeiro de 2017 foram realizados diversos protótipos em obra à escala real (Figuras 5 a 8), orientados pelas equipas projectista e de fiscalização, que permitiram evidenciar as características especiais deste betão, assim como optimizar metodologias de aplicação, definição de estereotomia de juntas, escolha do acabamento superficial e afinar outros detalhes com vista à preparação para uma boa execução.





Figuras 5 e 6. Protótipos em obra à escala real





Figuras 7 e 8. Execução dos protótipos em obra à escala real

Nos diferentes protótipos realizados foram testadas as principais condicionantes do projecto. Desde logo, foi necessário ajustar a composição desenvolvida e testada em laboratório, tendo em consideração as condições locais de fabrico da Central de Frielas, assim como o tempo de transporte e o ritmo de betonagens previsto, de modo a que o betão mantivesse a trabalhabilidade desejada durante o tempo equivalente ao fabrico, transporte e betonagem em obra (Figuras 9 e 10).





Figuras 9 e 10. Descarga do betão em obra e ensaios de abaixamento para verificação da trabalhabilidade

Com base na experiência adquirida na execução deste protótipos, foi definido, em conjunto com a equipa de fiscalização e empreiteiro, um procedimento de aplicação no betão que, além das condições gerais necessárias à correcta aplicação dos betões arquitectónicos, teve ainda em consideração outros aspectos relevantes neste caso, como o pré-tratamento das armaduras, tipo e estereotomia da cofragem, selagem das juntas, bites para juntas de betonagem, limpeza adequada dos equipamentos e das cofragens, definição prévia dos pontos de descarga e vibração do betão, altura máxima de betonagem, o tempo máximo até à descofragem ou a necessidade de protecção das peças após descofragem.

Além dos cuidados especiais inerentes à correcta aplicação dos betões arquitectónicos, a utilização de agregados leves implica uma atenção redobrada com o objectivo de evitar a ocorrência de segregação durante o fabrico, transporte e aplicação. Assim, todos os aspectos relacionados com a betonagem, como a altura e pontos de descarga do betão ou a altura máxima de betonagem por camada, foram particularmente testadas em obra, de modo a evitar a segregação dos agregados leves e o aparecimento de bolhas de ar na pele do betão.

De modo a verificar a homogeneidade do betão em função da altura de betonagem, foram extraídas carotes dos protótipos para ensaio em laboratório (Figuras 11 a 13). Os resultados, apresentados no Quadro 5 mostram que os valores se encontravam dentro da especificação, ao nível da resistência e da massa volúmica, pese embora se fizesse sentir alguma segregação, devido à diferença de massa volúmica dos agregados de cortiça e dos agregados correntes, visível sobretudo nas diferenças da

carote 1, onde ocorreu alguma sedimentação da brita, originando valores de massa volúmica e de resistência superiores às restantes. Deste facto, tentou-se através de novo ajuste da granulometria dos agregados corrigir estas diferenças, até à obtenção de uma garantia de melhor homogeneidade ao longo da altura do tramo de betonagem. Finalmente, e com vista a reduzir o risco de heterogeneidade, procurou-se reduzir os volumes de betonagem, condicionando a altura máxima a betonar por tramo.







Figuras 11, 12 e 13. Localização das carotes no protótipo e preparação das carotes para ensaio em laboratório

Quadro 5. Resultados das carotes extraídas do protótipo em obra

Carote	***Massa volúmica aparente [kg/m3] NP EN 12390-7***		***Absorção de água por imersão (%) LNEC E 394***	***Resistência à compressão (MPa) NP EN 12504-1***
	Seca	***Saturada***		
1	1905	1995	8,8	25,2
2	1735	1830	9,9	18,8
3	1675	1785	11,2	18,1

Durante a realização dos protótipos foram também executados vários ensaios de modo a definir o acabamento final do betão. Um dos ensaios realizados, com vista a explorar vários tipos de acabamento superficial, foi a utilização de uma película de permeabilidade controlada fixa à cofragem (Zemdrain®), com a finalidade de expelir as bolhas de ar e escoar a água em excesso, mantendo assim desta forma as partículas de betão junto à pele com uma porosidade final muito reduzida. Face ao acabamento final obtido, algo "artificial", esta solução não mereceu a aprovação da equipa de projecto.

No sentido de se tentar obter um aspeto superficial mais heterogéneo e ir ao encontro das expectativas da equipa de projecto, foram ensaiados vários tipos de desativação superficial do betão, com recurso a vários desactivadores de superfície com diferentes profundidades de ataque, aplicados na cofragem das paredes, variando desta forma a profundidade da desativação superficial e consequente exposição do agregado (Figuras 14 e 15). O planeamento de obra originava diferenças entre os tempos decorridos entre a aplicação do desativador, fecho de cofragem, betonagem, descofragem e posterior desativação por lavagem, podendo vir a originar diferenças ao nível do grau de desativação das peças betonadas.




Figuras 14 e 15. Ensaios com diferentes tipos de desactivantes de superfície aplicados na cofragem

Simultaneamente, foram exploradas outras alternativas de acabamento final, nomeadamente a desactivação mecânica após desmoldagem por jateamento, tendo sido testadas diferentes granulometrias e pressão de ataque. Ponderando todas as possíveis situações, prós e contras, esta foi a solução que maior fiabilidade apresentava face ao às expectativas da equipa de projecto e ao planeamento da obra, sendo por fim a solução escolhida (Fotografias 16 e 17).




Figuras 16 e 17. Acabamento escolhido

3.2 Aplicação e controlo de qualidade do betão em obra

A aplicação do betão na obra iniciou-se em Janeiro de 2017 e prolongou-se até Julho do mesmo ano, num total de 705 m3 de Betão UniLeve® Cortiça Branco.

Durante o fornecimento foi decidido utilizar um adjuvante redutor de retração no fabrico do betão, de modo a diminuir a provável fissuração das paredes das fachadas, que por limitações várias foram betonadas de forma contínua, sem juntas. A necessidade de utilização de adjuvantes redutores de retracção havia já sido ponderada desde início, dada a elevada de dosagem de cimento branco necessária para cumprir os requisitos estruturais impostos. Assim, foram efectuados ensaios laboratotiais para verificar a eficiência da utilização do adjuvante redutor de retracção, cujos resultados são apresentados no Quadro 6. A análise dos resultados mostra que a retracção obtida com

utilização de adjuvante redutor de retracção é cerca de 48% inferior à retracção do betão sem adjuvante, conforme testado inicialmente no IteCons (Retracção aos 90 dias: 536 x10^{-6})

Quadro 6. Ensaio de retracção do betão com adjuvante redutor de retracção

Retracção		
***LNEC E398 [m/m]* x10^{-6}**		
7 D	**28 D**	**90 D**
45	143	256

Durante toda a realização da obra foram tidos especiais cuidados para evitar a segregação dos agregados de cortiça, dada a grande diferença de densidades entre os vários componentes do betão, elevada fluidez (classe de abaixamento S5) e o facto de existirem zonas em que as alturas de betonagem eram algo elevadas, acima de 2 m de altura. Assim, num desses casos foram extraídas carotes a várias alturas da parede, a fim avaliar a possível existência de variações das características do betão. Os resultados são apresentados no Quadro 6.

Quadro 6. Resultados dos ensaios aos carotes da obra

Carote	***Altura (m)***	***Massa volúmica aparente [kg/m3]*** ***NP EN 12390-7***		***Resistência à compressão (MPa)*** ***NP EN 12504-1***
		Seca	***Saturada***	
1	0,39	1820	1935	22,5
2	1,17	1865	1980	25,3
3	1,95	1845	1825	24,3

Podemos verificar pelos resultados obtidos que todos os valores se encontravam dentro da especificação, ao nível da resistência e da massa volúmica, não existindo diferenças assinaláveis entre as carotes que que possam indiciar a existência de segregação devida à sedimentação da brita, por diferença de massa volúmica entre os agregados de cortiça e os agregados correntes. Face aos resultados obtidos nos ensaios, chegou-se à conclusão que o betão apresentava uma boa resistência à segregação, mesmo para betonagens com cerca de 2 m de altura. Importa também referir que os resultados das carotes analisadas estão em linha com os resultados obtidos no controlo de conformidade do betão, apresentados no Quadro 7. Os resultados evidenciam o cumprimento da classe de resistência LC16/18 especificada.

Quadro 7. Resultados dos ensaios realizados ao betão

Número de amostras	***Resistência à compressão Média [MPa]*** ***NP EN 12390-3***		***Desvio Padrão [MPa]***
	7D	***28D***	***28D***
78	22,3	24,8	3,5

As figuras 18 e 19 mostram uma das fachadas do edifício (Fachada Sul) durante a construção, antes e durante a aplicação do acabamento final.




Figuras 18 e 19. Fachada Sul durante a obra, antes e durante a aplicação do acabamento final

Durante a fase de acabamento do betão, foi necessário desenvolver soluções em laboratório para pequenas reparações estéticas das superfícies de betão. Estas pequenas correcções (poros, pequenas perdas de leitada ou outros danos de superfície que careçam de reparação) são comuns em obras de betão arquitectónico e tem um objectivo apenas estético e de acabamento das superfícies que, por algum motivo, apresentam pequenos defeitos. Contudo, dada a especificidade do acabamento da obra, foi necessário desenvolver uma argamassa de reparação com cortiça que permitisse um acabamento idêntico ao das fachadas, em termos de cor e tectura, especialmente no caso do fechamento das tijes das cofragens. Do mesmo modo, foi desenvolvida em laboratório uma pasta de reparação de betão da mesma tonalidade do betão branco com agregados de cortiça, de modo a poder ser utilizada em pequenas reparações (espessura não superior a 2 mm) nas superfícies lisas. As Figuras 20 a 22 mostram os testes realizados em obra e as soluções finais utilizadas.





Figuras 20, 21 e 22. Testes em obra das diferentes soluções de argamassa e pasta de reparação e soluções finais utilizadas

3.3 Protecção final do betão

Nas obras de betão arquuitectónico, a protecção final do betão assume um aspecto preponderante para a durabilidade de aspecto da obra. Deste modo, foi preconizado em caderno de encargos a necessidade de se proceder à lavagem das superfícies com jacto de água de pressão controlada, de modo a remover poeiras depositadas, remover eventuais manchas e para preparar as superfícies para a aplicação uniforme e por pulverização de um hidrófugo de superfície incolor e imperceptível à base de silanos e/ou siloxanos, de forma a conferir uma protecção adicional ao betão.

No seguimento do que estava previsto em caderno de encargos e de forma a comprovar o efeito da aplicação do hidrófugo escolhido (SecilTek AD40 da Secil Argamassas) nas superfícies de betão, foi

testado em laboratório o efeito da aplicação do hidrófugo na absorção capilar do betão. Para isso foi utilizada uma amostra do betão da obra, que foi dividida em dois provetes de dimensão idêntica. Num dos provetes foi aplicado o hidrófugo de superfície na superfície e nas bordos laterais (1A), enquanto no outro provete apenas foi aplicado o hidrófugo de superfície apenas nos bordos laterais (1B). Após secagem do hidrófugo (3 dias) foi efectuado em paralelo o ensaio de absorção de água por capilaridade durante 72h com os dois provetes. Os resultados são representados na Figura 23.

Os resultados obtidos vieram comprovar que a aplicação de um hidrófugo de superfície à base de silanos e siloxanos reduz significativamente a absorção de água do betão, promovendo a auto-limpeza do betão e evitando deposição de sujidades, além de selar também a microfissuração existente, melhorando desta forma a aparência e durabilidade física das obras de betão arquitectónico. Importa ainda referir que o mesmo hidrófugo foi anteriormente testado após ciclos de envelhecimento artificial por exposição a raios UV, de modo a garantir a sua durabilidade para aplicações exteriores.

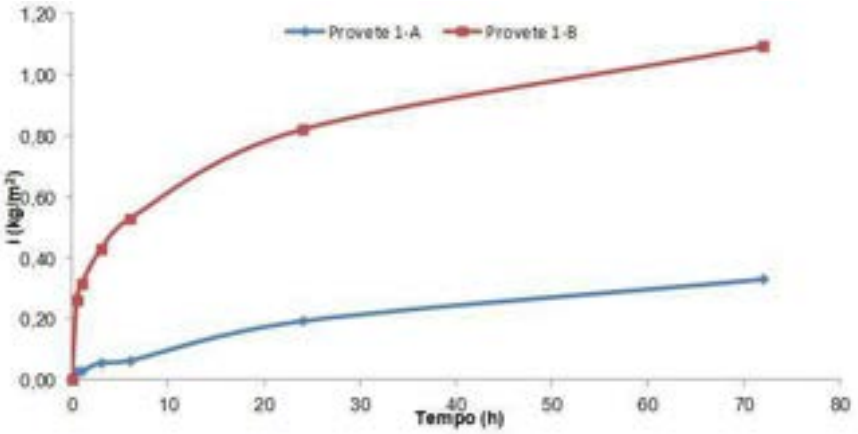


Figura 23. Absorção de água dos provetes de betão com cortiça, com e sem aplicação de hidrófugo de superfície

4. CONCLUSÕES

Este artigo apresenta a utilização de betão branco estrutural leve com agregados de cortiça (Betão UniLeve® Cortiça Branco) numa das principais infraestruturas construídas em Portugal nos últimos, o Terminal de Cruzeiros de Lisboa.

A utilização deste tipo de material prendeu-se, numa primeira fase, com a necessidade de utilização de betão estrutural leve, de modo a assegurar a redução do peso da estrutura, assegurando o nível de resistência necessário para cumprir os requisitos estruturais e arquitectónicos. Por outro lado, a utilização de granulados de cortiça como agregado leve permitiu obter um betão substancialmente mais leve e com características térmicas melhoradas, ao mesmo tempo que torna a solução mais ecológica e sustentável decorrente da utilização de um material natural reciclado.

O betão utilizado havia sido desenvolvido com base num extenso trabalho laboratorial realizado no CDAC e no ITeCons, em parceria com a Amorim Cork Composites e a equipa projectista, com o objectivo de optimizar a composição e proceder à caracterização exaustiva do betão a utilizar, de modo a garantir a adequada especificação e aplicação.

Foram executados diversos protótipos em obra à escala real com as condições e materiais a utilizar, conduzidos pela fiscalização e pelo empreiteiro, por forma a preparar as equipas de execução até se alcançar a qualidade desejada. Estes protótipos que permitiram apresentar às equipas envolvidas no projeto as características especiais deste betão, assim como optimizar metodologias de aplicação,

definição de estereotomia de juntas, escolha do acabamento superficial e afinar outros detalhes com vista à preparação para uma boa execução.

Foi dada especial atenção a todos os aspectos relacionados com a betonagem, como a altura e pontos de descarga do betão ou a altura máxima de betonagem por camada, de modo a evitar a segregação dos agregados leves e o aparecimento de bolhas de ar na pele do betão. A variação das características do betão devido à segregação da cortiça, pela enorme diferença de massa volúmica desta relativamente aos restantes constituintes do betão, foi testada através da análise de carotes a várias alturas, tanto nos protótipos como nas paredes da obra, de modo a assegurar a homogeneidade do betão aplicado.

Foram testados diferentes tipos de acabamento de superfície, desde a utilização de tela drenante na cofragem, diferentes tipos de desactivação com desactivantes de superficie e desactivação mecânica após desmoldagem. O acabamento apor jateamneto após desmoldagem acabou por ser o eleito pelo projectista, por se considerar que permitia uma maior homogeneidade do acabamento face aos diferentes ritmos de betonagem previstos. Todos os ajustes realizados durante a execução dos protótipos permitiram a definição correcta dos procedimentos necessários a uma boa qualidade de execução, tendo sido possível atingir o nível de qualidade desejado. Foi necessário desenvolver laboratorialmente uma solução de argamassa de reparação com cortiça e uma pasta de reparação da mesma tonalidade do betão utilizado, de modo a poderem ser efectuadas pequenas reparações pontuais, deixando um aspecto uniforme das superfícies.

No final da obra foi aplicado um hidrófugo de superfície à base de silanos e siloxanos, cuja eficiência na redução da absorção capilar do betão foi previamente testada em laboratótio, de modo melhorar a aparência e durabilidade física do betão, promovendo a auto-limpeza do betão e evitando deposição de sujidades.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Arquitecto Carrilho da Graça e a toda a sua equipa de projecto, assim como à equipa de Fiscalização, à Amorim Cork Composites, ao ITeCons e ao empreiteiro Alves Ribeiro, pela excelente relação de trabalho que existiu durante todo o processo de desenvolvimento, planeamento, ensaios, fornecimento e execução da obra, permitindo a realização de uma das infraestruturas mais significativas construídas em Portugal nos últimos anos.

REFERÊNCIAS

[1] Riso, L.; *Saiba tudo sobre o novo terminal de cruzeiros de Lisboa* (Acedido via web: http://www.sabado.pt/dinheiro/detalhe/tudo-sobre-o-novo-terminal-de-cruzeiros-de-lisboa, 10.11.2017)

[2] Lusa; *Conheça o novo terminal de cruzeiros de Lisboa hoje inaugurado* (Acedido via web: https://www.dinheirovivo.pt/economia/galeria/conheca-o-novo-terminal-de-cruzeiros-de-lisboa-hoje-inaugurado/, 10.11.2017)

[3] JLCG Arquitectos. *Apresentação do projecto Terminal de Cruzeiros de Leixões* (Acedido via web: http://jlcg.pt/lisbon_cruise_terminal)

[4] GALVÃO, J.; NUNES, A.; VERMELHUDO, V., ANTÓNIO, J.; CORREIA, S. - *Desenvolvimento de Betão Branco Estrutural Leve com Agregados de Cortiça para Aplicação no Terminal de Cruzeiros de Lisboa* in BE2016 – Encontro Nacional de Betão Estrutural, Coimbra, Novembro de 2016

[5] NERO, J. M. Gaspar; NUNES, Ângela. *Fundamentos para a prescrição e utilização do Betão Branco*; Materiais de Construção, Inovação e Qualidade, ISMAG, Lisboa, 1997

[6] FONSECA, Adão da; NUNES, Ângela. *Betão Branco: Fabrico, características e utilização estrutural*; 2as Jornadas de Estruturas de Betão, FEUP, Porto, 1998

[7] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J.; *Tecnologia do Concreto* (Versão Traduzida); Porto Alegre, 2013

[8] COSTA, Maria.; *Caracterização das propriedades físicas, mecânicas e térmicas de betões com incorporação de cortiça*; Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil; Universidade de Coimbra - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Coimbra, 2011

[9] NUNES, Ângela; GAGO, Pedro; RIBEIRO, Ricardo. *Betão Aparente. Casos de Obra*; Betão dimensionado para melhorar o desempenho nas primeiras idades e durabilidade. Betão auto-compactável, Porto, 2011

[10] COUTINHO, A.S.; *Fabrico e Propriedades do Betão*, LNEC , Lisboa, 1997

[11] Cimbéton, Collection Technique; *Guide pour l'utilisation d'elements en béton architectonique*, Paris, 2009

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LIGAÇÕES PILAR-PILAR EM TORRES TRELIÇADAS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA SUPORTE DE GERADORES EÓLICOS

David Martins[1], **Sueli Souza**[2], **Válter Lúcio**[3], **Carlos Chastre**[4], **Luiz Souza**[5]

RESUMO

Com o crescente consumo de energia elétrica são cada vez mais os países que procuram fontes de energia renovável e limpa, entre elas a eólica. A quantidade de energia produzida é influenciada pela altura das torres, dimensões das pás e potência dos aerogeradores. Quanto maior for a elevação da turbina maiores são a velocidade e estabilidade dos ventos alcançados. A solução de torre treliçada em concreto armado pré-moldado idealizada por Lúcio e Chastre [2] permite a construção de torres altas e é competitiva em relação aos outros sistemas estruturais.

As ligações têm uma importância fundamental no comportamento global das estruturas pré-moldadas. A viabilidade da ligação (fácil execução, baixo custo, comportamento/capacidade resistente) é preponderante na viabilização da construção destas torres.

Até à data foram estudadas quatro ligações (S1, S2, S3 e S4), sendo neste artigo abordadas apenas as ligações do modelo S3 com junta de 3mm (barras salientes/bainhas corrugadas/selagem com *grout*) e do modelo S4 com junta de 50 mm (ligações aparafusadas produzidas comercialmente).

Através dos resultados experimentais pode-se concluir que o mecanismo de rutura foi o mesmo nos dois modelos e que as soluções estudadas preenchem os requisitos para a sua utilização em estruturas pré-moldadas de concreto armado para suporte de aerogeradores.

Palavras-chave: Estruturas pré-moldadas de concreto armado; Ligações pilar-pilar; Torres para suporte de geradores eólicos.

1. INTRODUÇÃO

O consumo crescente de energia elétrica cria necessidade de aumento da produção. Tendo em vista essa necessidade e as questões ambientais, muitos países procuram utilizar fontes de energia renovável e limpa, dentre elas a energia eólica. De acordo com as estatísticas do mercado global de vento do Conselho Global de Energia Eólica [1], 51 473 MW de nova capacidade de geração eólica foram adicionados em 2014.

A evolução das dimensões (altura da torre e comprimento das pás) e da potência dos aerogeradores contribuem para o aumento da produção de energia. O aumento da altura da torre eleva a turbina para alcançar velocidades maiores dos ventos. A solução de torre treliçada de concreto armado pré-moldado

[1] Aluno de Mestrado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, Concremat - Préfabricação e Obras Gerais, SA.; Portugal. dmartins@concremat.pt
[2] Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Campus Londrina; Brazil. suelisouza@utfpr.edu.br
[3] CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa; Portugal. vjgl@fct.unl.pt
[4] CERIS, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa; Portugal. chastre@fct.unl.pt
[5] Centro de Tecnologia e Urbanismo - Universidade Estadual de Londrina; Brazil. lasouza@uel.br

idealizada por Lúcio e Chastre [2] permite a construção de torres altas e é competitiva em relação aos outros sistemas estruturais.

As ligações têm importância fundamental no comportamento global das estruturas pré-moldadas, por isso o estudo do comportamento das ligações entre os elementos da torre é de extrema importância. Segundo El Debs [3], as ligações devem ter o mesmo controle de qualidade que os elementos pré-moldados.

De acordo com os resultados dos ensaios experimentais de Reguengo et al. [4], o uso de bainhas de protensão num elemento e de barras salientes no outro, é uma boa solução para executar ligações entre elementos pré-moldados. O comprimento de ancoragem da barra saliente deve ser calculado de acordo com as normas vigentes. De acordo com Miltenberger [5], a rutura destas ligações pode ocorrer pelo escoamento do aço, na ligação entre o aço e o *grout* e entre o *grout* e o concreto. Os dois primeiros tipos de rutura descritos por Miltenberger, foram observados na série AS (ensaio com bainhas) realizados por de J.H. Ling et al. [6] e Popa et al. [7], que ensaiaram dois modelos de referência e quatro modelos pré-moldados com barras grauteadas. A análise dos resultados mostrou que os modelos pré-moldados com barras grauteadas tiveram comportamentos semelhantes aos de referência.

Faga et al. [8] estudaram três modelos de colunas com ligações aparafusadas sujeitos a uma carga axial de compressão (modelo 1 = 200 kN, modelo 2 = 600 kN e modelo 3 = 400 kN) e a vários deslocamentos horizontais: ±8,6 mm, ±17,2 mm, ±25,8 mm, ±51,60 mm, ± 77,40 mm e ±103,20 mm. Através dos resultados pode-se concluir que: o comportamento das ligações parafusadas define os mecanismos de rutura, sem qualquer dano significativo, independentemente do nível de carga axial imposta na coluna; ocorreu somente escoamento dos parafusos de ancoragem que posteriormente atingiram o regime plástico; e nota-se fragmentação dos *grouts* em todos os ensaios. Houve também perda da rigidez da ligação devido às forças horizontais.

Até à data foram estudadas quatro ligações (S1, S2, S3 e S4), sendo neste artigo abordadas apenas as ligações do modelo S3 com junta de 3 mm (barras salientes/bainhas corrugadas/selagem com *grout*) e do modelo S4 com junta de 50 mm (ligações aparafusadas produzidas comercialmente). Através dos resultados experimentais pode-se concluir que o mecanismo de rutura foi o mesmo nos dois modelos e que as soluções estudadas preenchem os requisitos para a sua utilização em estruturas pré-moldadas de concreto armado para suporte de aerogeradores.

2. TORRE EÓLICA TRELIÇADA

A Figura 1 mostra a torre treliçada desenvolvida por Chastre e Lúcio [9], composta por elementos pré-moldados que constituem uma treliça espacial, para o uso em torres acima dos 80 m de altura. Esta solução estrutural suporta geradores de grande potência *onshore* e *offshore*, proporciona liberdade na escolha da geometria da torre, permite a otimização da capacidade resistente e o controle da freqüência natural de vibração, reduz os custos da fundação e os ruídos por causa do amortecimento do concreto. Em 2009 esta solução ganhou o prêmio *BES inovação* na categoria "Novos materiais e tecnologias industriais", em Portugal.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Descrição dos modelos experimentais

A ligação pilar-pilar S3 foi assegurada por 12 barras longitudinais salientes do elemento B (Figura 2), introduzidas em 12 bainhas previamente betonadas no elemento A. Na ligação S4 utilizaram-se 6 ligações aparafusadas (macho-fêmea). As juntas consideradas nos modelos de ligação S3 e S4 foram de 3 mm e 50 mm, respectivamente. Os pilares foram sujeitos aos esforços de compressão excêntrica, isto é, flexão composta com esforço axial (Figura 3).

Os modelos foram executados à escala 1:2, tomando como base as dimensões da torre treliçada da Figura 1. Cada modelo/pilar (S3 e S4) resultou da ligação entre dois elementos (A e B) com dimensões

idênticas (3,125m), ver Figura 2. O corte A-A' mostra o consolo que proporcionou o apoio de cada elemento e a aplicação da protensão. O corte B-B' mostra a seção transversal circular dos elementos A e B e a parte superior concebida para aplicação do carregamento vertical durante o ensaio.



Figura 1. Torre treliçada pré-moldada em concreto armado para *onshore* (à esquerda) e *offshore* (à direita). [9].

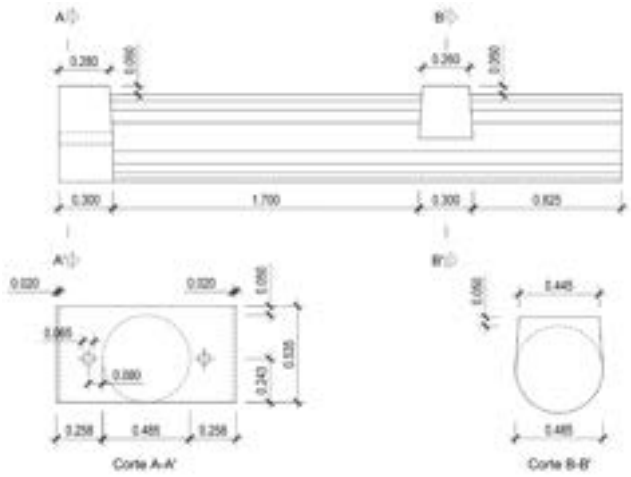


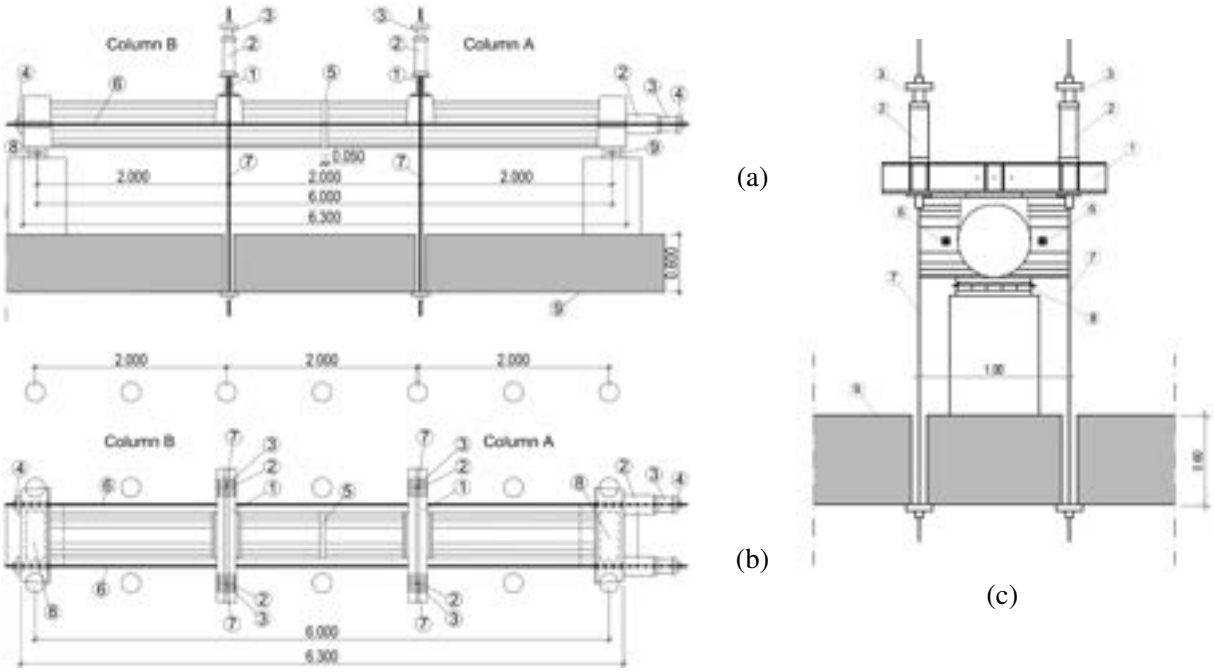
Figura 2. Geometria dos elementos A e B

3.2 Esquema de ensaio

De acordo com o esquema do ensaio da Figura 3, o comprimento final do pilar com junta de 50 mm foi de 6,30 m. Para o ensaio do pilar com junta de 3mm, o comprimento final foi reduzido para 6,253 m. Os pilares foram ensaiados na posição horizontal.

Após a aplicação de uma protensão no pilar, que se manteve constante durante todo o ensaio (1000 kN ↔ $\sigma_c = 5\,MPa$), foi aplicado um carregamento transversal cíclico (Figura 4). Para o carregamento transversal foram utilizados 4 macacos hidráulicos e 4 células de carga, com capacidades de 200 kN e 500 kN, respetivamente. Na aplicação da protensão, foram utilizados 2 macacos hidráulicos e 2 células de carga, com capacidades de 1000 kN e 2000 kN, respetivamente. O sistema de carga transversal transmite a carga em quatro pontos, de forma simétrica em relação ao eixo do pilar (Figura 3). Para aquisição dos dados, foi utilizado um *Data logger* UPM100 da HBM com capacidade para 60 canais e o *software* Catman 4.0 da HBM.

Para medição dos deslocamentos verticais foram utilizados sete transdutores de deslocamento de fio, instalados na direção longitudinal dos modelos, cuja localização pode ser vista na Figura 5. As medições ocorreram: por baixo das duas cargas verticais (transdutores D2 e D5); a 1 metro de cada apoio (transdutores D1 e D6); a 0,25 m de cada lado do meio do vão (transdutores D3 e D4); e no meio do vão (transdutor D7). As aberturas das fissuras foram medidas com o instrumento Omega e marcadas com giz de cera. A leitura com esse instrumento ocorre diretamente pelo sistema de aquisição de dados. Os locais de medição estão localizados no meio do vão, na altura da junta, como mostra a Figura 5.



Legenda: 1 – Perfil metálico; **2** – Macaco hidráulico; **3** – Célula de carga (CC.); **4** – Cabeças de ancoragem; **5** – Junta de ligação com 50 mm espessura; **6** – Cordões de pré-esforço; **7** – Varões de aço; **8** – Apoio simples deslizante; **9** – Laje do piso do laboratório com 0,60 m de espessura;
Figura 3. Esquema de ensaio: Vista lateral (a); Planta (b); Corte transversal (c)

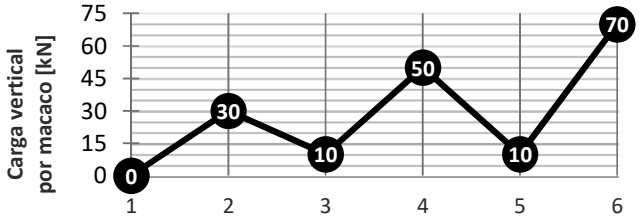


Figura 4. Sequência do carregamento transversal aplicado em cada macaco durante os ensaios.

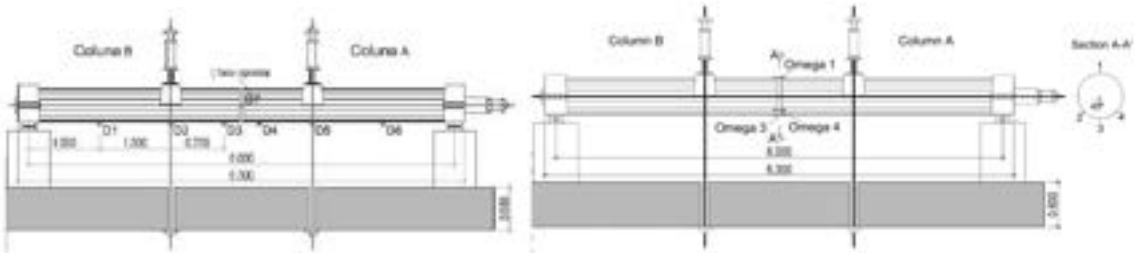


Figura 5. Posição dos defletómetros (à esquerda); Posição dos Ômegas (à direita);

3.3 Materiais

As Tabelas 1, 2 e 3 mostram as características mecânicas médias do concreto, grout e calda com fibra dos modelos S3 e S4. A Tabela 4 mostra a característica da resina utilizada para preencher a junta de 3mm. Foram utilizados varões nervurados de aço A500 NR SD e ligações comerciais parafusadas com tensões de escoamento mostradas na Tabela 5.

Tabela 1. Características mecânicas médias do concreto

Modelo	Elemento	$f_{ctm,sp}$ *[MPa]*	$f_{cm,cube}$ *[MPa]*	f_{cm} *[MPa]*	E_{cm} *[GPa]*
S3	A	3,6	50	49,4	35,5
	B	3,8	46	-	-
S4	A	4,3	49,1	-	-
	B	4,2	58	52,4	39,5

Tabela 2. Tensões resistentes do *grout* utilizado no preenchimento das bainhas do modelo S3

Provete	Idade (dias)	*fcm [MPa]*	*fctm,fl [MPa]*
Grout	47	66,1	8,9

Tabela 3. Tensões resistentes da calda com fibra utilizada para preenchimento da junta e negativos da ligação aparafusada do modelo S4

Provete	Idade (dias)	*fcm [MPa]*	*fctm,fl [MPa]*
Calda com fibra	25	84,4	8,5

Tabela 4. Tensões resistentes da resina utilizada no preenchimento da junta de 3 mm do modelo S3 (valores da ficha técnica do produto)

Resina	Idade (dias)	Temperatura *(ºC)*	*fcm [MPa]*	*fctm,fl [MPa]*
Sikadur-52 Injection	7	+23	Aprox. 52	Aprox. 61

Tabela 5. Tensões de escoamento média dos aços da armadura longitudinal e da ligação.

Barra	Ligação		Armadura	
Diâmetro *[mm]*	12.5	16	10	16
f_{ym} *[MPa]*	565.3	560.7	550,3	546,3

3.4 Armaduras

Na Figura 6 pode-se observar a cintagem da armadura longitudinal considerada na seção transversal circular nos elementos A e B do modelo S3. No modelo S4, a cintagem do elemento A foi também executada conforme a Figura 6. Na cintagem do elemento B, devido à presença dos negativos na zona de ligação, só foi possível considerar 7 cintas Ø10//0.05. As cintas de 6mm de diâmetro (armadura meramente construtiva) serviram para posicionar a armadura longitudinal da ligação fêmea (Figuras 8 e 9).

As Figuras 10 a 13 ilustram as armaduras longitudinais dos elementos A e B dos modelos.

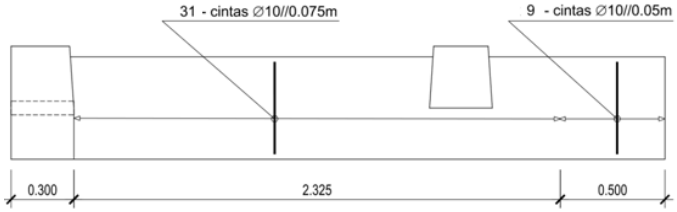


Figura 6. Armadura transversal dimensionada para os elementos A e B do modelo S3 e elemento A do modelo S4.



Figura 7. Modelos S3 - Detalhes das armaduras dos elementos A (à esquerda) e B (à direita)

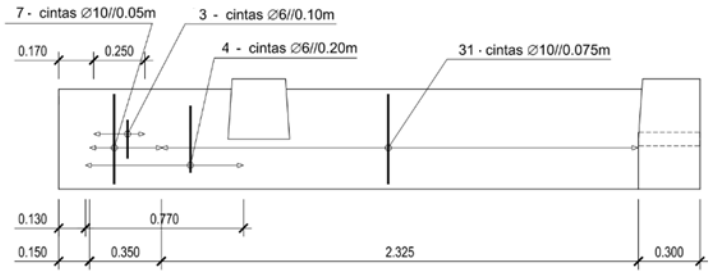


Figura 8. Armadura transversal dimensionada para o elemento B do modelo S4 com ligações parafusadas.



(a) Elemento A (b) Elemento B

Figura 9. Modelos S4 - Detalhes das armaduras dos elementos A (à esquerda) e B (à direita)

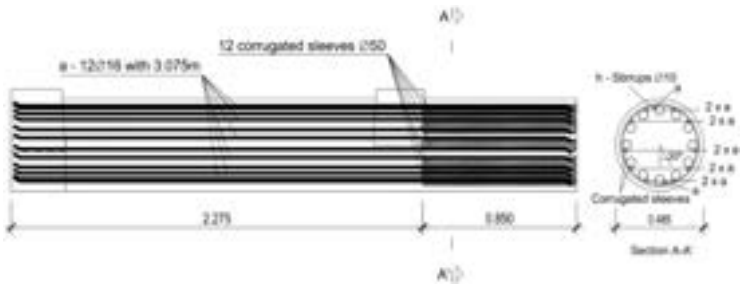


Figura 10. Armadura longitudinal do elemento A do modelo com ligações de barras salientes (modelo S3).

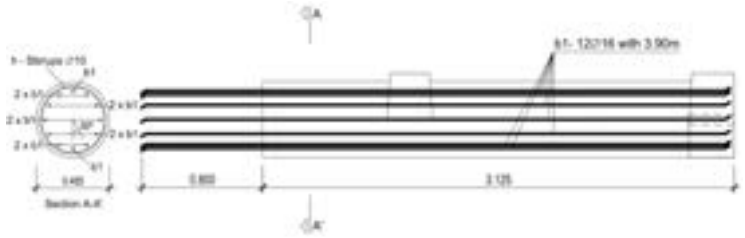


Figura 11. Armadura longitudinal do elemento B do modelo com ligações de barras salientes (modelo S3).

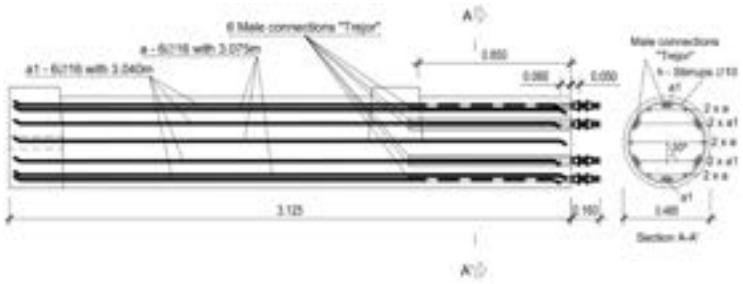
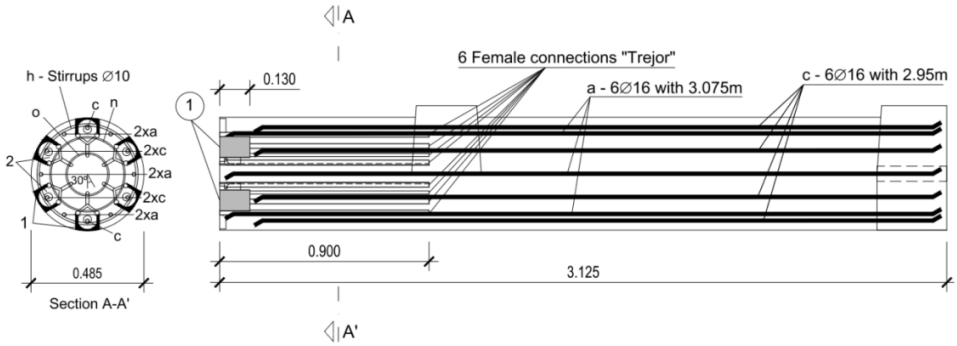


Figura 12. Armadura longitudinal do elemento A do modelo com ligações aparafusadas (modelo S4).



Legenda: 1-negativos; **n**- cintas Ø6//0.20; **o**- cintas Ø6//0.10.

Figura 13. Armadura longitudinal do elemento B do modelo com ligações aparafusadas (modelo S4).

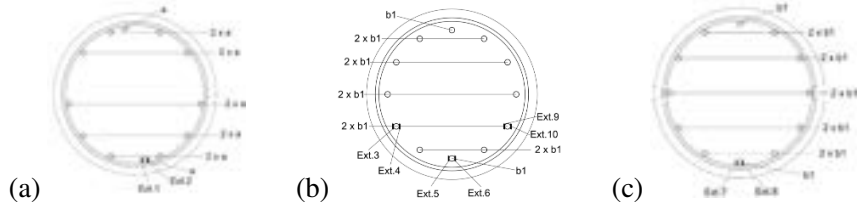
3.5 Instrumentação

No modelo S3, para medir as deformações das armaduras longitudinais, foram aplicados na coluna A, extensómetros no varão mais solicitado na zona de baixo da carga (1,025 m da face da junta). Na coluna B foram aplicados a 0,15 m da face da junta (armadura de ligação) e a 1,025 m da face junta (armaduras ordinárias). No modelo S4, para medir as deformações das armaduras longitudinais, foram aplicados na coluna A, extensómetros a 0,15 m da face da junta (armadura de ligação) e a 1,025 m da face junta (armaduras ordinárias). Na coluna B foram aplicados a 0,15 m da face da junta (armadura de ligação), e a 0,325 m e 1,025 m da face junta (armaduras ordinárias).

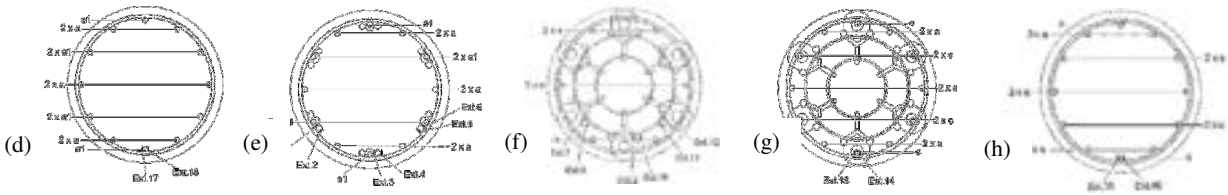
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Resultados dos ensaios

A disposição das células de carga no sistema de ensaio encontram-se na figura 16. As células de carga CC1 e CC2 registraram o valor da força longitudinal e as células CC3 a CC6 os valores das cargas transversais. Os valores registrados na rutura dos modelos S3 e S4 são mostrados no Tabela 6.



Legenda: (a)-Coluna A: instrumentação da armadura na zona por baixo da carga (1,025 m da face da junta); **(b)**-Coluna B: instrumentação da armadura de ligação a 0,15 m da face da junta; **(c)**-Coluna B: instrumentação da armadura ordinária na zona por baixo da carga (1,025 m da face da junta);
Figura 14. Localização dos extensômetros utilizados na coluna A e B (modelo S3)



Legenda: (d)-Coluna A: instrumentação armadura ordinária na zona debaixo da carga (1,025 m da face da junta); **(e)**-Coluna A: instrumentação da armadura de ligação a 0,15 m da face da junta; **(f)**-Coluna B: instrumentação da armadura de ligação a 0,15 m da face da junta; **(g)**-Coluna B: instrumentação da armadura ordinária a 0,325 m da face da junta; **(h)**-Coluna B: instrumentação armadura ordinária na zona debaixo da carga (1,025 m da face da junta);
Figura 15. Localização dos extensómetros utilizados na coluna A e B (modelo S4)

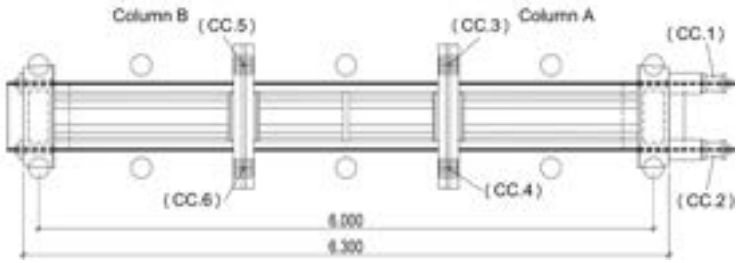


Figura 16. Vista em planta da disposição das células de carga.

Tabela 6. Valores registrados nas células de carga na rutura dos modelos.

Modelo	Células					
	CC1 (kN)	*CC2 (kN)*	*CC3(kN)*	*CC4 (kN)*	*CC5 (kN)*	*CC6 (kN)*
S3	509.0	521,6	67,1	68,5	66,06	65,05
S4	536,6	513,5	69,6	68,3	68,8	68,6

As Figuras 17 e 18 mostram a flecha nos modelos S3 e S4 em função do carregamento transversal aplicado em cada macaco. As posições dos defletómetros podem ser vistas na Figura 5.

4.2 Análise dos resultados

A ruptura dos dois modelos ocorreu por flexão a meio vão (região de máximo momento fletor), com esmagamento da zona comprimida (Figuras 19 e 20).

Na região de máximo momento do modelo S3, verificou-se maior fissuração no elemento B. Tal era expectável pois, devido à existência das bainhas com 0.90 m de comprimento, a taxa de armadura do elemento A (24 barras de 16 mm) foi superior à do elemento B (12 barras de 16 mm). No modelo S4 as

armaduras foram iguais nos dois elementos. A falta de resina na parte superior do modelo S3 (Figura 19) diminuiu a altura da zona comprimida, conduzindo a um aumento da flecha a meio vão e consequentemente ao aumento do momento devido a carga axial aplicada (protensão dos cordões). As fibras incorporadas na calda evitaram a fragmentação do material na junta e na zona da ligação aparafusada, melhorando desta forma o aspeto da fissuração do modelo S4. Contudo, na fase de rutura, verificou-se esmagamento do concreto na região dos furos preenchidos com a calda bem como a encurvadura da barra da ligação aparafusada (Figura 20). Este problema pode ser resolvido confinando a armadura, isto é, inserido cintas nesta região.

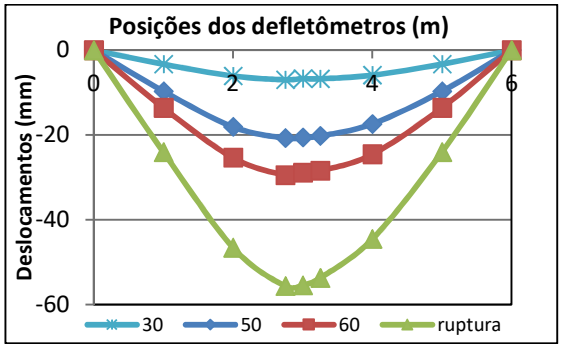


Figura 17. Deformada do modelo S3 em função da carga transversal

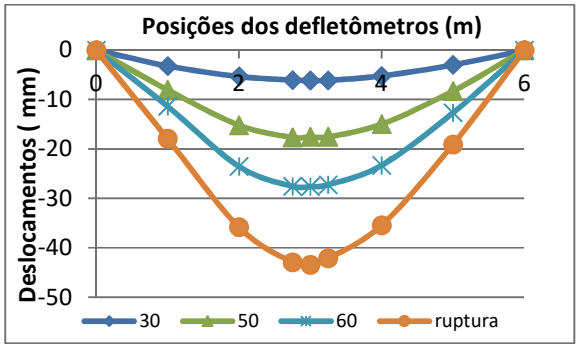


Figura 18. Deformada do modelo S4 em função da carga transversal

O maior deslocamento vertical registado na rutura (Figuras 17 e 18) ocorreu a meio vão (posição D7) com valores de 55,5 mm para o modelo S3 e 43,5 mm para o modelo S4. Conclui-se que a rutura em ambos os modelos ocorreu a meio-vão e que a rigidez do modelo com ligação aparafusada é superior. Observando a Tabela 6, nenhuma célula de carga alcançou os 70 kN previsto no programa de ensaio. Os valores da carga aplicada no modelo S4 foram ligeiramente superiores comparativamente com o modelo S3. O momento máximo actuante final obtido no modelo S3 foi de 345 kN.m ($M_{final} = M_{p.p+sc} + M_{2ª\,ordem}$) enquanto para o modelo S4 foi de 341,8 kN.m.

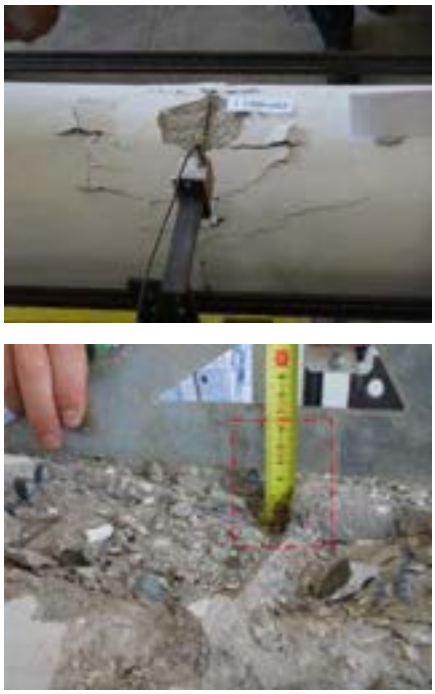


Figura 19. Aspeto do modelo S3 na rutura.



Fig. 20. Aspeto do modelo S4 na rutura.

5. CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos a utilização deste tipo de ligações é perfeitamente admissível e segura. Nas ligações aparafusadas deve-se ter especial cuidado com a cintagem na região próxima da junta de forma a evitar fenómenos de flambagem. Nas ligações com bainhas deve-se ter cuidado com o grout, a injeção da resina e com o comprimento da bainha.

AGRADECIMENTOS

O trabalho experimental foi realizado com o apoio da empresa CONCREMAT - Prefabricação e Obras Gerais S.A. (Portugal) que forneceu os modelos, da empresa A. R. TREJOR Comercial Ltda. (Brasil) que duou as ligações aparafusadas TEP 27; e da VSL Portugal pela doação dos cordões de protensão e outros acessórios relacionados. Os autores agradecem também à SIKA, MAPEI e SECIL, que cederam o superplastificante, a sílica e o cimento para produção da calda para a ligação do modelo S3, e à empresa SOPROEL - Sociedade de Projectos, Obras e Estudos, S.A. pelo fornecimento da resina e disponibilização de dois funcionários para injeção da mesma na ligação do modelo S4.

REFERÊNCIAS

[1] Global Wind Energy Council. (2014). Global Statistics. Fonte: GWEC. Representing The Global Wind Energy Industry: www.gwec.net.

[2] Lúcio, V.; Chastre, C.; Precast concrete wind tower structures-historic evolution, current development and future potential; CPI - Concrete Plant International; June 2014.
http://www.cpi-worldwide.com/flips/2014/3

[3] El Debs, M.; Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações; Editora: Oficina de Textos, São Paulo, Brasil. 2º edição, 2017; ISBN: 978-85-7975-279-7

[4] Reguengo, R.; Lúcio, V.; Chastre, C.; Ligação pilar – fundação com armaduras salientes do pilar, em estruturas pré-fabricadas – Ensaios monotónicos e ensaios cíclicos; BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008; Guimarães, Novembro de 2008

[5] Miltenberger, P.; Capacity design of grouted anchors; 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology; Washington, DC, USA, 2001.

[6] Popa, V.; Papurcu, A.; Cotofana, D.; Pascu, R.;Experimental testing on emulative connectionsfor precast columns using grouted corrugated steel sleeves. Bulletin of Earthquake Engineering, August 2015, Volume 13, Issue 8, pp 2429-2447; DOI 10.1007/s10518-014-9715-9.

[7] Jen Hua Ling, J.; Rahman, A.; Ibrahim, I.;Feasibility study of grouted splice connector under tensile load;Construction and Building Materials,Volume 50, 15 January 2014, Pages 530–539; doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.10.010

[8] Faga, E.; Lorenzo, B.; Davide, B.; Nascimbene, R.;Comparison between numerical and experimental cyclic response of alternative column to foundation connections of reinforced concrete precast structures; Proceedings of the Third International fib Congress and PCI Annual Convention and Bridge Conference; Washington, DC, USA, June 2010;ISBN: 9781617828218

[9] Estruturas Pré-moldadas no Mundo - Aplicações e Comportamento Estrutural; Edição FFCT - UNL, Impresso na Editora Parma Lda, S. Paulo, Brasil, 2012, ISBN: 978-989-97721-1-3.

Associação de múltiplos conectores tipo *Perfobond* para ligações aço-betão

Luís Costa Neves [1 2] **Pedro Vellasco [3]** **Carlos Neto [4]** **Luciano Lima [5]**

RESUMO

Em edifícios é frequente a associação de elementos de betão armado e metálicos, ou mistos, formando estruturas híbridas, com grande potencial de eficiência, mas subsistindo a questão crítica da ligação entre elementos de betão armado e elementos metálicos. Os habituais sistemas de pós-instalação, como chumbadouros de expansão ou químicos, têm uma eficácia limitada, sobretudo na absorção de esforços de tração. Existem porém outros tipos de elementos, previamente instalados no betão, que permitem uma transmissão eficaz e fiável de esforços.

São exemplos desses elementos os conectores usados em estruturas mistas aço-betão, como os conectores tipo *Stud*, ou ainda conectores alternativos, de utilização menos divulgada mas de elevada eficiência. Destes, realçam-se os conectores tipo *Perfobond*, sobre os quais este estudo se debruça. O conector *Perfobond*, inicialmente desenvolvido para pontes, consiste numa chapa ou perfil furado que é incorporado na estrutura antes da betonagem. O seu funcionamento resulta das contribuições da chapa em pressão direta, da resistência ao corte dos tarugos de betão formados nos furos do conector, e das armaduras existentes no betão envolvente, especialmente as passantes naqueles furos.

Embora existam numerosos estudos sobre conectores *Perfobond* isolados (sobretudo ensaios de corte para vigas mistas aço-betão), até à data poucos se debruçaram sobre o desempenho de associações de conectores deste tipo lado a lado.

Este artigo apresenta exemplos de aplicação destes conectores em edifícios de betão armado com alguns elementos metálicos (vigas ou pilares), e descreve ensaios tipo push-out realizados em associações de conectores *Perfobond* colocados lado a lado. As variáveis consideradas foram o número de conectores (1, 2 ou 3), a distância entre eles e a influência de armaduras passantes nos furos. Os resultados são descritos e sistematizados por forma a evidenciar as conclusões relevantes para aplicações a edifícios, nomeadamente as diferenças de comportamento entre conectores isolados e em grupo.

Palavras-chave: ligação aço-betão, conectores *Perfobond*, regulamentação.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Conectores usuais para transmissão de esforços entre aço e betão

As ligações estruturais aço-betão são usadas em diversas situações, sendo as duas mais frequentes as vigas mistas aço-betão, e as ligações de elementos metálicos (vigas, pilares, etc) a elementos de betão armado (paredes, lajes, pilares vigas, fundações, etc.). No primeiro caso os esforços a transmitir são

[1] INESCC - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal; e-mail: luis@dec.uc.pt
[2] Struplano Engenharia Lda, Coimbra, Portugal; e-mail: luis@struplano.pt
[3]Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil; vellasco@eng.uerj.br
[4]Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal; carlosnetonm@gmail.com
[5]Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil; luciano@eng.uerj.br

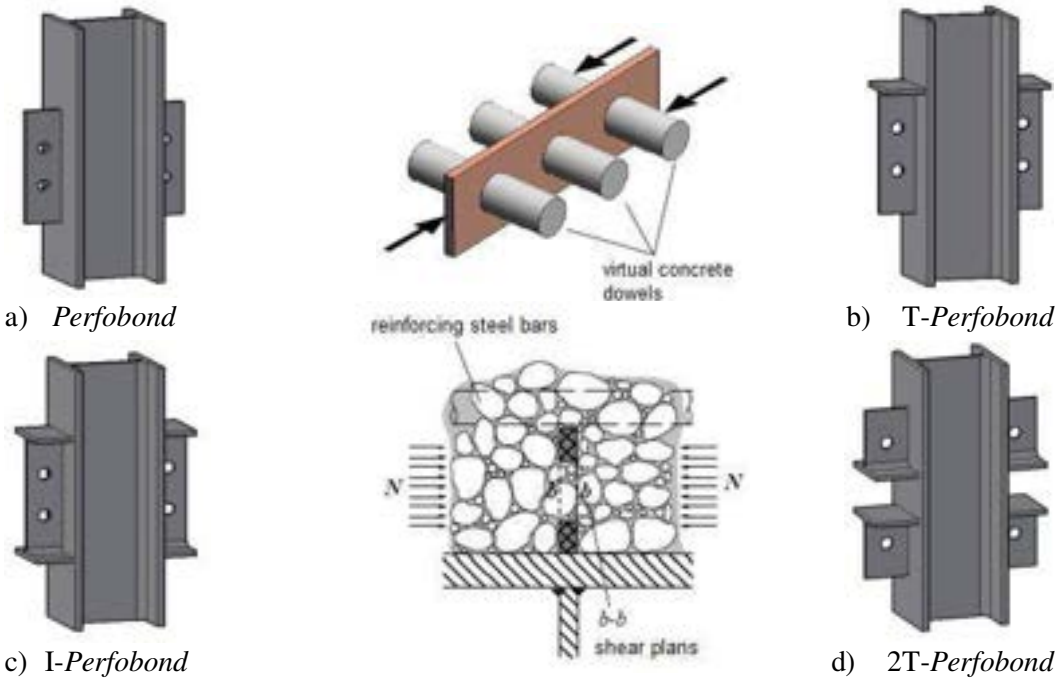
fundamentalmente corte longitudinal, sendo usados conectores de diversos tipos como adiante discutido. No segundo caso são frequentemente transmitidos esforços de corte, de tração, ou combinações de ambos. Uma vez que os princípios de transmissão de esforços são os mesmos, muitos conectores desenvolvidos no contexto de vigas mistas ou de ligações entre elementos de aço e de betão armado poderão ser usados em outras situações, com as devidas adaptações.

Em termos regulamentares, o dimensionamento de conectores de corte para vigas mistas pode ser realizado de acordo com o Eurocódigo 4 [1]. Este documento permite a utilização de qualquer geometria de conector, desde que o seu comportamento seja devidamente caracterizado através de ensaios do tipo *push-out*, de acordo com o preconizado no anexo B do referido regulamento. Por outro lado, uma vez que o conector mais usado é o conector de cabeça, também conhecido por conector tipo Perno, *Nelson* ou *Stud*, o Eurocódigo 4 [1] fornece regras explícitas para o seu dimensionamento. Existem porém muitos outros tipos de conectores desenvolvidos no contexto de vigas mistas aço-betão, tendo sido o assunto amplamente apresentado por diversos autores, nomeadamente Vianna *et al.* [2]. Outros tipos de conectores de corte, para além do Perno, referidos na literatura são: o conector tipo U, estudado, entre outros, por Baran e Topkaya [3] e por Maleki e Bagheri [4], [5]; o conector tipo *Hilti*; o conector tipo *Hat*, proposto por Kim *et al.* [7], que consiste num troço de perfil oco perfurado soldado ao banzo da viga metálica; o conector tipo *Crestbond*, desenvolvido por Veríssimo *et al.* [8], que é uma chapa contínua ou interrompida soldada ao banzo da viga com indentações que facilitam a colocação da armadura na laje. A característica comum destes conectores é possuírem uma contribuição para a resistência do corte proveniente da resistência ao corte de tarugos de betão que se formam nos orifícios ou noutras indentações abertas em chapas ou em perfis soldados ao elemento estrutural de aço.

Por outro lado, a transmissão de esforços entre outros tipos de elementos metálicos e elementos de betão armado é frequentemente assegurada por conectores de pré-instalação ou de pós-instalação, de geometria muito variável. Note-se que, no caso dos sistemas pré-instalados surge com alguma frequência o já referido conector tipo Perno, embora com regras de dimensionamento diferentes do especificado no Eurocódigo 4 [1] em virtude da diferença de esforços a que está sujeito. O dimensionamento de tipos frequentes de sistemas de conexão é tradicionalmente realizado com recurso ao Manual do CEB - *Design of fastenings in concrete* [9], e ainda à publicação da FIB [10]. Mais recentemente, foram preparados pela CEN documentos normativos gerais [11] e específicos para conectores tipo Perno [12], tipo U [13], ou outros sistemas de pós-instalação mecânicos [14] ou químicos [15]. É ainda relevante referir um manual de dimensionamento mais recente, resultante de um vasto projeto de investigação europeu (INFASO), e que abarca tipos inovadores de ligações entre elementos estruturais de aço e de betão [16].

Os conectores que têm, no todo ou em parte, como mecanismo resistente tarugos de betão ao corte formados em chapas perfuradas foram estudados por diversos autores. A Figura 1 mostra alguns exemplos: o *Perfobond* (Figura 1a); o *T-Perfobond* (Figura 1b); o *I-Perfobond* (Figura 1c); e o Duplo *T-Perfobond* (Figura 1d). Estes dois últimos tipos foram propostos por Costa-Neves *et al.* [6] e são um passo no sentido de desenvolver um conector muito resistente e muito rígido que ao mesmo tempo apresente características de deformabilidade compatíveis com uma ruína dúctil. São baseados nos dois tipos anteriores; o *Perfobond* da Figura 1a e o *T-Perfobond* proposto por Vianna *et al.* [2], [17], [18], que combina o *Perfobond* com um conector T tradicional, e apresenta resistência melhorada, embora uma escolha judiciosa da espessura dos banzos seja necessária para atingir um equilíbrio adequado entre resistência e ductilidade.

Todos estes conectores perfurados se baseiam no conector *Perfobond* desenvolvido por Leonhardt *et al.* [19] nos anos 80 para uma ponte na Venezuela, e que tinha como objetivo permanecer em regime elástico sob ações de serviço com um comportamento específico no que respeitava à aderência e à resistência à fadiga. O princípio de funcionamento deste conector é combinar três parcelas de resistência: a resistência da face externa do conector em pressão direta contra o betão, a resistência ao corte das armaduras presentes na laje, sobretudo as passantes nos furos do conector, e a resistência ao corte dos tarugos de betão que se formam nesses mesmos orifícios, como mostra o detalhe inserido na Figura 1.



a) *Perfobond* b) T-*Perfobond*

c) I-*Perfobond* d) 2T-*Perfobond*

Figura 1. Exemplos de conectores perfurados [6].

Embora desenvolvidos especificamente para vigas mistas, estes conectores podem ser usados para ligar elementos de aço estrutural e elementos de betão estrutural noutros tipos de aplicações. A Figura 2 mostra alguns exemplos onde este princípio de funcionamento foi usado por um dos autores deste artigo em edifícios na ligação de pilares metálicos a uma casca de betão armado e de pilares ou de vigas metálicas a vigas, pilares e lajes de betão armado.

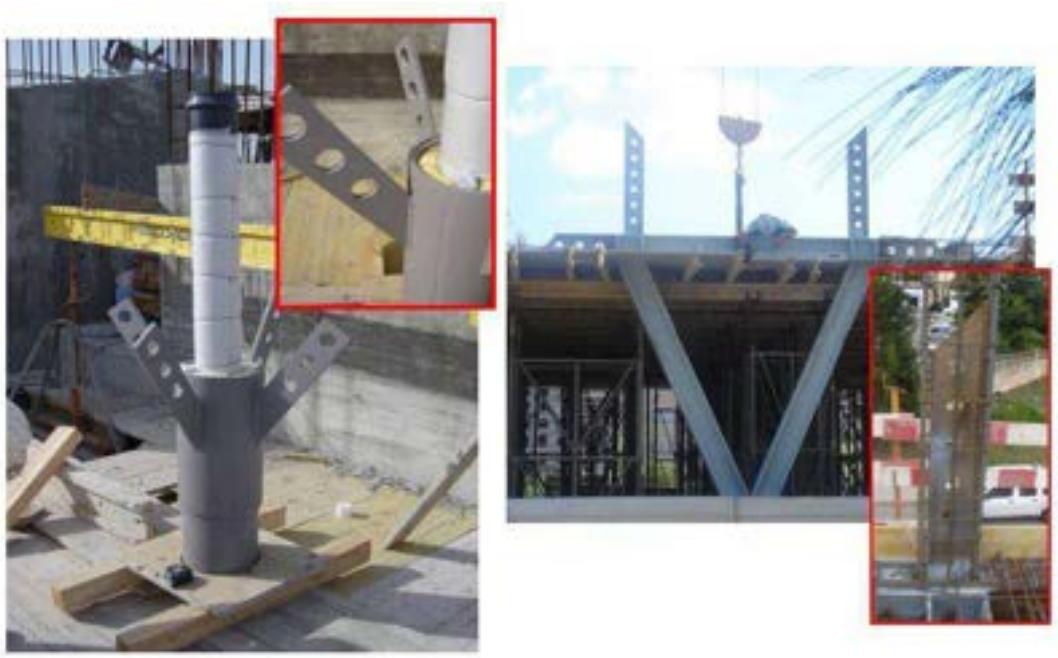


Figura 2. Exemplos de uso de conectores perfurados em edifícios (Struplano Engenharia Lda).

1.2 Estudos anteriores sobre conectores perfurados

Desde a introdução do conector tipo *Perfobond* por Leonhardt que este dispositivo, ou variações dele, têm sido objeto de numerosos estudos: nos anos 1990, Oguejiofor and Hossain [20], [21] propuseram

uma expressão para prever a sua resistência (mais tarde adaptada por Veríssimo *et al.* [8] para cobrir diferentes condições); Ferreira [22] usou este conceito para desenvolver um tipo de ligação viga-pilar em estruturas mistas de caráter inovador; Ushijima *et al.* [23] propuseram um modelo analítico para prever a contribuição individual de cada cilindro de betão formado nos orifícios para a resistência global, tendo um estudo mais abrangente, com a proposta de um modelo analítico relacionando o número de furos com a resistência, sido apresentado Cândido-Martins *et al.* [24]; Medberry e Shahrooz propuseram um modelo mais generalizado para prever a resistência global de conectores *Perfobond* [25], e Machácek e Studnicka [26], baseados em ensaios push-out e em ensaios à escala real de vigas mistas, avaliaram o comportamento de conectores *Perfobond* para diferentes geometrias, número e tamanho dos orifícios e resistências do betão envolvente. Al-Darzi *et al.* [27] confirmaram as conclusões destes autores, reafirmando que o número de orifícios da chapa, a sua altura, comprimento e espessura, a resistência do betão à compressão e a percentagem de armadura da laje, incluindo a armadura passante nos furos, são os parâmetros que ditam o comportamento do conector, tendo ainda proposto um modelo analítico mais elaborado para prever a sua resistência. Podem ainda ser referidos, pela sua relevância, os estudos realizados por Vianna *et al.* [18], Xue *et al.* [28], Youn-Ju *et al.* [29], e Ahn *et al.* [30].

Ao contrário do estudo do comportamento de conectores *Perfobond* isolados, foram realizados relativamente poucos estudos associando conectores deste tipo lado a lado. Esta disposição, por redundância, certamente aumentará a resistência global, o que pode ser útil em diversas aplicações, nomeadamente a ligação de vigas metálicas a tabuleiros de pontes de betão armado pré-fabricados, onde aberturas previamente realizadas nas pré-lajes podem alojar diversos conectores deste tipo, ou em reforço de estruturas de edifícios, por incorporação de vigas metálicas abaixo de lajes existentes, permitindo o seu funcionamento como misto; ou ainda na ligação de vigas metálicas a paredes de betão armado. Cândido-Martins *et al.* [24] investigaram a possível interação de dois conectores deste tipo colocados lado a lado, demonstrando que tal disposição aumenta a resistência quando comparada com a utilização de um só conector, mas que não é atingido o dobro daquele valor, já que existe interação entre os dois dispositivos. Conclusões semelhantes foram descritas por Marecek *et al.* [31]. Mais recentemente, foram propostos dois modelos para prever a resistência de um conector num grupo de conectores por Ahn *et al.* [30] e por Kim *et al.* [32].

Este artigo apresenta algumas conclusões de um estudo realizado sobre agrupamentos de conectores *Perfobond* recorrendo a 16 ensaios do tipo push-out realizados no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra [33]. Foi testada a configuração de um conector isolado, servindo de base para a comparação com o comportamento do mesmo conector inserido em grupos de 2 ou de 3 conectores, fazendo variar a distância entre eles, a armadura na laje e a resistência do betão. Resultados mais detalhados, com a comparação e avaliação do desempenho dos modelos desenvolvidos por Ahn *et al.* [30] e por Kim *et al.* [32] podem ser consultados em [34], tendo ainda sido apresentado por Neto [33] um modelo analítico desenvolvido especificamente para prever a resistência de grupos de conectores e que constitui um avanço em relação ao anteriormente existente.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental pode ser visualizado no Quadro 1, onde são evidenciadas duas séries de ensaios: uma para um betão de fraca resistência, classificado como C16/20 ($f_{ck,cyl}$ = 16.3 MPa), e outra para um betão da classe de resistência C20/25 ($f_{ck,cyl}$ = 22.9 MPa). Todos os ensaios recorreram a conectores *Perfobond* com chapas de dimensões 80x300x12 mm, onde foram realizados dois orifícios com diâmetro de 35mm, como se pode observar na Figura 3, que ilustra as cinco geometrias usadas para os ensaios - C0 a C4 (Figura 3*a)* a *e)*). De notar que cada provete acomoda dois ensaios gémeos (identificados como A e B no Quadro 1), sendo os resultados de cada provete apresentados como uma média desses ensaios gémeos. A identificação de cada ensaios no Quadro 1 segue a lógica seguinte: "P" para *Perfobond*; "2F" corresponde ao número de furos no conector (2); *E é o espaçamento de conectores na disposição com múltiplos conectores (*mm); AR é a eventual armadura de reforço passante nos furos do conector e o seu diâmetro (mm), que foi sempre de 16mm, tendo ainda comprimento constante de 500mm para amarração na laje. Como ilustração, o ensaio 2P-2F-140E-AR16

refere-se a um grupo de 2 conectores *Perfobond* com 2 furos cada, com espaçamento transversal entre conectores de 140 mm, e com um varão de 16 mm passante em cada par de furos dos conectores adjacentes. Adicionalmente, t_c representa a espessura da laje de betão armado (mm), h_c a sua largura (mm), l o comprimento do conector (mm), e D o diâmetro dos furos dos conectores (mm).

Quadro 1. Características geométricas dos ensaios push-out

Provete			Laje de betão armado				
Ensaio	*Tipo*	*Designação*	*tc (mm)*	*hc (mm)*	*Betão (MPa)*	*Varão (mm)*	*D (mm)*
1A/B	*Perfobond* - C0	P-2F	150	600	C16/20	-	35
2A/B		P-2F			C20/25	-	
3A/B	2-*Perfobond* - C1	2P-2F-30E	150	600	C16/20	-	35
4A/B		2P-2F-30E			C20/25	-	
5A/B	2-*Perfobond* - C2	2P-2F-85E	150	600	C16/20	-	35
6A/B		2P-2F-85E			C20/25	-	
7A/B	2-*Perfobond* - C3	2P-2F-140E	150	600	C16/20	-	35
8A/B		2P-2F-140E			C20/25	-	
9A/B		2P-2F-140E-AR16			C16/20	2x16	
10A/B		2P-2F-140E-AR16			C20/25	2x16	
11A/B	3-*Perfobond* – C4	3P-2F-64E	150	600	C16/20	-	35
12A/B		3P-2F-64E			C20/25	-	
13A/B		3P-2F-64E-AR16			C16/20	2x16	
14A/B		3P-2F-64E-AR16			C20/25	2x16	

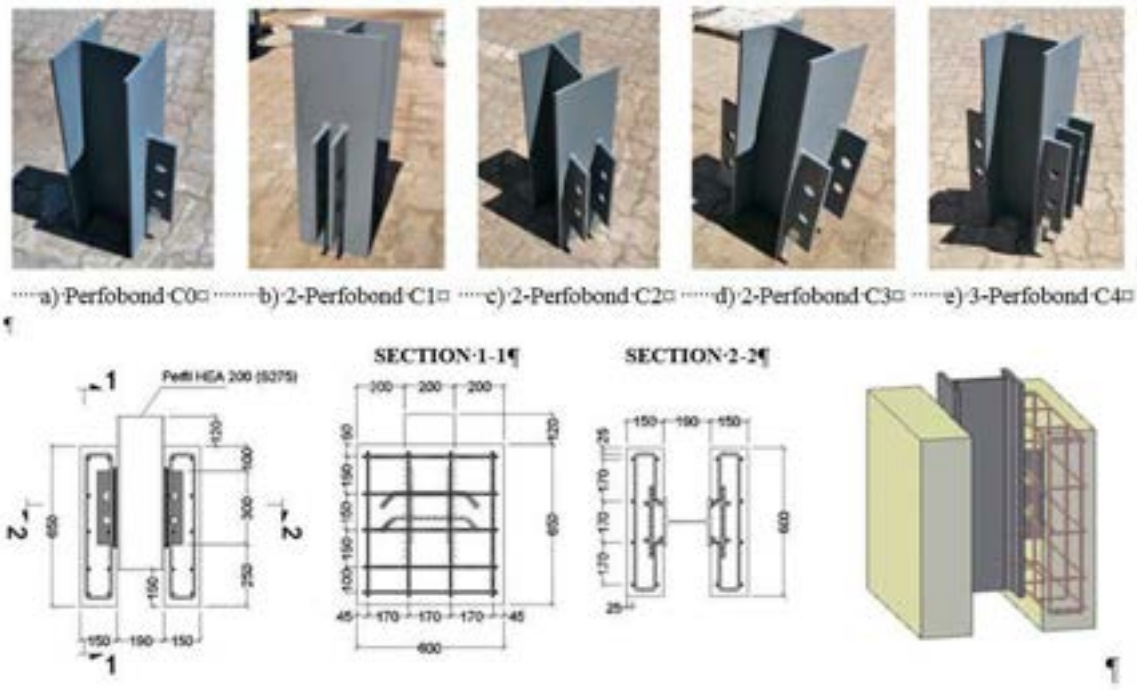


Figura 3. Geometrias dos ensaios

O ensaios seguiram o procedimento usual descrito por Vianna [2], Vianna *et al.* [17] [18], e por Costa-Neves *et al.* [6]. Neste caso, a carga foi aplicada por uma máquina hidráulica de ensaios universal com capacidade de 5000 kN. A instrumentação consistiu em medir as tensões nos varões de aço (com extensómetros TML FLA 6-11) e no próprio conector (avaliando o estado de tensão com rosetas de extensómetros TML FRA 5-11), os deslocamentos relativos entre a parte metálica e a parte de betão

com transdutores de deslocamento (LVDTs), e a força global com uma célula de carga, sendo todos os dados adquiridos por um *data logger* TML TDS-601 [33].

3. RESULTADOS

3.1 Capacidade de carga e curvas força-deslocamento

O Quadro 2 e o Quadro 3 apresentam os principais resultados para a primeira e para a segunda série de ensaios, respetivamente ($f_{ck,cyl}$=16.3MPa e $f_{ck,cyl}$=22.9MPa):

Quadro 2. *Resultados da primeira série de ensaios push-out ($f_{ck,cyl}$=16.3 MPa)*

Ensaio	*Designação*		P_{test} *(kN)*	P_{Rk} *(kN)*	P_{Rk} * *(kN)*	δ_u *(mm)*	δ_{uk} *(mm)*	$\delta_{uk,m}$ *(mm)*
1	P-2F	A	232.01	208.80	208.80	13.42	12.08	11.77
		B				12.74	11.47	
3	2P-2F-30E	A	325.30	292.77	292.77	1.28	1.15	1.32
		B				1.65	1.49	
5	2P-2F-85E	A	448.92	404.02	404.02	1.95	1.76	1.76
		B				1.95	1.76	
7	2P-2F-140E	A	480.14	432.13	432.13	1.66	1.49	1.35
		B				1.33	1.20	
9	2P-2F-140E-AR16	A	624.76	562.28	562.28	3.35	3.02	2.51
		B				2.22	2.00	
11	3P-2F-64E	A	560.90	504.81	504.81	1.48	1.33	0.93
		B				0.59	0.53	
13	3P-2F-64E-AR16	A	597.30	537.57	537.57	0.83	0.75	1.33
		B				2.12	1.91	

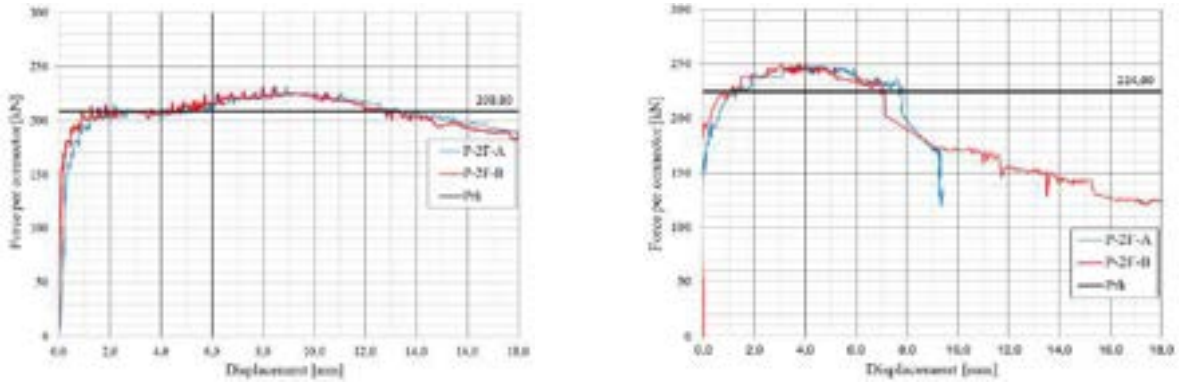
Quadro 3. *Resultados da segunda série de ensaios push-out ($f_{ck,cyl}$=22.9 MPa)*

Ensaio	*Designação*		P_{test} *(kN)*	P_{Rk} *(kN)*	P_{Rk} * *(kN)*	δ_u *(mm)*	δ_{uk} *(mm)*	$\delta_{uk,m}$ *(mm)*
2	P-2F	A	249.78	224.80	224.80	7.82	7.038	6.72
		B				7.11	6.399	
4	2P-2F-30E	A	370.72	333.65	333.65	1.79	1.611	1.08
		B				0.62	0.558	
6	2P-2F-85E	A	536.28	482.65	466.56	1.78	1.602	1.64
		B				1.87	1.683	
8	2P-2F-140E	A	446.05	401.45	419.29	0.92	0.828	1.41
		B				2.21	1.989	
10	2P-2F-140E-AR16	A	613.38	552.04	552.04	1.39	1.251	1.54
		B				2.03	1.827	
12	3P-2F-64E	A	540.62	486.55	486.55	0.44	0.396	0.88
		B				1.51	1.359	
14	3P-2F-64E-AR16	A	693.26	623.93	623.93	1.94	1.746	1.32
		B				2.12	1.91	

Nestes quadros a carga máxima por conector P_{test} (ou P_{max}) é a carga máxima atingida no ensaio dividida por 2, que é o número dos ensaios gémeos, de cada lado da viga (ou seja, este valor é a carga suportada por cada conector ou conjunto de conectores adjacentes); P_{Rk} é a resistência característica, obtida de P_{test} reduzindo esse valor em 10%. O escorregamento relativo entre o elemento metálico e o elemento de betão armado para o nível de carga correspondente à resistência característica (P_{Rk}) é designado por capacidade de escorregamento do conector δ_u. O valor característico do escorregamento relativo, δ_{uk} , é

avaliado como $0.9\delta_u$, como especificado no anexo B do Eurocódigo 4 [1]. Neste estudo [33], foi ainda necessário estabelecer um valor corrigido para P_{Rk}, designado por P_{Rk}^*, para corrigir aspetos particulares das curvas experimentais nos ensaios 2P-2F-85E e 2P-2F-140E.

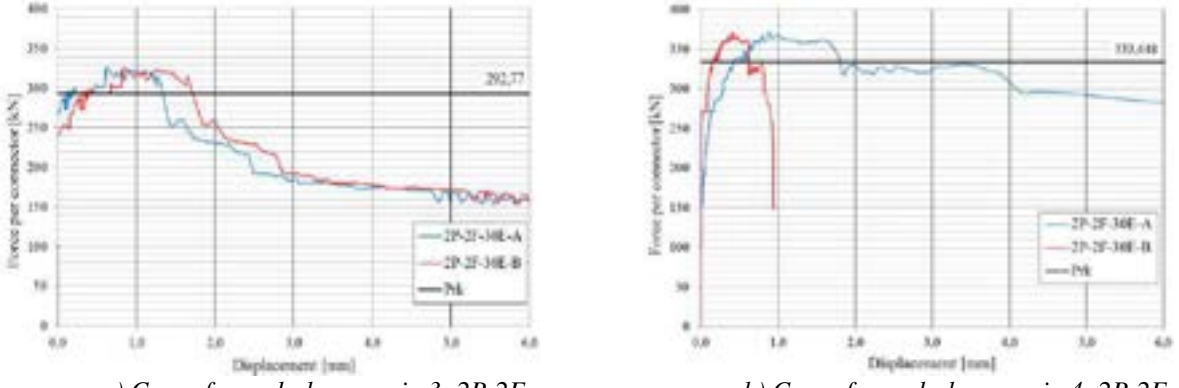
No que respeita ao andamento das curvas força-deformação de cada ensaio, a Figura 4*a* e a Figura 4*b* mostram respetivamente essas curvas para um conector *Perfobond* isolado e para $f_{ck,cyl}$ = 16.3MPa e para $f_{ck,cyl}$ = 22.9MPa respetivamente (ensaios P-2F 1 e P-2F 2). Em ordenadas é indicada a força absorvida por cada conector e em abcissas o deslocamento relativo medido entre a parte metálica e a parte de betão. Pode-se verificar, da análise destas figuras e ainda dos valores indicados no Quadro 2 e no Quadro 3, que a resistência característica P_{Rk} aumenta com o aumento da resistência do betão, de 208.8 kN para 224.8 kN (apenas de 7,8%, enquanto que a resistência do betão aumentou 40%), mas nos ensaios com betão menos resistente foi observada uma maior capacidade de deformação.



a) Curva força-desloc. ensaio 1: P-2F *b) Curva força-desloc. ensaio 2: P-2F*

Figura 4. *Curvas força-deslocamento: ensaios 1 e 2: P-2F*

A Figura 5*a* e a Figura 5*b* ilustram as curvas equivalentes às anteriores para os ensaios com 2 conectores colocados lado a lado espaçados de 30mm (2P-2F-30E das séries 1 e 2). Verifica-se que, relativamente aos valores de resistência atingidos nos ensaios equivalentes com um só conector, o valor da resistência característica P_{Rk} aumenta de 208.8 kN para 292.77 kN (40%) e de 224.8 kN para 333.65 kN (50%) dependendo da classe de resistência do betão, tendo sido observado um maior ganho de resistência para betões com maior resistência à compressão. De notar que o aumento de resistência observado para este espaçamento de 30 mm fica muito aquém da duplicação da resistência de um conector individual, o que mostra a interação entre conectores adjacentes. A intensidade daquela interação esbate-se com o aumento do espaçamento entre conectores, já que conectores colocados lado a lado com um afastamento superior a 85 mm (da ordem de grandeza da altura do conector) apresentam um aumento de resistência em relação ao conector isolado entre 1,9 e 2,08 vezes.

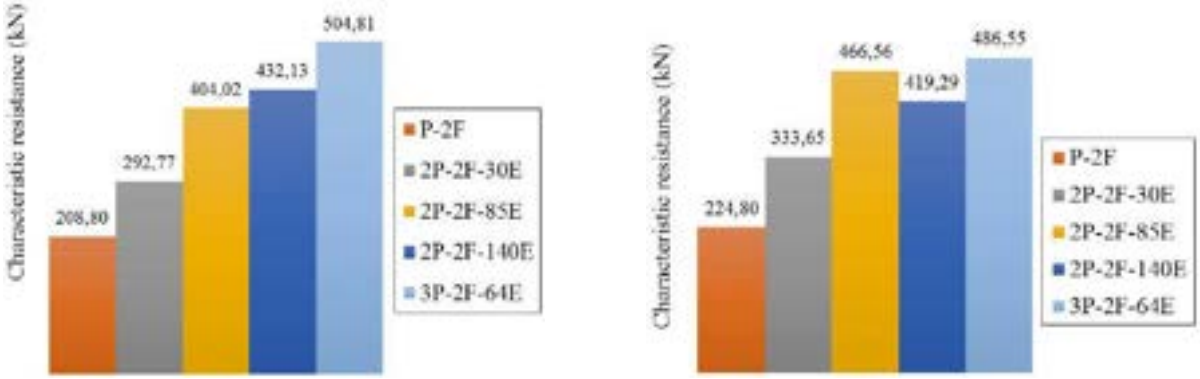


a) Curva força-desloc. ensaio 3: 2P-2F *b) Curva força-desloc. ensaio 4: 2P-2F*

Figura 5. *Curvas força-deslocamento: ensaios 3 e 4: 2-P-2F-30E*

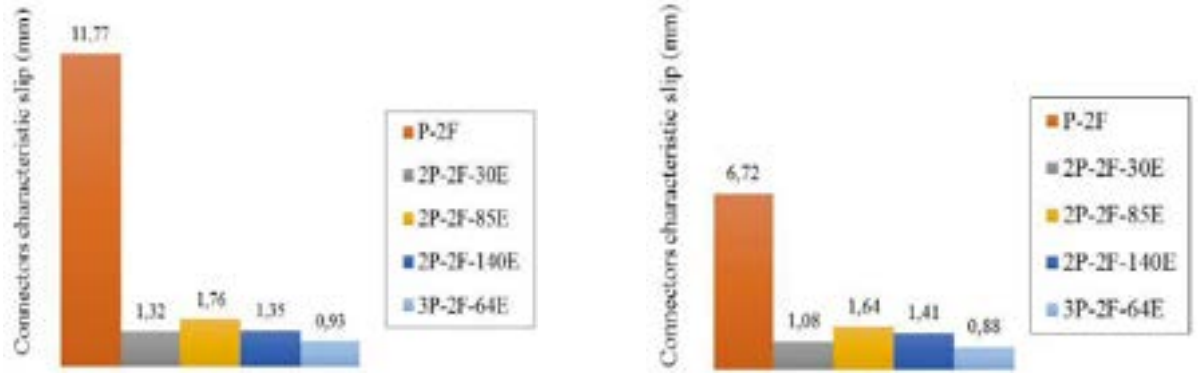
A associação de 3 conectores lado a lado, com um espaçamento de 64mm (0,8 vezes a altura do conector) conduziu, em média, a um aumento de resistência de 2,3 vezes a resistência de um conector individual. Na verdade, o uso de 2 conectores espaçados de 140 mm conduziu, para o betão mais resistente, praticamente à mesma resistência de 3 conectores afastados de 64mm, mostrando uma vez mais que a interação entre conectores adjacentes terá que ser tomada em conta no dimensionamento destes sistemas.

Estes resultados são resumidos na Figura 6*a* e na Figura 6*b* para P_{Rk} e na Figura 7*a* e Figura 7*b* para δ_{uk}, sugerindo ainda que a capacidade de deslocamento, ou a ductilidade, e claramente superior para conectores isolados do que para múltiplos conectores.



a) $f_{ck,cyl}$ = 16.3 MPa *b)* $f_{ck,cyl}$ = 22.9 MPa

Figura 6. Comparação da resistência de acordo com o número de conectores e o seu afastamento



a) $f_{ck,cyl}$ = 16.3 MPa *b)* $f_{ck,cyl}$ = 22.9 MPa

Figura 7. Comparação da ductilidade de acordo com o número de conectores e o seu afastamento

3.2 Influência das armaduras de reforço nos furos do conector

A incorporação de armaduras nos conectores aumenta, como seria de esperar, a sua resistência. Os valores indicados no Quadro 2 e no Quadro 3 revelam que, para a primeira série ($f_{ck,cyl}$=16.3 MPa), a incorporação de varões passantes nos furos aumenta a resistência em 30% para a associação de 2 conectores, ao passo que esse ganho é inferior a 10% para a associação de 3 conectores. Na segunda série, com betão mais resistente ($f_{ck,cyl}$=22.9 MPa), o ganho foi de 32% para 2 conectores e de 28% para 3 conectores. De uma forma global, a incorporação de armaduras fez também aumentar a ductilidade: 65% para o betão mais fraco e 30% para o betão mais forte (valores médios).

3.3 Modos de ruína observados

Em todos os ensaios o modo de ruína foi idêntico. Verificou-se a formação de fendas do lado interior da laje de betão, num ângulo de 45º, sensivelmente, e que cresciam em extensão e largura com o aumento

da carga. Este comportamento já tinha sido reportado para ensaios de conectores *Perfobond* [6]. A principal diferença observada em conectores com armaduras passantes incorporadas é uma extensão muito maior de fendas, o que pode ser explicado pela maior capacidade de deformação, e pelo facto de as armaduras permitirem mobilizar uma maior extensão da laje de betão, conduzindo a maiores cargas de ruína e maior degradação global da laje.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do projeto UID/MULTI/00308/2013.

REFERÊNCIAS

[1] EUROCODE 4. EN 1994-1 -1. "Design of composite steel and concrete structures Part 1.1 General rules and rules for buildings". Brussels, CEN-European Committee for Standardisation 2005.

[2] Vianna J.C. "Avaliação do comportamento estrutural de conectores *Perfobond* e T-*Perfobond* para vigas mistas", Ph.D. thesis, Civil Engineering Department, PUC-RIO, 2009 (in Portuguese).

[3] Baran E., Topkaya C. "An experimental study on channel type shear connectors", *Journal of Constructional Steel Research*, No. 74, pp. 108–117, 2012

[4] Maleki S, Bagheri S. "Behavior of channel shear connectors, Part I: Experimental study", *Journal of Constructional Steel Research* No. 64, pp. 1333-40, 2008

[5] Maleki S, Bagheri S. "Behavior of channel shear connectors, Part II: Analytical study", *Journal of Constructional Steel Research*, No. 64, pp. 1341-48, 2008

[6] Costa-Neves L.F., Figueiredo J.P., Vellasco P.C.G. da S., Vianna J.C., "Perforated shear connectors on composite girders under monotonic loading: An experimental approach", *Engineering Structures* No. 56, pp 721-737, 2013

[7] Kim S.H., Ahn J.H., Choi K.T., Jung C.Y., "Experimental evaluation of the shear resistance of corrugated *Perfobond* rib shear connections", *Advances in Structural Engineering*, No. 14 (2): pp. 249-63, 2011

[8] Veríssimo G.S., Valente I., Paes J.L.R., Cruz P.J.S., Fakury, RH., "Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures", Proceedings of the 3rd Conference on Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost. Porto, 2006

[9] CEB – Comité EuroInternational du Béton, Design of fastenings in concrete – Design Guide, Thomas Telford, Lausanne, 1997, ISBN 978-0-7277-3566-9

[10] FIB, Design of anchorages in concrete; Guide to good practice, FIB Bulletin 58, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2011, ISBN 978-2-88394-098-7

[11] CEN/TS 1992-4-1, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-1, General, CEN, Brussels, 2009.

[12] CEN/TS 1992-4-2, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-2, Headed fasteners Technical Specification, CEN, Brussels, 2009.

[13] CEN/TS 1992-4-2, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-3, Anchor channels Technical Specification, CEN, Brussels, 2009.

[14] CEN/TS 1992-4-2, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-4, Postinstalled fasteners - mechanical systems Technical Specification, CEN, Brussels, 2009.

[15] CEN/TS 1992-4-2, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-5, Postinstalled fasteners - chemical systems Technical Specification, CEN, Brussels, 2009.

[16] Kuhlmann, U., Wald, F., Hofmann, J., et al., Design of steel-to-concrete joints, Design manual I and II, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, 2014. ISBN 978-92-9147-119-5

[17] Vianna J.C., Costa-Neves L.F., Vellasco P.C.G.S., Andrade S.A.L., "Structural behaviour of T-*Perfobond* shear connectors in composite girders: An experimental approach", *Engineering Structures*, No. 30: p. 2381–91, 2008

[18] Vianna J.C., Costa-Neves L.F., Vellasco P.C.G.S., Andrade S.A.L. Experimental assessment of *Perfobond* and T-*Perfobond* shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research* No.65, pp. 408-21, 2009

[19] Leonhard F, Andrä W, Andrä, HP, Harre W. Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. *Beton - und Stahlbetonbau* No. 12, pp. 325-31, 1987

[20] Oguejiofor EC, Hosain MU. A parametric study of *Perfobond* rib shear connectors. *Canadian Journal of Civil Engineering* No. 21, pp 614-25, 1994

[21] Oguejiofor EC, Hosain MU., "Numerical analysis of push-out specimens with *Perfobond* rib connectors", *Computers and Structures* No. 62 (4), pp. 617-24, 1997

[22] Ferreira LTS.,"Sistemas Construtivos Semi-Rígidos Mistos para Edificações", Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, PUC-RIO, 2000 (in Portuguese)

[23] Ushijima Y, Hosaka T, Mitsuki K, Watanabe H, Tachibana Y, Hiragi H. "An Experimental Study on Shear characteristics of *Perfobond* Strip and its Rational Strength Equations". Proceedings of the international symposium on connections between steel and concrete. Stuttgart: pp. 1066–75, 2001

[24] Cândido-Martins JPS, Costa-Neves LF, Vellasco PCGS. "Experimental evaluation of the structural response of *Perfobond* shear connectors", *Engineering Structures* No. 32: pp. 1976-85, 2010

[25] Medberry SB, Shahrooz BU., "*Perfobond* shear connector for composite construction", *AISC Engineering Journal* No. 39 (1): pp. 2-12, 2002

[26] Machácek J, Studnicka J., "Perforated shear connector", *Steel and Composite Structures* No. 2 (1): pp. 51-66, 2002

[27] Al-Darzi SYK, Chen AR, Liu YQ., "Finite Element Simulation and Parametric Studies of *Perfobond* Rib Connector", *American Journal of Applied Sciences*, 4 (3): 122-7, 2007

[28] Xue W, Dai Y, Zhou L, Lu Y., "Experimental studies on shear behaviour of *Perfobond* connectors", *Jianzhu Jiegou Xuebao/Journal of Building Structures* No. 30 (5), pp. 103-11, 2009

[29] Youn-Ju J, Hyeong-Yeol K, Hyun-Bon K, "Longitudinal shear resistance of steel–concrete composite slabs with *Perfobond* shear connectors", *Journal of Constructional Steel Research* No. 65, pp. 81–8, 2009

[30] Ahn, J-H, Lee CG, Won JH, Kim SH., "Shear resistance of the *Perfobond*-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement" *Journal of Constructional Steel Research*, No. 66, pp.1295-307, 2010

[31] Marecek J., Samec J., Studnicka J., "Numerical Analysis of *Perfobond* Shear Connector", Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Engineering Design AED'2004, Glasgow, 2004.

[32] Kim Y.H., Choi H., Lee S., Yoon S.J., "Experimental and Analytical Investigations on the Hat Shaped Shear Connector in the Steel-Concrete Composite Flexural Member. *International Journal of Steel Structures* No. 11, pp. 99-107, 2011

[33] Neto, C. "Agrupamento de Conectores Aço-Betão Perfurados", Master Thesis, University of Coimbra, Portugal, 2015 (in portuguese).

[34] Neto, C., Costa-Neves, LF, Velasco, PCG, Jordão, S., Ihaddoudene, ANT, "Experimental Research of Multiple *Perfobond* Connectors for Composite Girders", Proceedings of Eurosteel 2017, September 2017, Copenhagen, Denmark, pp 1841-1850, https://doi.org/10.1002/cepa.228

ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA DA REUTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS DE PEDRAS ORNAMENTAIS NA FABRICAÇÃO DE BLOCOS DE GESSO SUSTENTÁVEIS



Victor Valério Landim da Silva [1]



Gastão Coelho de Aquino Filho[2]



Cicero Joelson Viera Silva [3]

RESUMO

A construção é uma das atividades mais antigas que se tem conhecimento e desde os primórdios da humanidade foi executada de forma artesanal, gerando como subprodutos grande quantidade de entulho mineral. Tal fato despertou a atenção dos construtores já na época da edificação das cidades do Império Romano e desta época datam os primeiros registros da reutilização dos resíduos minerais da construção civil na produção de novas obras. O reaproveitamento de resíduos de construção, acarreta a redução de custos em várias etapas do processo construtivo devido à otimização do uso da matéria prima, à agilidade que confere no processo de projeto ou compra dos componentes, ao aumento da produtividade e à diminuição dos desperdícios e das perdas. O objetivo deste projeto de pesquisa foi promover a adição de resíduos de pedras ornamentais na fabricação de blocos de gesso sustentáveis, estudando a possibilidade de desenvolver blocos mais resistentes. Todos os ensaios foram realizados nos Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção Civil no Campus Cajazeiras-IFPB. Todos os procedimentos seguiram as normas da ABNT. Assim sendo, torna-se relevante a utilização dos recursos disponíveis a realidade de cada região, de forma que produtos abundantes e de baixo custo de exploração podem auxiliar no desenvolvimento de materiais produzidos tecnicamente viáveis e ecologicamente corretos.

Palavras-chave: Resíduos, Blocos, Sustentáveis.

1. INTRODUÇÃO

A sustentabilidade é baseada em três aspectos: o ambiental, o econômico e o social, que devem coexistir em equilíbrio. Como estes aspectos representam variáveis independentes, as escolhas resultantes serão diferentes em cada situação apresentada. Portanto, não existem receita nem cálculo absoluto que determine o que deve ser feito ou não, para que um projeto caminhe na direção de uma maior sustentabilidade, sendo a proposta de cada projeto fruto de escolhas específicas, únicas e originais.

[1]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraiba, Discente, Cajazeiras, Paraiba. vic.landim@hotmail.com
[2]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraiba, Docente, Cajazeiras, Paraiba. gascoelho@hotmail.com
[3]Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraiba, Docente, Cajazeiras, Paraiba. cjoelson@ymail.com

O crescente desenvolvimento do setor da construção civil causa graves danos ao meio ambiente e pode colocar em risco a sua sustentabilidade. Tal problema se deve ao fato de que além de consumir matéria prima oriunda de fontes não renováveis (rocha, areia, argila, etc.) o setor da indústria da construção civil apresenta muito desperdício de materiais, gerando milhões de toneladas de resíduos. Como a maioria dos países não tem um plano específico para o tratamento destes materiais, os mesmos são enviados para aterros em vez de serem reutilizados em novos produtos. Desta forma, é cada vez mais urgente considerar os impactos potenciais e reais associados ao ambiente construído (ONOFRE et al., 2014).

A necessidade de adequação da indústria da construção ao novo modelo de desenvolvimento econômico mundial, onde a busca da sustentabilidade do setor é inquestionável, exige uma análise interativa de toda sua cadeia produtiva, constituída por diferentes segmentos industriais, que fornecem os insumos necessários à construção civil. Entre eles podem ser citados os segmentos da indústria siderúrgica, da indústria cimenteira, da indústria gesseira, entre outros. Em geral, suas atividades se iniciam com a extração de recursos naturais e passam ao beneficiamento de materiais e à aplicação do material na construção propriamente dita (KURESKI, et al., 2008).

Segundo Gourdin e Kingery (1975), o uso do gesso como material construtivo remonta ao ano 7000 a.C., tendo sido identificada sua presença em amostras de materiais oriundos de ruínas na Turquia (Anatólia) e na Síria, onde eram aplicados como argamassa para pisos, suporte de afrescos e fabricação de recipientes.

Entre os diferentes segmentos da cadeia produtiva da construção civil, o segmento gesseiro apresenta um grande potencial de contribuição para a sustentabilidade da indústria da construção, devido ao baixo consumo energético do processo de produção e da viabilidade de reciclagem dos resíduos gerados ao longo de sua cadeia produtiva (JOHN E CINCOTTO, 2007).

A experiência internacional mostra que a reciclagem do resíduo de gesso é viável, sendo adotada nos EUA e Europa, especificamente, no setor de beneficiamento de chapas acartonadas (CAMPBELL, 2003). No Brasil, porém, ela é praticamente inexistente. Há algumas iniciativas isoladas e restritas a determinados setores e as pesquisas científicas relativas à reciclagem são incipientes.

O gesso, como material de construção, é utilizado para execução de revestimentos, em blocos e painéis de vedação, forros, e como elemento de decoração nas construções. Além do fato de o gesso não ser um material combustível e apresentar resistência ao fogo por longos períodos de tempo torna-se um material com propriedades singulares.

Neste segmento ganha-se destaque o setor de rochas ornamentais, um dos principais fornecedores de materiais para construção, onde todas as fases de produção do produto geram resíduos, desde a extração até o acabamento final.

O reaproveitamento do resíduo de pedras ornamentais, acarreta a redução de custos em várias etapas do processo construtivo devido à otimização do uso da matéria prima, no que se refere ao aumento da produtividade e à diminuição dos desperdícios e das perdas. A utilização de materiais reciclados no processo construtivo, sejam oriundos da construção civil ou não, reduz a demanda por insumos não renováveis, além de reduzir a pressão ambiental nas áreas destinadas ao descarte sendo uma alternativa de uso de materiais convencionais, os quais geram um impacto maior no ambiente devido a todo o seu processo de fabricação.

Afirmar que o desenvolvimento tecnológico é importante para o crescimento da sociedade é indiscutível, porém esse avanço acarretou num aumento expressivo do consumo de matérias primas no mundo. Contudo surge o interesse de sanar esta problemática que está relacionada com o tratamento, reciclagem, reutilização ou processamento dos resíduos gerados em todo ciclo da construção civil que são depositados na natureza provocando sérios impactos ao meio ambiente.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A Resolução 307/2004 do CONAMA define os resíduos de construção civil como "os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliças ou metralha" (BRASIL, 2002).

A prática de reciclar resíduos da própria obra é uma prática milenar. Porém o uso de resíduos da construção civil só se intensificou após a Segunda Guerra Mundial devido à enorme demanda por matéria prima. No Brasil essa prática é recente e ainda um grande desafio graças algumas barreiras que ainda devem ser superadas como, dificuldade de introdução de novas tecnologias na construção civil, concepção errônea que um produto confeccionado com a utilização de resíduos possui qualidade inferior a outro confeccionado com matérias primas virgens, sensação de risco de baixo desempenho com relação ao uso de novas tecnologias, custo baixo dos agregados naturais e falta de cultura para segregação de resíduos.

A gipsita é o mineral básico da matéria-prima utilizada na obtenção do gesso. É constituída principalmente de sulfato de cálcio di-hidratado ($CaSO4 \cdot 2H2O$), podendo ser oriunda de fontes naturais e de fontes residuais (JOHN E CINCOTTO, 2007).

O processo de produção do gesso, a partir da utilização da gipsita natural, acontece em etapas sendo estas: Extração e preparação da matéria-prima, calcinação, pulverização, ensilagem e por ultimo o seu acondicionamento.

No mercado brasileiro, encontram-se disponíveis três tipos de gesso para construção: o gesso para fundição, o gesso para revestimento e os gessos especiais, sendo normatizados o gesso para fundição e o gesso para revestimento (PERES et al., 2001).

O gesso para fundição é utilizado na fabricação de elementos e componentes para a construção civil, como blocos, placas, divisórias, elementos decorativos, entre outros (ABNT, 1994).

Produzido com duas granulometrias distintas, o gesso para fundição é classificado em: gesso grosso para fundição, quando seu módulo de finura é maior que 1,10, e gesso fino para fundição, quando seu módulo de finura é menor que 1,10 (ABNT, 1994).

As rochas ornamentais e de revestimento, também designadas pedras naturais, rochas lapídeas, rochas dimensionais e materiais de cantaria, compreendem os materiais geológicos naturais que podem ser extraídos em blocos ou placas, cortados em formas variadas e beneficiados por meio de esquadrejamento, polimento, lustro, etc. Seus principais campos de aplicação incluem tanto peças isoladas, como esculturas, tampos e pés de mesa, balcões, lápides e arte funerária em geral, quanto edificações, destacando-se neste caso os revestimentos internos e externos de paredes, pisos, pilares, colunas, soleiras, dentre outros. (RELATÓRIO TÉCNICO MME, 2009).

O Brasil está entre os cinco maiores produtores mundiais de rochas ornamentais. Empregadas como elemento estrutural de monumentos, na fabricação de concreto e na construção civil, o uso das rochas ornamentais teve seu início quando o homem utilizava as cavernas para abrigo e proteção. O estado do Espirito Santo é o maior exportador brasileiro, sendo responsável por 65% das exportações do país em 2006. (SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA – SETEC, 2007).

A possibilidade de minimizar os resíduos gerados nos processos industriais apresenta além de limitações financeiras para micro e pequenas empresas, limitações técnicas e de mobilidade de adequação e/ou mudança de processos para médias e grandes empresas, de forma que os resíduos sempre existirão, seja em pequena ou em larga escala. A política ambiental vigente ainda é quase que exclusivamente voltada

para a deposição controlada dos resíduos, sendo outras técnicas também utilizadas, mas em pequena escala; como a incineração e o co-processamento (GONÇALVEZ, 2000).

Diante de tantos impactos negativos causados pelo acúmulo dos resíduos da construção civil ao meio ambiente, este projeto busca soluções ambientalmente responsáveis, adequando-se ao princípio dos 3 R's – Reduzir, Reutilizar e Reciclar, como alternativa de amenizar tais problemas.

3. MATERIAL E METODOS

Esta pesquisa foi desenvolvida no Laboratório de Análise de Solos no Campus Cajazeiras do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba (IFPB).

Os resíduos do pó de pedras ornamentais foram coletados em obras e indústrias localizadas no município de Cajazeiras-PB e cidades circunvizinhas, logo depois foram levados ao campus onde passaram por processo de secagem.

Depois disto, foi realizada uma análise do comportamento das propriedades físicas do resíduo selecionado.

O gesso foi facilmente obtido em lojas de material de construção.

Munidos de todos os materiais, as misturas foram feitas em um recipiente e lançadas em uma forma com formato paralelepipedal para moldagem com as seguintes dimensões (66,6 x 50 x 7cm).

A resistência à flexão, absorção e dureza foram determinadas por meio de ensaios realizados no Laboratório da IES. Os procedimentos seguirão norma (NBR 16495:2016) quanto à atividade que estava a ser desenvolvida.

Os resultados apresentandos abaixo foram analisados de acordo com a (NBR 16494:2017) atendando-se para os requisitos que garantem uma maior qualidade dos blocos.

3.1 Caracterização do Resíduo Reciclado

Os resíduos de pedras ornamentais (pó) foram coletados em forma de lama (figura 1) de uma empresa (marmoraria) instalada no município de Sousa-PB, possui massa específica de 2,40 g/cm³ e módulo de finura 0,26. O material foi utilizado exatamente como colhido na marmoraria sem qualquer separação ou tratamento (beneficiamento) passando somente por um período de secagem natural, ao ar livre e depois por 24 h na estufa em uma temperatura de 105 °C (figura 2), para favorecer sua desagregação e posterior peneiramento. Após secagem o resíduo foi destorroado e peneirado.

Figura 1 - Resíduo de Pedra Ornamental em Forma de Lama.



Figura 1 - Secagem do Resíduo de Pedra Ornamental na Estufa.



A tabela 1, lista os ensaios realizados para a caracterização dos resíduos de pedras ornamentais.

Tabela 1 - Caracterização do Resíduo de Pedra Ornamental.

Caracterização do Resíduo (Pó de Pedra Ornamental)	
Ensaio	**Norma**
Granulometria	ABNT NBR NM 248:2003 / Agregados – Determinação da Composição Granulométrica.
Massa Específica	ABNT NBR NM 52:2009 / Agregado Miúdo – Determinação da Massa Específica e Massa Específica Aparente.
Massa Unitária	ABNT NBR NM 45:2006 / Agregados – Determinação da Massa Unitária e do Volume de Vazios.
Material Fino	ABNT NBR NM 46:2003 / Agregados - Determinação do Material Fino que passa Através da Peneira de 75µm por Lavagem.

Os ensaios realizados para caracterização do resíduo de pedras ornamentais foram os mesmos realizados com a areia, portanto foi utilizada a mesma metodologia para o desenvolvimento de sua caracterização (figuras 3 a 7).

Figura 2 - Análise Granulométrica do Resíduo de Pedras Ornamentais.



Figura 3 - Caracterização da Massa Específica do Agregado Reciclado.



Figura 4 - Caracterização da Massa Unitária no Estado Solto do Agregado Reciclado.



Figura 5 - Caracterização da Massa Unitária no Estado Compactado do Agregado Reciclado.



Figura 6 - Caracterização do Material Pulverulento do Resíduo de Pedras Ornamentais.



4. RESULTADOS

Para a moldagem dos blocos reciclados utilizamos a seguintes dosagens:

Tabela 2- Dosagens estudadas

DOSAGENS	
0%	100% gesso
10%	90% gesso+10% residuo reciclado
20%	80% gesso+20% residuo reciclado
30%	70% gesso+ 30% residuo reciclado

Fonte: Própria.

Em relação a mistura realizada em laboratório com todos os materiais envolvidos, os níveis de água utilizado foram determinados a partir da homogeneidade da mistura, acrescentando-se de acordo com que era observado no processo, buscando chegar ao estado de boa trabalhabilidade.

Esteticamente obtemos um produto bem estruturado e com designer singular, podendo assim ser usado com eficácia amplamente no ramo da construção civil.

Abaixo encontra-se o processo de fabricação dos blocos de gesso sustentáveis.

Figura 8- Dosagem do material



Fonte: Própria.

Figura 9- Forma paralelepipedal



Fonte: Própria.

Figura 10- Moldagem dos blocos



Fonte: Própria.

Figura 11- Blocos Moldados



Fonte: Própria.

CONCLUSÕES

O uso de materiais ecologicamente corretos no processo da construção civil, acarreta a redução de custos em várias etapas do processo construtivo devido à otimização do uso da matéria prima, à agilidade que confere no processo de projeto ou compra dos componentes, ao aumento da produtividade e à diminuição dos desperdícios e das perdas.
Os materiais pré-fabricados reduzem o impacto ambiental e econômico, uma vez que os materiais são fabricados com controle de qualidade, maior durabilidade, menor desperdício durante a produção, menor variabilidade de características como resistência, dimensões, entre outros.
A utilização de materiais reciclados no processo construtivo reduz a demanda por aqueles insumos não renováveis e também a pressão ambiental nas áreas destinadas ao descarte sendo a alternativa para o uso de materiais convencionais, os quais geram um impacto maior no ambiente devido a todo o seu processo de fabricação.
Conforme o aumento dos teores do residuo do pó de pedras ornamentais , houve acréscimo relativo quanto a resistência e obtivemos uma dureza significativa dos bolcos recliclados se comparados aos tradicionais.
Compete salientar que, para fins de recomendação prática, outros testes serão realizados, como a capacidade de absorção dos blocos recilados e o estudo de outras variações de dosagens.
Infelizmente, estes materiais ecológicos, como são conhecidos, enfrentam dificuldades em ser amplamente aceito no mercado na maioria das vezes pelo seu custo, porém a falta de informação, quanto a sua durabilidade em relação aos materiais usados comumente ainda é muito grande. O que em longo prazo traz benefícios mútuos, comparadas às técnicas tradicionais de construção.

REFERÊNCIAS

ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13207: Gesso para construção civil: Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 12.129: gesso para construção – determinação das propriedades mecânicas: Rio de Janeiro, 1991c.

_____. NBR16494: bloco de gesso para vedação vertical — Requisitos: Rio de Janeiro, 2017.

_____. NBR16495: bloco de gesso para vedação vertical – Método de ensaio: Rio de Janeiro, 2016.

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE ROCHAS ORNAMENTAIS - ABIROCHAS. Apex e Abirochas: uma parceria de sucesso – Informe 02/2014. São Paulo/SP.

[2] ABRECON. Brasileiro produz por ano meia tonelada de resíduos de construção civil. 2011. Disponível em: http://www.abrecon.org.br/brasileiro-produz-por-ano-meia-tonelada-de-residuos-de-construcao-civil/. Acesso em 20 fev. 2018.

[3] BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução n. 431, de 24 de maio de 2011. Altera o art. 3º da Resolução 307, de 5 de julho de 2002, do Conselho Nacional do Meio Ambiente – Conama, estabelecendo nova classificação para o gesso. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 25 maio 2011. Disponível em: < http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=649>. Acesso em: 12 fev. 2018.

[4] CAMPBELL, S. Lead by Example. Walls & Ceillings, Troy, Michigan, USA, v. 1, n. 1, p.1-6, 5 mar. 2003. Disponível em: <http://www.wconline.com/Articles/Feature_Article/6f999d146a768010VgnVCM100000f932a8 c0 >. Acesso em: 12 fev. 2018.

[5] FORMIGONI, et. al. Aproveitamento de resíduos: reciclagem de rochas naturais. Disponível em: http://junic.unisul.br/2007/JUNIC/pdf/0120.pdf. Acesso em: 10 fev. 2018.

[6] GOURDIN, W. H.; KINGERY, W. D. The beginnings of pyrotechnology: neolithic and egyptian lime plaster. Journal of Field Archaeology, Boston, v. 2, n. 1, p.133-150, 1975. Disponível em: <http://www.jstor.org/stable/529624>. Acesso em: 10 fev.2018

[7] GONÇALVEZ, J. P. (2000) Utilização do resíduo de corte de granito (RCG) como adição para produção de concretos. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Porto Alegre - RS; Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

[8] JOHN, V. M.; CINCOTTO, M. A. Gesso de construção civil. In: ISAIA, G. C. Materiais de construção civil. São Paulo: Ibracon, 2007. p. 727-760.

[9] KURESKI, R. et al. O macrossetor da construção civil na economia brasileira em 2004.Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 8, n. 1, p.7-19, jan./mar. 2008.

[10] LEITE, M. B. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. Tese de Doutorado, UFRGS, Rio Grande do Sul, Brasil, 2001.

[11] MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA – MME. Relatório Técnico 33 – Perfil de rochas ornamentais e de revestimento – 2009.

[12] MARCONDES, F. C. S. Sistemas logísticos reversos na indústria da construção civil: estudo da cadeia produtiva das chapas de gesso acartonado. 2007. 365 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Construção Civil e Urbana, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

[13] ONOFRE, S. B.; ABATTI, D.; REFOSCO, D.; FOQUESATTO, C. F.; SILVA, M. Utilização de resíduos de mármore e granitos na produção de argamassas e resíduos da construção e demolição na produção de concretos. In: 10° SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 2016, Porto Alegre/RS.

[14] PERES, L.; BENACHOUR, M.; SANTOS, V. A. O gesso – produção e utilização na construção civil. Recife: Bagaço, 2001. 94 p.

[15] PERA, J. State of the art report – use of waste materials in construction in Western Europe. In: Workshop sobre reciclagem e reutilização de resíduos como materiais de construção. São Paulo, 1996.

[16] SOUZA, J. N.; RODRIGUES, J. K. G.; NETO, P. D. S. Utilização do resíduo de proveniente da serragem de rochas graníticas como material de enchimento em concretos asfálticos usinados a quente. Disponível em:

http://ambientes.ambientebrasil.com.br/residuos/artigos/utilizacao_do_residuo_proveniente_da_serragem_de_rochas_graniticas_como_material_de_enchimento_em_concretos_asfalticos_usinados_a_quente.html. Acesso em: 12 fev. 2018.

[17] SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA - SETEC. Rochas Ornamentais – 2007. Brasília.

Requisitos de Controle de Qualidade para Produção de Painéis Estruturais Pré-fabricados de Concreto.





Karin Cangela Grabner[1]

Maurício Silveira Martins[2]

RESUMO

O crescente déficit habitacional brasileiro tem impulsionado a construção civil a buscar novas tecnologias para habitações de interesse social (HIS), como o programa Minha Casa Minha Vida, que garantam maior produtividade e racionalização. Os painéis pré-fabricados de concreto armado entregam maior produtividade, qualidade e redução de custo nas obras. Nas empresas de elementos pré-fabricados de concreto, o controle tecnológico deve estar presente e sendo aplicado na rotina de produção, desde a aquisição dos insumos, fabricação e armazenamento. A ocorrência de patologia nas estruturas de concreto afeta diretamente a durabilidade e segurança aos usuários e no pré-fabricado, por seu maior controle na fabricação, se espera menor incidência de patologias. O presente artigo discute e analisa alguns aspectos considerados essenciais para a garantia da qualidade na produção de painéis estruturais pré-fabricados de concreto, considerando como base as normas NBR 16.475, NBR 9062 e recomendações do Selo de Excelência ABCIC. Para a realização deste trabalho foram feitas análises de bibliografias, normas técnicas e documentos regulatórios, além da realização de um estudo de caso em uma indústria de painéis pré-fabricados. O objetivo do estudo de caso foi entender e analisar as rotinas do processo de produção, bem como os controles da qualidade realizados. Conclui-se que o controle tecnológico é uma ferramenta essencial para a garantia da qualidade e homogeneização dos processos e que sempre existem oportunidades de evolução. Destacamos também o impacto positivo do controle tecnológico na rentabilidade da fábrica: otimização de recursos e melhor ocupação dos seus ativos.

Palavras-chave: Controle tecnológico, Painéis estruturais, Pré-fabricado e Concreto.

1. INTRODUÇÃO

Controle tecnológico pode ser entendido como o conjunto de procedimentos de controle através dos quais a provedora dos serviços ou produtos garante a manutenção da estabilidade na fabricação em sua linha de produção. Tem um caráter fundamental e indispensável para a garantia do desempenho do produto, com base nas normas vigentes. Nos elementos pré-fabricados de concreto, o controle

[1]Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo – IPT. São Paulo, Brasil. karin.grabner@gmail.com
[2]Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo – IPT. São Paulo, Brasil. msm_estruturas@hotmail.com

tecnológico torna-se necessário para que este método construtivo alcance produtividade e racionalização, bem como tenha a qualidade desejada.

Basicamente, o emprego do concreto pré-moldado apresenta duas diretrizes. Uma aponta para a industrialização da construção, a outra para a racionalização da execução de estruturas de concreto [1]. O cenário no país hoje é de aumento do custo da mão de obra e tecnologias mais acessíveis, similar à realidade de países desenvolvidos, que tem na pré-fabricação um forte aliado da construção civil. Neste contexto, tecnologias racionais e em escala industrial têm terreno fértil para expandir e se desenvolver.

Nas empresas de elementos pré-fabricados de concreto, o controle tecnológico deve estar presente, sendo acompanhado e aplicado na rotina de operação, desde a aquisição dos insumos, armazenamento, fabricação e controles da qualidade.

A ocorrência de patologias nas estruturas afeta diretamente a durabilidade e segurança aos usuários. Por ter maior controle na fabricação, se espera menor incidência de falhas e maior durabilidade. A garantia da qualidade é essencial para disseminação das novas tecnologias no mercado, com segurança e utilização racional.

2. OBJETIVO E METODOLOGIA

O presente trabalho visa discutir e analisar alguns aspectos considerados essenciais para a garantia da qualidade na produção de painéis estruturais pré-fabricados de concreto. Serão avaliados o processo de fabricação e controles tecnológicos dos painéis pré-fabricados do estudo de caso visitado, desde o recebimento do projeto de fabricação até a finalização da etapa de produção das peças. Além do estudo de caso, o artigo se concentrou em avaliar e comparar os requisitos de controle e qualidade para elementos pré-fabricados de concreto segundo as normas NBR 16.475, NBR 9062 e recomendações do Selo de Excelência ABCIC, com as práticas da fábrica.

3. ANÁLISE DO ESTUDO DE CASO E DAS NORMAS

O sistema construtivo avaliado no estudo de caso consiste em um painel de vedação com função estrutural**,** nervurado e pré-fabricado de concreto armado, de 140 mm de espessura, destinados à construção de edifícios habitacionais. O concreto empregado na produção dos painéis tem massa específica de 2.200kg/m^3 e resistência característica à compressão, fck, de 40 MPa, aos 28 dias.

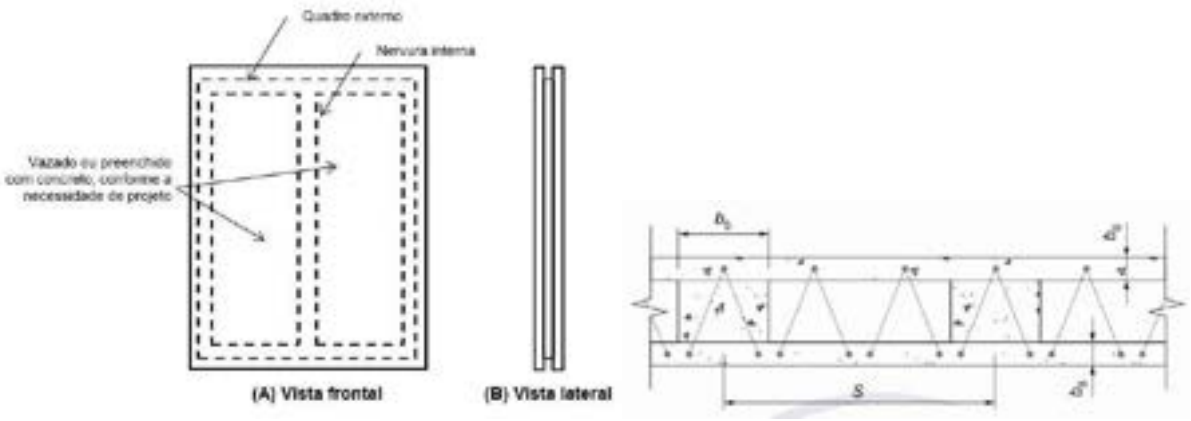


Figura 1. Representação da tipologia do painél . Sendo b6 igual a 3,5cm para o estudo de caso analisado.

A fábrica analisada atua há 20 anos no mercado brasileiro de pré-fabricados e iniciou em 2017 a fabricação painéis estruturais treliçados para vedação. Localiza-se no estado de São Paulo, e tem capacidade de produção de 60.000 m^2/mês. Possui uma equipe de projetos, montagem (fábrica e obra), transporte e de gestão da fábrica e área comercial (vendas). O galpão principal mede 90x25m.



Figura 2. Vista aérea da fábrica.

O principal mecanismo de coordenação e controle de qualidade é a supervisão direta de um líder de produção, com conferência do projeto durante a montagem nas mesas e demais tarefas. O posicionamento da cabine de controle situa-se na parte central, com visão geral para a fábrica. Não foi observado nenhum tipo de apontamento da produção com o uso de coletores de dados e tabelas, formulários ou impressos controlados.



Figura 3. Posicionamento da cabine de acompanhamento.

O diferencial da fábrica é ter parte da produção automatizada. A fábrica faz uso de uma tecnologia Alemã que é constituída por um robô que posiciona os perfis (batentes) e marca o posicionamento das treliças e caixas de elétrica, aumentando o nível de precisão e produtividade na fabricação. Além disso, conta com o sistema tipo carrossel[3] que movimenta as bandejas através de um circuito por onde recebe os insumos. A produção dos painéis é feita na posição horizontal.

A equipe de projetos recebe o layout arquitetônico do cliente e transforma em dado de entrada para a concepção dos painéis. Nesta etapa são desenvolvidos o projeto estrutural dos painéis e suas ligações. São elaborados desenhos de cada parede (com detalhes técnicos) para auxiliar no acompanhamento e conferência da produção. O fluxo detalhado está descrito na Figura 4.

[3] Carrossel pode ser entendido como uma série de mesas ou suportes horizontais que se movem continuamente na direção horizontal ao longo de todas as etapas de recebimentos de insumos. Vantagens: elevada taxa de movimentação das paredes, aumentando a produtividade e a baixa ocupação de área do chão de fábrica.



Figura 4. Fluxo de projeto.

Inicialmente é realizada a limpeza da mesa e dos perfis (automatizada) e aplicado o desmoldante. Com a mesa preparada, o robô insere com precisão milimétrica os perfis que irão limitar a dimensão do painel, e marca com desenho o posicionamento das treliças. Durante esse processo, um responsável acompanha visualmente e faz a conferência antes de dar sequência à colocação das armaduras.

A tela metálica é adquirida de acordo com as dimensões de projeto para evitar transpasse e já galvanizada. As treliças são previamente cortadas nas dimensões de projeto em serralheria interna e não são galvanizadas, pois serão cobertas com graute e com cobrimento adequado. Também são posicionados cabos para o içamento e reforços nas uniões para evitar colapso progressivo.



Figura 5. Painéis unidos em repouso no varal.

Após a montagem, a bandeja recebe o concreto. O traço e o controle de qualidade do concreto são realizados por empresa terceirizada. Avaliamos os registros e controles da qualidade do concreto, e nesta etapa não identificamos oportunidades e falhas, visto que a documentação comprova e assegura a qualidade do concreto fabricado, bem como sua rastreabilidade.
A mesa passa pelo processo de vibração e é encaminhado para uma câmara de cura isolada. Após algumas horas (tempo pode variar em função do uso de aditivos para aceleração da cura) o molde é removido e transportado para um varal próprio.

O processo de uma forma simplificada está descrito na figura 6.

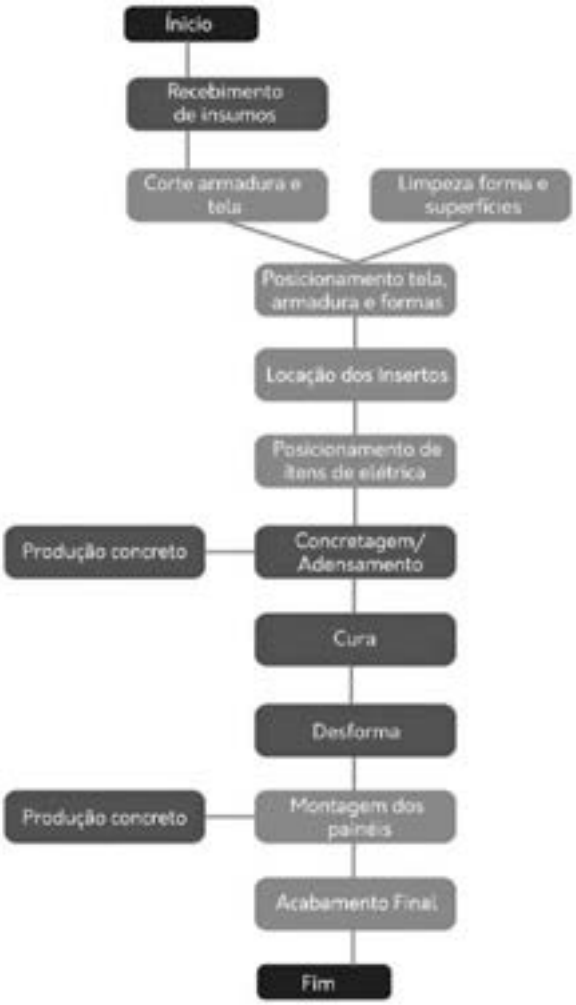


Figura 6. Fluxo de produção.

A avaliação do processo de fabricação do estudo de caso foi feita baseando-se nas orientações dos documentos do Selo de Excelência ABCIC, NBR 16475:2017 – Painéis de parede de concreto pré-moldado – requisitos e procedimentos e NBR 9062:2017 – Projeto e Execução de estruturas de concreto pré-moldado.

O selo de excelência ABCIC é um programa de qualidade para indústrias de pré-fabricados de concreto. Atua como verificador da gestão da qualidade destas indústrias e está baseado nas normas vigentes e nas ISO 9001 e 14001 de gestão da qualidade ambiental, além de normas de segurança NR-18 e NR-9. Trata-se de um programa evolutivo, que busca a melhoria dos processos produtivos das empresas.

A Norma NBR 16475:2017 – Painéis de parede de concreto pré-moldado – requisitos e procedimentos, refere-se aos métodos de produção dos painéis. Reforça o que contém a NBR 9062 e adiciona aspectos específicos dos painéis como planejamento da produção, organização das interfaces de projetos, tipos de forma e cuidados, concretagem e cura, reforço para cuidados para garantir a locação dos dispositivos de ancoragem (insertos) na estrutura e tolerâncias.

O item 20 da ABNT NBR 16475 refere-se ao controle de execução e inspeção na fábrica. O procedimento de execução e suas etapas devem estar atualizados, para serem utilizados como referência na execução e no controle tecnológico da produção. Uma série de atividades precisam ser controladas por meio de procedimentos de controle e registros, conforme quadro abaixo:

Quadro 1. Controle das atividades de produção (adaptado de ABNT NBR 16.475).

Controle das atividades de produção dos componentes pré-moldados		
Etapas	Requisito	Método de avaliação
Execução das fôrmas	Dimensões das fôrmas, limpeza e desmoldante. Travamento e estanqueidade das fôrmas	Inspeção visual e dimensional, conforme projeto e devem ser respeitadas as tolerâncias estabelecidas, bem como as demais prescrições da ABNT NBR 9062
Posicionamento das armaduras	Quantidade, tipo e posicionamento das armaduras	Inspeção visual, conforme projeto
Verificação do cobrimento da armadura	Conforme Seção 6	Inspeção visual, conforme projeto
Mistura, lançamento e adensamento do concreto	Traço do concreto, ou resistência e consistência, tempo de mistura, ou tempo de início de pega levando-se em consideração o tipo de: cimento utilizado, lançamento e tempo de adensamento	Análise dos procedimentos de execução, atendendo a resistência do grupo I da ABNT NBR 8953 e prescrições da ABNT NBR 9062
Cura	Tipo (cura natural, úmida e a vapor) e tempo de cura	Análise dos procedimentos de execução, atendendo as prescrições da ABNT NBR 9062
Transporte	Tipo de transporte para desenforma e armazenamento da peça	Aplica-se o disposto nas ABNT NBR 14931 e ABNT NBR 12655
Armazenamento	Local e forma de armazenamento	Prescrições da ABNT NBR 9062

4. CONCLUSÃO

Com base na documentação técnica exposta acima e aderência ao estudo de caso, foi possível analisarmos os seguintes fatores:

4.1 Insumos (recebimento e estocagem)

Necessário a caracterização dos materiais componentes do concreto e correta armazenagem, separada e classificada por tipo de insumo e suas características. Os mesmos precisam ser separados de forma que seja possível garantir sua rastreabilidade e proceder com a contraprova dos relatórios dos fornecedores, semestralmente (laboratórios credenciados pelo Inmetro). No estudo de caso, por exemplo, notamos a necessidade de melhorias na estocagem dos insumos (histórico e datas de recebimento para garantir rastreabilidade) e contraprova semestral.

4.2 Produção da peça

4.2.1 Concreto

O traço do concreto deve ser formalmente definido, com as informações básicas detalhadas em volume ou peso: areia, pedra, cimento, fator água/cimento e aditivos. A umidade da areia deve ser verificada duas vezes ao dia, sendo uma antes do início da produção.

4.2.2 Formas

No caso da fábrica analisada, a limpeza das formas é feita automaticamente, já sendo processo integrante ao maquinário utilizado. Nos damais casos, quando não houver automatização do processo, é recomendado limpeza e remoção do desmoldante em todas as moldagens para o caso de peças não seriadas. Em peças seriadas a inspeção pode ser feita por amostragem, respeitando as tolerâncias descritas na NBR 16475.

4.2.3 Inspeção de qualidade

Verificação de dimensões e aspecto geral, como: deformações, falhas de concretagem e fissuras, cantos das peças; características dimensionais com base nas especificações da tabela da ABCIC.

Caso a peça não esteja apta, a mesma deve ser identificada (de forma visual ou em processo automático), e seguir para o seu destino (reparo, refugo ou ajustes). Esta aprovação precisa de sistemática definida, bem como quem é responsável pela aprovação dos elementos.

No estudo de caso analisado não existe processo de inspeção definido e não há registros rotineiros de apontamento de anomalias e falhas, nem seu tratamento. A mesma é realizada informalmente com o método visual e interpretativo do que se deve ou não ser descartado ou corrigido. Como a produção da fábrica é seriada e de alta repetição, temos oportunidades de implementar um sistema de captação de imagens digitais, que avalie as peças e identifique falhas, direcionando sua solução ou expurgo.

Com base na coleta dessas informações, elaboramos um 5W1H como recomendação para verificação final conformidade das peças:

Quadro 2. 5W1H para auxilio da tomada de decisão no momento de verificação final da peça.

5W1H PARA CONFORMIDADE DE PEÇAS					
WHAT (o que?)	WHY (Porque?)	WHERE (Onde?)	Who (Quem?)	When (Quando?)	How (Como?)
1. Interpretação de Verificação das peças	Analisar o que pode ser liberado para obra	Fábrica	Responsável técnico ou responsável pela qualidade	Após montagem da peça	Verificando: Fissuras, Tolerância, qualidade da superfície, bolhas, dimensões, recortes e posição das instalações
2. Levantamento de custo	Quantificar desperdício e auxiliar na tomada de decisão para descarte	Escritório	Orçamentista	Após detecção da necessidade de correção ou descarte da peça	Pesquisando com líderes de cada setor sobre custo de retrabalho e valor e consumo dos materiais necessários
3. Treinamento responsável técnico	Aumentar o conhecimento do profissional para auxiliar na tomada de decisão	Sala de treinamento	Responsável pela qualidade	Antes do início da produção dos painéis	Contratação ou mudança de cargo e treinamento

4.3 Procedimentos e processos

Os principais procedimentos referentes ao sistema de gestão, segundo a NBR ISO 9001, são: manual da qualidade (política da qualidade e objetivos da qualidade); controle de documentos; controle de registros; auditoria interna; controle de produto não conforme e ação corretiva e ação preventiva. É recomendável

ainda que a fabricante dos elementos industrializados possua procedimentos operacionais para o controle do processo de fabricação do produto. O controle pode ser comprovado com registros de produção, identificação da equipe envolvida, qualidade dos insumos e tempos de execução de cada processo. Esta documentação deve ser arquivada por tempo determinado, no intuito de prover evidências da conformidade com os requisitos e da operação eficaz do sistema de gestão da qualidade.

Referente ao controle durante a produção, é necessário que se garanta a inspeção nas peças, com reclassificação, reparo e descarte posterior. A patologia deve ser registrada, e tratada futuramente, com base nas diretrizes do sistema de gestão tecnológica da fábrica. Ferramentas como PDCA[4] e 6 Sigma[5] podem ajudar na retroalimentação, medições e melhorias no processo de fabricação.

Referente ao estudo de caso, é desejável que a fábrica possua um sistema de gestão da qualidade aplicado ao seu processo de produção, facilitando dessa forma, a realização da garantia da qualidade (processo sob controle).
Já com relação ao fluxograma da produção apresentado no início do artigo, destacamos os possíveis pontos de interferência no processo:

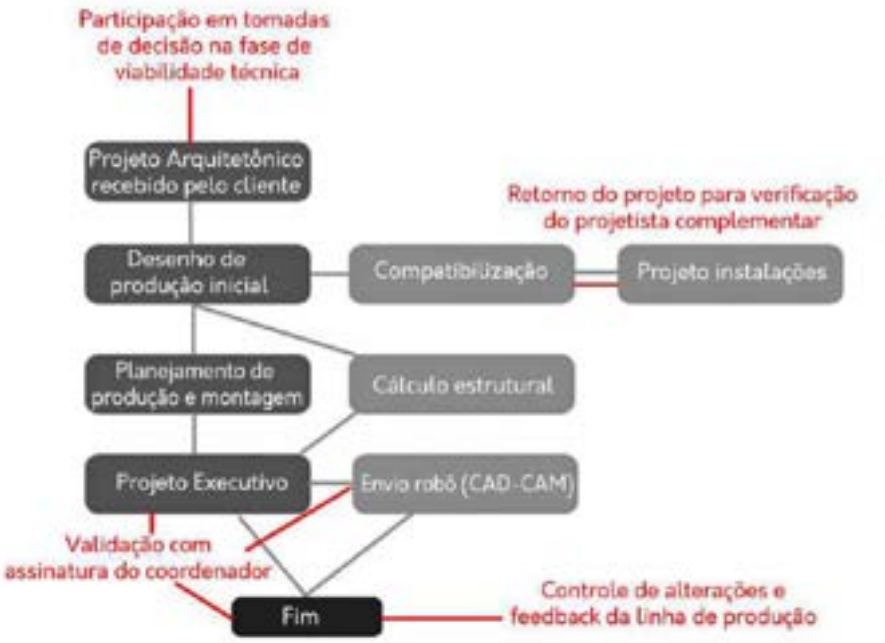


Figura 7. Fluxo de projeto revisado.

[4] O ciclo PDCA é uma ferramenta de gestão para controle e melhorados processos de uma forma contínua. Seu objetivo principal é tornar os processos da gestão de uma empresa mais ágeis, claros e objetivos. É um método simples e eficiente que auxilia na resolução de problemas de forma definitiva através da análise e da inovação.

[5] Seis Sigma é um conjunto de práticas originalmente desenvolvidas pela Motorola para melhorar sistematicamente os processos ao eliminar defeitos (não conformidade de um produto ou serviço com suas especificações). É definido como uma estratégia gerencial para mudanças nas organizações, atuando em melhorias nos processos, produtos e serviços para a satisfação dos clientes. Tem como prioridade a obtenção de resultados de forma planejada e clara, tanto de qualidade como principalmente financeiros.

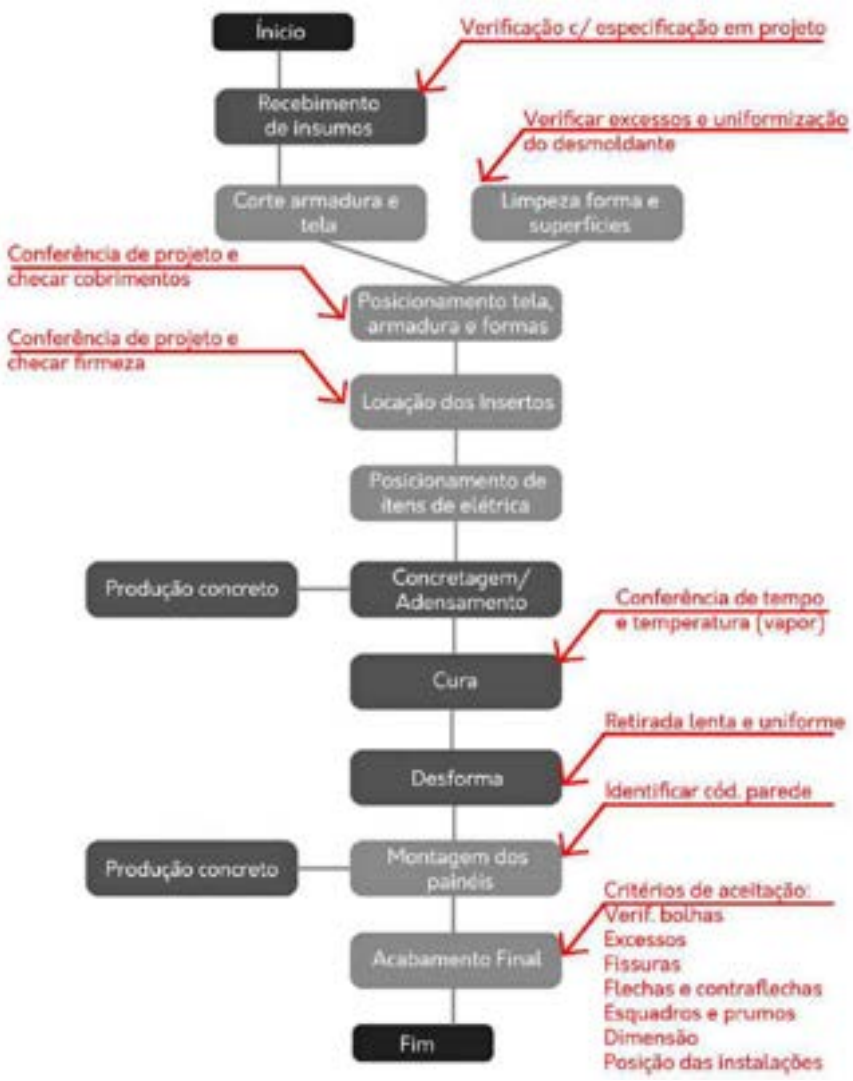


Figura 8. Fluxo de produção revisado.

4.4 Custos de produção

Entende-se como positivo o impacto dos controle de qualidade e de processo nos custos de produção. Com uma política de qualidade implantada e adequada ao processo produtivo, o maior controle na fabricação certamente trará uma significativa redução do desperdício de insumos, tempo gasto em retrabalhos e peças com defeito. Além disso, um melhor nível de gerenciamento irá promover um aumento de produtividade e de ocupação dos ativos. Os investimentos no sistema de gestão da qualidade e em automação na indústria de pré-fabricados retornam com rapidez como resultado financeiro. Estima-se que o investimento, dependendo da sua magnitude, se pague em menos de 3 anos, o que é um prazo curto tratando-se de uma oportunidade de ganho efetivo e de aumento de receita.

Uma fábrica mais produtiva, com processo de fabricação maduro, controlado e sem retrabalhos manuais é chave para garantia de uma melhor rentabilidade e do constante investimento necessário para atualização de tecnologias. No cenário atual de custo elevado em mão-de-obra e insumos, controles de processos, otimização de produção e maximização dos recursos são essenciais, e não mais opcionais.

REFERÊNCIAS

[1] DEBS, Mounir Khalil El. Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 74 p.

[2] ABNT. Painéis de parede de concreto pré-moldado - requisitos e procedimentos - NBR 16475. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2017.

[3] CORDEIRO, Erico Souza Brito. Análise de confiabilidade de estruturas com paredes portantes de concreto pré-moldado. 2016. 131 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

[4] ABDI. Manual da construção industrializada - Conceitos e Etapas. Brasília: Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial, v. I: Estrutura e Vedações, 2015.

[5] ABNT. Edificações habitacionais - Desempenho - NBR 15575. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2013.

[6] ABNT. Execução de estruturas de concreto - procedimentos - NBR 14931. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2004.

[7] ABNT. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - NBR 12655. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2015.

[8] ABNT. Projeto e Execução de estruturas de concreto pré-moldado - NBR 9062. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2017.

[9] MACHADO, L. G. Aplicação da metodologia PDCA: etapa P (Plan) com suporte das ferramentas de qualidade. Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, p. 48. 2007.

[10] MARQUES, D. V. P. Racionalização do processo construtivo de vedação vertical em alvenaria. UFRJ/ Escola Politécnica. Rio de Janeiro, p. 85. 2013.

[11] ABCIC. Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto. Selo de Excelência: Normas regulamentadoras do Selo. Disponível em: <http://www.abcic.org.br/selo_excelencia.asp>. Acesso em: 20 mar. 2018.

[12] ALENCAR, J. F. Utilização do ciclo PDCA para análise de não conformidades em um processo logístico. Monografia – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2008.

Sessão 8C

Avaliação da ponte de ligação no ensaio de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado

José E. F. de Borba Júnior[1] **Débora A. B. de Medeiros[2]** **Rodrigo M. da Silva [3]** **Tatiana A. E. Ewen [4]** **Timóteo C. Tarão[5]** **Victor H. D. de Oliveira[6]**

RESUMO

O ensaio de potencial de corrosão, normatizado pela ASTM C876, é uma técnica de monitoramento para estruturas de concreto armado que permite avaliar a probabilidade de corrosão das armaduras. O ensaio consiste na medição da diferença de potencial de um circuito fechado entre um eletrodo de referência e a armadura avaliada em que, a extremidade do eletrodo que fica em contato com o concreto deve ser formada por um material poroso. A norma não estabelece parâmetros para o material de tal extremidade de contato, portanto, na falta desta especificação, foi objetivado, neste artigo, testar a eficiência do ensaio utilizando diversos tipos de materiais na extremidade do eletrodo de meia célula para que pudessem ser empregados com total confiança, sem que houvesse dissimulações ou alterações nos dados. Para cumprir com este objetivo, foi elaborado um modelo de equipamento que permitisse retirar a tampa de contato e encaixar diversos materiais porosos, possibilitando a utilização da mesma célula para diferentes materiais. Além disso, confeccionaram-se corpos de provas que foram submetidos a ataques de íons de cloretos com a finalidade de provocar a corrosão das armaduras e permitir a obtenção de leituras eletronegativas. Por meio das leituras eletroquímicas e análise de resultados, foi possível concluir que todos os materiais permeáveis testados apresentaram boa condutividade e pouco afetaram a eficiência do ensaio.

Palavras-chave: Potencial de corrosão. Eletrodo de referência. Ponte de ligação.

1. INTRODUÇÃO

Durabilidade consiste na capacidade de a estrutura conservar a sua segurança, estabilidade e qualidade de utilização sobre as influências ambientais previstas durante o seu período de vida útil [1].

Um dos maiores mecanismos de deterioração das estruturas se deve a corrosão das armaduras, causada por agentes agressivos como: de íons de cloreto, carbonatação, entre outros [2].

A corrosão das armaduras é um fenômeno que compromete a estrutura do ponto de vista estético e estrutural devido à perda de seção das barras e formação de produtos de caráter expansivo, provocando redução da seção resistente, destacamento do concreto e perda de aderência entre a armadura e o concreto [3].

[1]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. jose.elde@hotmail.com
[2]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. debora11235@gmail.com
[3]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. rodrigomartins.engenharia@gmail.com
[4]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. tatiana.civil2@gmail.com
[5]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. timotiotarao.web@gmail.com
[6]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. victordalosto@gmail.com

Com o objetivo de monitorar e avaliar a integridade das armaduras, é possível utilizar o ensaio do potencial de corrosão que permite a identificação de um estado ativo de corrosão por meio de uma análise qualitativa.

A técnica do potencial de corrosão trata-se de um ensaio normatizado pela American Society for Testing and Materials (ASTM) que consiste na obtenção de leituras eletronegativas que podem ser correlacionados com a probabilidade de corrosão. O ensaio além de permitir o monitoramento das estruturas de concreto armado, detectando atividades de corrosão, consegue delimitar regiões danificadas e avaliar a extensão do processo corrosivo por meio de um mapeamento de regiões com diferentes leituras eletroquímicas [4].

De acordo com a norma ASTM C 876 (2015) [5], o eletrodo de meia célula, utilizado no ensaio, é formado por uma haste de cobre imersa em uma solução saturada de sulfato de cobre, envolto por um tubo rígido não reativo em que, em uma de suas extremidades, é colocada uma tampa porosa de madeira ou plástico que deve se manter molhada (úmida) por ação capilar.

Pelo fato de não serem especificados parâmetros para o material da tampa que serve como ponte de ligação, este artigo propõe avaliar a eficiência do ensaio utilizando diferentes materiais porosos. Dessa forma, foram obtidas, neste artigo, leituras eletronegativas em corpos de provas utilizando tampas porosas não citadas pela norma [5], formadas de argamassa e pedra pomes, e comparado os seus resultados com as obtidas pela tampa de madeira porosa.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Encontra-se, nesta seção, a descrição do funcionamento do ensaio de potencial de corrosão, o modelo de equipamento elaborado para obtenção das leituras eletroquímicas e a metodologia utilizada para a confecção dos corpos de provas e indução de corrosão das armaduras.

O programa experimental foi desenvolvido no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Católica de Brasília.

2.1 Ensaio de potencial de corrosão

O ensaio de potencial de corrosão é um ensaio normatizado pela ASTM que permite avaliar a integridade e qualidade das armaduras nas estruturas de concreto armado.
A técnica consiste na formação de um circuito elétrico entre um eletrodo de referência e a armadura conectada em que, por meio de um multímetro de alta impedância, é medida a diferença de potencial entre a armadura conectada e o eletrodo de referência.
O esquemático com o funcionamento do ensaio encontra-se representado na Fig. 1.

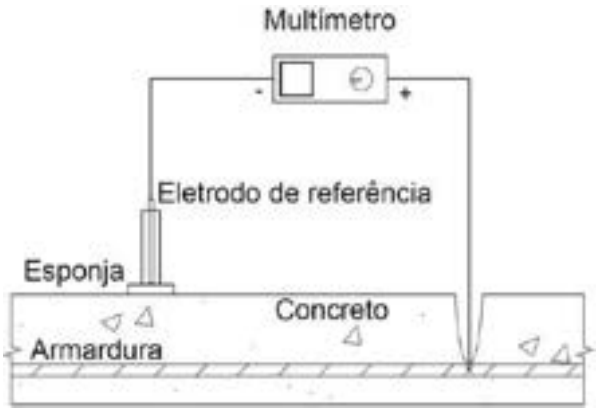


Figura 1. Esquemático do ensaio de potencial de corrosão.

As leituras eletroquímicas obtidas com o ensaio são negativas e podem ser correlacionadas com a probabilidade de haver um estado ativo de corrosão conforme o Quadro 1.

Quadro 1. Critérios para avaliação de corrosão – ASTM C 876 – 2015.

Leitura eletroquímica (mV)	*Probabilidade de corrosão*
Mais negativo que -350	Maior que 90%
Entre -200 e -350	Incerto
Mais positivo que -200	Menor que 10%

2.2 Eletrodo de referência

O eletrodo de referência, utilizado no ensaio de potencial de corrosão, é formado por um tubo inerte que não reage com o cobre ou a solução de sulfato de cobre. No interior do eletrodo, há uma haste de cobre imersa em uma solução saturada de sulfato de cobre e, em sua extremidade, é posicionado um material poroso que serve de ponte de ligação com a superfície do concreto.

Conforme a norma americana [5], a tampa porosa do equipamento deve permitir uma continuidade elétrica entre o eletrodo e a seção de concreto, tendo que manter-se molhada por ação capilar.

Com o objetivo de testar diferentes tipos de materiais porosos na mesma célula do eletrodo, foi elaborado um modelo de equipamento com a extremidade roscável que permitisse a troca do material que serve como ponte de ligação.

Dessa forma, dispondo-se de 3 conexões roscáveis que pudessem ser conectadas ao eletrodo, foram aderidos em cada uma, os seguintes materiais porosos: madeira, argamassa de traço 1:3 (cimento:areia) com relação a/c de 0,8 e 0,3% de aditivo incorporador de ar, e um produto comercializado como pedra pomes que é utilizado como cosmético esfoliante. O modelo do equipamento elaborado encontra-se representado na Fig. 2.



Figura 2. Modelo de equipamento elaborado.

2.3 Corpos de provas

Para executar o estudo, foram moldados 4 corpos de provas prismáticos, com dimensões de 6cm x 6cm e 12cm de altura, utilizando cimento CP-V ARI com argamassa de traço 1:3 (cimento:areia) e relação a/c de 0,8. Em cada corpo de prova, foi inserida em seu centro, uma barra de aço CA-50 de ø=10mm, apresentando um cobrimento de 2,5cm nas laterais e no fundo, conforme ilustrado na Fig.3.

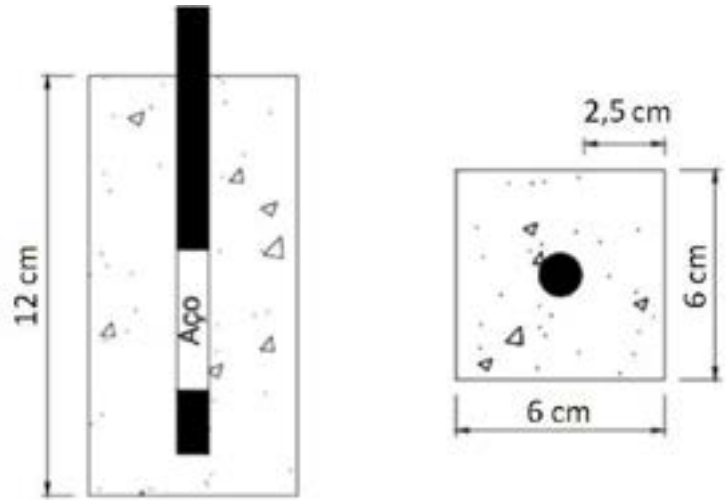


Figura 3. Representação dos corpos de provas utilizados no ensaio.

Antes de efetuar a confecção dos corpos de prova, as barras de aço foram submetidas a um processo de limpeza, conforme as prescrições da norma ASTM G1-90 (1990) [6], com o intuito de remover qualquer produto de corrosão existente em sua superfície.

Em seguida, foi aplicado um adesivo estrutural à base de resina epóxi em quase toda extensão da barra de aço, deixando-se apenas um trecho de 2,5cm sem o produto, com a finalidade de limitar a área de exposição aos íons de cloreto no procedimento de corrosão. Por fim, para realizar a obtenção das leituras, foi posicionado um fio de cobre na extremidade da barra para ligar os conectores do multímetro sem a necessidade de deixar a armadura exposta durante as medidas.

2.4 Metodologia de ensaio

Com a finalidade de induzir o processo de corrosão, foi utilizado o ensaio acelerado de corrosão por meio de ciclos de molhagem e secagem. O ensaio tem como objetivo simular zonas de agressividades de variação de maré e respingo em que o ataque se deve a fonte externa de cloretos [7].

Durante o período de molhagem, o corpo de prova é imerso parcialmente em uma solução contendo água e NaCl com o intuito de permitir a entrada da água, juntamente com os íons cloreto, no concreto. Já no período de secagem, o corpo de prova é submetido a uma temperatura elevada com a finalidade de induzir a evaporação da água pura e permitir o acúmulo dos íons de cloreto no interior do concreto.

Para este artigo, os ciclos foram divididos em duas etapas: imersão parcial dos corpos de prova em solução de água contendo um teor de 3,5% de cloreto de sódio (NaCl) por um período de 4 dias e, secagem em estufa a 60° graus Celsius por um período de 3 dias.

Os ciclos foram realizados até a constatação de um estado ativo de corrosão das armaduras sendo assim, ao todo, foram realizados 3 ciclos completos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados no Quadro 2, e nos Gráficos 1 a 4. A primeira leitura eletroquímica, denominada no Quadro 2 como "Início", ocorreu 28 dias após a desforma e as leituras posteriores ocorreram durante os ciclos 1, 2 e 3, sendo que, em cada ciclo, foram feitas 2 medições, uma no final da etapa de imersão e outra no final da etapa de secagem.

Quadro 2. Resultados obtidos nas leituras eletroquímicas.

Corpo de Prova	*Material poroso*	*LEITURAS ELETROQUÍMICAS (mV)*						
		Início	*CICLO 1*		*CICLO 2*		*CICLO 3*	
			Imersão	*Secagem*	*Imersão*	*Secagem*	*Imersão*	*Secagem*
A	Madeira	-95	-257	-189	-264	-206	-165	-420
	Argamassa	-135	-277	-171	-243	-197	-175	-416
	Pedra Pome	-89	-247	-190	-207	-180	-168	-496
B	Madeira	-120	-274	-225	-283	-251	-203	-436
	Argamassa	-156	-287	-208	-262	-225	-225	-435
	Pedra Pome	-120	-263	-224	-226	-240	-216	-439
C	Madeira	-127	-279	-252	-294	-283	-207	-393
	Argamassa	-164	-293	-249	-265	-259	-224	-400
	Pedra Pome	-126	-274	-266	-232	-273	-212	-395
D	Madeira	-153	-280	-215	-283	-251	-224	-210
	Argamassa	-193	-303	-227	-273	-229	-247	-215
	Pedra Pome	-153	-276	-224	-232	-243	-228	-212

Gráfico 1. Medidas eletroquímicas referentes ao corpo de prova A.

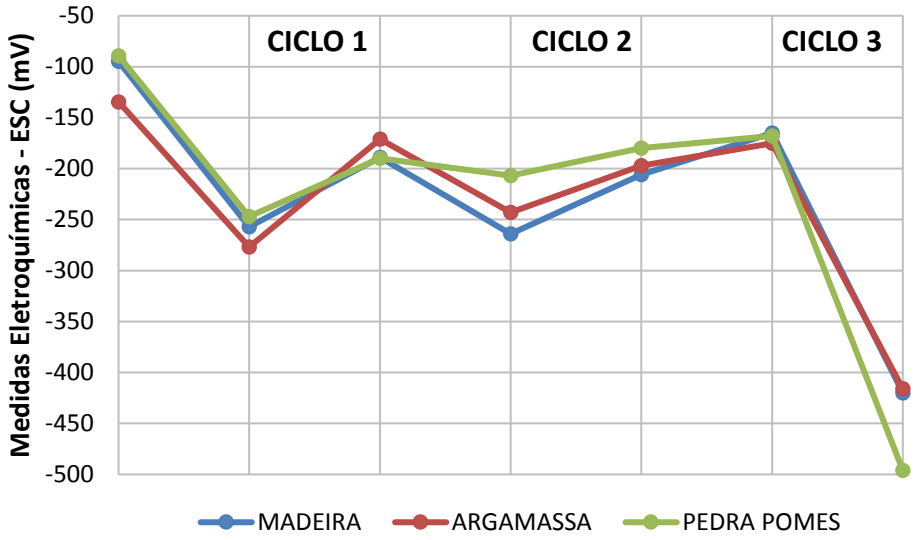


Gráfico 2. Medidas eletroquímicas referentes ao corpo de prova B.

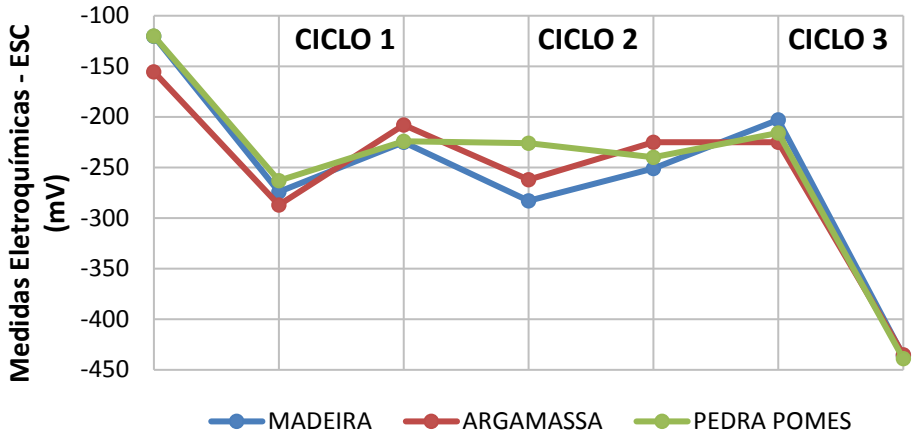


Gráfico 3. Medidas eletroquímicas referentes ao corpo de prova C.

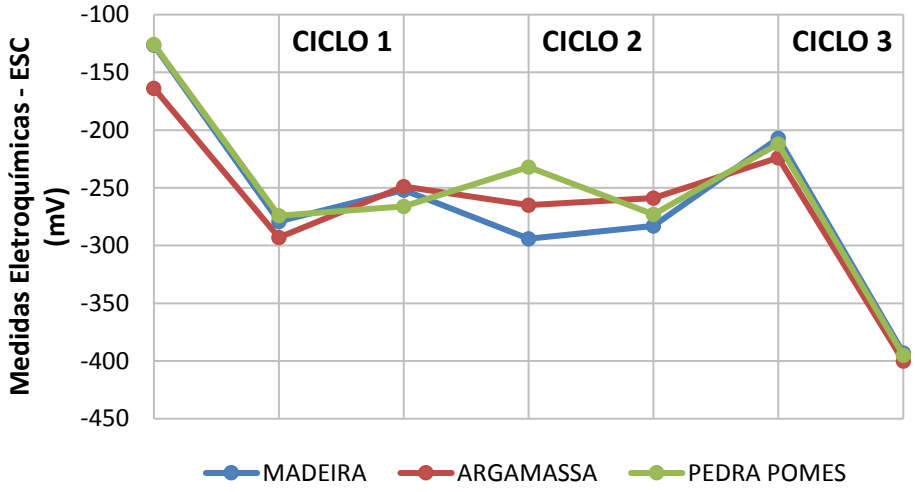
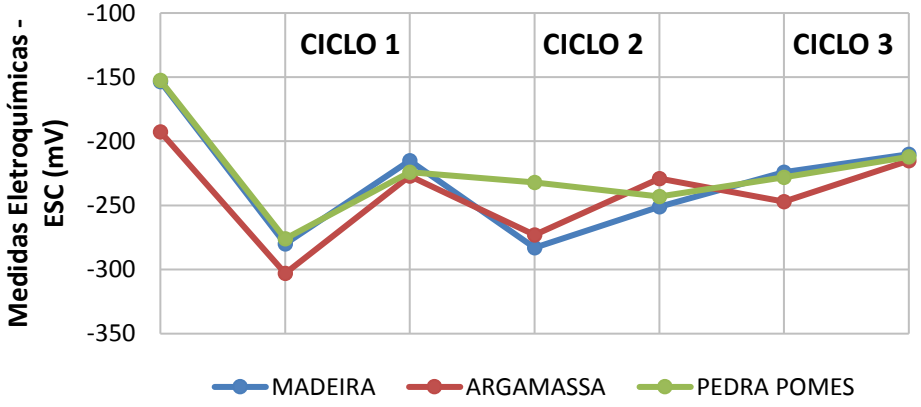


Gráfico 4. Medidas eletroquímicas referentes ao corpo de prova D.



Detectou-se, a partir das leituras eletroquímicas, um estado ativo de corrosão para os corpos de provas A, B e C ao final do terceiro ciclo, sinalizado através dos índices estarem mais negativos que -350mV. Para comprovar este fato, os corpos de provas foram rompidos para avaliar o estado das armaduras. Por meio da Fig. 4, é possível afirmar que, de fato, com exceção do corpo de prova D, os corpos de provas A, B e C apresentaram pontos específicos de corrosão.



Figura 4. Situação das armaduras ao final do ciclo 3.

Comparando-se as três curvas obtidas em cada gráfico apresentado, nota-se proximidade entre os valores das leituras eletroquímicas, o que indica que os três materiais porosos empregados no eletrodo não promoveram distorções nas medições. Foi observado ainda que as leituras eletroquímicas apresentaram variação média de 29mV e diferença absoluta máxima de 80mV.

Além disso, não foram constatadas medições que modificassem a classificação e a relevância qualitativa obtida pelo ensaio, apontando falso-negativo ou falso-positivo.

4. CONCLUSÃO

Foi possível constatar que todos os materiais permeáveis testados no eletrodo de referência de cobre sulfato de cobre (madeira, pedra pomes e argamassa) permitiram a ocorrência de condutividade elétrica e não afetaram a eficiência do ensaio de potencial de corrosão durante a obtenção das leituras eletroquímicas.

Dessa forma, conclui-se que os três materiais analisados apresentaram desempenho satisfatório, uma vez que permitiram a identificação de estado ativo de corrosão nas armaduras presentes nos corpos de prova por meio do eletrodo de referência. Portanto, fica demonstrado que a partir de materiais de baixo custo, é possível construir um eletrodo de referência capaz de realizar o monitoramento das estruturas de concreto armado.

REFERÊNCIAS

[1] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: (2014) projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro.

[2] BARBOSA, F. R.; CARVALHO, J.R.; COSTA e SILVA, A.J.; FRANCO, A.P.G.; MOTA, J.M.F. Corrosão de armadura em estruturas de concreto armado devido ao ataque de íons cloreto. 54º Congresso Brasileiro do Concreto. Maceió, 2012.

[3] CASCUDO, Osvaldo. O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto. 1ª ed. Goiânia: PINI e UFG, 1997.

[4] ALVES, N. J. D.; JÚNIOR, J. E. F. B.; MAMEDE, J. S. N.; REIS, A. S. C. F.; SILVA, A. J. M. OLIVEIRA, V. H. D. Avaliação da influência da concentração de sulfato de cobre nas medidas eletroquímicas no ensaio de potencial de corrosão. 59º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2017.

[5] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 876: Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforced steel in concrete, 1999 (Reapproved 2009). Annual Book of ASTM Standard, 2009

[6] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G1-90: Standard practice for preparing, cleaning and evaluating test specimens. Philadelphia, 1990. (Reapproved 1994)

[7] MEDEIROS-JR, R.A; MONTEIRO, A.J.A.E., Corrosão acelerada – uma revisão sobre os métodos de ensaio disponíveis. 2º Simpósio Paranaense de Patologia das Construções (2º SPPC), artigo 2SPPC1007, pp. 67–80, 2017. DOI: 10.4322/2SPPC.2017.007

Desenvolvimento de plataforma robótica aérea integrada em ROS para inspeção de pontes de betão

A. Araújo[1,3], J. Valença[1], M S. Couceiro[2,3] e E. Júlio[1]

RESUMO

A inspeção periódica de pontes é um procedimento essencial no âmbito do seu plano de manutenção. No caso particular de pontes de betão, a avaliação do padrão de fendilhação é um indicador importante acerca de possíveis danos estruturais, tornando-se assim fulcral a sua monitorização, acompanhando periodicamente a sua evolução. Atualmente, este tipo de monitorização requer técnicos especializados e o recurso a plataformas pesadas de acesso aos elementos a avaliar. Este procedimento gera custos elevados e operações morosas, sendo uma grande parte do tempo utilizada na preparação dos meios de acesso. Adicionalmente, existe um risco de ocorrência de acidentes associado a esse procedimento.

O trabalho apresentado propõe um sistema de monitorização semi-autónomo, utilizando uma plataforma robótica aérea do tipo multi-rotor. O sistema desenvolvido foi integrado no Sistema Operativo Robótico (ROS). A arquitetura da plataforma aérea apresentada é do tipo hexarotor, que recorre a um controlador com um sistema inercial com tripla redundância, para estabilização e controlo da plataforma. Também está equipada um sensor de distância com 360 graus de varrimento, localização global, e um sistema de localização local. Para a deteção e posterior identificação de fendas, serão utilizados algoritmos de processamento de imagem adquiridas com uma câmara estereoscópica. Esta permite adquirir imagens com elevada resolução, que contêm informação RGB e de profundidade. Outro fator fundamental, para além da deteção das fendas, é a localização das mesmas. Para tal, recorre-se à fusão dos vários sensores, que fornecem informação de posição e orientação no espaço 3D. A plataforma foi testada na avaliação de uma fachada de um edifício comercial e num pilar da Ponte Rainha Santa Isabel, ambos em Coimbra. Os principais resultados e conclusões são discutidos e apresentados.

Palavras-chave: UAV multisensores; inspeção; pontes de betão; avaliação estrutural; betão; ROS.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente entidades públicas e privadas efetuam um investimento elevado na manutenção das suas infraestruturas. No caso particular de pontes de betão, é necessário assegurar a um plano de monitorização periódica do seu estado de conservação [1]. São várias as causas e sintomas associados à deterioração do estado de conservação deste tipo de estruturas. Existem diversas técnicas de inspeções e monitorização, das quais maioritariamente implicam o acesso aos elementos a avaliar. Neste sentido, é usual o recurso a técnicos especializados em *rappel* e escalada, ou recursos de maquinaria pesada, nomeadamente camiões *underbridge*. Em consequência, o procedimento gera custos elevados e operações morosas, sendo grande parte do tempo utilizado na preparação dos meios de acesso. Para além disso, existe ainda o risco de acidentes de trabalho associado a estas ações de inspeção. Este procedimento apresenta assim várias desvantagens, entre as quais, os custos elevados de logística, longos períodos de execução das inspeções e interrupção total ou parcial do tráfego durante esse período. Tradicionalmente, a inspeção incide na avaliação do estado de conservação do betão e do comportamento estrutural, através da inspeção das secções críticas [2]. O caso das estruturas de betão,

[1] CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal. {andre.araujo, jonatas.valenca, eduardo.julio}@tecnico.ulisboa.pt
[2] ISR Instituto de Sistema e Robótica, Universidade de Coimbra, Portugal. micaelcouceiro@isr.uc.pt
[3] Ingeniarius, Lda., Coimbra, Portugal. {andre, micael}@ingeniarius.pt

a deteção e monitorização da fendilhação é essencial para a avaliação do estado de conservação da estrutura. Habitualmente esta avaliação é realizada através de inspeção visual e medição manual por pessoal técnico especializado [3, 4], o que implica que este esteja próximo da mesma. Desta forma, estes métodos tradicionais, fortemente dependentes do utilizador, tendem a ser substituídos por métodos mais rápidos e eficientes em termos de custo e tempo, para identificação e caracterização automática de fendas na estrutura de betão [5]. Neste âmbito, têm sido desenvolvidos métodos para deteção e caracterização automática de fendas através de processamento de imagem [6, 8]. De forma a aplicar estes novos métodos na avaliação de pontes, é essencial também ultrapassar por vezes as desvantagens associadas aos métodos tradicionais em termos de acesso, como referido anteriormente. Têm também sido apresentados trabalhos onde são utilizados veículos aéreos [9] para suporte da inspeção de pontes. No entanto, maioritariamente, é realizada uma inspeção visual das imagens e vídeos registados, ou seja, a informação adquirida não é processada nem analisada no sentido de calcular métricas que sirvam de suporte da inspeção. Além disso, as abordagens utilizadas não estão integradas no Sistema Operativo Robótico (ROS), para poder beneficiar de várias ferramentas de análise e controlo.

Neste trabalho é apresentada uma plataforma robótica aérea, para validação preliminar, que permite aceder a elementos da estrutura onde, tradicionalmente, seria necessário um técnico com valências em *rappel* e escalada, para aquisição de imagens, ou uma plataforma *underbridge* que permitisse o acesso do técnico. A plataforma apresentada é multi-sensor e foi integrada e desenvolvida em ROS. Esta é a *framework standard* [10] no desenvolvimento robótico, com uma vasta comunidade de centros de investigação e empresas envolvidas. Isto possibilita o acesso a múltiplas rotinas, nomeadamente algoritmos de controlo, métodos de análise, processamento, entre outros, o que permite acelerar o desenvolvimento de novas soluções. A plataforma desenvolvida foi avaliada numa fachada de um edifício comercial e no pilar de uma ponte. Foram obtidos resultados promissores relativos ao posicionamento pervasivo da plataforma. No entanto, os autores pretendem proceder à integração de uma componente que opera em rádio frequência, na gama de banda ultra larga (UWB), com os outros sistemas sensoriais já existentes, nomeadamente o sensor inercial (IMU) e, eventualmente, a odometria visual extraída da câmara estereoscópica.

De referir ainda que o método proposto foi desenvolvido no âmbito de um projeto de investigação intitulado ‘AerialCrackView - Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados’ (PTDC/ECM-EST/6830/2014), e os dados adquiridos são posteriormente processados com os métodos de identificação de regiões críticas desenvolvido por Santos *et al*. [14] e de monitorização de fissuras em betão proposto por Valença *et al*. [15].

2. ARQUITETURA DA PLATAFORMA ROBÓTICA AÉREA

Nesta secção é apresentada a arquitetura geral de integração dos vários componentes fundamentais da plataforma aérea robótica. Na Fig. 1 são apresentados os elementos denominados de baixo e alto nível, integrados numa estrutura com dimensão de 60 *cm* de diâmetro e com uma altura total de 46 *cm*. A plataforma robótica possui uma configuração em forma hexagonal, também conhecida como hexarotor, equipada com 6 motores de tamanho 22 *mm* por 12 *mm* com rotação de 920 KV (volt por resolução), com hélices de 24 *cm* acopladas, exercendo uma força máxima de elevação combinada de 3,6 Kg. O sistema elétrico é alimentado com uma bateria de 14,8 V com capacidade de 5400 mAh.



Figura 1. Diagrama da arquitetura global da plataforma robótica aérea.

Em termos de componentes de controlo de baixo nível, a plataforma está equipada com um controlador, designado *Pixhawk Cube 2.1*, com sistema inercial redundante com tripla configuração de acelerómetros, barómetros e giroscópios. Este controlador opera com um *firmware* de código fonte aberto denominado por *Ardupilot*[4], que possui uma grande comunidade ativa, encontrando-se em constante atualização, inclusive com adição de novas funcionalidades como, por exemplo, a integração deste controlador na *framework* Robotic Operating System (ROS), abordada em mais detalhe na secção seguinte. Este controlador possui várias entradas e saídas, sendo estas utilizadas para atuação dos motores, comunicação com os vários sensores e comunicação com a entidade de alto nível, nomeadamente o computador, para processar rotinas de maior consumo computacional. Ao controlador encontra-se conectado o módulo de posicionamento global, modelo Ublox M8N, com capacidade de aquisição de vários satélites, incluindo GPS, Galileo, GLONASS e BeiDou. Este módulo é utilizado obviamente para localização global no espaço terrestre e, maioritariamente, nas rotinas de estabilização da plataforma em conjunto com outros sensores. Ainda conectado ao controlador encontra-se também o módulo de telemetria, que tem como objetivo enviar informação de diversas métricas no decorrer do voo para a estação base, utilizando tecnologia rádio sem fios, na frequência de 433 MHz, onde é possível monitorizar o todo comportamento do voo. Para controlo manual da plataforma aérea, é utilizado um rádio emissor *Taranis X9D Plus*, que comunica com o recetor X8R do fabricante *FrSky* ligado ao controlador *PixHawk*. Por sua vez, o controlador *Pixhawk* é conectado por comunicação série ao computador, onde este desempenha uma componente de alto nível. O minicomputador presente na plataforma é um Jetson TX1 do fabricante Nvidia, possuindo um processador com quatro núcleos à frequência de 1.91 GHz, com arquitetura ARM A57 a 64 bits, e uma Unidade de Processamento Gráfico (GPU) Maxwell GM20B com 256 núcleos com capacidade de transmissão em multiprocessadores, com capacidade até 512 GFLOPS a 32 bits. Estas duas componentes, CPU e GPU, partilham uma memória RAM de 4 GB. No minicomputador Jetson TX1 encontra-se conectado o laser Scanse Sweep, do tipo LIDAR (*Light Detection And Ranging*), com um ângulo de varrimento de 360 graus, de forma planar (2D). Este sensor de distância tem um alcance de 40 *m*, com uma resolução entre medidas de 1,28 graus, a uma frequência de 5 Hz. Também conectado ao computador, através de ligação USB, existe o módulo que opera em rádio frequência, na gama de banda ultra larga (UWB), com frequências de 3.5 GHz a 6.5 GHz, permitindo estimar distâncias a cada módulo fixo, que se encontra numa posição pré-determinada no espaço de operação da plataforma aérea. Este sistema tem com o propósito melhorar a estimativa de posição da plataforma na ordem de dezena de centímetros, uma vez que a operação na parte inferior dos tabuleiros das pontes podem obstruir o sinal de GPS. Mesmo em modo de operação com condições ideais (i.e., com cobertura GPS), a utilização apenas do sistema inercial e de GPS, garante unicamente uma estimativa de posicionamento com ordem de erro entre 1 a 6 metros, não sendo suficiente para a tarefa em causa.

[4] http://ardupilot.org/



Figura 2. Plataforma robótica aérea equipada com o sistema sensorial e computacional.

Ainda ligado ao computador, a plataforma inclui um sensor inercial (IMU) extra, utilizado na entrada no sistema como redundância sensorial, com vista a melhorar o sistema de fusão sensorial e de estimação da posição no espaço cartesiano (X, Y, Z, Roll, Pitch, Yaw) da plataforma. Por último, a câmara estereoscópica *ZED* do fabricante StereoLabs, conectada ao computador por USB 3.0, está equipada com lentes de grande amplitude 90°(H) × 60°(V) × 110°(D) com uma abertura de *f*/2.0. A câmara ZED tem capacidade para extrair a profundidade da imagem, com um alcance até 20 metros, ideal para utilização em exterior. Esta consegue adquirir imagens até a resolução máxima de 2.2 K (4416×1242 pixéis^2 entre as duas lentes), permitindo o mapeamento no espaço de 3D em forma de nuvem de pontos. Para além disso, é capaz de estimar a sua posição e orientação com 6 graus de liberdade, nos referenciais X, Y, Z e *Roll*, *Pitch*, *Yaw*, com uma frequência máxima de 60 Hz. Existindo uma relação entre qualidade máxima e a frequência de amostragem, nesta aplicação, foi definido um compromisso entre a qualidade de imagem com a resolução de 720 p (2560×720 pixéis^2 entre as duas lentes), e uma de frequência de estimativa de posição de 30 Hz.

3. INTEGRAÇÃO EM AMBIENTE ROS

Como referido anteriormente, existem várias vantagens associadas na integração deste tipo de sistemas em ambiente ROS [8]. A frequência de amostragem final das componentes do sistema, após a sua integração completa, estão registadas no Quadro 1. De notar a baixa frequência de amostragem da aquisição das imagens e profundidade das mesmas. Isto é fundamental dada a necessidade em realizar movimentos de inspeção de forma coordenada e estável, para posterior análise, com uma frequência e qualidade de imagem suficiente elevadas para correr os vários algoritmos de deteção de fendas no betão em desenvolvimento no âmbito do projeto onde este trabalho está inserido [10, 11]. A qualquer momento é possível aumentar estas métricas, por exemplo, para aplicações de mapeamento tridimensional. Na integração das várias componentes, referidas na seção anterior, foi considerada como unidade central o computador JetsonTX1, com distribuição Linux, mais concretamente Ubuntu 16.04 LTS (Xenial) com a instalação de ROS, versão Kinetic[5]. Para a ligação com o baixo nível, o controlador PixHawk Cube 2.1 encontra-se conectado pela porta série UART (recetor-transmissor assíncrono universal) do controlador e o minicomputador Jetson TX1. Foi utilizado um conjunto de rotinas englobadas no pacote *mavros*[6] para interface entre estas componentes, com vista a interpretar, encapsular e desencapsular as mensagens que fluem entres os dois dispositivos, utilizando o protocolo de comunicação *MAVLink* [11]. Da mesma forma, a câmara ZED é também integrada num pacote ROS[7] como forma de interface, com os respetivos módulos controladores e rotinas necessárias para a sua fácil integração e utilização em ambiente ROS. Para a comunicação do laser 360º, foi utilizado um pacote

[5] http://wiki.ros.org/kinetic
[6] http://wiki.ros.org/mavros
[7] http://wiki.ros.org/zed-ros-wrapper

ROS desenvolvido pelo próprio fabricante, designado por *sweep_ros*[8]. Finalmente, no caso do módulo de UWB, foi implementada uma ponte de ligação utilizando um pacote ROS *rosserial*[9], dedicado a comunicações série.

Quadro 1. Frequência de amostragem das várias componentes do sistema em *ROS*.

Componente ROS	*Frequência de amostragem [Hz]*
Mavros – IMU	10
Mavros – Posicionamento Global (GPS)	10
Mavros – Posicionamento Local (IMU+GPS)	10
Mavros – Estado controlador	10
Câmera Zed – Imagem	2.5
Câmera Zed – Profundidade	2.5
Câmera Zed – Odometria	30
LIDAR 360º	5
UWB	5

Na Fig. 3 pode verificar-se a representação gráfica da interligação de todos os nós do sistema, bem como todos os consequentes tópicos a serem subscritos e publicados entre as várias componentes listadas no Quadro 2. Este tipo de esquema foi gerado através de uma de várias ferramentas de análise disponíveis no sistema ROS, designada por *rqt_graph*[10]. De forma resumida, o esquema da Fig. 3 apresenta o nó definido como *mavros*, que representa a ligação com o controlador *PixHawk*, que, por sua vez, disponibiliza todos os tópicos presentes no interior do limite circular azul sob forma de publicadores. Também é possível verificar a existência de um nó designado por *sweep_node*, que publica a informação do laser 360º em formato nuvem de pontos que, por sua vez, é subscrito pelo nó *pointcloud_to_laserscan* e, consequentemente, pelo nó *laser_filering*. Este último converte as leituras da nuvem de pontos para o tipo de mensagem standard (*sensor_msgs/LaserScan*), filtrando, posteriormente, todos os obstáculos detetados a menos de 60 *cm* para evitar falsas leituras.

Quadro 2. Descrição de tópicos e métricas disponíveis para pós análise para deteção de fendas.

Tópico ROS	*Tipo mensagem*	*Descrição Tópico*
/mavros/state	mavros_msgs/State	Estado controlador.
/mavros/battery	sensor_msgs/BatteryState	Estado da bateria.
/mavros/imu/data	sensor_msgs/Imu	Informação sensor inercial.
/mavros/global_position/rel_alt	std_msgs/Float64	Altitude após início de voo.
/mavros/global_position/local	nav_msgs/Odometry	Posicionamento espaço cartesiano local fornecido pelo PixHawk.
/mavros/global_position/global	sensor_msgs/NavSatFix	Posicionamento global GPS - PixHawk.
/mavros/imu/mag	sensor_msgs/MagneticField	Informação magnetómetro.
/mavros/rc/in	mavros_msgs/RCIn	Entradas do comando remoto – PixHawk
/zed/depth/camera_info	sensor_msgs/CameraInfo	Informação câmara ZED.
/zed/depth/depth_registered	sensor_msgs/Image	Comp de profundidade da imagem.
/zed/rgb/camera_info	sensor_msgs/CameraInfo	Informação câmara ZED.
/zed/rgb/image_rect_color	sensor_msgs/Image	Imagem RGB.
/zed/odom	nav_msgs/Odometry	Infor. posição fornecida pela ZED.
/zed/odom_with_twist	nav_msgs/Odometry	Mesma informação que anterior, com a adição das covariâncias.
/tf	tf2_msgs/TFMessage	Transformadas referenciais do sistema.
/uwb/multilateration_anchors	multilateration_msgs/Anchors	Posição das bases no espaço de análise.
/uwb/multilateration_distances	multilateration_msgs/Distances	Distância base - módulo de UWB.
/uwb/multilateration_odom	nav_msgs/Odometry	Posição fornecida pelo de UWB.
/laser/scan	sensor_msgs/LaserScan	Leituras de laser de 360º.
/laser/scan_filtered	sensor_msgs/LaserScan	Leituras filtradas do laser de 360º.

[8] https://github.com/scanse/sweep-ros
[9] http://wiki.ros.org/rosserial
[10] http://wiki.ros.org/rqt_graph

Também é possível visualizar um nó denominado como *tf*, sendo este responsável por realizar todas as relações entre os vários referenciais de sensores, controladores, mapa local e mapa global. Este conceito de interligação e dependências é mais percetível na Fig. 4. Este nó é responsável por transformar todas as métricas, tendo sempre em conta a relação do seu referencial *pai*. Isso permite transformar, por exemplo, as métricas para a pose relativa a um sensor integrado na própria plataforma, de forma a ser possível existir coerências nas medidas observadas, segundo a sua relação. A Fig. 4 permite verificar todas as dependências entre referenciais existentes e as suas interdependências, iniciando no topo como o *pai* de todas as ligações até às extremidades das suas ramificações.

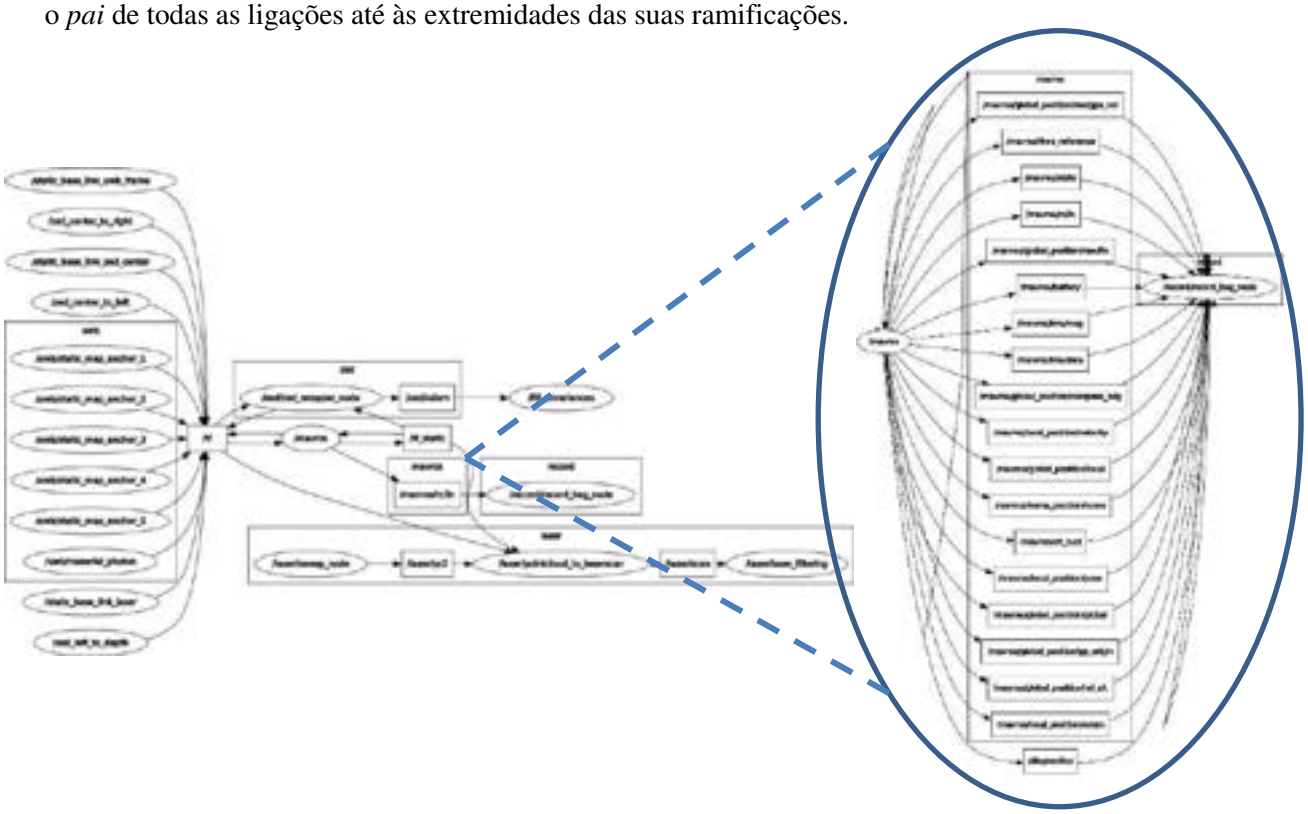


Figura 3. Representação gráfica da arquitetura dos nós ROS durante a execução do sistema, utilizando *rqt_graph*.

O *base_link* é o referencial que se encontra no centro da plataforma robótica, que, por sua vez, se encontra referenciado ao referencial mundo, definido como *odom* na Fig. 4. Esse referencial corresponde às coordenadas locais do espaço onde a plataforma é operada. Também é possível identificar a câmara ZED, o laser 360º, e o módulo UWB, todos esses localizados na plataforma com as suas respetivas transformadas referenciadas ao seu centro *base_link*.

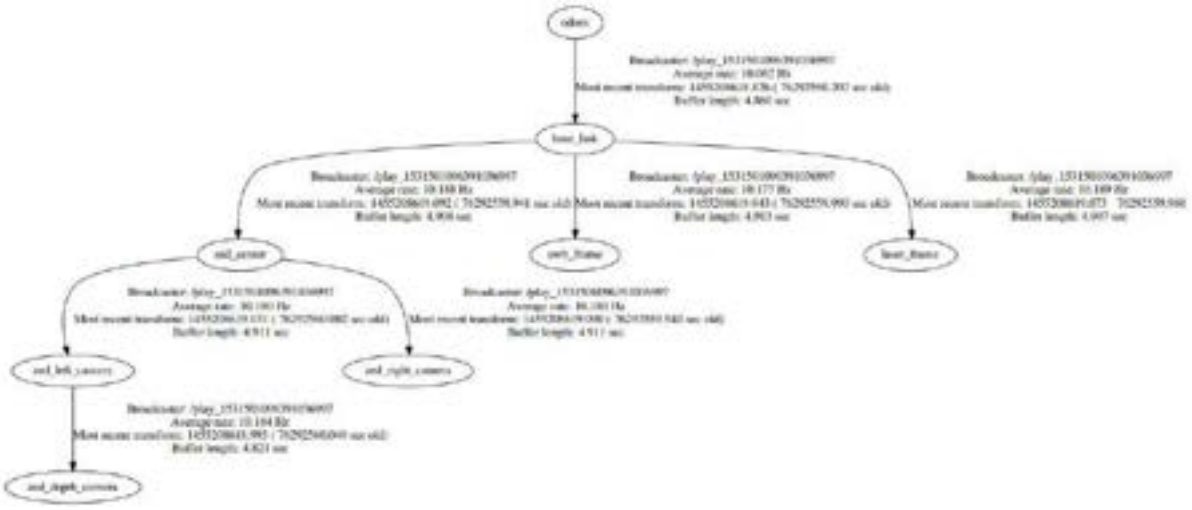


Figura 4. Árvore das estruturas de dependências entre os vários referenciais do sistema (*tf system*).

4. VALIDAÇÃO DA PLATAFORMA

Para validação da plataforma, foram realizados dois testes, sendo o primeiro realizado na fachada de um edifício comercial, e o segundo num pilar de betão da Ponte Rainha Santa Isabel, ambos em Coimbra.

4.1 Edifício Comercial

Os resultados destas experiências foram obtidos e analisados, a partir de um ponto localizado à distância de 3 metros perpendicular à fachada do edifício. Neste teste preliminar foi selecionado um edifício com certa de 9 metros de altura, com uma platibanda de betão no seu topo, como é possível visualizar na Fig. 5.

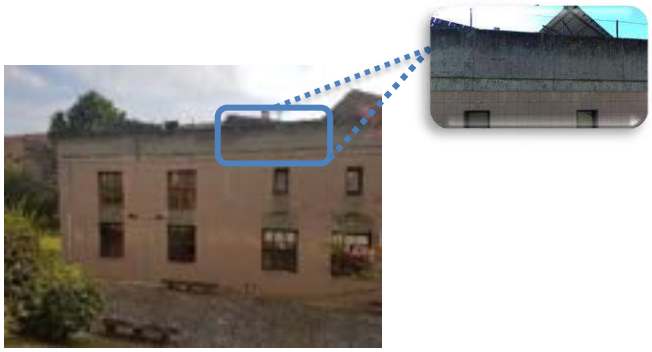


Figura 5. Teste preliminar para avaliação das métricas de saída do sistema de aquisição de dados: fachada de em edifício com platibanda em betão.

Este teste consistiu em iniciar o voo a partir de um ponto pré-definido, localizado à distância de 3 metros perpendicular à fachada do edifício. De seguida o veículo aéreo deslocou-se na vertical com uma velocidade de cerca de 0.40 m/s até atingir o topo do edifício, de forma a ser possível adquirir várias imagens, entre outros dados, que serão discutidos nos parágrafos seguintes. No passo seguinte, o veículo aéreo foi aproximado da fachada até cerca de 1.5 metros de distância da mesma. Por fim, ainda perpendicular à fachada do edifício, registaram-se dados num comprimento de 4 metros paralelamente à fachada e, posteriormente, voltou-se ao ponto inicial para fechar o ciclo de posicionamento, de forma a se aferir o erro global associado.

Durante o voo os dados foram armazenados para pós-análise utilizando outra das ferramentas disponíveis em ROS, denominada por *rosbag*[11]. O *rosbag* armazena os dados fulcrais pré-selecionados para reprodução da missão em modo *offline*. Do mesmo modo, para análise dos dados, é também possível utilizar outras ferramentas disponíveis em ROS, como por exemplo o *rviz*[12]. Essa permite visualizar e analisar todos os dados armazenados no *rosbag*, como no exemplo da Fig. 6.
Após a análise dos dados, foi possível aferir que se torna favorável extrair uma posição com 6 graus de liberdade (X, Y, Z, *Roll*, *Pitch*, *Yaw*) de forma diferencial, visto que esta métrica necessita de ser filtrada. Este facto sucede devido aos 'saltos' por vezes registados no espaço cartesiano, irrealistas em termos de posição atual e imediatamente anterior. Desta forma, pode verificar-se na Fig. 6 que é possível visualizar as várias métricas, disponíveis para analise dos dados obtidos.

4.2 Pilar de betão da Ponte Rainha Santa Isabel

De forma similar ao caso de estudo anterior, foi também efetuado um teste num pilar localizado na margem Norte da Ponte Rainha Santa Isabel (Fig. 7), em Coimbra. Neste teste pretendeu-se avaliar o comportamento da plataforma em cenário real de operação, consistindo no varrimento completo das quatro faces do pilar, adquirindo e armazenando os dados relativos a posicionamento e imagens com a correspondente profundidade, sob forma de nuvem de pontos.

[11] http://wiki.ros.org/rosbag
[12] http://wiki.ros.org/rviz

Após a análise dos dados armazenados em *rosbag* relativos ao voo, foi possível analisar o desempenho da câmara ZED, do sistema de posicionamento local, sistema inercial e do sistema de estabilização da plataforma. Conforme o esperado, o sistema de posicionamento global (GPS) apresentou um desempenho insuficiente durante a inspeção dos elementos da ponte situados por baixo do tabuleiro da ponte. Este comportamento é devido à obstrução provocada pelo tabuleiro, que afeta a capacidade de receção de satélites suficientes para considerar a estabilização e posicionamento do sistema.

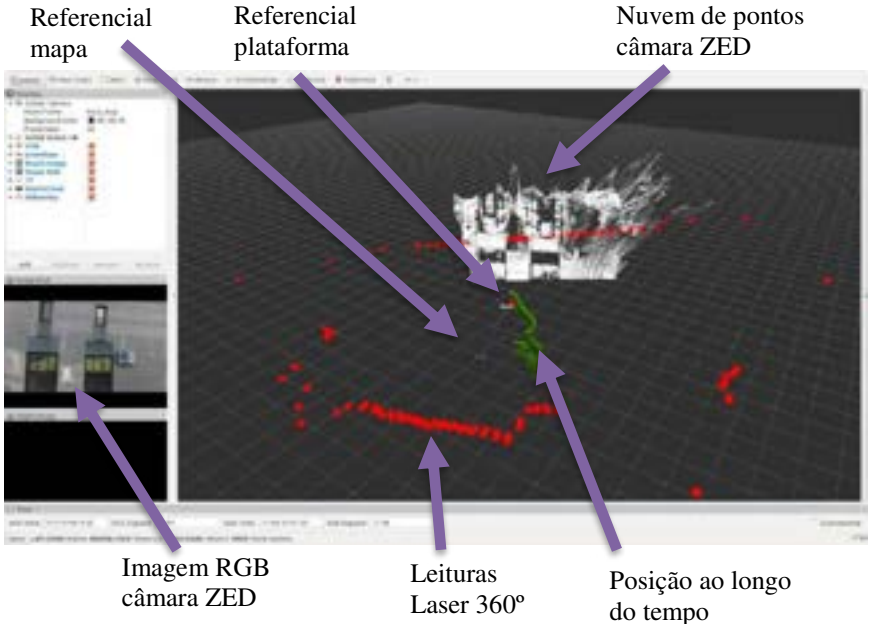


Figura 6. Indicação das várias métricas adquiridas ao longo do voo no visualizador ROS *rviz*.

Na Fig. 7, pode visualizar-se os dados disponíveis para análise e adquiridos durante o voo, mais concretamente a imagem RGB (Fig.7a) que será usada para aplicar os algoritmos [5, 12, 13] para deteção de fendas, complementando com a informação de distância sob forma de nuvem de pontos (Fig.7b), para a caraterização e localização das possíveis fendas detetadas.

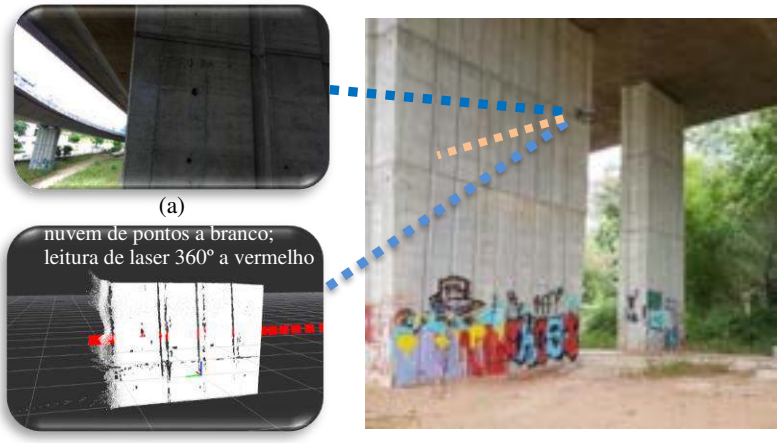


Figura 7. Pilar teste da Ponte Rainha Santa Isabel, margem Norte, Coimbra: (a) imagem RGB real adquirida no voo; (b) informação de profundidade sob forma de nuvem de pontos e laser 360º; (c) plataforma e pilar teste.

Com vista a ultrapassar as limitações impostas pelo GPS, a informação de posicionamento local foi obtida, uma vez mais, com recurso ao UWB. Dada a inexistência de uma referência (*ground-truth*) não será, neste artigo, realizada uma análise quantitativa dos resultados. No entanto, uma análise qualitativa dos resultados permite verificar a continuidade da trajetória registada, indicada a cor vermelha na Fig. 8,

e que representa o voo que teve origem a 4 metros do pilar, efetuando uma trajetória em forma de Z, até o ponto mais alto (aproximadamente a 12 metros).

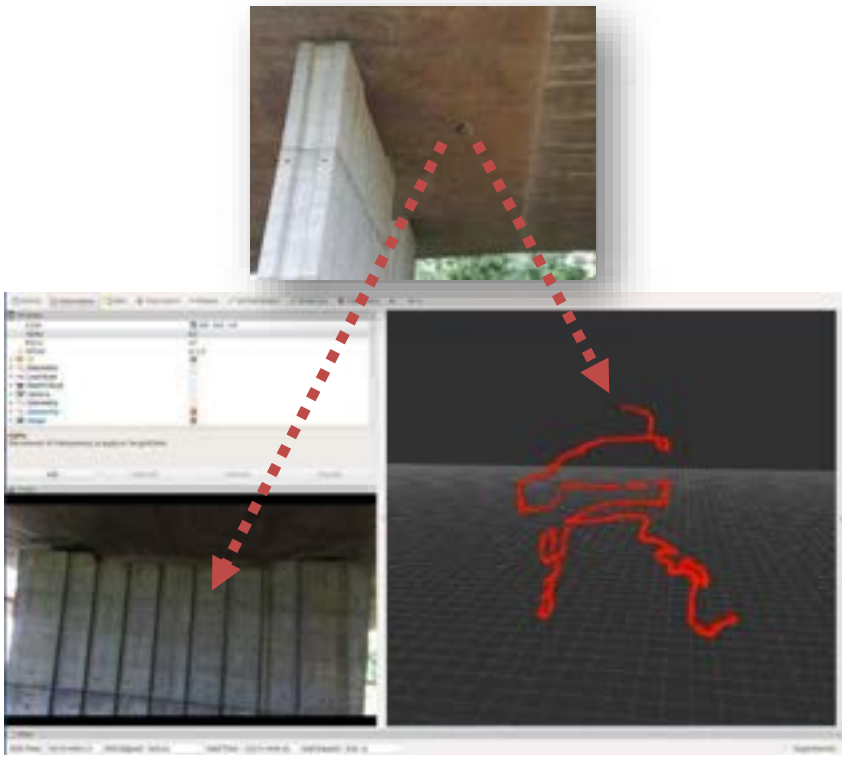


Figura 8. Visualização da trajetória efetuada durante o voo teste e a posição estimada através do sistema de localização local utilizando os módulos de UWB.

Esta trajetória está em concordância com a trajetória real e resultados visuais extraídos, nomeadamente as imagens RGB adquiridas, sendo estas processadas para identificação de regiões criticas nos trabalhos [14] e [15] utilizando com os métodos referidos anteriormente.

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho é apresentada uma plataforma robótica aérea para auxiliar inspeções de pontes de betão. A plataforma apresentada é multi-sensor e foi integrada e desenvolvida no Sistema Operativo Robótico (ROS). Os testes de validação realizados em ambiente real, na fachada de um edifício e no pilar de uma ponte, permitiram demonstrar as potencialidades da plataforma, que tem a capacidade de adquirir e guardar uma quantidade de dados importantes para a deteção de danos, em particular, a fendilhação em estruturas de betão.

Os resultados obtidos com a integração do sistema de localização UWB implementado *in-house*, permite mitigar as limitações inerentes aos sistemas de localização global, como o GPS. Tal permite não só extrair imagens referenciadas a um sistema de eixos reconhecido pela plataforma robótica, mas também mapear, tridimensionalmente, a geometria da estrutura em análise, associando texturas às nuvens de pontos adquiridas durante a missão. No entanto, e apesar dos resultados promissores relativo ao posicionamento pervasivo da plataforma, os autores pretendem proceder com a integração do sistema UWB com outros sistemas sensoriais já existentes na plataforma, nomeadamente o *IMU* e, eventualmente, a odometria visual extraída da câmara estereoscópica. Esta integração multissensorial já se encontra em fase de desenvolvimento, recorrendo aos filtros de *Kalman* tradicionais, e irá melhorar a qualidade do posicionamento da plataforma.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento do projeto PTDC/ECM-EST/6830/2014, intitulado 'AerialCrackView: Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados', e pelo financiamento da bolsa de pós-doc SFRH/BPD/102790/2014. Os agradecimentos são extensivos à IP – Infraestruturas de Portugal S.A. pela cooperação no caso de estudo

REFERÊNCIAS

[1] Gastineau, A., Johnson, T., & Schultz, A. (2009). Bridge Health Monitoring and Inspections–A Survey of Methods.

[2] E. Júlio, D. Dias da Costa, J. Valença, C. Rebelo (2011), Structural characterization of a steell bridge in Paia do Ribatejo, over Tejo river (in portuguese), in: P. Cruz, C. Rebelo, T. Mendonça (Eds.), ASCP'2011 – 2º Congresso Segurança e Conservação de Pontes, Coimbra, Portugal.

[3] L Hallermann, N., & Morgenthal, G. (2014, July). Visual inspection strategies for large bridges using Unmanned Aerial Vehicles (UAV). In Proc. of 7th IABMAS, International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (pp. 661-667).

[4] AASHTO, Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM). Chapter 2 ''Safety fundamentals for Bridge inspectors", 2002.

[5] Valença, J., Dias-da-Costa, D., Gonçalves, L., Júlio, E., & Araújo, H. (2014). Automatic concrete health monitoring: assessment and monitoring of concrete surfaces. Structure and Infrastructure Engineering 10(12), 1547-1554.

[6] Valença, J., Dias-da-Costa, D., Júlio, E. N. B. S., Araújo, H., & Costa, H. (2013). Automatic crack monitoring using photogrammetry and image processing. Measurement, 46(1), 433-441.

[7] Valença, J., Puente, I., Júlio, E., González-Jorge, H., & Arias-Sánchez, P. (2017). Assessment of cracks on concrete bridges using image processing supported by laser scanning survey. Construction and Building Materials, Vol. 146, pp. 668-678

[8] Valença, J., Dias-Da-Costa, D., Júlio E (2012). Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing. Construction and Building Materials, Vol. 28, N. 1, pp. 607-615.

[9] Hallermann, N., & Morgenthal, G. (2014, July). Visual inspection strategies for large bridges using Unmanned Aerial Vehicles (UAV). In Proc. of 7th IABMAS, International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (pp. 661-667).

[10] Araújo, A., Portugal, D., Couceiro, M. S., & Rocha, R. P. (2013, April). Integrating Arduino-based educational mobile robots in ROS. In Autonomous Robot Systems (Robotica), 2013 13th International Conference on (pp. 1-6). IEEE.

[11] Atoev, S., Kwon, K. R., Lee, S. H., & Moon, K. S. (2017, November). Data analysis of the MAVLink communication protocol. In Information Science and Communications Technologies (ICISCT), 2017 International Conference on (pp. 1-3). IEEE.

[12] Santos, B. O., Valença, J., & Júlio, E. (2017). Detection of cracks on concrete surfaces by hyperspectral image processing. Paper presented at the SPIE Optical Metrology, Automated Visual Inspection and Machine Vision II, Munich, Germany.

[13] Santos, B. O., Valença, J., & Júlio, E. (2018). Classification of cracks of biological colonization on concrete surface using false colour HSV images, including near-infrared information. Paper presented at the SPIE Photonics Europe.

[14] Santos, B.O., Valença, J., Júlio, E. (2018) Mapeamento de fendilhação em estruturas de betão através de classificação automática de imagem, be2018 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, LNEC, Lisboa-Portugal, 6-8 de novembro.

[15] Valença, J., Santos, B.O., Júlio, E. Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais, be2018 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, LNEC, Lisboa-Portugal, 6-8 de novembro de 2018.

Mapeamento de fendilhação em estruturas de betão através de classificação automática de imagem





Bruno O. Santos[1] **Jónatas Valença**[2] **Eduardo Júlio**[3]

RESUMO

A utilização de imagem na inspeção de estruturas é uma prática corrente, tendo vindo a crescer nos últimos anos, sobretudo por terem surgido no mercado câmaras de alta resolução com um custo acessível. No entanto, o recurso ao processamento automático dos dados obtidos é ainda diminuto. Os autores têm vindo a desenvolver ferramentas de visão por computador para inspeção de estruturas de betão, com especial foco na identificação, caraterização e monitorização da fendilhação.

O trabalho aqui descrito tem por objetivo o mapeamento de fendilhação em estruturas de betão com recurso a classificação automática de imagens. Estas são processadas em três passos: (i) *stitching* das imagens para compor um mosaico de alta resolução da área a inspecionar; (ii) processamento do mosaico de imagens através de *clustering* combinado com o método 'SuperCluster-Crack', recém-desenvolvido pelos autores, de onde resultará a identificação de regiões locais de interesse; e (iii) aplicação de critérios geométricos a estas regiões locais de interesse, de forma a selecionar aquelas onde existe maior probabilidade de corresponderem a fendilhação.

A metodologia descrita foi aplicada a um pilar de betão da Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra. Os resultados indicam que permite a definição de regiões de interesse, auxiliando no processo de inspeção de estruturas de betão armado com vista à deteção de fendilhação. A metodologia permite o mapeamento automático de fendas em vastas superfícies de betão de forma expedita, revelando ser indicada para ser aplicada *on-site*, oferecendo uma solução de inspeção mais eficiente relativamente aos métodos tradicionais, ainda amplamente utilizados.

Palavras-chave: betão; fendilhação; inspeção; visão por computador; classificação de imagens.

[1]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. oliveirasantos@tecnico.ulisboa.pt
[2]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jonatas.valenca@tecnico.ulisboa.pt
[3]Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

A deteção e mapeamento do padrão de fendilhação é um procedimento chave na avaliação estrutural de elementos de betão armado. A utilização de processamento de imagem para identificação de patologias tem sido alvo de grandes desenvolvimentos, por se enquadrar num conjunto de abordagens não invasivas que permitem ainda assim a obtenção de elevados níveis de precisão e de fiabilidade nos resultados. As contribuições nesta área, habitualmente, recorrem à aplicação de algoritmos de binarização [1, 2] em imagens em escala de cinzentos para segmentar a fendilhação em superfícies de betão [3, 4]. Estes métodos são bastante eficazes em superfícies de betão limpas, no entanto, aquando da presença de elementos adicionais como a rugosidade ou outras patologias revelam-se impotentes. É neste problema que autores como Abdel-Qader *et al* [5] ou Hutchinson *et al* [6] se debruçaram, focando-se em aplicar uma camada de limpeza à imagem na fase de pré-processamento. Novas abordagens foram apresentadas por Yamaguchi *et al* [7, 8] e Qu *et al* [9], com consideráveis melhorias na deteção de fendilhação em superfícies de betão, mas com performances a nível computacional que não são compatíveis com a utilização de imagem de alta resolução, como cada vez mais é exigível. Mais recentemente Valença *et al* [10] apresentou o método SurfCrete, que constitui uma solução baseada no processamento de imagens multiespectrais, permitindo assim a segmentação de elementos com respostas espectrais em diferentes comprimentos de onda. Os autores têm vindo a desenvolver diversas abordagens baseadas em imagem multi e híper-espectral [11, 12], de onde se destaca o método SuperCluster-Crack. Este método é focado na identificação de pixéis pertencentes ao padrão de fendilhação, realizada através da divisão da imagem em grupos de pixéis com características semelhantes no domínio do seu espaço de cor. O domínio em que o referido método é aplicado é flexível tendo em conta os dados acessíveis. Assim este espaço de cor pode incluir apenas o espectro visível (RGB) ou compreender outras gamas do espetro eletromagnético de luz, com diferentes larguras de banda, dependendo da resolução espetral do equipamento de aquisição.

Neste artigo é apresentada uma metodologia que permite auxiliar os profissionais na inspeção de estruturas de betão armado, relativamente ao mapeamento do padrão de fendilhação. A metodologia proposta possibilita a aquisição de imagens com elevada resolução de vastas áreas a inspecionar, identificando áreas de interesse sobre as quais deve ser tida particular atenção. Desta forma permite restringir a inspeção personalizada e manual, ou automática com métodos baseados em processamento de imagem, a um número limitado de áreas de interesse, o que melhora consideravelmente a sua rapidez de execução. A metodologia tem três etapas principais: (i) *stitching* das imagens para compor um mosaico de alta resolução da área a inspecionar; (ii) processamento do mosaico de imagens através de *clustering* combinado com o método 'SuperCluster-Crack', recém-desenvolvido pelos autores, de onde resultará a identificação de regiões locais de interesse; e (iii) aplicação de critérios geométricos a estas regiões locais de interesse, de forma a selecionar aquelas com maior probabilidade de conterem fendilhação.

A metodologia descrita foi aplicada a um pilar de betão da Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra. A aquisição de imagem foi efetuada com recurso a uma plataforma terrestre robotizada, no âmbito do projecto 'AerialCrackView: Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados' (PTDC/ECM-EST/6830/2014) [13, 14]. Este equipamento permite a obtenção de mosaico de imagens de elevada resolução, tendo como alternativa a aquisição de imagem através de veículos aéreos não-tripulados como apresentado em Araujo *et al* [13]. Os resultados alcançados demonstram que permite a definição de regiões de interesse, suportando desta forma a deteção de fendas em estruturas de betão armado. O mapeamento automático e expedito de fendas em vastas superfícies de betão mostra que é uma metodologia passível de ser aplicada *on-site*, oferecendo uma solução de inspeção mais eficiente relativamente aos métodos tradicionais, ao mesmo tempo que se apresenta como uma solução de monitorização como apresentado em Valença *et al* [14].

2. METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia apresentada neste artigo permite detetar e mapear automaticamente a fendilhação em estruturas de betão armado, e desenvolve-se em três etapas (Fig. 1): (i) *stitching*, em que são combinadas diversas imagens da superfície de betão de forma a construir um mosaico final de elevada resolução espacial; (ii) processamento do mosaico final através do método SuperCluster-Crack, o que permite o mapeamento global de regiões locais de interesse com possíveis fendas; e (iii) seleção das regiões de interesse, onde são aplicados critérios de geometria a cada uma das regiões locais de interesse detetadas de forma a descartar aquelas cujas descontinuidades não apresentam características geométricas de fendilhação.

Para tal são utilizadas imagens adquiridas de forma ordenada através de uma plataforma terrestre robotizada, que permite a construção de um mosaico de imagens de elevada resolução de toda a região em análise. Neste caso, foram adquiridas imagens no espetro visível com 3 canais RGB (*Red, Green, Blue*), representativos da gama do espectro eletromagnético de luz com comprimentos de onda de 425 a 475 nm para o azul (B), 500 a 600 nm para o verde (G) e 625 a 700 nm para o vermelho (R).



Figura 1. Diagrama da metodologia proposta para deteção e mapeamento automático de fendas em estruturas de betão armado

2.1 Stitching

Nesta primeira etapa de *stitching* o conjunto de imagens adquiridas são processadas de forma a compor um mosaico final, através da 'colagem' de áreas de sobreposição das mesmas. Este procedimento é feito com recurso ao programa *Image Composite Editor* [15] que se apresenta como um *stitcher* de nível avançado para construção de panoramas, desenvolvido pela *Microsoft Research Interactive Visual Media Group*. Para tal, é necessário que as imagens adquiridas apresentem áreas de sobreposição entre pares consecutivos, geralmente superior a 25%, para estabelecer uma relação entre si que permita que sejam incluídas no mosaico final. Apesar da aquisição das imagens não ter de ser estruturada, o processamento é facilitado se as imagens apresentarem aproximadamente a mesma orientação em termos de rotação e distância ao objeto, bem como se a área de sobreposição entre cada par de imagens consecutivas for aproximadamente a mesma. O programa de *stitching* utilizado permite guardar o mosaico final no formato **.png*.

2.2 Processamento

Nesta etapa é processado o mosaico construído na etapa anterior (*stitching*). Este é então carregado e manipulado a diferentes níveis incluindo:

i) O pré-processamento inclui a seleção de uma área de processamento poligonal por indicação do utilizador. Este procedimento permite criar mascaras na imagem em áreas onde não esteja incluído o objeto a processar, o que permite ajudar na performance e melhoria ao nível da deteção da área sobreposta;

ii) O pré-processamento do mosaico inclui ainda a transformação dos canais de entrada, neste caso R, G e B, em colunas únicas empilhando as colunas da imagem sequencialmente. Assim obtém-se uma matriz com dimensões $m \times n$, neste caso m linhas por 3 colunas (R, G e B);

iii) O processamento dos dados é feito com recurso ao algoritmo de *clustering* *miniBatchKMeans* [16]. Este algoritmo baseia-se no procedimento do seu antecessor, o algoritmo *k-Means*, no entanto este assenta na definição de uma subamostra dos dados para iniciar o processamento, sendo que no final a mesma distribuição é atribuída a toda a amostra. Esta variante permite uma redução drástica no tempo de processamento, à custa de uma redução mínima da qualidade dos resultados, o que não é relevante para o caso em estudo. Assim é obtido um mapeamento da cor presente no mosaico, que permite agrupar pixéis com as mesmas características em termos de resposta RGB.

iv) Aplicação do método SuperCluster-Crack, desenvolvido pelos autores, permite escolher automaticamente entre os *clusters* definidos anteriormente aqueles que se localizam em torno de um centro que se situe numa região do domínio RGB com uma coloração escura. Por outras palavras seleciona os *clusters* que se encontrem dentro de um limite de distância à origem do referencial, sendo que este valor é definido à partida pelo utilizador. Após a seleção dos *clusters* que potencialmente indiquem a região da fenda o método permite o seu agrupamento num único *cluster* denominado *supercluster*;

v) Aplicação de morfologia matemática nas regiões identificadas no passo anterior, realizando um varrimento de modo a eliminar conjuntos de pixéis que se encontrem isolados e que contêm menos do que um determinado número de pixéis escolhido pelo utilizador.

2.3 Seleção

Esta etapa de seleção constitui a escolha de possíveis fendas de acordo com determinados critérios geométricos. Estes critérios incluem a esbelteza do elemento que é definida através de três subcritérios, nomeadamente: (i) a relação entre perímetro e área do elemento tal como na Equação 1; (ii) a relação entre o menor e o maior eixo da elipse equivalente (que tem o mesmo momento de inércia) como calculado na Equação 2 e apresentado graficamente na Fig. 2; e (iii) a excentricidade dessa mesma elipse, que se refere à relação entre a distância entre ambos os centros e o comprimento do seu eixo maior.

$$Rd_{P/A} = \frac{Perimetro}{Area} \tag{1}$$

$$Rd_{m/M} = \frac{Comp.\,Eixo\ menor}{Comp.\,Eixo\ Maior} \tag{2}$$

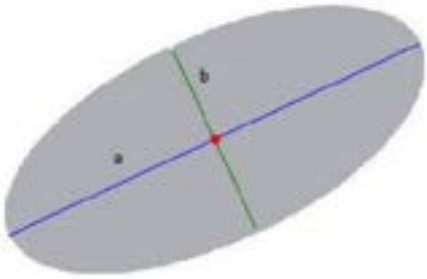


Figura 2. Elipse com o mesmo momento de inércia que o elemento em causa, onde **a** é o eixo maior e **b** o eixo menor.

3. RESULTADOS

A metodologia descrita foi aplicada a um pilar de betão da margem norte da Ponte Rainha Santa Isabel, em Coimbra (ver Fig. 3). Foram adquiridas 18 imagens com resolução 3872 × 2592 px^2 da face Norte do pilar em análise, com uma câmara SLR Nikon D810. Estas imagens foram utilizadas para compor o mosaico final da área analisada de acordo com o descrito na Secção 2.1.
Na Fig. 4 está assinalada a área analisada com a metodologia proposta, onde foram identificadas duas fendas verticais por inspeção visual, e que está detalhada na Fig. 5.



(a) (b)

Figura 3. Ponte Rainha Santa Isabel: (a) vista geral (b) pilar do viaduto de acesso na margem Norte.

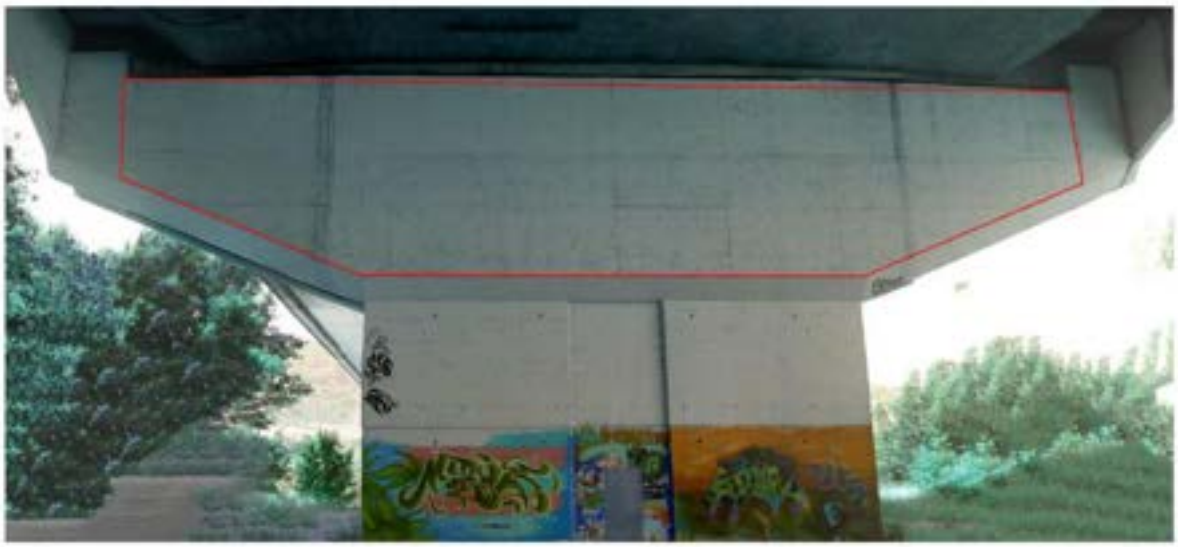


Figura 4. Mosaico construido com recurso ao programa ICE utilizando 18 imagens sequenciais com sobreposição entre fronteiras.

Ainda antes do processamento do mosaico foram realizadas algumas transformações de pré-processamento de modo a organizar os canais (RGB) do mosaico em colunas como descrito na Secção 2.2 passo (ii). Assim, o recorte do mosaico apresentado na Fig. 5 é transformado numa matriz de $(m \times n) \times 3$, sendo que m representa o número de linhas e n o número de colunas de cada um dos canais. Foram ainda normalizados os canais para valores entre 0 e 1.



Figura 5. Região global de interesse seleccionada pelo utilizador

Na etapa de processamento, tal como descrito na Secção 2.2 passo (iii), foi aplicado o algoritmo *miniBatchKMeans* da biblioteca *Python Scikit-Learn* [17]. O mosaico foi segmentado em 30 *clusters* de onde resultou a distribuição apresentada na Fig. 6. Nesta é possível identificar regiões alongadas verticalmente que indicam possíveis zonas de fendilhação e/ou escorrências, como se pode atestar comparando o mapa da Fig. 6 com a Fig. 5. São igualmente visíveis regiões alongadas horizontalmente que indicam juntas de betonagem, resultantes do processo construtivo. É ainda possível notar que são identificadas largas manchas em diversas zonas do mosaico e que estão relacionadas com a distribuição das sombras.

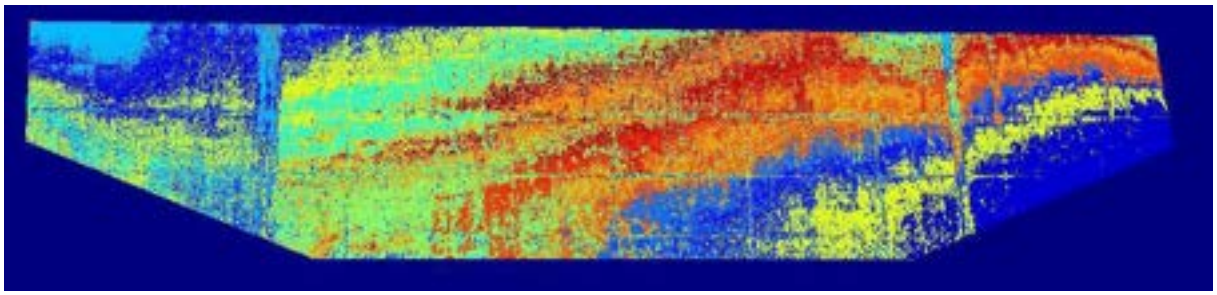


Figura 6. Distribuição dos 30 *clusters* após processamento com algoritmo de *clustering* *miniBatchKMeans*.

Tal como detalhado na Secção 2.2 passo (iv), o método SuperCluster-Crack foi aplicado à distribuição de *clusters*, de onde foram selecionados os *clusters* mais prováveis de representar fendas, isto é, aqueles com menor distância euclidiana à origem do referencial de espaço de cor (RGB). A distribuição das regiões independentes definidas, e que pertencem ao conjunto de *clusters* selecionado, encontram-se identificadas na Fig. 7. Estas representam pixéis cujas características em termos de resposta de luminosidade são semelhantes à fendilhação. A aplicação das operações de 'limpeza' definidas na Secção 2.2 passo (v), permitem eliminar grande parte destas regiões, as quais não contemplam qualquer fenda. Neste caso em particular, importa referir que as regiões fendilhadas não foram eliminadas, sendo identificadas como regiões com probabilidade de ter fendilhação.



Figura 7. Identificação e mapeamento de potenciais patologias presentes no elemento estrutural em fase de processamento.

Dado o elevado número de falsas deteções procedeu-se à filtragem dos objetos com características mais próximas das da fendilhação através de critérios geométricos, nomeadamente da sua forma se aproximar mais ou menos a um círculo tal como descrito na Secção 2.3. Para cálculo dos parâmetros geométricos foram utilizados valores de perímetro, área, excentricidade da elipse equivalente em termos de momento de inércia, bem como o maior e menor eixo da elipse equivalente, obtidos através da biblioteca *Scikit-Image* para *Python* [17]. Em complemento foram utilizadas as Equações 1 e 2 para calcular os parâmetros $Rd_{P/A}$ e $Rd_{m/M}$ que se referem ao quanto a região se aproxima da forma circular. Após calculados estes valores para todas as regiões identificadas foram aplicados os valores limite indicados no Quadro 1 de modo a filtrar as regiões que mais se aproximam da geometria de uma fenda, ou seja, que são mais alongados.

Quadro 1. *Thresholds* dos vários parâmetros utilizados para selecionar as regiões de interesse mais relevantes.

Threshold	*Valor limite*
$Rd_{P/A}$	0.5
$Rd_{m/M}$	0.5
Excentricidade	0.5

A Fig. 8 mostra as 11 regiões filtradas após aplicação dos critérios geométricos. Nesta figura pode destacar-se que apesar de existirem algumas regiões erradamente identificadas como fenda, foi possível identificar claramente as duas fendas existentes.



Figura 8. Identificação e mapeamento de potenciais patologias presentes no elemento estrutural em fase de pós processamento, após pré-seleção através de critérios geométricos.

O Quadro 2 apresenta os parâmetros referentes a cada uma das regiões que foram filtradas. Pode notar-se que, entre as regiões selecionadas, a excentricidade da elipse equivalente é bastante alta e que os critérios $Rd_{P/A}$ máximo é de 0,444 e o $Rd_{m/M}$ máximo é de 0,460.

Quadro 2. Características geométricas obtidas das imagens com as patologias identificados na etapa 2 da metodologia.

Região	*Área* (px^2)	*Perímetro* (*px*)	*Eixo Maior* (*px*)	*Eixo menor* (*px*)	*Excentricidade* (-)	$Rd_{P/A}$ (-)	$Rd_{m/M}$ (1/*px*)
0	1627	348	119	18	0,988	0,155	0,214
1	12952	3640	352	72	0,979	0,205	0,281
2	2297	1010	369	14	0,999	0,037	0,441
3	10506	3280	265	118	0,896	0,444	0,312
4	1499	433	124	26	0,978	0,211	0,289
5	21968	2640	390	84	0,977	0,215	0,120
6	197318	37600	1710	282	0,986	0,164	0,191
7	1978	665	109	33	0,952	0,308	0,336
8	1212	427	80	28	0,937	0,348	0,352
9	1658	763	209	24	0,993	0,115	0,460
10	1360	590	193	14	0,997	0,072	0,434

4. CONCLUSÕES

Têm vindo a ser adotadas diversas abordagens para automatizar a inspeção e monitorização de estruturas de betão armado. Este artigo apresenta uma metodologia de mapeamento de fendilhação em estruturas de betão através de classificação automática de imagem. A metodologia proposta pode ser aplicada a grandes áreas de betão sem perda de resolução espacial, devido à construção de mosaicos de imagens.

Os resultados atingidos permitem auxiliar as inspeções em estruturas de betão, reduzindo o seu tempo de execução e dispensando o acesso direto aos elementos avaliados. Independentemente da técnica a utilizar para posterior medição das fendas, a metodologia proposta permite identificar as regiões críticas onde, potencialmente, estas estão localizadas.

De referir que neste artigo foi apresentada a primeira versão da metodologia proposta que, apesar de apresentar já um elevado potencial, continua em desenvolvimento. Numa próxima versão será dada especial atenção à segmentação da fendilhação ao nível das regiões locais de interesse, com o objetivo de caracterizar a mesma de forma automática integrando o método MCrack [4]. Adicionalmente será integrado o método SurfCrete-HSV [12] para lidar com o problema, não raras vezes frequente, do ruído introduzido pela existência de colonização biológica nas superfícies avaliadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), pelo financiamento do projeto PTDC/ECM-EST/6830/2014, intitulado ‘AerialCrackView: Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados’, e pelo financiamento da bolsa de pós-doc SFRH/BPD/102790/2014. Os agradecimentos são extensíveis à IP – Infraestruturas de Portugal S.A. pela cooperação no caso de estudo.

REFERÊNCIAS

[1] Otsu N. (1979). A threshold selection method from gray-level histograms. IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Vol. 9, N. 1, pp. 62-66.

[2] Canny J. (1986). A Computational Approach to Edge Detection. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence, Vol. 8(6), pp. 679-698.

[3] Fujita Y., Mitani Y., Hamamoto Y. (2006) A method for crack detection on a concrete structure. Proceedings - International Conference on Pattern Recognition, pp. 901-904.

[4] Valença J., Dias-Da-Costa D., Júlio E. (2012) Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing. Construction and Building Materials, Vol. 28(1), pp. 607-615.

[5] Abdel-Qader I., Abudayyeh O., Kelly, M. E. (2003). Analysis of Edge-Detection Techniques for Crack Identification in Bridges. Journal of Computing in Civil Engineering. Vol. 17(4), pp. 255-263.

[6] Hutchinson T. C., Chen Z., Asce M., and Chen, Z. (2006). Improved Image Analysis for Evaluating Concrete Damage. Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 20, 210-216.

[7] Yamaguchi T., Hashimoto S. (2008). Improved Percolation-based Method for Crack Detection in Concrete Surface Images. In 19th International Conference on Pattern Recognition.

[8] Yamaguchi T., Hashimoto S. (2010). Fast crack detection method for large-size concrete surface images using percolation-based image processing. Machine Vision and Applications, Vol. 21, N. 5, pp. 797-809.

[9] Qu Z., Guo Y., Ju F-R., Liu L., Lin L-D. (2016). The algorithm of accelerated cracks detection and extracting skeleton by direction chain code in concrete surface image. The Imaging Science Journal, Vol. 64, N. 3, pp.119-130.

[10] Valença, J., Gonçalves, L., Júlio, E. (2013). Damage assessment on concrete surfaces using multi-spectral image analysis. Construction and Building Materials, Vol. 40, pp. 971-981.

[11] Santos, B.O., Valença, J., Júlio, E. (2017). Detection of cracks on concrete surfaces by hyperspectral image processing. Proc. SPIE, Automated Visual Inspection and Machine Vision II, Vol. 10334.

[12] Santos B.O., Valença J., Júlio E. (2018). Classification of cracks of biological colonization on concrete surface using false colour HSV images, including near-infrared information. Proc. SPIE, Optical Sensing and Detection V, Vol. 10680.

[13] Araújo, A., Valença, J., Couceiro, M., Júlio, E. Desenvolvimento de uma plataforma robótica aérea para inspecção de pontes e viadutos de betão, be2018 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, LNEC, Lisboa-Portugal, 6-8 de novembro de 2018.

[14] Valença, J., Santos, B.O., Júlio, E. Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais, be2018 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, LNEC, Lisboa-Portugal, 6-8 de novembro de 2018.

[15] Microsoft (2015). Image Composite Editor version 2.0.3. Microsoft Research Computational Photographic Group. Disponível em: https://www.microsoft.com/en-us/research/product/computational-photography-applications/

[16] Sculley, David (2010). "Web-scale k-means clustering". Proceedings of the 19th international conference on World wide web. ACM. pp. 1177–1178

[17] Van Rossum, G. (2007). Python Programming Language. USENIX Annual Technical Conference, Santa Clara, CA, USA.

Utilização da termografia para monitoramento de patologias presentes em pontes e viadutos

José E. F. de Borba Júnior[1] **David de S. T. da Silva[2]** **Rodrigo M. da Silva [3]** **Julio S. do N. Mamede [4]** **Gustavo R. de S. Silva[5]** **Victor H. D. de Oliveira[6]**

RESUMO

Eventos patológicos estão presentes em diversas situações e qualquer edificação está vulnerável a adquiri-las, quando não é executado um plano de manutenção. Nota-se que, em certas ocasiões, uma boa gestão não é capaz de prevenir o aparecimento de tais patologias. Recentemente, na cidade de Brasília, um dos principais viadutos que compõem o sistema de transportes da capital veio a sofrer um colapso parcial devido ao aparecimento de diversas manifestações patológicas em sua estrutura, em especial, a corrosão nas armaduras do concreto. Para que não ocorra este tipo de fatalidade, é necessário que haja um monitoramento da estrutura para que qualquer alteração possa ser detectada e posteriormente tratada. Um dos métodos usados é a técnica da termografia, onde se usa uma câmera termográfica capaz de identificar, por meio da radiação, as anomalias presentes na estrutura. Sendo assim, objetivando-se analisar a qualidade das estruturas das pontes e viadutos localizados em Brasília, este trabalho identificou diversas manifestações patológicas através do uso da câmera térmica. Foi possível mapear zonas através da diferenciação da radiação emitida naturalmente pela estrutura, permitindo a realização de um melhor diagnóstico do nível de agressividade da patologia em questão. Portanto, conclui-se que a utilização da câmera térmica é uma alternativa viável para a identificação de manifestações patológicas

Palavras-chave: Termografia. Câmera térmica. Patologia. Pontes. Viadutos.

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é uma associação inteligente de materiais, fornecendo um material construtivo de baixo custo quando comparado aos demais, com boa resistência, grande estabilidade dimensional, possibilitando tamanhos e formas variadas, principalmente, com alta capacidade de suportar esforços.

Por essas caracteristicas o concreto armado era considerado um material definitivo na construção civil, aliando durabilidade e resistência. Porém, com o passar dos anos, a durabilidade do concreto armado, antes considerada infinita, começou a ser questionada, em decorrência do surgimento de manifestações patológicas que começaram a deteriorar as estruturas de concreto, as vezes de forma prematura, sendo a principal delas a corrosão das armaduras [1].

[1]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. jose.elde@hotmail.com
[2]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. davidsouzatavares@gmail.com
[3]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. rodrigomartins.engenharia@gmail.com
[4]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. Julio.creajovemdf@gmail.com
[5]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. Eng.gustavorangel@gmail.com
[6]Universidade Católica de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil. victordalosto@gmail.com

A durabilidade de uma estrutura pode ser entendida, de acordo com a ACI 201 apud Mehta e Monteiro [2], como a capacidade da estrutura de resistir a ação de intempéries, ataques químicos, abrasão, ou qualquer outro mecanismo de deterioração.

Ainda de acordo com Mehta e Monteiro (2008) [2], a água geralmente está associada a fênomenos que causam deterioração. Os efeitos físicos que influenciam negativamente a durabilidade do concreto incluem desgaste da superfície, fissuração devida à cristalização de sais nos poros e exposição a temperaturas extremas.

Esses eventos patológicos estão presentes em diversas situações e qualquer estrutura de concreto armado está susceptível a adquiri-las, quando não é executado um plano de manutenção. Contudo, em certas ocasiões, uma boa gestão ainda não é capaz de prevenir o aparecimento de tais patologias.

Recentemente, na cidade de Brasília, um dos principais viadutos que compõem o sistema de transportes da capital veio a sofrer um colapso parcial devido ao estado avançado de manifestações patológicas em sua estrutura, em especial, a corrosão nas armaduras do concreto.

Esse evento despertou um grande alerta, não apenas nas autoridades responsáveis pela manutenção das obras especiais que compõem e integram a cidade, mas também toda a comunidade que transita diariamente e usufrui destes patrimônios.

Para que não ocorra este tipo de fatalidade, é necessário que haja um monitoramento da estrutura para que qualquer alteração possa ser detectada e posteriormente tratada. A técnica de avaliação de estruturas por meio da utilização de ensaios não destrutivos vem crescendo continuamente em todo o mundo, abrangendo vários ensaios [3]. Um desses métodos usados é a técnica da termografia, onde se usa uma câmera termográfica capaz de identificar, através da radiação, as anomalias presentes na estrutura.

Para a realização de verificações e inspeções em estruturas, profissionais da construção civil têm utilizado cada vez mais a tecnologia como uma forma de deteção dos problemas. Diante de tal situação, este trabalho propôs avaliar diversas pontes e viadutos da cidade de Brasília – Distrito Federal – Brasil, com indícios de anomalias utilizando termográfia por infravermelho com o objetivo de identificar as manifestações patológicas presentes nas mesmas.

1.1 Termográfia

A termográfia é um método de ensaio não destrutivo que se baseia na capacidade de captar energia em forma de calor emitido pelos materiais [4]. A transferência de calor ocorre sempre que houver uma diferença de temperatura em um meio ou em meios diferentes, sendo que os mecanismos de transferência de calor são radiação, condução e convecção [5].

Este fenômeno pode ser explicado devido à propagação de ondas eletromagnéticas, na qual todos os objetos emitem radiação. Ao passo que os comprimentos das ondas aumentam, a radiação emitida pelos corpos passa a ser invisível ao olho humano, se encontrando, portanto, na faixa de radiação infravermelha [5].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a execução deste trabalho, foram selecionados cinco pontos na cidade de Brasília/DF, com a finalidade de realizar um monitoramento e avaliar a qualidade das estruturas de concreto armado utilizando câmera termográfica.

Foi utilizada uma câmera térmica do modelo FLIR T440, sendo que a mesma opera em uma faixa de temperatura variando entre -20°C a 1200°C. A Fig. 1 e Fig. 2 detalham o modelo da câmera utilizada para a inspeção.



Figura 1 – Detalhe da parte frontal da câmera térmica FLIR



Figura 2 – Detalhe da parte posterior da câmera térmica FLIR T440.

Deste modo, essa pesquisa concentrou-se na análise da qualidade de algumas das estruturas que compõem o sistema de mobilidade urbana da capital. O Quadro 1 detalha quais foram os pontos analisados e suas respectivas coordenadas geográficas:

Quadro 1 – Pontos de análise.

Ponto analisado	**Coordenadas geográficas**	
	Latitude	**Longitude**
Viaduto DF-085/BR-450	15°48’36” S	47°56’53” W
Viaduto de ligação do Setor Comercial Norte – Sul, sobre Via S1	15°47’38” S	47°53’09” W
Viaduto Ayrton Senna	15°47’08” S	47°56’29” W
Viaduto da Via L2 Sul sobre a Via S2	15°47’56” S	47°52’35” W
Ponte do Bragueto	15°43’50” S	47°53’40” W
Ponte das Garças	15°50’21” S	47°53’54” W

Em cada um dos pontos analisados, realizou-se a inspeção através da câmera termográfica. Nestes pontos priorizou-se em realizar verificações em pilares, vigas de sustentação do tabuleiro de rolamento e também na parte lateral do tabuleiro de rolamento.

Para que a realização das vistorias com a câmera termográfica fosse otimizada, foram consultadas

algumas normas técnicas, como por exemplo: NBR 16292/2014 [7], NBR - 15718/2009 [8] e NBR 15424/2006 [9]; visando entender, identificar e quantificar as manifestações patológicas, de modo que todo o procedimento pudesse resultar em um trabalho com o máximo de coerência e precisão.

Para este artigo, as inspeções foram realizadas no período pré-definido (período vespertino), entre às 13 e 16 horas, para obter uma melhor qualidade das fotos devido a maior incidência de energia solar sobre a edificação neste horário, onde a estrutura já recebeu grandes concentrações de calor durante a parte da manhã e apresenta um ápice de radiação. Neste período temos a presença de um evento muito importante a ser considerado, pois temos um pico de temperatura em zonas onde não há presença de manifestações patológicas.

A inspeção das patologias presentes nas edificações utilizando câmera termográfica necessita de conhecimento técnico para dedução dos resultados mostrados. A falta deste conhecimento pode dificultar a interpretação dos dados bem como a má avaliação dos mesmos.

Quando analisamos uma estrutura em que não há presença de manifestações patológicas utilizando a termográfica, esperamos obter imagens cujas temperaturas superficiais da estrutura encontram-se uniforme, pois há uma absorção e radiação igual de calor, onde a estrutura dos materiais se comportam de forma homogênea, não sendo possível identificar pontos distintos de variação térmica em um mesmo material.

Contudo, quando há presença de manifestações patológicas, a estrutura não se comporta de forma homogênea, uma vez que há uma descontinuidade do material. Desta forma, a anomalia influência no processo de absorção e radiação de calor, pois não há difusão total deste calor para a estrutura.

Este efeito é notado pela câmera térmica, já que promove uma diferenciação de temperatura superficial entre a estrutura e o evento patológico. A Fig. 3 apresenta uma imagem esperada do perfil de temperatura em amostras com e sem presença de falhas:

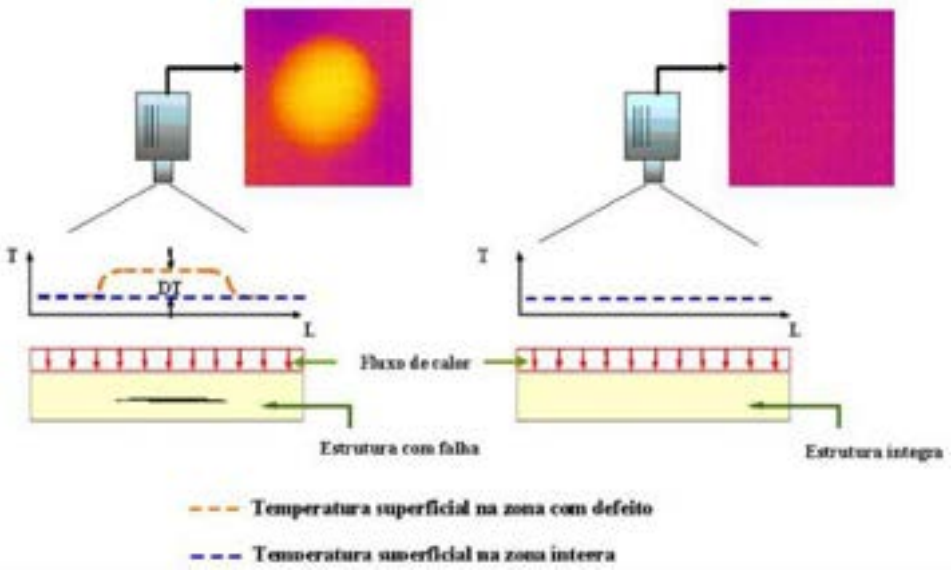


Figura 3 – Perfil de temperatura em amostras com e sem presença de falha. [10]

Contudo, as zonas onde existem essas manifestações que receberam calor durante o período matutino acabam por não conseguir absorver estas ondas do mesmo modo, formando assim zonas com baixas temperaturas.

A Fig. 4 mostra como este efeito de propagação de ondas de calor são transmitidas para o interior do corpo:

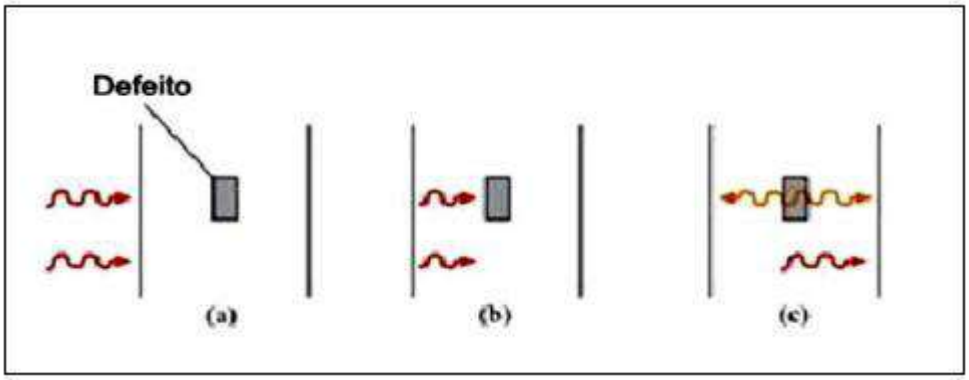


Figura 4 – Propagação idealizada de um único pulso de calor em um material: (a) Um impulso de energia é aplicado à superfície; (b) O pulso de calor viaja dentro do material e encontra um defeito; (c) O defeito reflete parcialmente e transmite parcialmente o pulso [11].

3. RESULTADOS

Para melhor entendimento das imagens, serão mostradas nas figuras a seguir, uma sequência de uma imagem termográfica ao lado de uma imagem normal do local. Desta maneira, será ressaltada uma melhor comparação entre os tipos de visualização, destacando as manifestações patológicas vistas principalmente com a câmera térmica. Ao lado da imagem da câmera térmica será apresentada a escala em graus Celsius (°C) da temperatura máxima e mínima no instante da captura.

3.1. Infiltrações

Em diversos pontos das estruturas analisadas foi possível identificar, com auxílio da câmera térmica, presenças de infiltrações. Em alguns destes pontos não são perceptíveis a olho nu, mesmo que em alguns lugares possam apresentar manchas de umidade, mas somente com o uso da câmera térmica podemos identificar e constatar esses locais, pois apresentam menores temperaturas superficiais quando comparados a estrutura. Desta forma, quando vistas através do equipamento termográfico geram um ponto de imagem mais escuro, devido a sua menor irradiação de calor. Nas Fig. 5 e Fig. 6 podemos observar este acontecimento:

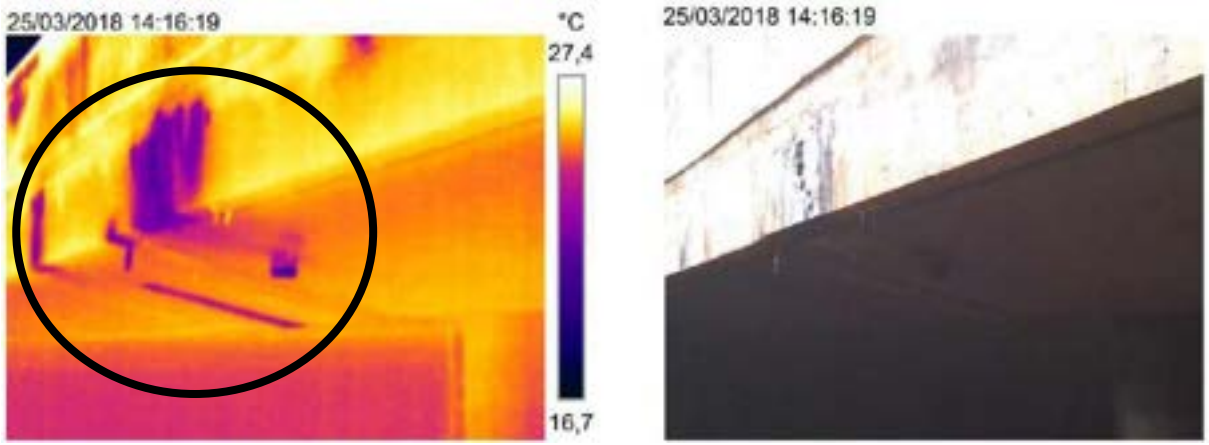


Figura 5 – Presenças de infiltrações na estrutura.

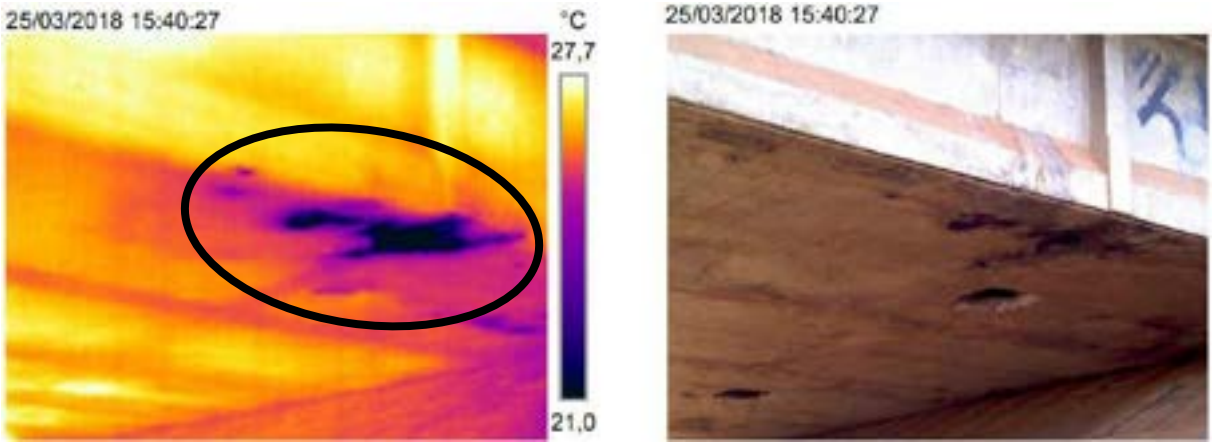


Figura 6 – Identificação de pontos com desplacamentos de concreto e com armadura sem cobrimento.

3.2. Desplacamento do concreto

Foi observado que, em alguns pontos haviam desplacamentos do concreto, proveniente principalmente da expansão provocada pela corrosão das armaduras. Na Fig. 7 podemos identificar uma zona onde existe a presença de tal manifestação patológica. Já nas Fig. 8 e Fig. 9 houve o desplacamento do concreto, entretanto, este não veio a se soltar da estrutura, formando então um som cavo "oco" na superfície do elemento estrutural, pois com o uso da câmera térmica fica mais fácil a identificação e delimitação das áreas que apresentam desplacamentos do concreto.

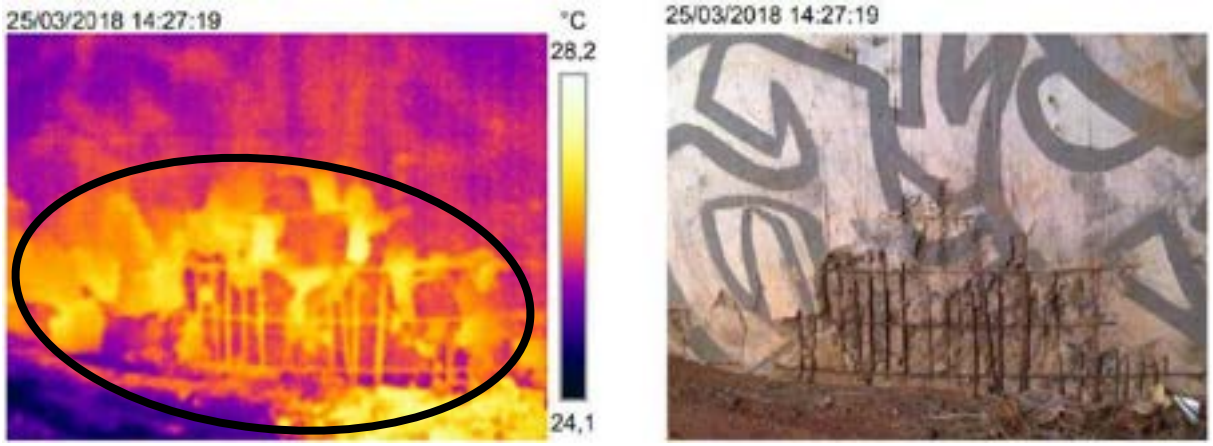


Figura 7 – Identificação de pontos com desplacamentos de concreto e com armadura sem cobrimento.

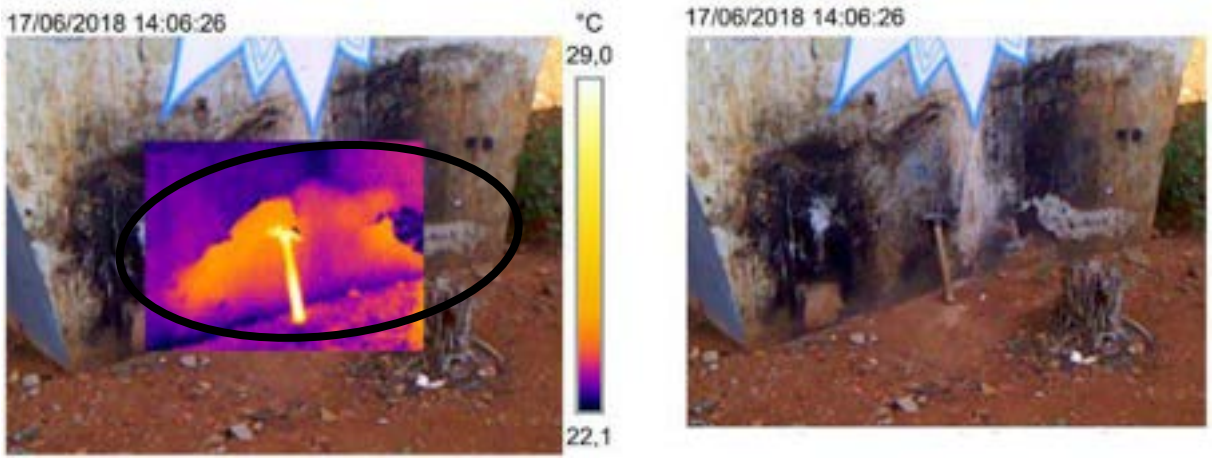


Figura 8 – Zona com desplacamentos de concreto.

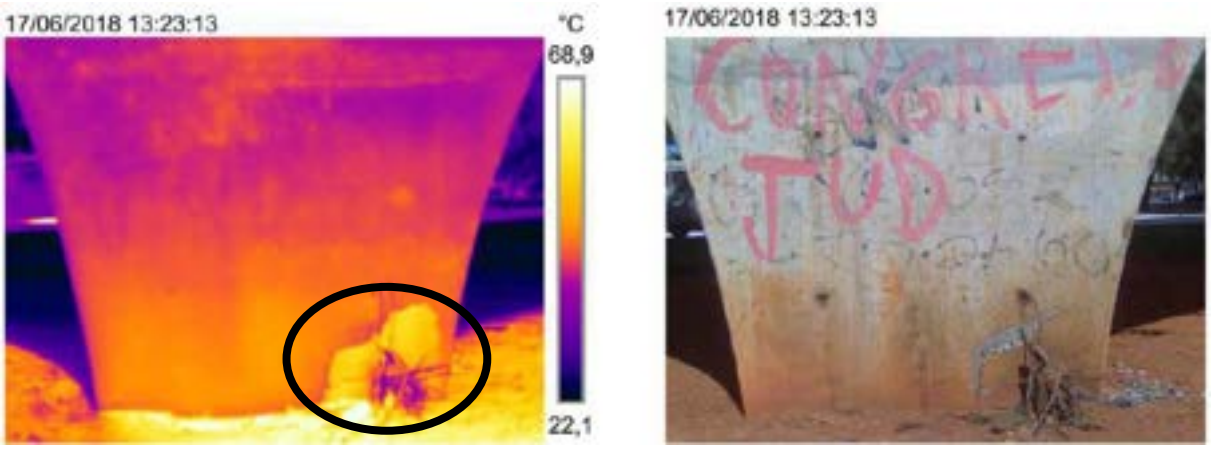


Figura 9 – Zona com desplacamentos de concreto.

3.3. Armaduras expostas

Outra manifestação patológica observada foi a presença de armaduras expostas. Alguns dos casos ocorreram devido a erros executivos pontuais, falhas de concretagem em que não atendem ao cobrimento mínimo de concreto necessário para proteção das armaduras. Este acontecimento pode ser observado na Fig. 10.

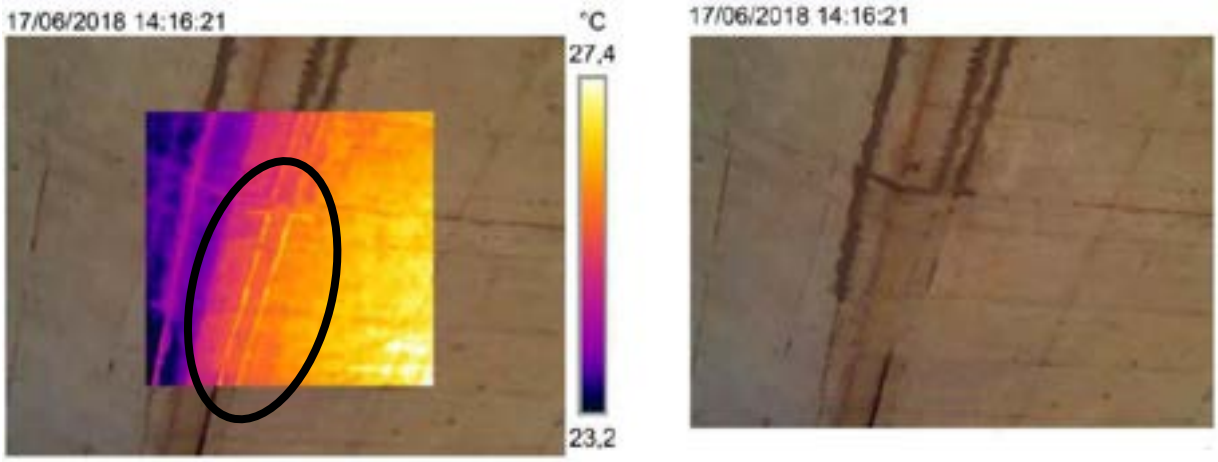


Figura 10 – Armaduras expostas devido à falta de cobrimento de concreto.

Também foram observadas armaduras expostas devido a colisão de veículos com a parte inferior do tabuleiro que compõem a estrutura viária, principalmente na Ponte no Bragueto e no Viaduto DF-085/BR-450, já que estes possuem uma altura máxima aproximada de 4 metros para passagem dos veículos.

Desta forma, motoristas de veículos altos, como ônibus e caminhões, acabam colidindo com a estrutura, danificando o cobrimento das armaduras, chegando a desloca-las. Na Fig. 11 podemos observar estes ocorridos:

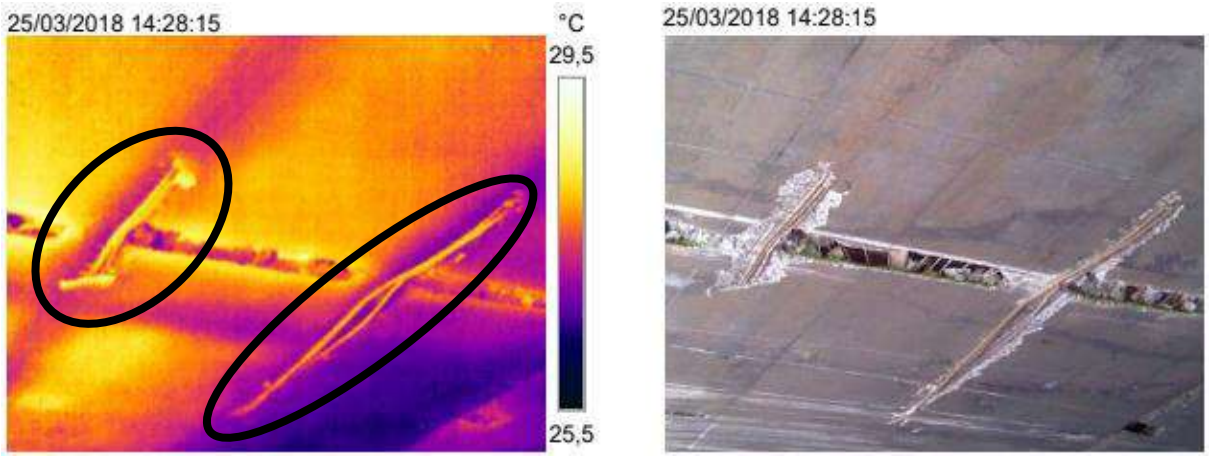


Figura 11 – Armaduras expostas devido a colisão de veículos.

4. CONCLUSÔES

Realizando uma comparação entre as figuras das imagens termográficas com as figuras das imagens comuns, nota-se um grande potencial de precisão e agilidade da técnica da termografia aplicada na construção civil para a identificação de diversas manifestações patológicas em pontes e viadutos.

Durante as inspeções, alguns quesitos foram observados para que as imagens fossem tiradas com êxito. Um destes está relacionada ao horário em que a imagem foram realizadas, pois há necessidade de incidência solar sobre o corpo, como também de locais onde a sombra de edificações vizinhas não prejudicasse o empreendimento em estudo.

Como conclusão deste trabalho, verifica-se que a eficiência do procedimento é comprovada, visto que permitiu a identificação de manifestações patológicas variadas com precisão. Nota-se que é possível o profissional obter melhores informações da estrutura analisada, sendo assim, podendo preparar um diagnóstico eficaz com maior precisão e agilidade.

Portanto, a utilização de câmera térmica como ensaio não destrutível para inspeções em estruturas de concreto armado em pontes e viadutos é um meio alternativo que oferece bastante êxito, se utilizado corretamente pode vir a identificar manifestações patológicas, evitando assim um maior agravamento estrutural.

REFERÊNCIAS

[1] CARVALHO, L, G.; FIGUEIREDO, E, P. Caracterização e passivação dos aços CA24 e CA50. Concreto & Construções - Ensaios para o Controle de Qualidade do Concreto e de suas Estruturas, [S.L], p. 81-88, abr./jun. 2017.

[2] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto – Microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.

[3] FIGUEIREDO, E. P.; ANDRADE, D. S. Estimativa da resistência à compressão do concreto por meio de ensaios não destrutivos no estádio Maracanã. Revista Concreto e Construções. São Paulo, 2014. ISSN 1809-7197.

[4] SILVA, D. D. S. Diagnóstico de patologias em fachadas utilizando termografia. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2012.·.

[5] INCROPERA, F. P.; et al. Fundamentals of heat and mass transfer. 2003.

[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16292: Ensaios não destrutivos – Termografia – Medição e compensação da temperatura aparente refletida utilizando câmeras termográficas. Rio de Janeiro, 2014.

[7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15718: Ensaios não destrutivos – Termografia – Guia para verificação de termovisores. Rio de Janeiro, 2009.

[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15424: Ensaio não destrutivos – Termografia – Terminologia. Rio de Janeiro, 2006.

[9] TAVARES, S. G. Desenvolvimento de uma metodologia para aplicação de ensaios térmicos não destrutivos na avaliação da integridade de obras de arte. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2006. 189 p.

[10] CORTIZO, E. C. Avaliação da técnica de termografia infravermelha para identificação de estruturas ocultas e diagnósticos de anomalias em edificações. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2007. 178 p.

NDT techniques for the analysis of anomalies related with durability - heritage buildings with masonry walls and confining concrete elements

José Miranda Dias[1] **Maria João Henriques**[2] **Luís Matias**[3] **Maria Sofia Ribeiro**[4] **Sónia Raposo**[5]

ABSTRACT

The anomalies related with durability of building masonry walls and their confining concrete elements are often related to the occurrence of cracking/detachment and with the presence of moisture. In many situations, it involves the cracking of masonry walls and the deterioration of concrete which, in cases of greater severity, results in the detachment of the walls render and in the local delamination of the concrete elements (columns, walls and beams), with the uncovering of the steel reinforcement and their consequent corrosion. Automated anomalies detection, in inspection of these anomalies, based on image processing techniques, can be done using the non-destructive testing (NDT).
The paper intends to identify the most common anomalies related with durability affecting the functionality and aesthetics and, in some situations, the safety of heritage buildings with reinforced concrete structure, seeking to typify the main anomalies related to the durability of materials and construction elements. A methodology of recognition of the most relevant patterns of these anomalies is briefly presented, in particular through image processing and features extraction of anomaly patterns in facade walls and on confinement elements of reinforced concrete, with the purpose of subsequent use within the framework of support to the inspection actions and consequent maintenance of this type of heritage buildings.

Key-Words: Durability; Anomalies patterns; Masonry walls; Concrete structure; Anomalies detection; Image processing; Feature extraction; Heritage buildings

1. INTRODUCTION

In the built heritage, the relevance of buildings built in the 20th century was being gradually recognized due primarily to its historical and cultural value and later to their public utility. Under the effort of conservation and protection of such heritage, it is important to promote the study of preventative and/or remedial interventions to meet the required performance level because of deterioration, without significant loss of its intrinsic cultural value and without losing the guarantee of maintaining adequate levels of security and functionality. In this set of buildings with reinforced concrete structure, it is growing the number of cases, where the respective facade walls and their confining concrete elements, subjected to external aggressive actions, present durability problems and therefore reflect the need of a pro-active conservation concerned with applying some form of treatment or taking actions prior a

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. mirandadias@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. mjoao@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. lmatias@lnec.pt
[4]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. sribeiro@lnec.pt
[5]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Edifícios, Lisboa. Portugal. sraposo@lnec.pt

change in material property adversely affecting the ability of the structure, or parts thereof, to meet the required performance levels because of deterioration.

After the construction of the buildings, a progressive deterioration process reduces their functional performance and ability to fulfil their basic work construction requirements, as well as the needs and expectations of their users. Building facades are particularly exposed to the effects of environmental agents, namely related to the direct impact of sunlight, rain, wind, and atmospheric pollutants. These effects of environmental agents have negative consequences in terms of degradation of the facade due to anomalies related with durability that can occur in the different facade elements (concrete elements, masonry walls, etc., [2] and [6] to [9]). The anomalies related with durability of building masonry walls and their confining concrete elements are often related to the occurrence of cracking/detachment and with the presence of moisture. In many situations, it involves the cracking of masonry walls and the deterioration of concrete which, in cases of greater severity, results in the detachment of the walls render and in the local delamination of the concrete elements (columns, walls and beams), with the uncovering of the steel reinforcement and their consequent corrosion. These anomalies can have a strong negative impact on building service life and generally can force to significant maintenance costs associated to repair actions.

In a routine inspection, visual observations of anomalies depend on the knowledge and experience of the observer. Automatic image-based anomaly detection can be a complementary tool to visual inspection and the respective analysis can be based on the image processing techniques, eventually more objective and with more accuracy [1] and [5]. The automated anomalies detection, based on image processing techniques, can be done using the non-destructive testing (NDT) techniques available ([3] and [4]): ultrasound testing (US), infrared thermography (IRT) and photogrammetry (terrestrial/aerial survey using an unmanned aerial vehicle - UAV).

The paper intends to identify the most common anomalies related with durability, which can affect the functionality and aesthetics, and, in some situations, the safety of heritage buildings with reinforced concrete structure, seeking to typify the main anomalies related to the durability of materials and construction elements. A methodology of recognition of the most relevant patterns of these anomalies is briefly presented, in particular through image processing and features extraction of anomaly patterns in facade walls and on confinement elements of reinforced concrete, with the purpose of subsequent use within the framework of support to the routine inspection and subsequent maintenance of this type of heritage buildings.

2. RELEVANT PATTERNS OF ANOMALIES IN FACADE WALLS AND IN THE CONCRETE STRUCTURE RELATED WITH DURABILITY

2.1 General

The IRT method is based on the assumption that for temperatures above absolute zero all the objects emit energy from their surface in the form of thermal radiation. Thermography equipment captures the IR radiation and converts it to a thermal image (thermogram), which represents the distribution of surface temperature (Ts) of the object, without contact. IRT may be applied to the diagnosis of anomalies in renderings, evaluating the state of conservation of large areas of the facade and performing the diagnosis of their causes. IRT allows to relate observed situations of thermal inhomogeneity with an internal “picture” and state of the element, such as the characteristics of the materials as well as the occurrence in the wall renders of detachment, surface discontinuities and internal cracks and even the distribution of moisture on the wall.

The US method is based on the assumption that the cracking, the lack of cohesion and the detachment of the material (i.e., the state of preservation of the material) reduces the speed of the ultrasonic waves. This inspection technique aims the evaluation of the state of conservation of the construction elements based on estimation of mechanical resistance and deformability of constituent material and it allows the evaluation of the compactness and stiffness by determining the rate of spread of ultrasonic waves

through the material. US testing when applied to concrete elements can be used for the determination of the uniformity of concrete, the presence of cracks and voids, changes in properties with time and in the determination of dynamic physical properties [3]. Depending on the distance separating the transducers it is possible to make use of this effect for locating flaws, voids or other defects greater than about 100 mm in diameter or depth, [3]. It may also be used to estimate the strength of in-situ concrete elements or specimens. However, it is not intended as an alternative to the direct measurement of the compressive strength of concrete.

The Photogrammetry is a technique that can be used in this context for obtaining the information about the building, namely from their facades (geometric information: position, size and shape) and their anomalies. Digital image processing (DIP) can be applied to single photos. Single photos have the disadvantage of having deformations due to the camera (from the lenses, the sensor, etc.) and due to the point of view (from where the photo was taken), making difficult to perform precise comparisons in studies made over time. Using photogrammetric techniques to build orthomosaics, the deformations are geometrically corrected, and measurements can be made, like in plans and maps. Orthomosaics, or orthos, can be created when surfaces are flat, like the majority of the facades, or when they are plannable. In this paper the analysis of the orthos by DIP is called IP2D. But, sometimes, when the surfaces can't be plannable, they cannot be represented by orthos. In this case a point cloud can be used to "bring" the surface into the computer. Although DIP cannot be applied directly to point clouds, one might use digital surface models derived from these clouds and apply to these DIP (IP3D). Due to the distances involved in photo surveys of buildings - a very few hundred meters, sometimes only some meters – these photogrammetric surveys are included in the close range photogrammetry. Some authors consider that 300 m is the frontier between a close capture (CC) and a far capture (FC). Here it is proposed the following anomalies signs of identification, which will condition the adequate methodology for capturing photos:

- Simply superficial zone with signs of degradation;
- Zone beneath the surface subjected to an active process of degradation/no signs of external degradation;
- Superficial zone with signs of degradation/ and also the zone beneath surface subjected to an active process of degradation;
- Anomaly concentrated in a localized zone;
- Anomaly developing along lines or band zones;
- Anomaly affecting the entire element.

In the following, it is presented examples of application of this methodology for concrete and for masonry walls elements.

2.2 Concrete elements

2.2.1 General

The most commons defects in concrete structures are cracks, being the reasons for them according to CEB (1992) the following: i) Cracks due to rheological concrete properties: drying shrinkage and plastic settlement of fresh concrete; ii) Cracks caused by load/imposed deformation: pure flexure, shear, pure tension, bond failure; iii) Thermal cracks: internal and external restraint; iv) Chemical cracks: reinforcement corrosion, alkali silica reaction, salt crystallization.

The most relevant durability problems in reinforced concrete structures are essentially related to the corrosion induced by chlorides and by carbonation (Table 1). The ingress of chlorides or carbon dioxide depassivate the steel in concrete, and in the presence of oxygen and water, the corrosion process is initiated; ingress of acids, alkalis and sulphates may lead to the chemical deterioration of concrete; moisture movement during freezing and thawing action can be responsible for deterioration of concrete.

2.2.2 Carbonation and the corrosion of the reinforcement

When carbon dioxide diffuses into concrete, in the presence of water, it reacts with calcium hydroxide to form calcium carbonate, and the pH of the pore solution is reduced; in case the carbonation front progresses until the surface of the reinforcement is reached, the passive layer of the steel surface will be dissolved, and the process corrosion of the reinforcement may begin. Corrosion in the form of rust formation and/or loss in cross-section of the rebars occur together with localized spalling or delamination of concrete cover (Fig. 1).

2.2.3 Corrosion due to chloride ingress

The mechanism of corrosion of steel in concrete containing chlorides is complex. Chloride ions are able to disrupt the passivating reaction that occur on the steel surface in the highly alkaline conditions in uncarbonated concrete. In carbonated concrete, smaller amounts of chloride will depassivate the steel and the corrosion processes are accelerated. The corrosion process for chlorides action is more aggressive than carbonation, being a localized corrosion and not general as in the case of carbonation (Fig. 2).



Figure 1. – Carbonation and the corrosion of the reinforcement (source: Duratinet).



Figure 2. – Corrosion due to chloride ingress (source: Duratinet).

2.2.4 Freeze thaw deterioration

The action of freezing and thawing usually occurs in horizontal concrete surfaces exposed to water or vertical surfaces that are in contact (permanent or almost permanent) with water. The water contained in the pores expands, when frozen, causing tensions within the concrete and cracks on the surface. The deterioration of concrete under the action of freezing and thawing may lead to disintegration of concrete (Fig. 3).

2.2.5 Alkali aggregate reaction

Certain aggregates containing reactive silica react with the potassium, sodium and calcium hydroxide cement and form a gel involving aggregates. This gel exposed to humidity expands and create tensions in the concrete, resulting in cracks around the aggregates. Moisture speeds up the alkali-silica reactions. This type of reaction may not be noticeable for a long time and suddenly turns into an advanced state of deterioration (Fig. 4).



Figure 3. – Freeze thaw deterioration.



Figure 4. – Alkali aggregate reaction (source: Duratinet).

Table 1. Examples of anomalies related with durability of concrete structural elements and the assessment of these anomalies characteristics through image processing

Characteristics signs of the anomaly	**Type of cause of the anomaly**	**Description of the cause**	**Anomalies signs of identification**					
			Simply superficial zone with signs of degradation	Zone beneath the surface subjected to an active process of degradation/no signs of external degradation	Superficial zone with signs of degradation/ and also the zone beneath surface subjected to an active process of degradation	Anomaly concentrated in a localized zone	Anomaly developing along lines or band zones	Anomaly affecting the entire element
• Rust formation • Loss in cross-section of the rebars • Localized cracking /detachment of concrete cover.	Carbonation and the corrosion of the reinforcement	Passive layer of the steel surface is dissolved	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	-	(IP2D, IP3D)
• Appearance of brown spots of iron oxide • Localized cracking /detachment of concrete cover	Corrosion due to chloride ingress	Chloride ingress in concrete with capacity to oppose the corrosion inhibiting properties of the alkaline cement paste pore solution	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	-	(IP2D, IP3D)
• Disintegration of concrete	Freeze thaw deterioration	Water contained in the pores of concrete expands, when frozen, causing tensions within the concrete and cracks on the surface	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	-	(IP2D, IP3D)
• State of deterioration of concrete	Alkali aggregate reaction	Aggregates containing reactive silica form a gel involving aggregates, which exposed to humidity expands and create tensions in the concrete, resulting in cracks around the aggregates	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	-	(IP2D, IP3D)

2.3 Walls

2.3.1 General

Facades building walls are subjected to environmental agents, which can cause visual degradation and negative effects on the heritage building aesthetic performance. Particularly, heritage building external renders, besides decorative protection attributes, perform an essential function of sacrificial layers, when exposed to climatic actions and mechanical and environmental impact (namely sunlight, wind, rain, and atmospheric pollutants). The most relevant durability problems in facade walls are essentially associated to environmental actions which main consequent anomalies have humidity related causes [7]: presence of rainwater or snow; wet-dry cycles; freeze-thaw cycles; vapour or high relative humidity action; cladding system's humidification; rising damp. Some examples of anomalies related to the presence of humidity are presented in Table 2.

In many situations, it involves the cracking of masonry walls, which, in cases of greater severity, results in the detachment of the walls (Figs. 5, 6 and 7, from [8]). In the visual observation and in the image assessment (photogrammetric and thermal images), the facade anomalies must be registered and classified. DIP can be used to enhance the deteriorated areas and to classify according to their condition level, for different types of anomalies in render (staining, cracking, detachment, etc.), or in the paint (blistering, cracking, etc.).



Figure 5. – Blistering and detachment of the render.



Figure 6. – Mapped cracking due to shrinkage and efflorescence's.



Figure 7. – Horizontal cracking following the joints.

2.3.2 Anomalies in cement based renders

In the following, anomalies associated with humidity in cement based renders are briefly analysed (presence of moisture on the surface or within the rendering), as well as the assessment of these anomalies characteristics through DIP (Table 2). These anomalies can affect the aesthetic aspect of the facade and the rendering's integrity (Fig. 8, from [9]). The cohesion and adhesion of external cement based mortars to the background can be weakened, along the time, due to environmental loads, and suffer some degradation as superficial cracks, detachments, etc.



a) Blistering of elastic type painting



b) Blistering near the edges



c) Blistering and detachment



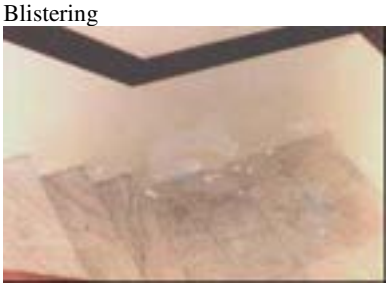
d) Detachment of textured paint



Blistering



Blistering in "plastic paint"



e) Saponification / softening



f) Detachment of the paint



g) Detachment of the paint



h) Cracking in "Kerapas" type paint

Figure 8. – Anomalies in paints.

Table 2. Examples of anomalies related with durability of facade masonry walls and the assessment of these anomalies characteristics through image processing, [7], [8], [9]

	Type of cause of the anomaly	**Characteristics signs of the anomaly**	**Description of the cause**	**Anomalies signs of identification**					
				Simply superficial zone with signs of degradation	Zone beneath the surface subjected to an active process of degradation / no signs of external degradation	Superficial zone with signs of degradation / and also the zone beneath surface subjected to an active process of degradation	Anomaly concentrated in a localized zone	Anomaly developing along lines or band zones	Anomaly affecting the entire element
Cement based render (CBR)	Cracking of the render	Cracking along the connection between different materials coated in continuity [8].	Related to the different characteristics of the two materials (elasticity modulus, thermal dilatation coefficient, etc.), which have therefore different deformations, when subjected to thermal, hygrometric actions and to loading [8].	(IP2D)	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D, IP3D)
	Cohesion loss/disaggregation and crumbling of the render	Rendering becomes fragile and easily disaggregated, exposing aggregates and the substrate layer [7].	Related to the loss of bond between the rendering mortar components, followed by a considerable loss of the composing particles. Rainwater is involved in the loss of cohesion process by granular disintegration [7].	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	-
	Biodeterioration / biological colonization	Presence of a generally thin layer, usually greenish or blackened, of biological origin over the surface [7].	Related to the water on the surface, the lack of solar radiation and specific temperatures [7].	(IP2D)	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	-	(IP2D)
	Efflorescence / cryptofflorescence	Crystalline deposit that arises on the concrete surface as a white stain [7], and, in case of cryptofflorescence, possibly together with cracks and detachment of the render	It results from the circulation and superficial evaporation of an aqueous saline solution. The hydrostatic pressure promotes the migration of water, superficial evaporation and, then, deposition of salts on the surface [7].	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	-
	Wear or detachment of the finishing layer of ETICS	-	Non-compatibility of materials	(IP2D)	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	-
	Warpage, swelling, deformations and other flatness deficiencies in ETICS	-	Thermal stress	(IP2D)	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	-
	Detachment of ETICS areas	-	Humidity between ETICS elements	(IP2D)	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	-
	Mapped cracking	-	Shrinkage of the rendering mortar, which is restricted by the support (block or brick masonry) [8]	(IP2D) [CC]	-	-	(IP2D) [CC]	-	(IP2D, IP3D)
Paint	Colour change	-	Lack of solidity of the paint due to pigments not suitable for exterior, or due to insufficient resistance against the attack by the alkalinity of the base [9].	(IP2D) [CC]	-	-	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D)
	Change of gloss	-	Lack of resistance of the binder [9].	(IP2D) [CC]	-	-	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D)
	Staining -appearance of areas with or without gloss	-	Due to rendering areas with different absorption (variable porosity); and to the application of paints with high PVC (volumetric concentration of pigment) [9].	(IP2D) [CC]	-	-	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D)
	Blistering	Generally, blistering results in wider blisters, similar to small craters [7].	It can occur when solvents, or other volatile substances, are imprisoned by the paint coat. It is a frequent defect in water-based paints given the chemical connections that are established while drying, sometimes imprisoning water in the organic matrix [7]. It can occur also due to poor preparation of the base, insufficient thickness, humidity and temperature high during application and drying [9].	(IP2D) [CC]	-	-	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D, IP3D)
	Cracking	-	Deficiently formulated product, hard and brittle coating [9].	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D, IP3D)
	Detachment	-	Lack of adhesion, humidity, efflorescence, poor preparation of the base [9].	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D, IP3D)
	Pulverulence, arenization, erosion	-	Lack of binder, weather action [9].	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D, IP3D)
	Saponification / softening – dissolution of the binder	-	Paint not resistant to alkalinity of the base [9].	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D)
	Dirt retention	-	It can occur in areas less exposed to rain (especially in textured paints) [9].	(IP2D)	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D) [CC]	(IP2D)	(IP2D)

2.3.3 Anomalies in render/ETICS

In Table 2, anomalies associated with humidity in render/ETICS are briefly analysed (presence of moisture on the surface of or within the rendering), as well as the assessment of these anomalies characteristics through DIP. The main anomalies are: wear or detachment of the finishing layer of ETICS; warpage, swelling, deformations and other flatness deficiencies in ETICS; detachment of ETICS areas.

2.3.4 Anomalies in painting surfaces

In Table 2, anomalies associated with humidity in paintings are briefly analysed (presence of moisture on the surface of the facade or within the rendering), as well as the assessment of these anomalies characteristics through DIP.

2.3.5 Maintenance actions

The correct evaluation of the state of conservation of a building and its elements constitutes essential information for the planning maintenance phase of the interventions to be carried out later. The standard UNI 10604 [10] refers to the existence of two levels of building inspections, preliminary and detailed, and, in the latter, it is intended to deepen the framework obtained from the general inspection (qualitative information), for quantitative information, in order to identify the requirements necessary to define the type of solutions to the problems identified. Detailed inspections are planned to use non-destructive and destructive tests. The use of NDT techniques allows a more objective diagnosis of the conservation status of the building and allows to define the criticalities of the identified anomalies and the priorities, the budgeting, execution time and type of contracting for the execution of the repair work (using in-house or outsourcing).

Anomalies are usually classified according to their severity (minor, serious and critical), their intensity (low, medium or is under development and high) and extension (function of the percentage of affected element). Based on visual inspection, it is not always easy to carry out this classification, so the use of IRT, US and IP2D methods, alone or together, is most useful because they provide more accurate information about what is visually perceptible and precise information about features of the element that are not visible and which may be relevant to the classification of the anomaly and to the technical specifications of the work to be performed.

The loss of performance of a building and its elements over time is a normal process and it is necessary to carry out periodic inspection, cleaning, small-scale interventions, major interventions and replacement to maintain the design requirements. It is a good practice to inspect annually the exterior walls to check for dirt, biological colonization and localized patches and cracking or adhesion problems of the cement based renders. Also, a water jet cleaning or other suitable cleaning method to the painting system applied should be periodically carried out, as well as a repainting.

3. METHODOLOGY OF RECOGNITION OF THE PATTERNS OF ANOMALIES THROUGH IMAGE PROCESSING AND FEATURES EXTRACTION

3.1 General

DIP can develop as follows (Fig. 9), being three the main steps: i) photo acquisition, which should follow some basic rules (camera axis perpendicular to the surface, high overlap, good lightning); ii) processing the photos to create orthos; iii) apply DIP to detect and enhance the anomalies in the orthos. For example, detected cracks can be separated based on the width of the crack.
One of the limitations of the anomaly detection is the size of the pixel in the photos (which has direct influence in the size of the pixel in the orthos). Large pixels (i.e., individual pixels covering large areas) do not allow the detection of small or thin elements. For this is important to use high definition cameras and, when necessary, UAV to allow the acquisition of photos near the surfaces.

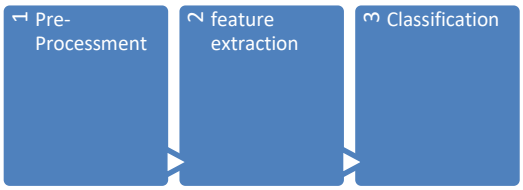


Figure 9. – Steps for a recognition system.

3.2 Experimental test

A test example of acquisition the images for photogrammetry and further recognition of the patterns of anomalies through DIP and features extraction (interest of extraction of a single mortar joint in each specimen - see details in Fig. 10) is described for two masonry specimens subjected to compression in a test machine: the test specimens were placed on a testing compression machine. In both specimens, each ortho was generated from two photographs taken by two digital cameras fixed on a horizontal bar (35 cm apart), attached to a tripod [3]. Information of the photos are described in Table 3.

Table 3. Characteristics of the photo surveys of two specimens

Specimen	Size of the pixel in the sensor	Size of the image	Distance to specimen	Size of the pixel in the specimen
A1	6.4 µm	8 Mpx	1.8 m	0.35 mm
A2	8.9 µm	4 Mpx	2.4 m	0.57 mm

3.3 Facade walls

A test example of acquisition the images for photogrammetry in two facade walls (called East and West) of a low building and further recognition of the patterns of anomalies through DIP and features extraction (interest of extraction of a single localized render crack and detachment zone – see detail in Fig. 11) is described. One camera was used, and it was made a terrestrial survey. Photogrammetry was used to generate orthos of each facade and a point cloud of the set [3]. Characteristics of the surveys are displayed in Table 4. It was applied DIP in the analysis of anomalies, for detection of cracking and detachment in the wall renders, and of cracks and repair zones in concrete elements.

Table 4. Characteristics of the photo survey of a facade

	Size of the pixel in the sensor	Size of the image	Distance to Facades	Size of the pixel in the facade
Terrestrial	6.1 µm	10 MPx	2.5 m: East 8 m: West	0.5 mm: East 2 mm: West



Specimen A1



Specimen A2

Figure 10. – Use of photogrammetry in the compression test of Specimen A1 and Specimen A2 [3] and [4].





Figure 11. – Use of photogrammetry in North facade of a building [3]

4. CONCLUSIONS

This paper identified and typified the most common anomalies related with durability of materials and construction elements of heritage buildings with reinforced concrete structure. A methodology of recognition of the most relevant patterns of these anomalies has been briefly presented, in particular through image processing and features extraction of anomaly patterns in facade walls and on confinement elements of reinforced concrete. Such methodology is expected to be suitable for the purpose of subsequent use within the framework of support to the inspection actions and consequent maintenance of this type of heritage buildings. The loss of performance of a heritage building and its elements over time is a normal process and it is necessary to carry out periodic inspection, cleaning, small-scale interventions, major interventions and replacement to maintain the design requirements.

ACKNOLEGDMENTS

LNEC Planned Research Programme (P2I) for the period 2013-2020 (P2I Project "COREAP" – Service life, conservation and rehabilitation of walls of buildings with relevant patrimonial value") has funded the present study.

REFERENCES

[1] Jónatas Valença; D. Dias da Costa; Eduardo Júlio (2010). Desenvolvimento de um Método Inovador de Detecção e Medição de Fissuras em Estruturas de Betão. BE2010 – Encontro Nacional Betão Estrutural Lisboa.

[2] Gaspar, P. L.; Flores-Colen, Inês; de Brito, Jorge (2006). Técnicas de diagnóstico e classificação de fissuração em fachadas rebocadas. IST, Lisboa, 2006.

[3] Miranda Dias, J.; Matias, L. M.; Henriques, Maria J.; Ribeiro, Maria. S.; Santos, T. O. (2017). Combined use of non-destructive methods for the assessment of facades anomalies of heritage buildings with structural concrete elements. INGEO 2017 – 7th International Conference on Engineering Surveying Lisbon.

[4] Miranda Dias, J.; Matias, L.; Henriques, M.J.; Rosário Veiga, M. (2016). Avaliação da utilização combinada de métodos de inspeção não-destrutivos de termografia/ultra-sons/fotogrametria para a deteção de fendilhação em paredes de alvenaria de edifícios de valor patrimonial. In 10.º Congresso Nacional de Mecânica Experimental (CNME2016), Lisbon.

[5] Paulo, Pedro V.; Branco, F. A.; de Brito, Jorge (2018). Quantification of Façade Defects Using Photogrammetry within the BuildingsLife System.11DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components. Istanbul, Turkey.

[6] G. Sá, J. Sá, J. de Brito, B. Amaro (2014). Inspection and diagnosis system for rendered walls. International Journal of Civil Engineering, Vol. 12, No. 2, Transaction A: Civil Engineering, June 2014.

[7] Pereira, Clara; de Brito, Jorge; Silvestre, José D. (2018). Humidity as a cause of defects in various façade claddings. REHABEND 2018 - Construction pathology, rehabilitation technology and heritage management (7th REHABEND Congress), Caceres (Spain).

[8] Veiga, Rosário (2010). Patologia e reparação de revestimentos de paredes. Caderno Edifícios, nº 5 (CAD 5), pag. 135 a 159. Lisboa: LNEC. ISBN 978-972-49-2197-6.

[9] Isabel Eusébio, M.; Paula Rodrigues, M. (2010). Anomalias em pinturas de paramentos exteriores e interiores de paredes de alvenaria e respectivas soluções de reparação. Caderno Edifícios, nº5 (CAD 5), pag. 63 a 76. Lisboa: LNEC. ISBN 978-972-49-2197-6.

[10] UNI 10604 (1997). Manutenzione. Criteria di progettazione, gestione e controlo dei servizi di manutenzioni di immobili. Ente Nazionale Italiano di Unificazione. Milano, Itália.

Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais


Jónatas Valença[1]


Bruno O. Santos[2]


Eduardo Júlio[3]

RESUMO

A caracterização da fendilhação, nomeadamente, o seu início, abertura e propagação, tem uma importância muito relevante na avaliação do seu estado de conservação de estruturas de betão. Os autores desenvolveram um método, denominado MCrack, baseado em visão por computador e processamento de imagem, especificamente com este objetivo. No entanto, o MCrack permite a avaliação de superfícies num determinado instante e a monitorização da evolução de fendas ao longo do tempo, i.e., entre inspeções periódicas, requer a utilização das mesmas estações fotográficas, de forma a assegurar a sobreposição das imagens adquiridas em instantes diferentes. Este procedimento revela ser adequado para ensaios laboratoriais mas, a sua aplicação a estruturas reais, implica a dificuldade acrescida de garantir as mesmas estações fotográficas com elevada precisão. Os recentes desenvolvimentos ocorridos no registo de imagem apresentam um enorme potencial para ultrapassar as desvantagens mencionadas, permitindo monitorizar as fendas com algoritmos mais simples de implementar e muito menos exigentes a nível computacional.

Neste artigo é apresentada a primeira versão do método MCrack-Propagation, uma evolução do MCrack, baseada na relação das características entre imagens. A principal vantagem centra-se na correspondência automática de características entre pares de imagens, adquiridas em instantes distintos, de uma mesma região, o que permite o acompanhamento automático da evolução de fendas em superfícies de betão. O método foi validado através da sua aplicação a ensaios de rotura de vigas de betão.

O método MCrack-Propagation permitiu monitorizar a fendilhação em imagens multitemporais, apresentando maior fiabilidade na medição da largura de fendas relativamente aos métodos anteriormente apresentados, devido ao maior número de pontos de medição. Adicionalmente, apresenta um baixo custo computacional, evitando os intensivos procedimentos associados aos métodos de segmentação de imagem. Por fim, o MCrack-Propagation evita o contacto direto com a fenda, requerido pelos métodos tradicionais, e apresenta elevada precisão nos resultados.

Palavras-chave: Monitorização automática de fendas; Fendilhação no betão; Processamento de imagem; Visão por computador; Correspondência de características de imagem.

[1]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. jonatas.valena@tecnico.ulisboa.pt
[2]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. oliveirasantos@tecnico.ulisboa.pt
[3]CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

1. INTRODUÇÃO

A visão por computador tem, cada vez mais, um enorme potencial e interesse para diversas áreas do conhecimento e, em particular, para a Engenharia Civil. Os desenvolvimentos recentemente registados fornecem uma ampla variedade de soluções para avaliação estrutural e material. As soluções encontradas apresentam abordagens económicas e não invasivas quando comparadas com os métodos tradicionais. Além disso, representam uma ferramenta importante para suporte de inspeções periódicas, onde a sua incorporação permite obter novos parâmetros ou resultados redundantes, de onde resulta uma avaliação mais detalhada e discretizada das estruturas.

No caso particular das estruturas de betão, têm sido apresentadas várias abordagens para avaliação da fendilhação através de visão por computador. De uma forma geral, é detetado o padrão de fendilhação por processamento de imagens, recorrendo à binarização de imagens [1], seguida da aplicação de morfologia matemática [2-5]. Foram também desenvolvidos métodos para melhorar os resultados anteriores, focados essencialmente no pré-processamento como solução para melhorar a qualidade da imagem, eliminando o ruído existente [6, 7]. Noutros trabalhos, a abordagem incide na teoria da percolação que mimetiza o modelo de percolação de fluidos [8-11]. Alguns autores têm desenvolvido métodos para avaliar a evolução entre inspeções [12], tendo a maior parte incidido na comparação dos resultados finais e não nas alterações das imagens adquiridas [4]. Noutro tipo de abordagem, foram desenvolvidos métodos para avaliar a abertura de fendas com base em correlação de imagem (DIC - Digital Image Correlation) [13-15] que, no entanto, apresentam ainda um elevado custo computacional. Para ultrapassar este problema, a fotogrametria foi usada para prever a fendilhação com base nas deformações dos elementos [16-18]. Esta abordagem, apropriada para trabalhos de laboratório, devido à necessidade de alvos artificiais na estrutura, torna-se exaustiva e de difícil execução em estruturas em serviço. Foram também já apresentados contributos através da aplicação de Correlação Cruzada Normalizada para combinar nós e junções entre imagens consecutivas [19].

Neste artigo, é apresentado o método 'MCrack-Propagation', desenvolvido para mapear a evolução de fendas sem recurso a alvos artificiais. O método é sustentado pela deteção, extração e correspondência de características entre imagens consecutivas da superfície de betão e foi projetado para poder funcionar como complemento ao método MCrack, desenvolvido pelos autores [4, 12]. O método foi calibrado e validado através da sua aplicação a um ensaio de um provete de argamassas previamente ensaiado à rotura, o qual foi igualmente avaliado através de métodos tradicionais e do MCrack [4, 12] e, posteriormente, aplicado a ensaios de vigas de betão armado. Os resultados mostram que o recurso às características naturais das superfícies de betão para monitorizar a sua fendilhação é uma abordagem que merece atenção, tendo potencial para ser melhorada em desenvolvimentos futuros.

De referir ainda que o método proposto foi desenvolvido no âmbito de um projeto de investigação intitulado 'AerialCrackView - Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados' (PTDC/ECM-EST/6830/2014), e é complementar aos métodos de aquisição de imagem proposto por Araújo *et al*. [20], e de identificação de regiões criticas desenvolvido por Santos *et al*. [21].

2. MÉTODO MCRACK-PROPAGATION

O método MCrack-Propagation visa melhorar a monitorização de fendas em superfícies de betão e as suas principais etapas encontram-se representadas no fluxograma da Fig. 1. Nas sub-secções seguintes cada uma das etapas é descrita em detalhe.

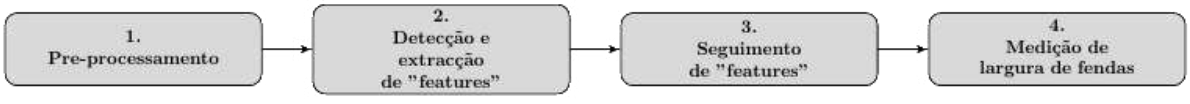


Figura 1. Fluxograma do método MCrack-Propagation.

2.1 Pré-processamento

A etapa de pré-processamento inclui toda a manipulação de dados (imagens) com o objetivo de os deixar em condições de serem processados na fase seguinte. Neste caso, o *script* desenvolvido permite selecionar a área de intervenção na própria imagem.

2.2 Deteção e extração de características

Nesta etapa é necessário proceder à deteção de características nas imagens, para permitir a sua posterior monitorização. As características são elementos que, tendo em conta aspetos inerentes à própria imagem, definem pontos que se destacam e que têm características próprias. Assim foi utilizado o algoritmo SURF [22] que faz parte da biblioteca OpenCV para Python [23]. Esta etapa do método devolve um conjunto de pontos-chave únicos, detetados nas imagens e que não são sensíveis a variações de escala e de rotação da própria imagem.

2.3 Acompanhamento das características

Os pontos-chave detetados com o algoritmo SURF são comparados entre pares de imagens. As imagens de diferentes instantes temporais são confrontadas com uma imagem de referência. Este procedimento é realizado com recurso ao algoritmo BF Matcher (Brute Force Matcher) da biblioteca Python [23], que permite comparar todos os pontos entre pares de imagens, estabelecendo correspondência entre pares de pontos com base em características que os definem. É de salientar que, neste processo, podem ser estabelecidas algumas falsas correspondências. Para resolver este problema, é utilizado um processo seletivo, baseado no nível de semelhança entre características, como descrito por Lowe [24].

2.4 Medição da abertura de fendas

O cálculo da abertura de fendas baseia-se na medição da distância entre os mesmos pontos-chave em pares de imagens de diferentes instantes. Com esse objetivo, é selecionada, pelo utilizador, uma região de cada lado da fenda em análise. Estas são consideradas corpos rígidos e permitem calcular a média do deslocamento de cada uma delas, através do acompanhamento dos seus próprios pontos-chave. A comparação do deslocamento médio de cada corpo rígido pode ser referida como medida de abertura da fenda. Este valor é medido em pixéis, por ser a unidade nativa das imagens, sendo posteriormente convertido em milímetros através do conhecimento da resolução espacial.

3. RESULTADOS

O método MCrack-Propagation foi aplicado em dois cenários diferentes: (i) no ensaio de um provete de argamassa, através de um mecanismo contruído para o efeito [12] (ver Fig. 2); e (ii) no ensaio de flexão até à rotura de vigas de betão [18] (ver Fig. 6). No primeiro caso, foi aplicado um deslocamento em quatro fases, aumentando sucessivamente a abertura da fenda, e estes foram comparados com a fase de referência, que representa as condições iniciais, sem abertura visível da fenda. No segundo caso, a superfície da viga foi pintada com alvos na região crítica (no âmbito de outro estudo [18]), embora esteja sem alvos numa outra região, tornando igualmente possível testar o método nessas condições. Foram avaliadas também quatro fases do ensaio, durante o qual surgiram várias fendas. Essas fases foram comparadas com a fase de referência, correspondente ao instante imediatamente antes do início do carregamento do ensaio.

3.1 Validação em provete de argamassa

Para validar o método, este foi aplicado e comparado com os resultados de Valença *et al*. [12]. Neste trabalho, o provete de argamassa foi produzido com parafusos embebidos nos dois lados menores (e opostos) e ensaiado à flexão até à rotura. Posteriormente, foi colocado no mecanismo de ensaio, o qual

permite deslocamentos horizontais, através da manipulação dos parafusos referidos. Esta solução permite obter diferentes aberturas de fenda, para várias fases. Os resultados foram comparados com os métodos tradicionais, nomeadamente uma régua de largura padrão (CWR - *crack width ruler*) e um ampliador de fendas graduado (CM - *crack magnifier*), e com um método baseado no processamento de imagens [4, 12]. Este último executa a binarização da imagem para segmentar a fenda e, de seguida, mede e localiza três aberturas ao longo do seu comprimento: (i) a abertura mínima; (ii) a abertura máxima; e (iii) a abertura média. As medições foram então convertidas de pixéis para milímetros, com base numa resolução espacial de 0.0684 mm/px e com um desvio padrão de 0.0018 mm/px.

A etapa de pré-processamento incluiu a exportação de imagem de arquivos RAW para *.tiff seguida da seleção de região de interesse (ROI), delimitada com um retângulo a vermelho na Fig. 2. Esta ROI exclui o fundo e o mecanismo de suporte utilizado para aplicar os deslocamentos horizontais no provete. Inclui a superfície do provete, que se divide em dois corpos rígidos, separados pela fenda vertical. A fase inicial (fase 0) é utilizada para validar o correto acompanhamento das características identificadas. A correspondência entre pontos-chave de cada par de imagens é executada corretamente pelo algoritmo, dado que os deslocamentos são nulos nesta fase. Nas fases seguintes, os deslocamentos desses pontos-chave são mapeados. A Fig. 3 representa os vetores de deslocamentos medidos em cada fase nos pontos-chave, sobrepostos na imagem de referência (fase 0).

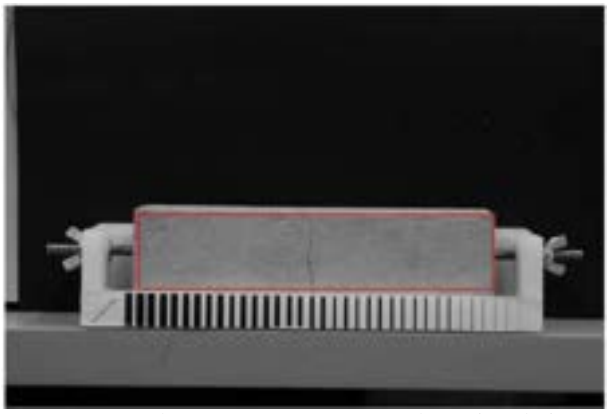
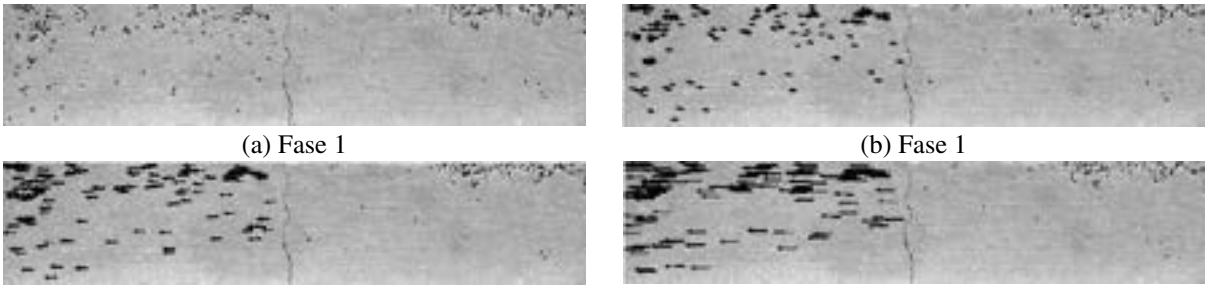


Figura 2. Provete de testes com marcação da região de interesse.



(a) Fase 1 (b) Fase 1

(c) Fase 1 (d) Fase 1

Figura 3. Vectores dos deslocamentos horizontais medidos para cada caracteristicas detectada nas quatro fases por comparação com a referência (fase 0).

No Quadro 1 são apresentadas as medições obtidas, em pixéis e em milímetros, para a média de deslocamento dos pontos-chave do corpo rígido. Estas últimas foram obtidas através da resolução espacial calculada na fase 0 com recurso a uma régua padrão [12]. Foram ainda medidas as aberturas de fenda com recurso a métodos tradicionais para efeitos de comparação, identificados como CWR (régua de largura padrão) e CM (ampliador de fendas graduado) (Fig. 4).



(a) (b)

Figura 4. Métodos tradicionais: (a) ampliador de fendas graduado (CM); (b) régua de largura padrão (CWR).

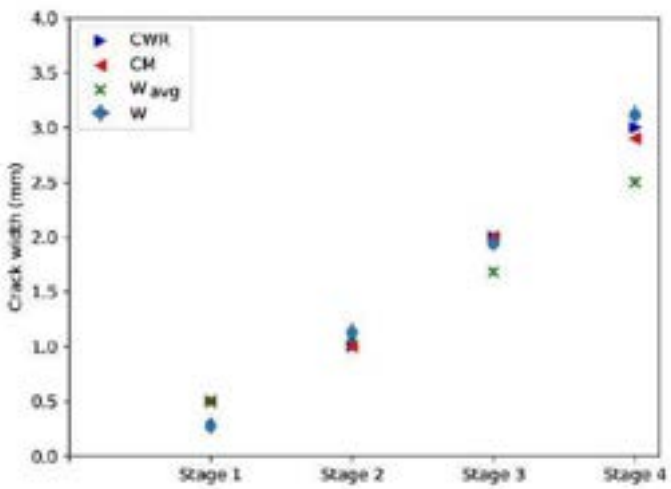
A Fig. 5 compara as medições adquiridas através dos diferentes métodos para cada uma das fases de abertura de fenda (w). Pode constatar-se que as aberturas medidas através do método proposto são da mesma ordem de grandeza das registadas com os métodos de medição tradicionais (CWR e CM). A exceção prende-se com a fase 1, podendo esta ser justificada com a falta de rigor dos métodos tradicionais para medir fendas de abertura reduzida, devido a dificuldades de acuidade visual do utilizador. No caso de aberturas superiores, os métodos tradicionais fornecem medições com menos desvio relativamente ao método proposto, dado que o utilizador tem maior facilidade em visualizar e confrontar a abertura da fenda com a graduação ou padrão corretos.

A comparação do MCrack-Propagation com o método proposto por Valença *et al*. [12] revela que este novo método é mais robusto, dado que está focado no deslocamento das características detetadas. Assim, não depende da qualidade da imagem ou da deteção da fronteira da fenda que, por vezes, não é definida de forma clara e está mais suscetível de se alterar com o tempo. Isto justifica a maior proximidade com os resultados dos métodos tradicionais. Além disso, o processamento de imagem previamente desenvolvido mede a largura de fenda em vários pontos, ou seja, valores máximo ($w_{máx}$), mínimo (w_{min}) e médio ($w_{méd}$), o que pode ser incorreto, atendendo a que se um corpo rígido se move horizontalmente, assume-se que a fenda deve ter a mesma abertura ao longo de todo o seu comprimento.

Quadro 1. Deslocamento horizontal por fase analisada.

		Valença *et al.* [12]						**MCrack-Propagation.**	
CWR	**CM**	**w_{min}**		**$w_{méd}$**		**$w_{máx}$**		**w**	
(mm)	**(mm)**	**(mm)**	**(px)**	**(mm)**	**(px)**	**(mm)**	**(px)**	**(mm)**	**(px)**
0.5	0.5	0.247	3.606	0.496	7.255	0.931	13.602	0.279	4.082
1.0	1.0	0.727	10.630	1.087	15.881	1.587	23.195	1.127	16.473
2.0	2.0	1.256	18.358	1.682	24.590	1.989	29.067	1.940	28.357
3.0	2.9	1.847	27.000	2.501	36.549	3.038	44.407	3.112	45.493

CWR – medição com régua de largura padrão; CM – medição com ampliador de fendas graduado;
MCrack-Propagation. – método proposto (em milimetros (mm) e em pixels (px)).



CWR - régua de largura padrão
CM - ampliador de fendas graduado
$w_{avg.}$ - MCrack
w - MCrack-Propagation

Figura 5. Medição da variação de abertura de fendas pelos métodos considerados.

3.2 Aplicação em ensaios de vigas de betão

O método MCrack-Propagation foi aplicado na medição da abertura de fendas na zona central de uma viga submetida a um ensaio de flexão (Fig. 6). Neste caso, a principal diferença está relacionada com o facto de existirem várias fendas e, consequentemente, vários blocos de corpo rígido a considerar. Foi definida uma região de interesse, representada pela linha a vermelho na Fig. 6 e, dentro dessa mesma região de interesse, foram selecionadas quatro áreas de medição, as quais correspondem aos corpos rígidos. Nesta abordagem, foram consideradas as seguintes simplificações: (i) foi desprezado o efeito de rotação de corpos rígidos adjacentes; e (ii) as características presentes numa determinada área de medição são reduzidas a uma média, o que é teoricamente incorreto dado que a zona superior deverá apresentar deslocamento de valor mais baixo relativamente à zona inferior das fendas.

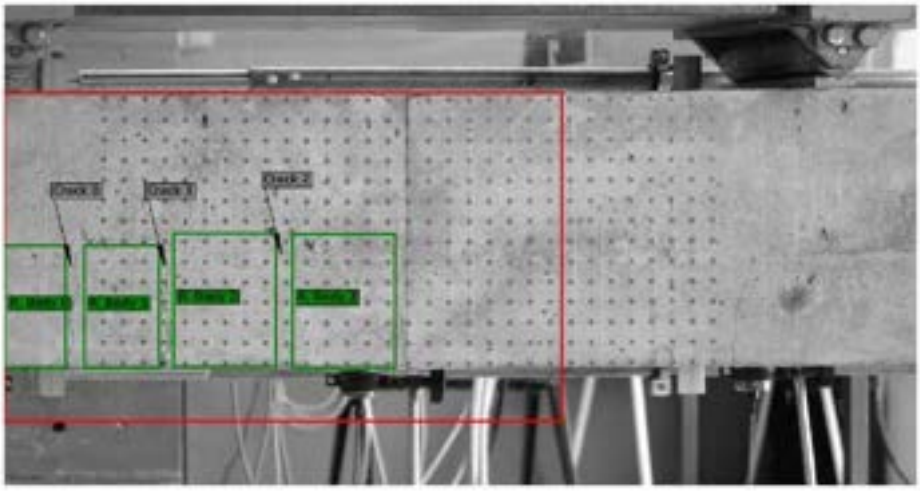
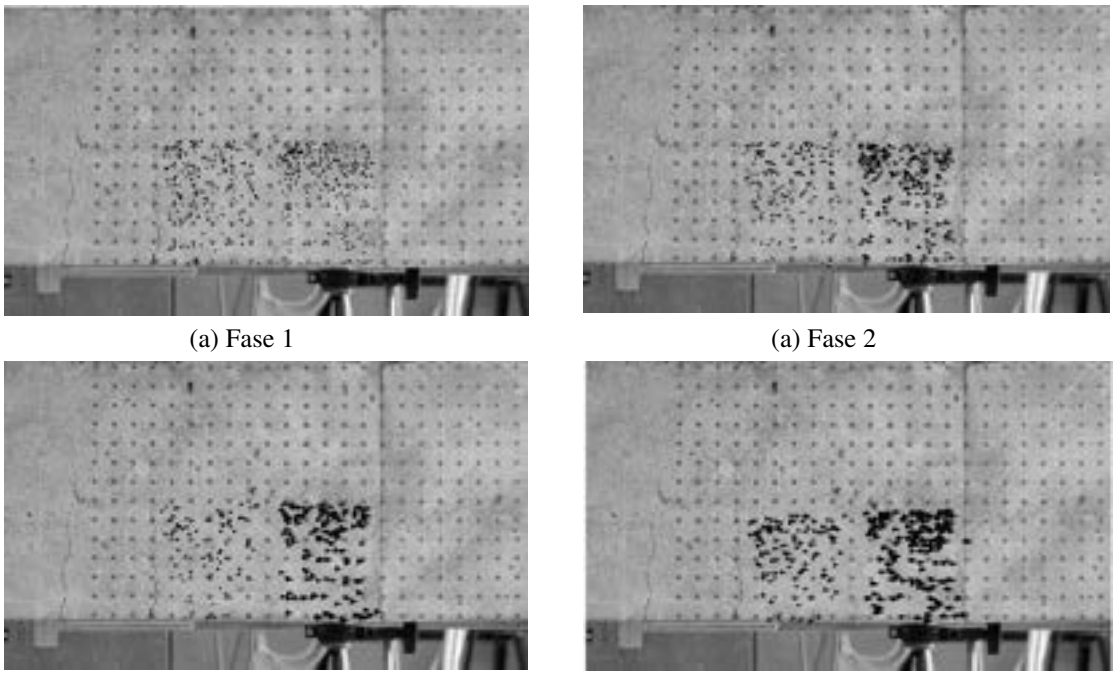


Figura 6. Viga testada, com a região de interesse indicada a vermelho e as áreas consideradas com comportamento de corpo rigido a verde.

Foram avaliadas as aberturas de três fendas que se formaram na região de interesse durante o ensaio. Conforme já referido, embora a viga estivesse instrumentada com alvos circulares, o método apresentado foi também aplicado numa área livre desses mesmos alvos, em particular no corpo rígido mais à direita, designado ‘R. Body 0’. No caso desta viga, e tendo em conta que cada uma das fendas depende do movimento de dois corpos rígidos, localizados à esquerda e à direita, a sua abertura resulta da soma de deslocamentos de ambas as partes. Como exemplo, são apresentados graficamente os resultados para a fenda 2 na Fig. 7.



(a) Fase 1 (a) Fase 2

(a) Fase 3 (a) Fase 4

Figura 7. Vectores dos deslocamentos horizontais nos pontos considerados para as quatro fases no caso da fenda 2.

O Quadro 2 apresenta as medições de abertura (deslocamento horizontal, u) para cada uma das fendas consideradas, em pixéis e em milímetros, sendo ainda apresentado o número de pontos de medição (pts) que foram utilizados em cada fase. A responsabilidade do número de características identificadas é da exclusiva responsabilidade dos algoritmos de deteção SURF e de correspondência BF-Match. Como forma de ultrapassar esta questão, futuramente deverá aplicar-se uma solução final baseada em diferentes algoritmos, de forma a tirar o melhor de cada um deles, e assim aumentar o número de medições. Uma alternativa para aumentar o número de medições poderá consistir em fazer medições entre fases consecutivas, ao invés de o fazer sempre em relação à fase de referência (face 0).

Quadro 2. Medições de variação de abertura horizontal de fenda (u) para as quatro fases em todas as fendas consideradas (valores em pixéis e em milimetros).

Fase	**Fenda 0**			**Fenda 1**			**Fenda 2**		
	u		**pts**	**u**		**pts**	**u**		**pts**
	(px)	**(mm)**	**(-)**	**(px)**	**(mm)**	**(-)**	**(px)**	**(mm)**	**(-)**
#1	0.404	0.102	132	2.994	0.758	166	2.401	0.608	263
#2	1.233	0.312	93	5.520	1.398	105	3.172	0.803	211
#3	3.446	0.872	64	7.157	1.812	79	7.223	1.829	151
#4	3.750	1.456	51	9.742	2.466	88	7.432	1.881	157

4. CONCLUSÕES

Neste artigo é apresentada a primeira abordagem do método MCrack-Propagation, desenvolvido para monitorizar a abertura de fendas em estruturas de betão. O método deteta características em corpos rígidos, selecionados em ambos os lados da fenda, para, posteriormente, acompanhar e calcular os seus deslocamentos no tempo.

O MCrack-Propagation representa um passo importante na monitorização da abertura de fendas em superfícies de betão e provou ser um método fiável para monitorizar a abertura de fendas a partir de características naturais da superfície, sem a necessidade de alvos artificiais. Após a validação num provete de argamassa, a aplicação em vigas de betão mostrou que o MCrack-Propagation é adequado para a avaliação de estruturas em serviço, permitindo monitorizar a abertura em três fendas selecionadas a partir dos deslocamentos dos pontos-chave das características da sua superfície. Além disso, provou ser ainda mais preciso do que os métodos tradicionais, os quais dependem da intervenção humana, ficando por isso sujeitos a erros, especialmente no caso de fendas mais finas. Apresenta ainda a vantagem, relativamente ao MCrack, de não estar dependente da modelação das fronteiras das fendas.

As características detetadas pelo método MCrack-Propagation não apresentam uma distribuição uniforme por toda a superfície de betão avaliada. Embora este facto possa induzir desvios nos resultados, o mesmo tende a desaparecer para o deslocamento em uma única direção. No entanto, esta realidade constitui uma desvantagem no desempenho do método que deve ser ultrapassada.

Por fim, pode afirmar-se que os resultados do MCrack-Propagation mostram que a utilização de características naturais da imagem para monitorizar a fendilhação no betão é uma abordagem que merece atenção e deve ser alvo de desenvolvimentos futuros. As melhorias a implementar podem incluir a introdução de ruído nas superfícies antes da aquisição de imagem ou a utilização de imagens com diferentes resoluções espaciais e/ou radiométricas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), pelo financiamento do projeto PTDC/ECM-EST/6830/2014, intitulado ‘AerialCrackView: Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados’, e pelo financiamento da bolsa de pós-doc SFRH/BPD/102790/2014.

REFERÊNCIAS

[1] Otsu N. (1979). A threshold selection method from gray-level histograms. IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Vol. 9, N. 1, pp. 62-66.

[2] Fujita Y., Mitani Y., Hamamoto Y (2006). A method for crack detection on a concrete structure. Proceedings - International Conference on Pattern Recognition, pp. 901-904.

[3] Valença, J., Puente, I., Júlio, E., González-Jorge, H., Arias-Sánchez, P. (2017). Assessment of cracks on concrete bridges using image processing supported by laser scanning survey. Construction and Building Materials, Vol. 146, pp. 668-678

[4] Valença, J., Costa, D., Júlio E (2012). Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing. Construction and Building Materials, Vol. 28, N. 1, pp. 607-615.

[5] Carmo R. N. F., Valença, J., Silva, D., Dias-da-Costa, D (2015). Assessing steel strains on reinforced concrete members from surface cracking patterns. Construction and Building Materials, Vol. 98, pp. 265-275.

[6] Fujita Y., Hamamoto Y (2009). A robust method for automatically detecting cracks on noisy concrete surfaces. Lecture Notes in Computer Science (including subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics), 5579 LNAI. pp. 76-85.

[7] Fujita Y., Hamamoto Y (2001). A robust automatic crack detection method from noisy concrete surfaces. Machine Vision and Applications, Vol. 22, N. 2, pp. 245-254.

[8] Yamaguchi T., Hashimoto S (2006). Automated crack detection for concrete surface image using percolation model and edge information. IECON Proceedings, pp. 3355-3360.

[9] Yamaguchi T., Nakamura S., Saegusa R., Hashimoto S. (2008). Image-based crack detection for real concrete surfaces. IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering, Vol. 3, N. 1, pp. 128-135.

[10] Qu Z., Guo Y., Ju F-R., Liu L., Lin L-D (2016). The algorithm of accelerated cracks detection and extracting skeleton by direction chain code in concrete surface image. The Imaging Science Journal, Vol. 64, N. 3, pp. 119-130.

[11] Qu Z., Lin L-D., Guo Y., Wang N (2015). An improved algorithm for image crack detection based on percolation model. IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering, Vol. 10, N. 2, pp. 214-221.

[12] Valença J., Júlio E., Araújo H (2010). Intelligent Concrete Health Monitoring (ICHM): An Innovative Method for Monitoring Concrete Structures using Multi Spectral Analysis and Image Processing. 8th fib PhD Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark.

[13] Fayyad T., Lees J (2014). Application of Digital Image Correlation to reinforced concrete fracture. Procedia Materials Science, Vol. 3, pp. 1585-1590.

[14] Hosseini A., Mostofinejad D., Bonab M (2012). Displacement Measurement of Bending Tests Using Digital Image Analysis Method. International Journal of Engineering and Technology, Vol. 4, N. 5, pp. 642-644.

[15] Kwon H., Rogalsky A., Kovalchick C., Ravichandran G (2010). Application of digital image correlation method to biogel. Polymer Engineering and Science, Vol. 50, N. 8, pp. 1585-1593.

[16] Valença, J., Carmo, R (2017). Method for assessing beam column joints in RC structures using photogrammetric computer vision. Structural Control and Health Monitoring, Vol. 24, N. 11.

[17] Dias-da-Costa, D., Valença, J., Júlio, E., Araújo, H (2017). Crack propagation monitoring using an image deformation approach. Structural Control and Health Monitoring, Vol. 24, N. 10.

[18] Dias-da-Costa, D., Valença, J., Carmo, R (2014). Curvature assessment of reinforced concrete beams using photogrammetric techniques. Materials and Structures, Vol. 47, N. 10, 1745-1760.

[19] Chen L., Chao Y., Jan H., Huang C., Tien Y (2006). Measuring System for Cracks in Concrete Using Multitemporal Images. Journal of Surveying Engineering, Vol. 32, N. 2, pp. 77-82.

[20] Araújo, A., Valença, J., Couceiro, M., Júlio, E. Desenvolvimento de uma plataforma robótica aérea para inspecção de pontes e viadutos de betão, be2018 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, LNEC, Lisboa-Portugal, 6-8 de novembro de 2018.

[21] Santos, B.O., Valença, J., Júlio, E. Mapeamento de fendilhação em estruturas de betão através de classificação automática de imagem, be2018 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, LNEC, Lisboa-Portugal, 6-8 de novembro de 2018.

[22] Bay H., Tuytelaars T. Gool L (2006). SURF: Speeded up robust features. Computer Vision – ECCV 2006. ECCV 2006. Lecture Notes in Computer Science, Vol. 3951, Springer.

[23] Van Rossum, G. (2007). Python Programming Language. USENIX Annual Technical Conference, Santa Clara, CA, USA.

[24] Lowe, D.G. (2004). Distinctive image features from scale-invariant keypoints. International Journal of Computer Vision, Vol. 60, N. 2, pp. 91-110.

Sessão 8D

AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA DA PONTE-CAIS DO PORTO DE PEMBA POR MEIO DE ENSAIO DE CARGA DE CURTA DURAÇÃO


Rafael Mabunda[1]


Filda Langa[2]


Américo Dimande[3]

RESUMO

No presente artigo apresentam-se os resultados da inspecção e diagnóstico estrutural da ponte-cais do Porto de Pemba com vista à avaliação da sua segurança estrutural e obtenção de dados para tomada de decisão quanto ao tipo de intervenção que a empresa Portos e Caminhos-de-Ferro de Moçambique (CFM) pretende desenvolver [1]. A estrutura da ponte-cais localiza-se ao longo do oceano Índico numa das maiores baias do mundo e conta já com mais de 60 anos de existência.

São feitas algumas considerações sobre os procedimentos e metodologia de abordagem seguida pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM) baseados em documentos internacionais, nomeadamente, ISO 13822 [2], fib-bulletin 22 [3], SAMCO [4] e outra documentação técnica de referência. Destacam-se os meios auxiliares de diagnóstico estrutural, as técnicas de ensaio não-destrutivos e pouco intrusivos, incluindo a monitorização estrutural feita durante a condução do ensaio de carga. A avaliação da segurança da ponte-cais esteve revestida de várias incertezas, nomeadamente: (i) ausência de projecto; (ii) desconhecimento da geometria e das propriedades dos materiais aplicados; e, (iii) mecanismos de degradação.

O trabalho resultou na emissão de um parecer técnico sobre as condições actuais de segurança estrutural da ponte-cais, incluindo um conjunto de recomendações sobre a sua utilização e de procedimentos concernentes aos trabalhos de reabilitação e/ou reparações que serão desencadeadas baseados, nos resultados da inspecção e também da modelação numérica da estrutura.

Palavras-chave: Ponte-cais; Inspecção e diagnóstico estrutural; Ensaio de carga; Modelação numérica;

1. INTRODUÇÃO

Moçambique é um país cuja história da construção de infraestruturas pode dividir-se em dois períodos fundamentais, antes e pós-independência. Estas infraestruturas têm estado sujeitas, ao longo da sua vida, a acções que conduzem ao seu envelhecimento devido aos processos de deterioração, muitas vezes deixando de responder às exigências do projecto. A reabilitação e/ou reforço dessas infraestruturas são

[1]Laboratório de Engenharia de Moçambique, DMCE, Maputo, Moçambique. rafmabunda@outlook.com
[2]Laboratório de Engenharia de Moçambique, DMCE, Maputo, Moçambique. fildalanga@gmail.com
[3]Laboratório de Engenharia de Moçambique, DMCE, Maputo, Moçambique. dimande@gmail.com

actividades que visam melhorar o funcionamento e/ou prolongar a sua vida útil. O desenvolvimento dessas actividades que envolvem a inspecção, o diagnóstico de patologias e a avaliação da segurança estrutural por técnicos qualificados revela-se indispensável. Por sua vez, a elaboração dos projectos de reabilitação e ou reforço dessas infraestruturas só é bem-sucedido, quando devidamente conhecidas as características da obra em causa, em termos de materiais aplicados, estado de conservação, patologias associadas e o seu ambiente envolvente [5]. Uma das técnicas de diagnóstico em pleno avanço na indústria de construção civil associada com a engenharia de *software* e eletrotécnica é a monitorização de estruturas. A actuação do Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM) em obras públicas e particulares tem-se verificado de forma crescente e de caracter indispensável. No que se refere à avaliação local ou global do comportamento de estruturas por meio de ensaios de carga são geralmente instalados, em obras, pelo LEM, sensores ou transdutores que permitem a medição e avaliação de grandezas tais como: deslocamentos lineares, rotações, acelerações e parâmetros ambientais, como a temperatura e a humidade relativa. A partir dos resultados das grandezas mencionadas são calibrados os modelos numéricos desenvolvidos com recurso a *softwares* de cálculo à base do método de elementos finitos, permitindo, desta forma, efectuar uma análise detalhada e rigorosa do comportamento estrutural das obras-de-arte.

A ponte-cais do Porto de Pemba foi uma das obras intervencionadas pelo LEM com vista a dar apoio á empresa Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique (CFM) na avaliação das condições de segurança e integridade da estrutura, principalmente após esta sofrer o embate de um navio petroleiro durante as manobras de atracagem.

2. DESCRIÇÃO GERAL DO CAIS

A ponte-cais, localizada na baia de Pemba, província de Cabo Delgado, norte de Moçambique, é a base do funcionamento do Porto de Pemba. A estrutura é constituída por duas plataformas, nomeadamente, o cais de aproximação e o cais de embarque com comprimentos de 77.92m e 182.57m e larguras de 12.40m e 17.00m, respectivamente (Figura 1). Estas plataformas são compostas por um conjunto de seis (06) módulos separados por juntas de dilatação (Figura 2). A informação disponivel do projecto é muito pobre, daí que a estratégia de investigação teve em conta esse aspecto. Por exemplo, não são conhecidas as armaduras, a classe do betão e a geometria de vários elementos estruturais.



a) Localização do Porto de Pemba b) Dimensões em planta da ponte cais

Figura 1 - Localização e dimensões em planta da ponte cais do porto de Pemba

Estruturalmente, é materializada por elementos de betão armado, sendo que o tabuleiro encontra-se solidarizado com um conjunto de pilares, agrupados em quatro (04) por alinhamento de secção transversal constante de 34x34cm^2, constituindo estruturas porticadas. No cais de aproximação os vãos intermédios tem comprimentos de 4.50m e os vãos de extremidade 3.80m. Os pilares, por sua vez,

apresentam-se, em cada alinhamento, em forma de pórticos com inclinação de 5º para o exterior, solidarizados no topo por uma viga transversal de secção transversal de 55x95cm^2 que confere, simultaneamente, suporte à laje de pavimento e às vigas longitudinais (Figura 3). Assim, a laje de pavimento encontra-se apoiada num sistema de grelha, constituída pelas vigas longitudinais e transversais, subdividindo-a em três painéis por tramo. A espessura da laje de pavimento é de 25 cm e sobre esta existe uma camada de enchimento também em betão com 30 cm de espessura, perfazendo uma altura total de 55 cm.

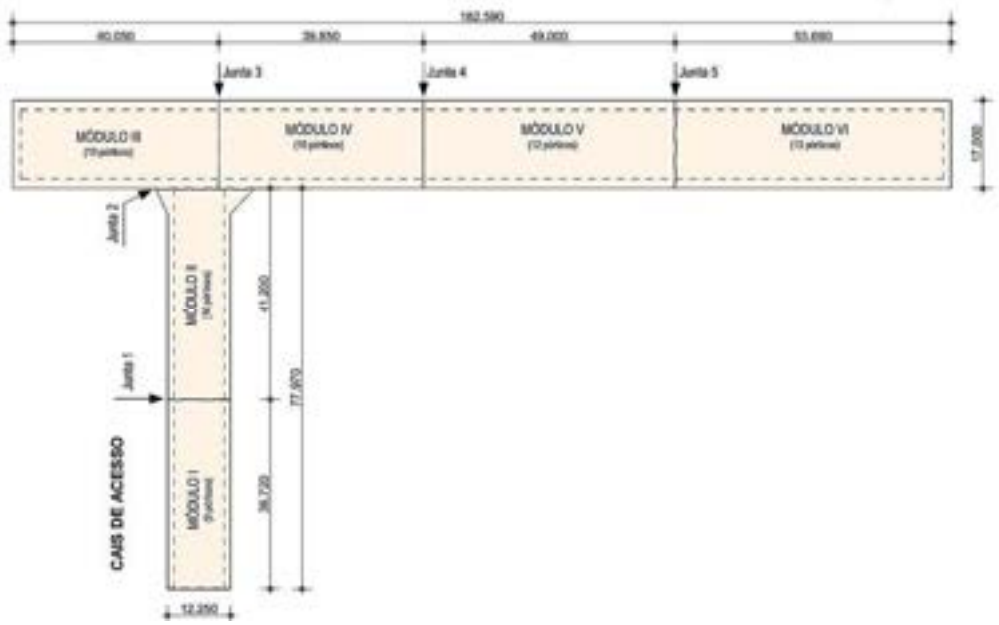


Figura 2 ¯ Planta Geral da Ponte Cais; Identificação dos módulos da estrutura.

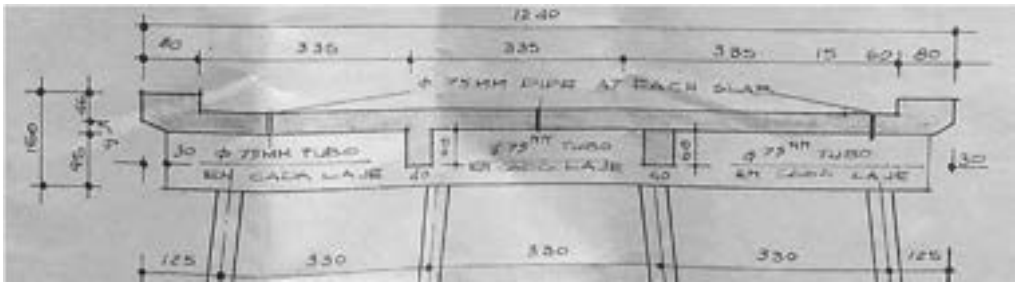


Figura 3 ¯ Secção transversal do cais de aproximação

No cais de embarque o comprimento dos vãos é de 4.50m e 3.25m para os tramos intermédios e de extremidade, respectivamente. Longitudinalmente, encontram-se seis (06) vigas, das quais, duas (02), de maiores dimensões, localizadas junto aos bordos laterais do tabuleiro. Estas vigas apresentam-se com os vãos reduzidos por introdução de dois pilares afastados cerca de 1.0m do alinhamento dos pórticos.
Os alinhamentos dos apoios são igualmente porticados, constituídos por quatro (04) pilares centrais inclinados (cerca de 20º) para o exterior, solidarizados por uma viga transversal de secção variada como ilustrado na Figura 4. Junto aos bordos laterais do tabuleiro, as vigas transversais têm um prolongamento em consola na vertical, servindo para a instalação de defensas de dissipação da energia de acostagem, transmitida durante a atracagem de navios de médio a grande porte.
As fundações do cais são profundas á base de estacas isoladas, constituindo pilares-estaca.

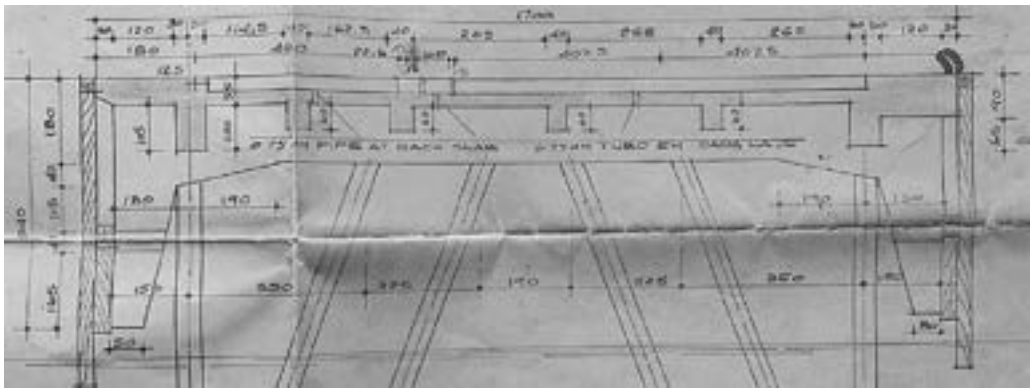


Figura 4 ¯ Secção transversal do cais de embarque

3. INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO DE PATOLOGIAS REALIZADA NO CAIS

De modo a efectuar o diagnóstico das patologias existentes na estrutura, foram conduzidas inspecções e ensaios não-destrutivos e pouco intrusivos que permitiram caracterizar o estado de conservação e de manutenção dos seus elementos estruturais. Nas secções que se seguem são descritos os trabalhos realizados e apresentados os resultados alcançados.

3.1 Patologias observadas

Foram observadas patologias de natureza e origem diversas, cujas imagens que revelam o estado actual do cais são apresentadas na Figura 5. O resumo com a descrição das causas prováveis e os mecanismos associados às patologias observadas é apresentado no Quadro 1.



a) Corrosão generalizada da armadura na face inferior do tabuleiro



b) Avaliação da perda de secção das armaduras



c) Exposição da armadura e degradação do betão na junta



d) Ausência da chapa cobre-junta e presença de detritos



e) Corrosão dos elementos do guarda-corpos



f) Junta de dilatação colmatada com betão

Figura 5 ¯ Patologias observadas no cais do Porto de Pemba

Quadro 1 ¯ Resumo das principais patologias observadas no cais do porto de Pemba

DESCRIÇÃO DA PATOLOGIA	*CAUSA*	*MECANISMO ASSOCIADO*
Desagregação do betão na face inferior do cais	*Expansão do óxido de ferro, gerando forças de afastamento no betão*	• *Corrosão da armadura devido a carbonatação do betão e ataque por cloretos* • *Intrusão salina* • *Penetração de cloretos até ao nível da armadura* • *Carbonatação da camada de revestimento* • *Ocorrência do processo electroquímico entre o ambiente agressivo e os componentes do aço na presença de água*
Corrosão generalizada da armadura	*Despassivação em toda a superfície da armadura*	
Corrosão dos elementos metálicos dos guarda-corpos e de protecção das juntas de dilatação	• *Perda do revestimento de protecção do aço* • *Acção do ambiente agressivo (proximidade ao mar)*	
Degradação das consolas curtas de apoio entre módulos na zona das juntas de dilatação do cais de embarque	• *Acção de cargas dinâmicas;* • *Degradação do elemento de apoio* • *Perda de protecção das armaduras pelo betão*	• *Fadiga* • *Intrusão salina* • *Perda de apoios* • *Vibração, fendilhação e rotura do betão*

3.2 Danos observados na estrutura devido ao embate de navios

Ao longo da zona de atracagem de navios resgistaram-se danos na estrutura, caracterizados por fissuração e rotura de elementos estruturais em betão armado, nomeadamente as consolas concebidas para instalar as defensas que obsorvem as forças resultantes das operações de atracagem. Referir que os danos causados conduziram a outros mecanismos associados como, corrosão da armadura devido a sua exposição ao ambiente e perda de integridade da estrutura. No módulo III registaram-se danos causados pelo embate de um navio petroleiro que provocou a rotura de um pilar estrutural, das consolas e da viga de solidarização das consolas. A Figura 6 apresenta os principais danos observados no módulo III.



a) Rotura das consolas e da viga de solidarização b) Rotura do pilar estrutural

Figura 6 ¯ Danos observados após o embate de um navio petroleiro.

3.3 Ensaios de caracterização dos materiais

Para subsidiar a investigação conduzida pelo LEM, realizaram-se ensaios não-destrutivos e pouco intrusivos que permitiram caracterizar o betão e as armaduras. Para o efeito, realizaram-se, para o caso

do betão, ensaios esclerométrico e extraídas carotes de betão para determinação da profundidade de carbonatação e da resistência à compressão. Quanto às armaduras foi realizado o ensaio pacométrico que permitiu caracterizá-las em termos de diâmetros, afastamentos e recobrimentos. Na Figura 7 ilustram-se alguns momentos de condução dos ensaios de diagnóstico. Os resultados dos ensaios de resistência à compressão efectuados ao betão revelaram que o betão das vigas e da laje apresentam resistências de 55MPa e 40MPa, respectivamente.
O teste de carbonatação realizado em pilares, faces laterais de vigas transversais, face superior e lateral da laje ditou que o betão é bastante impermeável aos agentes agressivos. Contudo, o betão das faces inferiores da laje e vigas e em determinados pilares os fenómenos de degradação já encontram-se num estágio bastante avançado.



a) Sondagem de armaduras.



b) Extracção de carotes



c) Teste de carbonatação



d) Ensaio esclerométrico



e) Extracção do pó de betão em diferentes profundidades e níveis



f) Teste de carbonatação em pó de betão

Figura 7 ¯ Ensaios conduzidos em obra para caracterização dos materiais

4. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO CAIS

4.1 Ensaio de carga de curta duração

Pelo elevado grau de incerteza quanto à segurança estrutural do cais, devido a ausência de informação relativa ao projecto, foi recomendado a realização de um ensaio de carga. Para o efeito, foram definidos quatro (04) níveis de carregamento (k.0, k.1, ŭ , k.4), recorrendo ao veículo-empilhador, usado pelos CFM no manuseamento da carga contentorizada. O modelo do veículo é Kalmar Reachstackers DRT 450 com peso bruto de 69.50toneladas e capacidade de carga máxima de 45.0toneladas. Os níveis de carregamento considerados para o ensaio de carga foram os seguintes: (i) Peso bruto (k.0); (ii) Peso bruto + 24.00ton (k.1); (iii) Peso bruto + 27.28ton (k.3); e, (iv) Peso bruto + 28.40ton (k.4).
A instrumentação utilizada foi criteriosamente selecionada para fornecer as grandezas que possibilitassem a caracterização do comportamento estrutural do cais. Foram instalados transdutores de deslocamentos a meio vão dos tramos, inclinómetros, acelerómetros e sensores de temperatura. Os transdutores de deslocamentos utilizados têm referência ao solo, dai que só foi possível medir as flechas em três vãos do módulo I e, em períodos de baixa maré. A Figura 8 apresenta o layout da instrumentação dedicada ao ensaio de carga e na Figura 9 ilustram-se os sensores instalados. Toda a instrumentação esteve associada a um sistema de aquisição de dados constituído por um datalogger NI-cDAQ-9178 da

National Instruments, cujo processamento, visualização em tempo-real e armazenamento de dados foram realizados numa aplicação desenvolvida em LabView (vide Figura 11)

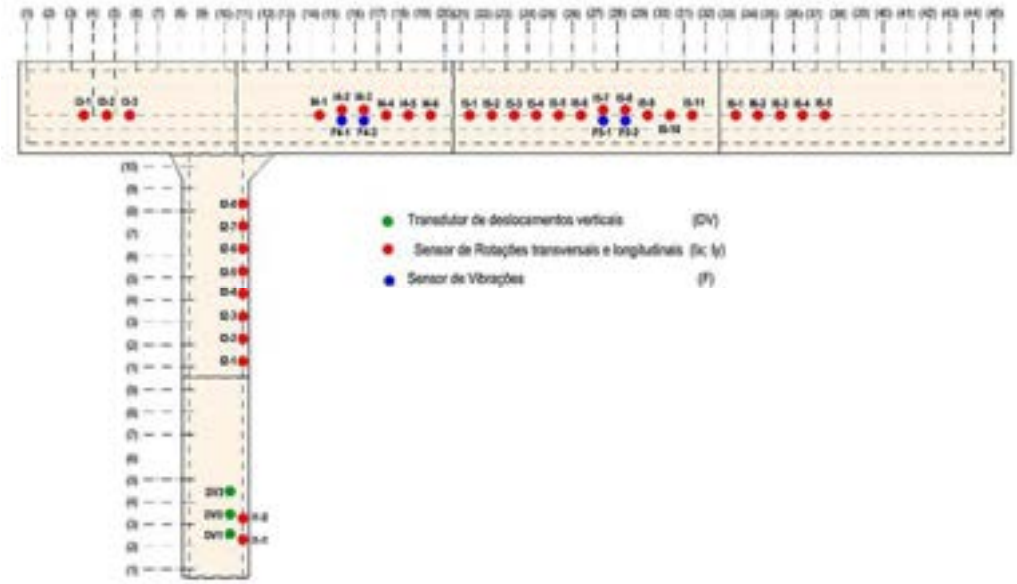


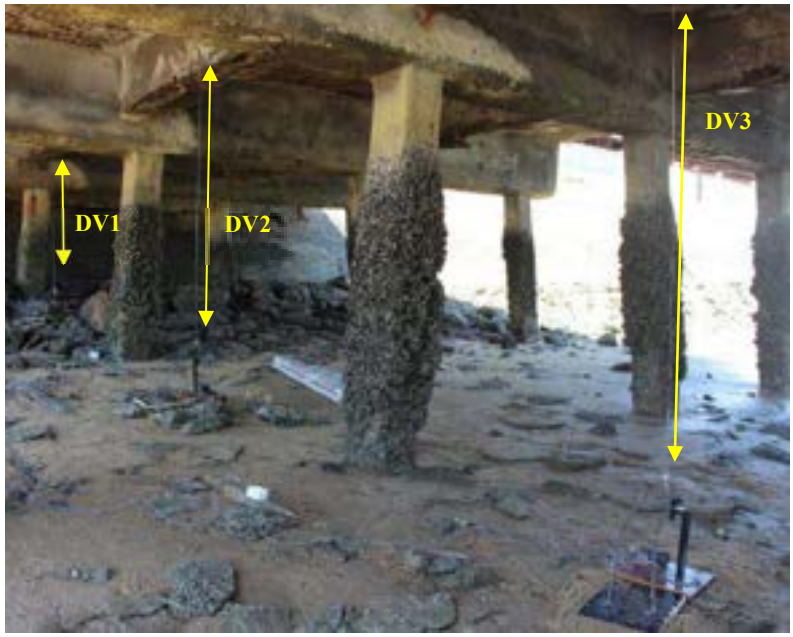
Figura 8 - Layout da instrumentação utilizada.



a) Inclinómetro instalado sobre a laje, assente numa base em chapa metálica.



c) Acelerómetro instalado sobre a laje.



b) Transdutores de medição dos deslocamentos instalados na parte inferior do tabuleiro do módulo I.

Figura 9 ¯ Instrumentação utilizada durante o ensaio.

Foram definidas duas fases de carregamento que consistiram no posicionamento do veículo em posições estáticas predefinidas e passagens em marcha-lenta. Para minimizar o tempo de ensaio, foram adoptados dois sentidos de circulação, nomeadamente, para os módulos I e II, o sentido Encontro-Cais de Embarque, designado por (A) e o sentido Cais de Embarque-Encontro, designado por (B). Para os sentidos de circulação (A) e (B) o eixo frontal foi posicionado, alinhado com a secção onde se pretendia obter o feito máximo sobre as grandezas a medir. Foi também adoptada uma terceira designação (C) para as posições de carga em que o eixo traseiro foi posicionado, alinhado com as secções de interesse. Para os módulos III a VI do cais de embarque foram adoptados os sentidos Nascente-Poente e vice-versa com circulação à esquerda (E) e à direita (D) do alinhamento da viga longitudinal instrumentada.

Nos módulos I e II, o ensaio de carga decorreu com a circulação do veículo sempre encostado junto ao lado poente de modo que a linha de acção da resultante das cargas fosse coincidente com o eixo da viga longitudinal instrumentada. No cais de embarque (módulos III a VI) o veículo circulou afastado cerca de 1.00m para esquerda e para a direita do alinhamento da viga longitudinal instrumentada.



Figura 10 ¯ Veículo em posição de carga estática: Peso bruto + carga contentorizada.



Figura 11 ¯ Sistema de aquisição e visualização de dados em tempo-real.

4.2 Modelo de Análise Estrutural

A preparação dos ensaios realizados envolveu a elaboração de modelos numéricos preliminares, baseados no método de elementos finitos. Os modelos permitiram definir as zonas a instrumentar e o tipo de aparelhos a utilizar, entre outras etapas, todas elas necessárias para uma boa realização do mesmo. Foram elaborados três modelos numéricos, com recurso ao *Software* de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 (ROBOT-2018),* que traduzem o comportamento dos módulos I, III e V da ponte cais. O modelo numérico do módulo III teve em conta a ausência dos elementos danificados pelo embate do petroleiro.

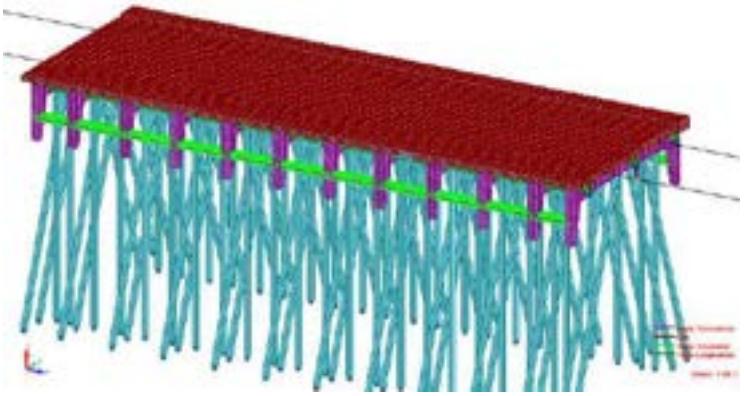


Figura 12 ¯ Modelo Numérico do módulo III

De modo a melhor traduzir as inércias e o contributo da rigidez dos diversos elementos estruturais e não estruturais na resistência global do tabuleiro, as vigas transversais, longitudinais e as lajes foram modelados com elementos finitos de casca. Os pilares-estaca foram modelados com elementos finitos de barras, tendo-se considerado que o encastramento ocorre a uma profundidade de seis vezes a largura dos pilares, contado a partir do nível do leito. Para melhor rigor nos resultados pretendidos foram selecionados elementos finitos quadrangulares com 0.25m de aresta.

4.3 Resultados do ensaio de carga *vs.* modelação numérica

Na Figura 13 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos nomeadamente nos módulos I e III. O traçado das linhas de influência experimentais foi feita com o veículo em circulação a uma velocidade média de

0.15m/s. No módulo I foram obtidos, durante o ensaio estático, valores de rotação máxima na ordem de 5.596 x 10^{-3} graus e deslocamentos máximos, registado pelo transdutor DV1, de cerca de 0.269 mm. No módulo III foi observada uma resposta lenta da estrutura, havendo períodos em que a estrutura esteve em vazio (sem carga), enquanto a tendência das rotações era de aumentar gradualmente e períodos em que a estrutura esteve carregada e as rotações estavam ainda em recuperação. Contudo, destaca-se o facto de, no final do ensaio e após cerca de 16min em que a estrutura esteve em vazio as rotações recuperaram na sua totalidade.
Durante o ensaio foi observado a passagem do veículo de carga de um módulo para o outro introduz vibrações na estrutura, sobretudo na zona do cais de embarque. Este fenómeno é causado pela perda de apoio das consolas curtas que constituem a zona da junta de dilatação.

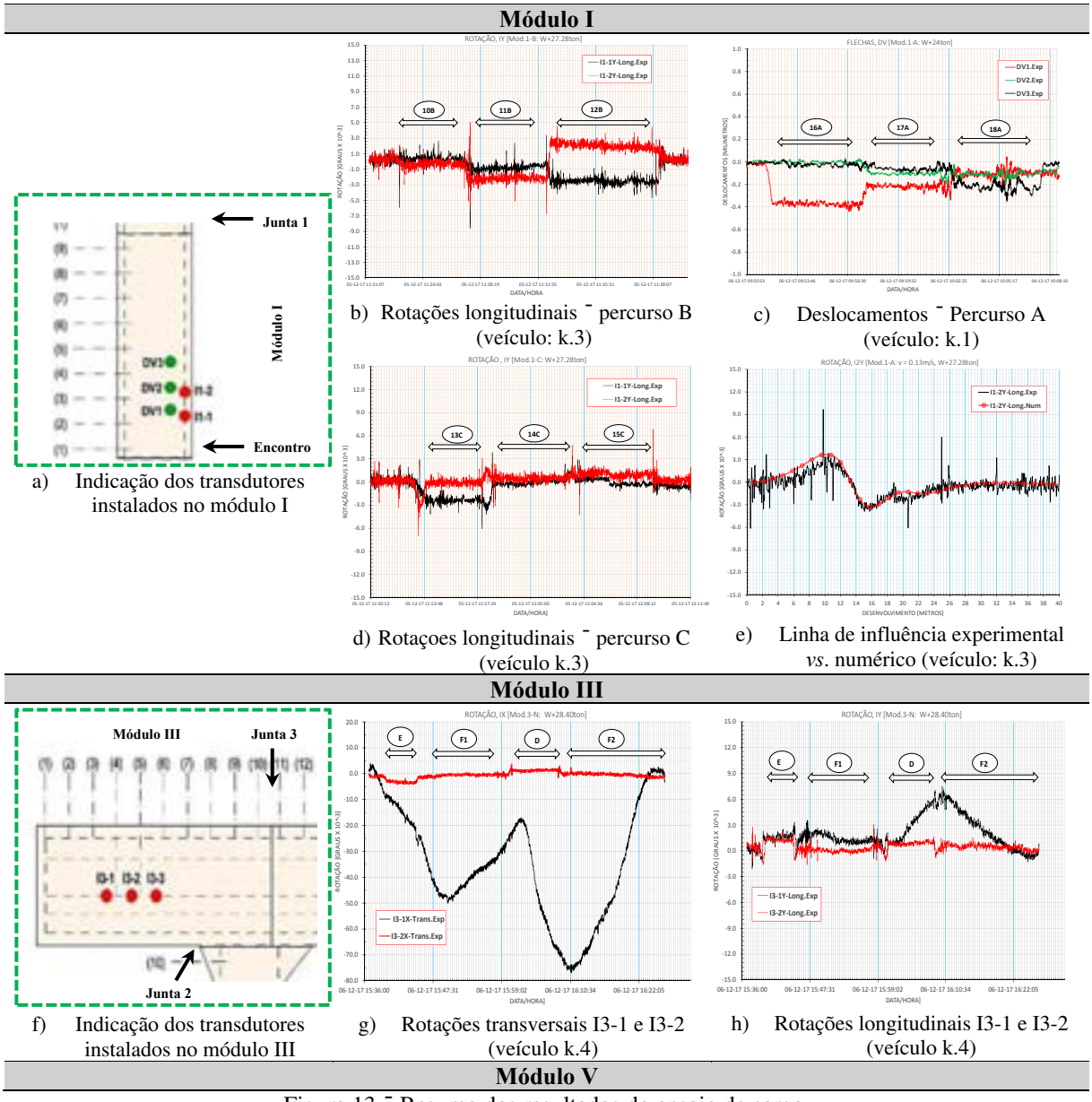


Figura 13 ¯ Resumo dos resultados do ensaio de carga.

Dos resultados do ensaio de carga no módulo III conclui-se que o embate do navio petroleiro afectou estruturalmente o cais. Com base na resposta dos inclinómetros I3-1 e I3-2 (Figura 13e) e 13f)) e das patologias observadas, foi possível definir uma zona de restrição de circulação de veículos e zonas de proibição de atracagem (Figura 14). Foi, igualmente, limitada em 20km/h a velocidade de circulação nas zonas sem restrições de modo a minimizar os níveis de vibrações induzidos na estrutura e o risco de

despreendimento de fragmentos do betão desagregado, tanto nas consolas curtas assim como na face inferior do tabuleiro.



Figura 14 ¯ Identificação da zona em que a circulação de carga deve ser restringida.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores endereçam os seus agradecimentos aos CFM e ao LEM pela colaboração e oportunidade concebida para a partilha desta experiência.

6. CONCLUSÃO

O artigo reflecte a resposta ao compromisso assumido pelo LEM em linhas de investigação aplicada e sistematização de procedimentos de análise e avaliação de segurança de estruturas existentes de modo a responder de forma sistemática e abrangente os problemas que lhe são colocados pela sociedade, donos de obras, projectistas e pela indústria de construção.
O estudo realizado na ponte cais do porto de pemba evidencia bem a colaboração entre o LEM e a entidade que administra os portos e caminhos-de-ferro em Moçambique e daí as vantagens resultantes deste tipo de interação. Deste trabalho foi dado a conhecer o estado actual de segurança e de conservação da ponte cais e produzidas especificações técnicas com vista a auxiliar as acções de reabilitação e reforço da mesma. Foi demonstrada a importância e o valor que monitorização de estruturas tem na inspecção e diagnóstico estrutural, sobretudo quando associada a meios tecnológicos de medição e de visualização de registos.

REFERÊNCIAS

[1] Mabunda, R.; Langa, F.; Dimande, A. (2018). Inspecção e Peritagem Estrutural realizada no Cais do Porto de Pemba. Relatório Técnico ¯ LEM Ref. Nº35.511. Maputo.

[2] ISO 13822 (2010). Bases for design of structures -- Assessment of existing structures.

[3] Fib-bulletin 22 (2003). Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures.

[4] Dimande, A.; Sine, A.; Filimone, H. (2015). Inspecção e Diagnóstico de Patologias em Obras pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique, CONPAT2015, 8-10 de Setembro.

[5] SAMCO, Rucker, W; Hille, F.; Rohtmann, R. (2006). Guideline for Assement of Existing Structures.

Ensaios dinâmicos e modelação da ponte sobre o rio Itacaiúnas

Laura Souza[1]; Romulo Antonio Chaves Lopes[2]; Eloi Figueiredo[3]; Dragos Ionut Moldovan[4]; Jorge Antonio Moraes de Souza[5]; Jairo de Jesus Rabelo[6]; Ronyere Ferraz Moreira de Sousa[7]; Plínio Glauber Carvalho dos Prazeres[8]; João Crisóstomo Weyl Albuquerque Costa[9]

RESUMO

A observação de deformações excessivas no tabuleiro da Ponte sobre o Rio Itacaiúnas, em Marabá, Brasil, levou o dono da obra a tomar medidas extraordinárias de acompanhamento da condição estrutural. De forma a averiguar a existência de dano estrutural, levou-se a cabo a identificação da condição estrutural por meio de modelos numéricos de elementos finitos devidamente calibrados para reproduzir a resposta estrutural medida. A ponte tem um comprimento total de 260 m, um tabuleiro em viga-caixão monocelular de betão armado e pré-esforçado, e está sobre apoios laterais e dois pilares centrais que perfazem três vãos contínuos com 70 + 120 + 70 m. Os pilares centrais em betão armado são formados por duas paredes constantes em altura, localizados dentro do leito do rio, sobre um bloco de coroamento de estacas em betão armado. Assim, este artigo pretende: resumir os ensaios dinâmicos efetuados em vibração ambiental, utilizando acelerómetros triaxiais; descrever o processo de identificação experimental das propriedades modais da ponte (configurações modais, frequências naturais de vibração e coeficientes de amortecimento); e descrever o modelo numérico de elementos finitos da ponte, calibrado utilizando os resultados dos ensaios dinâmicos. A modelação permitiu a realização de avaliações quantitativas do estado de deterioração na zona danificada.

Palavras-chave: Monitorização, ensaios dinâmicos, propriedades modais, modelo numérico de elementos finitos.

1. INTRODUÇÃO

A rodovia BR-230, conhecida como "Transamazônica", foi inaugurada oficialmente em 27 de agosto de 1972, tem cerca de 5000 km de extensão, em trechos planeados, implantados, travessias, pavimentados e duplicados. É atualmente a terceira rodovia mais longa do Brasil. A rodovia é transversal, ligando os estados da Paraíba, Ceará, Piauí, Maranhão, Tocantins, Pará e Amazonas [1], e tem cerca 47 % do trecho pavimentado, segundo o SNV/2017[10].

A Ponte sobre o Rio Itacaiúnas, onde os ensaios dinâmicos de monitorização foram realizados, faz parte da rodovia BR-230, situa-se em Marabá/PA, e foi finalizada em 2010. Ocorre que em 2017, a

[1] Aluna de Doutoramento, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, laura.salime@dnit.gov.br
[2] Aluno de Doutoramento, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, rlopes@ufpa.br
[3] Professor Associado, Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, Lisboa, Portugal | Construct – Institute of R&D in Structures and Construction, eloi.figueiredo@ulusofona.pt
[4] Professor Auxiliar, Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, Lisboa, Portugal, dragos.moldovan@ulusofona.pt
[5] Aluno de Doutoramento, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, jorge@ufra.br
[6] DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, jairo.rabelo@dnit.gov.br
[7] DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, ronyere.souza@dnit.gov.br
[8] Professor Adjunto, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, plinio@ufpa.br
[9] Professor Titular, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil, jweyl@ufpa.br
[10] Sistema Nacional de Viação http://www.dnit.gov.br/sistema-nacional-de-viacao/sistema-nacional-de-viacao acesso em 27/04/2018

imprensa local[11] publicou a ocorrência de deformações excessivas no tabuleiro, observadas inclusive por usuários. De imediato, foi realizada uma inspeção visual por técnicos do dono da obra, que confirmaram o problema e os quais o acompanham periodicamente.

Atualmente há diversas formas de se avaliar as condições das pontes e de estruturas em geral, tais como através das tradicionais inspeções visuais, mas também, embora menos frequente, por meio do monitorização da integridade estrutural (*Structural Health Monitoring* - SHM), que é um processo que visa proporcionar informações precisas e em tempo real sobre a condição e desempenho estrutural, passando-se da avaliação qualitativa para uma avaliação quantitativa, sendo necessária para isso, a instrumentação das pontes e, posteriormente, a análise dos dados.

Este artigo pretende apresentar os trabalhos realizados antes (desenvolvimento do modelo numérico da ponte), durante (instrumentação) e depois (calibração do modelo numérico) dos ensaios dinâmicos na ponte sobre o rio Itacaiúnas em Marabá/PA, em fevereiro de 2018, que contou com a colaboração da Universidade Federal do Pará em Belém (UFPA), da Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias (ULHT), do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e da Polícia Rodoviária Federal (PRF).

2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE SOBRE O RIO ITACAIÚNAS

A ponte tem um comprimento total de 260 m. O tabuleiro, em viga caixão monocelular de betão armado e pré-esforçado, está sobre quatro apoios (P1, P2, P3 e P4) que perfazem três vãos contínuos com 70 + 120 + 70 m (Fig. 1). O tabuleiro foi construído por avanços sucessivos em consola através de aduelas com 5,00 m de comprimento.

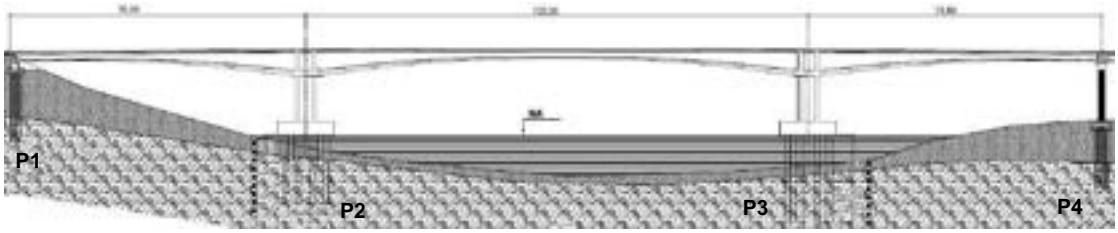


Figura 1. Ponte sobre o rio Itacaiúnas; secção longitudinal [2].

O betão C25 foi utilizado nas estacas, blocos de coroamento, pilares, travessas de apoio, cortinas, alas, laje de aproximação, barreiras *New Jersey*, rodapé e guarda-corpos. O betão C35 foi utilizado nas vigas, travessas e lajes.

Há juntas de dilatação e aparelhos de apoio do tipo Neoflon, nos apoios P1 e P4, correspondentes ao encontro na margem sul, e à transição entre a ponte e o viaduto de acesso na margem norte.

A ponte possui duas faixas de rodagem, berma e um passeio totalizando 12,90 m. As aduelas têm vigas de espessura de 50 cm e laje superior de 25 cm, constantes ao longo dos 260 m da ponte. A laje inferior tem espessura variável de 1,20 m a 0,20 m, diminuindo dos apoios sobre os pilares para o meio do vão, e vigas de altura variável de 6 m a 2 m, também diminuindo dos apoios sobre os pilares para o meio do vão.

Os apoios centrais (P2 e P3) são materializados por pilares ligados monoliticamente ao tabuleiro. Os pilares em betão armado são formados por duas paredes constantes com altura de 11 m, estão localizados dentro do leito do rio e assentam sobre um bloco de coroamento de 3 m de altura com 10 estacas em betão armado. Na margem sul (apoio P1), o tabuleiro assenta-se sobre bloco de coroamento

[11] http://zedudu.com.br/em-maraba-ponte-sob-o-rio-itacaiunas-afunda-em-cima-racha-embaixo-e-mobiliza-o-dnit/

de 1,5 m de altura com 12 estacas de betão armado. Os dois pilares na margem norte (apoio P4) têm 1,5 m de diâmetro com altura de 12,5 m, assentando-se sobre bloco de coroamento de 1,5 m de altura com 16 estacas de betão armado.

As estacas de fundação dos pilares centrais têm 1,40 m de diâmetro com altura prevista de projeto de 6,5 m no apoio P2 e 11 m no apoio P3, diminuindo em profundidade para 1,25 m de diâmetro, com alturas de 10 m para ambos os apoios. As estacas de fundação dos apoios laterais têm 0,41 m de diâmetro com altura de 10 m no apoio P1 e 8 m no apoio P4, reduzindo em profundidade para 0,31 m de diâmetro, com altura 6 m para ambos os apoios.

3. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Na primeira fase (pré-ensaio), o modelo numérico de elementos finitos da ponte foi desenvolvido baseado no projeto de execução disponibilizado pelo DNIT [2], para auxiliar no dimensionamento dos ensaios dinâmicos, nomeadamente para definição da configuração dos acelerómetros (ver secção 5) e da frequência de aquisição de dados.

A Fig. 2 apresenta o modelo numérico desenvolvido no programa SOFiSTiK *Structural Desktop* 2018[12]. Neste modelo foram utilizados elementos finitos do tipo barra (para modelar o tabuleiro, pilares, estacas e travessas) e elementos do tipo casca (para os blocos de coroamento).

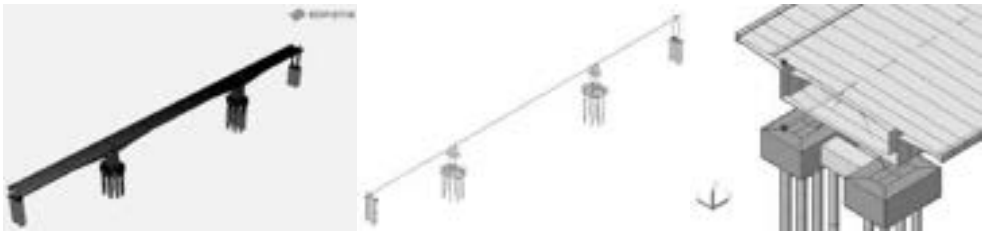


Figura 2. Modelo numérico em elementos finitos.

Foram geradas 220 secções de interpolação, com as dimensões variáveis, para representar os 260 m da ponte, resultando em 779 elementos finitos, sendo 698 elementos do tipo barra e 81 do tipo casca.

Em termos das características dos materiais, os módulos de elasticidade do betão foram utilizados de acordo com a Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014 [3], para os betões C25 ($E = 28$ *MPa*) e C35 ($E = 33$ *MPa*) pois, segundo o projeto, foi utilizada brita de origem de granito como agregado graúdo.

A interação solo-estrutura (ISE) foi simulada por intermédio de apoios elásticos segundo o Método de Winkler (coeficiente de reação do solo). Tendo em vista a informação geotécnica relativamente escassa e de difícil interpretação, foram usados valores dos coeficientes de reação consistentes com os usados no modelo de elementos finitos da ponte desenvolvido na fase do projeto. Para o apoio P1, 4 m de profundidade com 150 MN/m³ e 12 m com 200 MN/m³; para os apoios P2 e P3, 4 m de profundidade com 170 MN/m³ e 10 m com 200 MN/m³; e para o apoio P4, 2 m de profundidade com 10 MN/m³, 2 m com 40 MN/m³, 4 m com 60 MN/m³ e 6 m com 200 MN/m³.

Para simular o funcionamento do conjunto formado pelos aparelhos de apoio e pelas juntas de dilatação, nas ligações dos apoios P1 e P4, foram adotadas ligações elásticas nas direções longitudinal e transversal da ponte. Os valores das constantes elásticas, das ligações elásticas nas direções longitudinal e transversal, foram considerados iguais a 100 MN/m³.

O peso dos guarda-corpos não foi considerado no modelo; porém, foram considerados os pesos dos elementos não estruturais, tais como as barreiras *New Jersey* e o pavimento flexível.

[12] SOFiSTiK *Structural Desktop* 2018 http://www.sofistik.de

Para representar a laje de aproximação à margem sul e o viaduto de acesso à margem norte, foi acrescentada metade da massa correspondente aos mesmos às travessas nos apoios P1 e P4, respetivamente.

Na Fig. 3 apresentam-se seis modos globais de vibração identificados através do modelo numérico e as correspondentes frequências naturais (em Hz), antes do processo de calibração do respetivo modelo.

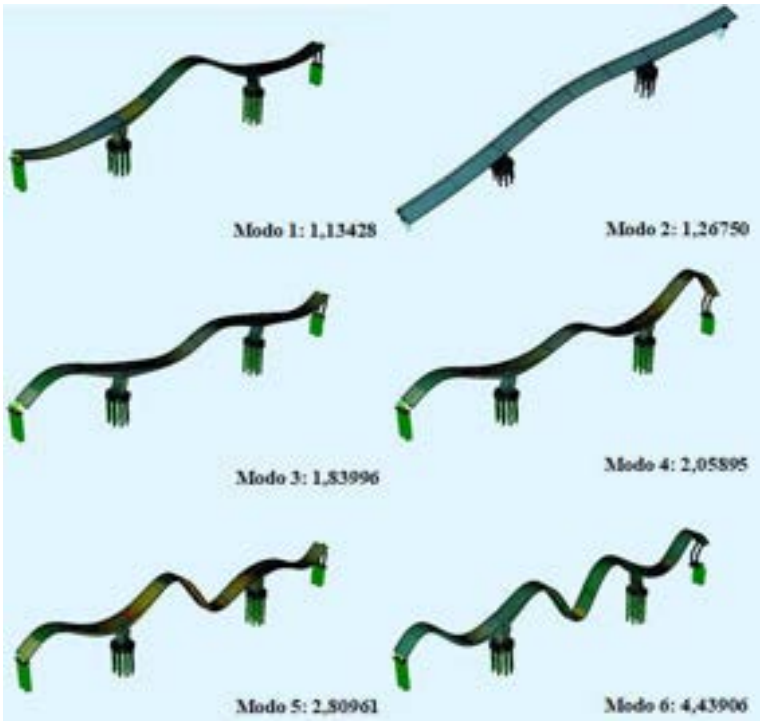


Figura 3. Parâmetros modais obtidas através do modelo numérico antes da calibração.

4. DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS OBSERVADAS NO TABULEIRO

Em 2017, após alguns relatos nos meios de comunicação social, sobre deformações excessivas observadas no tabuleiro do vão central da ponte (Fig. 4), o DNIT resolveu efetuar uma inspeção visual.



Figura 4. Ponte sobre o rio Itacaiúnas: em 2010 sem deformação, em 2017 a deformação excessiva no tabuleiro e fissura transversal na face inferior do tabuleiro (http://zedudu.com.br/em-maraba-ponte-sob-o-rio-itacaiunas-afunda-em-cima-racha-embaixo-e-mobiliza-o-dnit/).

Durante a inspeção visual realizada no período dos ensaios dinâmicos, não foram observados recalques das fundações; portanto, foi constatada apenas a flecha existente no vão central (que não foi observada na época da conclusão da obra em 2010). A flecha pode ter ocorrido por deformação imediata provocada pelo carregamento ou pela fluência e/ou retração por secagem. O pavimento flexível, sobre a ponte, apresenta vários pontos com reparos e, ao longo de toda a extensão do tabuleiro, podem-se observar fissuras no pavimento.

Por conta do processo de fissuração ocorrido no meio do vão central do tabuleiro, é expectável que ocorra uma diminuição da rigidez neste vão, ocasionando também a diminuição no valor das frequências, sobretudo no modo fundamental, que tem uma amplitude que envolve precisamente a abertura das fissuras desta zona.

5. ENSAIOS EM VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Os ensaios dinâmicos em vibração ambiental foram realizados no dia 24 de fevereiro de 2018, entre as 15h00 e 18h40, com o objetivo de identificar experimentalmente os parâmetros modais da ponte, notadamente as frequências, os coeficientes de amortecimento e a configuração dos modos de vibração de caráter global.

Os ensaios em vibração ambiental consistiram na medição das acelerações no tabuleiro, provocadas por ações de serviço sobre a estrutura, tais como: tráfego de veículos e de pessoas, vento, corrente da água do rio, etc.

Nos ensaios foram utilizadas três estações (Fig. 5), com unidades GMSPlus da GeoSIG, e um computador portátil com o software de aquisição dos dados GeoDAS 2.30 da GeoSIG[13], utilizado para adquirir as séries temporais de aceleração armazenadas nas estações (Fig. 5). Assim, cada estação é constituída pelos seguintes equipamentos: sistema de aquisição de dados dinâmicos GMSPlus; GPS (externo); acelerómetro triaxial AC-73, +/- 4 g, tecnologia *force balance*, largura de banda DC-200 Hz (externo); cartão de memória 8 GB; e bateria 12 V.

Os ensaios envolveram medições das acelerações em três pontos, distribuídos e organizados em nove configurações (Fig. 6), com uma estação de referência (fixa) na posição quatro e duas estações móveis, uma a montante e outra a jusante, com frequência de aquisição de 100 Hz numa janela de observação de 20 minutos. A estação de referência e a estação de jusante foram posicionadas no passeio de modo a não interferir no tráfego rodoviário, e a estação a montante foi posicionada próximo às barreiras *New Jersey*.

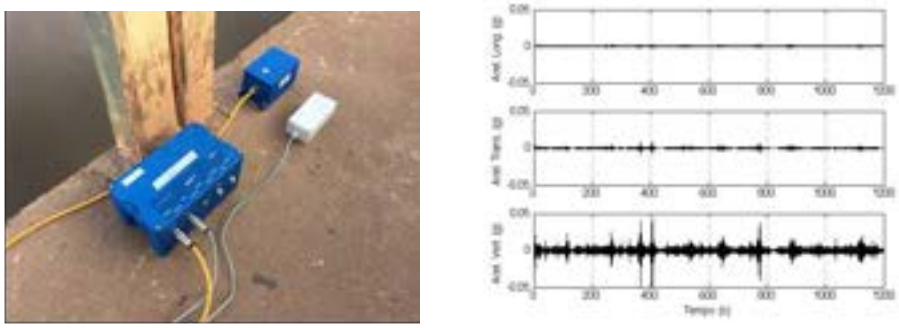


Figura 5. Estação autónoma da GeoSIG (GMSPlus, acelerómetro triaxial e GPS) [esquerda] e Séries temporais de aceleração [direita].

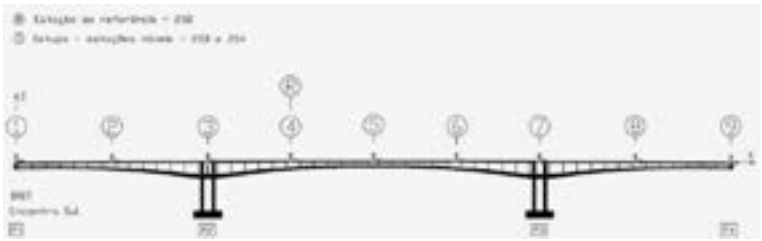


Figura 6. Configuração das estações durante o ensaio em vibração ambiental.

[13] GeoSIG Ltd. GeoDAS *Software Manual*. Suíça, 2017.

Os parâmetros modais experimentais (frequências naturais, configuração dos modos de vibração e coeficientes de amortecimento) foram estimados através do programa computacional ARTeMIS Modal[14], recorrendo à Decomposição Melhorada no Domínio da Frequência (*Enhanced Frequency Domain Decompostion* – EFDD). A identificação experimental das frequências envolve a seleção de picos da curva dos valores singulares das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração, onde as frequências dos picos correspondem às frequências naturais de vibração. No Quadro 1 são apresentados os resultados obtidos.

Quadro 1. Parâmetros modais experimentais.

Modo	*Frequência* [Hz]	*Amortecimento* [%]	*Observações*
1	1,063	3,118	Flexão longitudinal
2	1,416	-	Flexão transversal
3	1,921	2,842	Flexão longitudinal
4	2,100	-	Flexão longitudinal
5	2,948	1,689	Flexão longitudinal
6	4,450	1,359	Flexão longitudinal

Na Fig. 7 ilustram-se as configurações experimentais dos seis modos de vibração globais identificados e as correspondentes frequências naturais de vibração (em Hz).

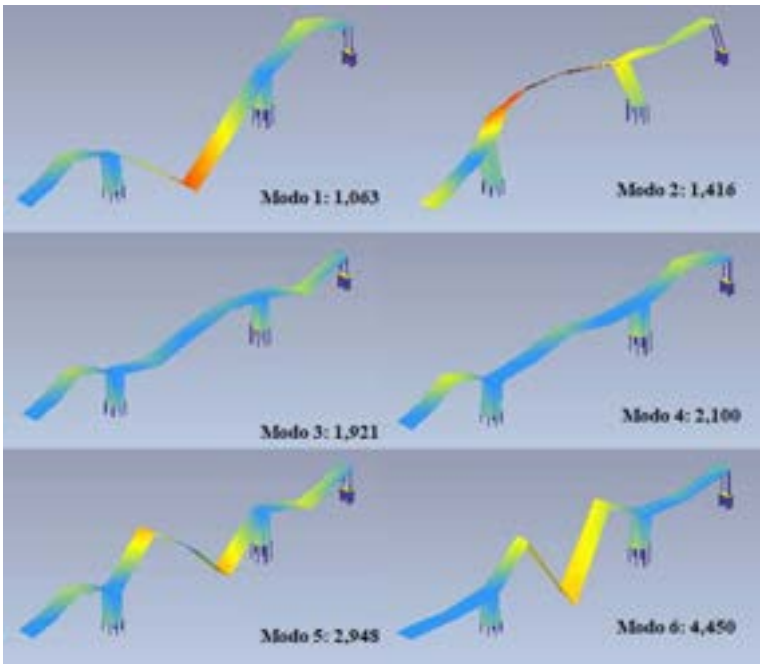


Figura 7. Configurações modais experimentais (frequências em Hz).

6. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A calibração do modelo numérico de elementos finitos consistiu no ajuste dos valores de um conjunto de parâmetros incertos do modelo numérico inicial, de modo que as características modais numéricas e experimentais se aproximassem. No presente caso, as diferenças entre as características modais numéricas (Fig. 3) e experimentais (Quadro 1) podem estar relacionadas às incertezas das propriedades mecânicas dos materiais e da geometria da ponte, do estado de degradação dos apoios, da falta de manutenção das juntas de dilatação, da falta de informação sobre as características do solo e, sobretudo, com a deformação excessiva no meio do vão central.

[14] ARTeMIS *Modal Academic License*. www.svibs.com

Assim, as características modais utilizadas no processo de calibração são às frequências de vibração e as respetivas configurações modais. A correspondência entre as configurações modais numéricas e experimentais são quantificadas através do Critério de Garantia Modal (*Modal Assurance Criterion* – MAC) [4]:

$$MAC_{cdr} = \frac{\left|\sum_{q=1}^{N_0} \psi_{cqr}\psi_{dqr}^{*}\right|^2}{\sum_{q=1}^{N_0} \psi_{cqr}\,\psi_{cqr}^{*} \sum_{q=1}^{N_0} \psi_{dqr}\psi_{dqr}^{*}} \quad (1)$$

onde: ψ_{cqr} vetor dos deslocamentos (x, y e z) do modelo experimental;
ψ_{cqr}^{*} vetor transposto dos deslocamentos (x, y e z) do modelo experimental;
ψ_{dqr} vetor dos deslocamentos (x, y e z) do modelo numérico;
ψ_{dqr}^{*} vetor transposto dos deslocamentos (x, y e z) do modelo numérico; e
N_0 número total de estações de monitorização, a multiplicar pelas três direções cartesianas.

Os deslocamentos modais incluídos nos vetores da Eq. (1) correspondem às localizações dos acelerómetros, descritos na Fig. 6.

A calibração do modelo numérico é realizada em duas etapas. A primeira etapa destina-se à calibração global do modelo, sem considerar as diferenças entre os parâmetros mecânicos das zonas não danificada e danificada. Nesta etapa, os parâmetros estruturais considerados na calibração do modelo foram às rigidezes dos apoios elásticos nas margens norte e sul, nas direções transversal e longitudinal, as constantes elásticas das molas que modelam a interação solo-estrutura nos apoios P1 a P4, os módulos de elasticidade do betão, e o módulo de elasticidade e a densidade do pavimento flexível, perfazendo um total de 19 parâmetros. A segunda etapa corresponde à calibração localizada dos parâmetros mecânicos da zona danificada da ponte. Na vizinhança da seção danificada, coexistem dois efeitos causados pelo dano estrutural. Por um lado, existe uma fissura profunda, visível a olho nu (Fig. 4), e localizada no meio do vão principal. Esta fissura estende-se ainda pela altura das longarinas laterais, mas a sua profundidade não é conhecida com precisão. Por outro lado, existe uma degradação do betão em toda a zona adjacente a essa fissura, nomeadamente no trecho do tabuleiro que sofreu deformações excessivas. Para modelar o primeiro efeito, a fissura foi efetivamente incluída no modelo numérico e a sua profundidade é um dos parâmetros de calibração. Para modelar o segundo efeito, o vão central foi dividido em cinco trechos (Fig. 8), em três dos quais a rigidez foi reduzida face à do modelo não danificado. As dimensões dos trechos fissurados foram estabelecidas com base nas informações fornecidas pelo dono da obra e são de 3 m na zona central e 5 m nas zonas adjacentes a essa. Os fatores de redução da rigidez também fazem parte dos parâmetros de calibração do modelo danificado. O número total de parâmetros de calibração do modelo é 23.

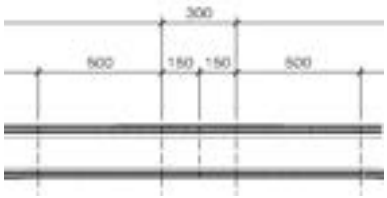


Figura 8. Segunda etapa da calibração; detalhe do vão central.

No Quadro 2 são apresentados os valores dos parâmetros ajustados no modelo numérico que resultaram na sequência de cinco iterações da primeira etapa de calibração e duas iterações da segunda etapa. O processo de calibração foi codificado como um problema de otimização condicionada resolvido, utilizando rotinas no Matlab R2016a[15]. Os valores dos parâmetros de calibração que correspondem a quantidades incertas (sobretudo coeficientes da reação horizontal do solo e rigidez dos aparelhos de apoio) foram deixados variar livremente, embora com limitações de ±50 %, de uma

[15] MATHWORKS, INC. MATLAB R2016a, 2016

iteração de otimização para outra. Esse fato justifica os desvios consideráveis face aos valores iniciais registrados em muitos destes parâmetros no Quadro 2. Por outro lado, as variações dos módulos de elasticidade dos betões estruturais e do asfalto foram limitadas a 20 % e 5 %, respetivamente, em cada iteração, e sujeitos a limites globais, obtidos com base na referência [3].

Quadro 2. Parâmetros de calibração do modelo numérico

Parâmetros	*Descrição*	*Modelo Inicial*	*Modelo Calibrado sem Dano*	*Modelo Calibrado com Dano*
Kli	Ligação elástica longitudinal no apoio P1	100.000 kN/m³	24.000 kN/m³	6.000 kN/m³
Klf	Ligação elástica longitudinal no apoio P4	100.000 kN/m³	242.800 kN/m³	124.000 kN/m³
Kti	Ligação elástica transversal no apoio P1	100.000 kN/m³	153.800 kN/m³	346.100 kN/m³
Ktf	Ligação elástica transversal no apoio P4	100.000 kN/m³	108.200 kN/m³	243.500 kN/m³
KP1-1	ISE no apoio P1 camada de 4 m estaca de 0,41 m	150.000 kN/m³	40.800 kN/m³	44.900 kN/m³
KP1-2	ISE no apoio P1 camada de 6 m estaca de 0,41 m	200.000 kN/m³	243.000 kN/m³	253.300 kN/m³
KP1-3	ISE no apoio P1 camada de 6 m estaca de 0,31 m	200.000 kN/m³	257.300 kN/m³	282.400 kN/m³
KP2-1	ISE no apoio P2 camada de 4 m estaca de 1,4 m	170.000 kN/m³	628.700 kN/m³	693.100 kN/m³
KP2-2	ISE no apoio P2 camada de 10 m estaca de 1,25 m	200.000 kN/m³	400.500 kN/m³	441.500 kN/m³
KP3-1	ISE no apoio P3 camada de 4 m estaca de 1,4 m	170.000 kN/m³	327.400 kN/m³	326.600 kN/m³
KP3-2	ISE no apoio P3 camada de 10 m estaca de 1,25 m	200.000 kN/m³	743.600 kN/m³	819.800 kN/m³
KP4-1	ISE no apoio P4 camada de 2 m estaca de 0,41 m	10.000 kN/m³	3.200 kN/m³	3.600 kN/m³
KP4-2	ISE no apoio P4 camada de 2 m estaca de 0,41 m	40.000 kN/m³	23.700 kN/m³	23.600 kN/m³
KP4-3	ISE no apoio P4 camada de 4 m estaca de 0,41 m	60.000 kN/m³	10.300 kN/m³	11.300 kN/m³
KP4-4	ISE no apoio P4 camada de 6 m estaca de 0,31 m	200.000 kN/m³	62.700 kN/m³	69.100 kN/m³
E-C25	Módulo de elasticidade C25	28.000 N/mm²	32.600 N/mm²	32.700 N/mm²
E-C35	Módulo de elasticidade C35	33.000 N/mm²	34.700 N/mm²	35.100 N/mm²
E-asfalto	Módulo de elasticidade do asfalto	6.000 N/mm²	5.000 N/mm²	4.800 N/mm²
D-asfalto	Densidade do asfalto	4.620 kg/m³	3.900 Kg/m³	5.200 Kg/m³
E-C35 central	Módulo de elasticidade C35 da área fissurada na zona central	33.000 N/mm²	34.700 N/mm²	8.700 N/mm²
E-C35 lateral	Módulo de elasticidade C35 da área fissurada na zona adjacente	33.000 N/mm²	34.700 N/mm²	24.300 N/mm²
d-C35 central	Profundidade da área fissurada na zona central	-	0 mm	600 mm
d-C35 lateral	Profundidade da área fissurada na zona adjacente	-	0 mm	30 mm

Geralmente, a rigidez do pavimento varia muito consideravelmente com temperaturas baixas, que, no entanto, não se verificam na região. Por isso, para as temperaturas específicas da região Amazônica, a rigidez do pavimento tem limites de variação muito restritas.

7. ANÁLISE DE CORRELAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL

O Quadro 3 apresenta uma comparação dos valores das frequências experimentais e numéricas do modelo inicial, do modelo antes de considerar o dano e do modelo com dano. Além disso, são também apresentadas as variações percentuais entre as frequências numéricas e as experimentais, e o MAC. O valor médio dos MACs após a calibração é de 0,9141.

Quadro 3. Valores das frequências de vibração experimentais e do modelo numérico (antes e depois da calibração) bem como dos MACs.

Modo	*Experimental*	*Modelo Inicial*			*Modelo Calibrado sem Dano*			*Modelo Calibrado com Dano*		
		Freq. [Hz]	*Dif.* [%]	*MAC*	*Freq.* [Hz]	*Dif.* [%]	*MAC*	*Freq.* [Hz]	*Dif.* [%]	*MAC*
1	1,063	1,13428	6,7	0,8495	1,202	13,1	0,9715	1,11439	4,8	0,9269
2	1,416	1,26750	10,5	0,9380	1,395	1,5	0,9334	1,37765	2,7	0,9151
3	1,921	1,83996	4,2	0,7703	1,938	0,9	0,7420	1,92670	0,3	0,7370
4	2,100	2,05895	2,0	0,9858	2,117	0,8	0,9829	2,08665	0,6	0,9688
5	2,948	2,80961	4,7	0,9953	2,887	2,1	0,9927	2,86786	2,7	0,9939
6	4,450	4,43906	0,2	0,9846	4,570	2,7	0,9807	4,26908	4,1	0,9426

Com relação ao MAC do modo 3, pode-se observar que o mesmo, apesar do processo de otimização, não apresentou ganhos no seu valor. Este comportamento deve-se a grandes discrepâncias entre os deslocamentos modais medido e modelado na direção longitudinal da ponte, que pode ser um indicativo da ocorrência de algum inconveniente durante o processo de aquisição dos dados.

Tal como visto no Quadro 3, a frequência fundamental está bastante mal recuperada pelo modelo calibrado sem dano, provavelmente por causa da decorrência do mesmo. Este facto pode ser comprovado na observação da sensível melhoria na sua recuperação (de um erro de 13.1% para um erro de 4.8%), obtida a partir da modelação do dano. Assim, é possível realizar avaliações quantitativas do estado de deterioração dos trechos danificados.

No que toca à influência dos vários parâmetros de calibração no processo de otimização, a rigidez do pavimento tem um efeito limitado. Isso explica-se pelos limites estritos de variação do módulo de elasticidade do pavimento, pelas razões referidas na secção anterior.

As rigidezes das juntas situadas nas extremidades do tabuleiro também têm um efeito marginal sobre as características de vibração da ponte. Isso acontece por causa da flexibilidade bastante elevada do tabuleiro, que faz com que o excesso de rigidez nas suas extremidades não afecte as frequências globais de vibração, nem se manifeste de forma decisiva nas secções onde foram instalados os acelerómetros, e que servem para a definição das configurações modais utilizadas na Eq. (1). Note-se ainda que a altura do tabuleiro é bastante reduzida nesses encontros (Fig. 6), o que limita ainda mais a propagação do efeito do aumento de rigidez das juntas para dentro dos vãos. Pelo contrário, a rigidez do solo tem muito mais influência nas características de vibração da superestrutura, particularmente ao nível da primeira camada de rocha na qual as estacas se encastram. As camadas mais profundas têm, no entanto, um efeito residual.

Mesmo admitindo que a utilização de medidas uniformes para a degradação do material e que a profundeza da fenda nos trechos danificados poderão ter induzido erros consideráveis no modelo, o processo aqui descrito parece indicar danos estruturais importantes. Assim, a degradação do módulo de Young dos trechos danificados, obtida após o processo de calibração, foi de 74 % e 26 % no trecho central e nos trechos adjacentes, respetivamente.

Ainda com base no Quadro 3, o processo de calibração melhorou o ajuste das frequências, diminuindo a diferença percentual entre as frequências obtidas por vias numérica e experimental para menos de 5 %

em todos os modos considerados. Após o processo de calibração, os MACs ficaram acima de 0,9, tendo o MAC do modo fundamental melhorando de 0,85 para 0,93 face a modelagem do dano.

8. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como principal objetivo calibrar o modelo numérico de elementos finitos da ponte sobre o rio Itacaiúnas, com base nos ensaios dinâmicos nela realizados. A identificação modal foi realizada por intermédio do método EFDD que possibilitou a identificação das frequências e das configurações de seis modos de vibração globais, envolvendo as flexões transversal e vertical do tabuleiro, no intervalo entre 1,063 Hz e 4,450 Hz.

A calibração do modelo numérico envolveu a análise de cenários distintos de combinação de parâmetros estruturais, tendo em vista a seleção dos que apresentam a menor discrepância entre os valores das frequências numéricas e medidas experimentalmente, bem como os valores do parâmetro MAC, que mede a correlação das formas próprias de vibração. Os parâmetros numéricos incluídos na calibração foram inicialmente os valores de rigidez das constantes elásticas dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação, módulos de elasticidade do betão, módulo de elasticidade do asfalto, densidade do asfalto e da interação solo-estrutura. Numa segunda fase de calibração, deu-se enfâse à modelação da zona danificada, tendo-se acrescentado, aos parâmetros de calibração, os módulos de elasticidade dos trechos danificados, bem como a profundidade das fendas. Na análise da correlação dos parâmetros modais experimentais e numéricos, antes e pós calibração, percebe-se que o modelo numérico calibrado ficou bastante melhor que o modelo inicial, se levar em consideração os valores das frequências, pois as diferenças das mesmas estavam em média 4,72 %, passando para 3,52 % no modelo sem dano e 2,5 % no modelo com dano. Por sua vez, o valor médio do parâmetro MAC passou de 0,9206, obtido com o modelo numérico inicial, para 0,9141 no modelo calibrado com dano.

Vale ressaltar que a boa correlação entre os modelos computacional e experimental indica que os danos estruturais, muito provavelmente causados por falta de protensão, são importantes e que acções corretivas se impõem para reabilitar a estrutura. A intervenção deveria iniciar-se por uma inspeção excecional do sistema de protensão e pela instalação de um equipamento de monitorização permanente para acompanhar a evolução das fendas, bem como da deformação do tabuleiro no vão central.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio prestado pelas instituições: Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq; Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT; Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia – NICAE/UFPA; e Polícia Rodoviária Federal – PRF.

REFERÊNCIAS

[1] Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER/MT (1973) Estradas do Brasil. Rio de Janeiro.

[2] ATP Engenharia Ltda. (2008), Projeto Executivo de Engenharia para Construção da Travessia Urbana de Marabá. Marabá.

[3] ABNT NBR 6118 (2014), Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro.

[4] Allemang, R. (2003), *The Modal Assurance Criterion* – Twenty Years of Use and Abuse. Sound and Vibration. Ohio.

[5] DNIT/MT (2017), Relatório de Inspeção – Ponte sobre o Rio Itacaiúnas – LD. Marabá.

Resistência última à flexão de lajes alveolares protendidas

Sebastião Pereira[1] **Milton Dias[2]** **Élvio Piancastelli[3]** **Thiago Bortone[4]** **Elves Farias[5]**

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de ensaio de resistência última á flexão de três lajes alveolares protendidas, com 10 metros de comprimento e 21 cm de espessura, sem capeamento, submetidas á cargas uniformemente distribuídas. As cargas de ruptura foram aplicadas ao término de ensaios de longa duração, de maneira a aferir a resistência última a flexão de cada um dos exemplares. Houve grande uniformidade no comportamento estrutural dos três exemplares. A resistência última teórica foi determinada de duas maneiras. Inicialmente foram consideras as deformações diferidas ocorridas no concreto e armadura de protensão ao longo do ensaio de longa duração e finalmente considerando apenas as perdas diferidas ocorridas na armadura de protensão, que é o procedimento usual. Os resultados foram praticamente os mesmos nos dois casos, demonstrando que as deformações diferidas do concreto pouco influenciam na resistência última á flexão, como é de se esperar. Posteriormente comparou-se as deformações teóricas com aquelas obtidas nos ensaios. As resistências últimas obtidas nos ensaios foram em média 8% menores que as previstas segundo a NBR 6118:2014 [1], com pequeno coeficiente de apenas 5,2%, demonstrando que, para os casos estudados, a norma brasileira NBR 6118:2014 [1] prevê, com boa precisão, a resistência última á flexão das lajes ensaiadas.

Palavras-chave: *Lajes protendidas, flexão normal composta, resistência última.*

1. INTRODUÇÃO

Esse trabalho tem como objetivo apresentar os resultados de resistência última à flexão de três lajes protendidas com 4 cordoalhas de 12,7 mm e 6 cordoalhas 11,1 mm CP 190 RB, executadas com concreto fck 35 MPa.

O carregamento consistiu do peso próprio estrutural e de cargas uniformemente distribuídas, aplicadas através de sacaria. As lajes foram submetidas a carregamento variável desde a idade de 30 dias até a idade de 160 dias, quando foram levadas á ruptura. Os exemplares foram denominadas B1, B2 e B3, compondo a denominada série B.

[1]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Departamento de Estruturas, Belo Horizonte, Brasil. ssrp@dees.ufmg.br
[2]Precon Industrial, Vespasiano, Brasil. milton.dias@terrasfidalgo.com.br
[3]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Departamento de Estruturas, Belo Horizonte, Brasil. elvio@dees.ufmg.br
[4]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Belo Horizonte, Brasil. thiagobortone@terra.com.br
[5]Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Belo Horizonte, Brasil. elveslf@gmail.com

Os ensaios foram realizados nas instalações da Precon Industrial S.A., quando do início da utilização desse tipo de laje pela empresa, em 2002. A Precon somente autorizou a publicação dos resultados dos ensaios em 2013.

2. O MODELO NUMÉRICO

Com a finalidade de avaliar as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [1], a resistência última á flexão das lajes foram avaliadas através de formulação proposta por Martins *et. al* (1999) [3] e comparadas com as obtidas nos ensaios.

O modelo teórico adotado considera as deformações diferidas do concreto e do aço, embora se saiba de sua pequena influência no cômputo da resistência última.

O elemento estrutural a ser analisado é discretizado longitudinalmente, em diversos elementos de barra. A seção transversal de cada elemento é discretizada em n elementos de concreto paralelos ao eixo de flexão, considerando-se a área líquida de concreto, e em s elementos de aço correspondentes a cada uma das cordoalhas de protensão.

Inicialmente são determinadas as perdas imediatas e diferidas da força de protensão e as deformações de retração e fluência no concreto, considerando o histórico do carregamento até a data $t_{u\,,\,data}$ em que se quer avaliar a capacidade resistente da seção. O cômputo das deformações diferidas na seção transversal é feito de acordo com modelo proposto por Pereira *et al.* (2013) [2].

Para determinação do momento resistente último teórico o estado de deformação último é obtido iterativamente utilizando-se o Método da Seção Áurea conforme Mateus, R.; Luna, L. (1986) [4], levando-se em conta as deformações diferidas previamente determinadas, até que se obtenha igualdade entre a força normal resistente, determinada conforme Eq. (1), e a força normal solicitante.

$$N_R(t_u) = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{cc(i)}(t_u) A_{c(i)} + \sum_{i=1}^{s} \sigma_{cs(i)}(t_u)\, A_{s(i)} \tag{1}$$

O momento resistente último é determinado computando-se a parcela de momento fletor resistido por cada elemento que compõe a seção, em função do estado de tensões atuante, conforme Eq. (2):

$$M_R(t_u) = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{cc(i)}(t_u) d_{c(i)} A_{c(i)} + \sum_{i=1}^{s} \sigma_{cs(i)}(t_u)\, d_{s(i)} A_{s(i)} \tag{2}$$

Para o cálculo das tensões nos elementos de concreto considera-se o diagrama parábola retângulo do concreto conforme indicado na Fig. 1 Para o cálculo das tensões nos elementos de aço considera-se um diagrama tensão x deformação bi-linear, conforme indicado na Fig. 2. Os diagramas indicados são os preconizados pela NBR 6118:2014 [1].

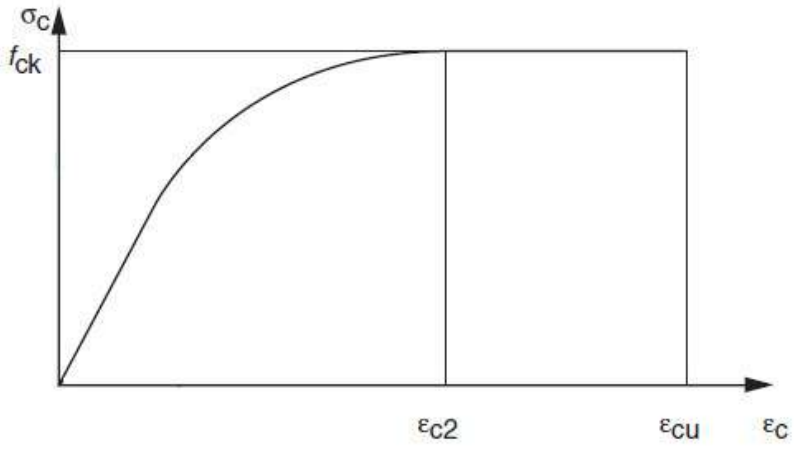


Figura 1 - Diagrama tensão x deformação do concreto

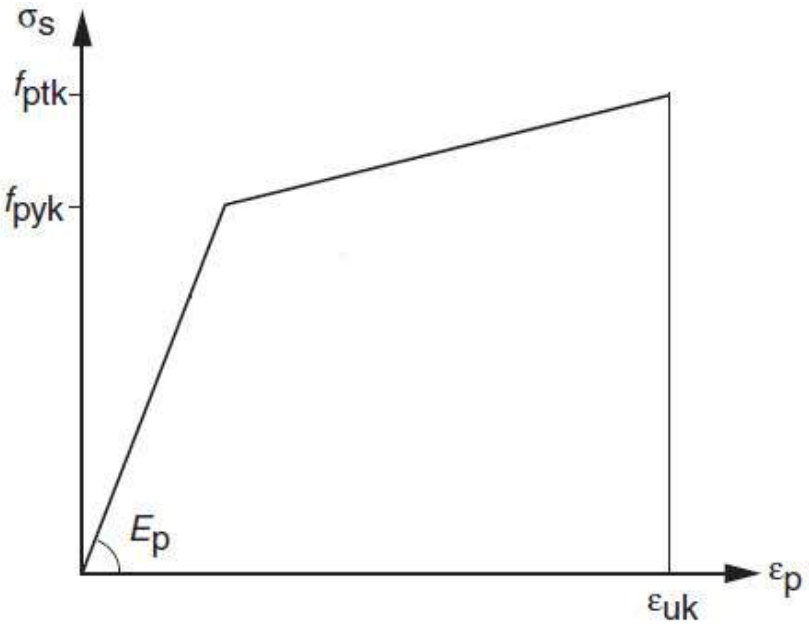


Figura 2 - Diagrama tensão x deformação do aço de protensão

3. METODOLOGIA E RESULTADOS DO ENSAIO

As lajes possuíam 125 cm de largura, 21 cm de altura e seis alvéolos de 15,5 cm de diâmetro, conforme Fig. 3. O comprimento das lajes era de 10 metros, vencendo um vão de 9,9 m.

Em todas as lajes a armadura de protensão era composta de 4 cordoalhas de 12,7mm e 6 cordoalhas de 11,1 mm (3x5,0) CP 190RB, sem capeamento, posicionadas com o CG a 3 cm do fundo.

Um relógio comparador foi posicionado no centro do vão para medição da evolução das flechas ao longo do tempo, embora o foco desse trabalho seja apresentar apenas a resistência última á flexão das lajes, que foram levadas a ruptura. O modelo esquemático dos ensaios está indicado na Fig. 3. A seção transversal das lajes está indicada na Fig. 4.

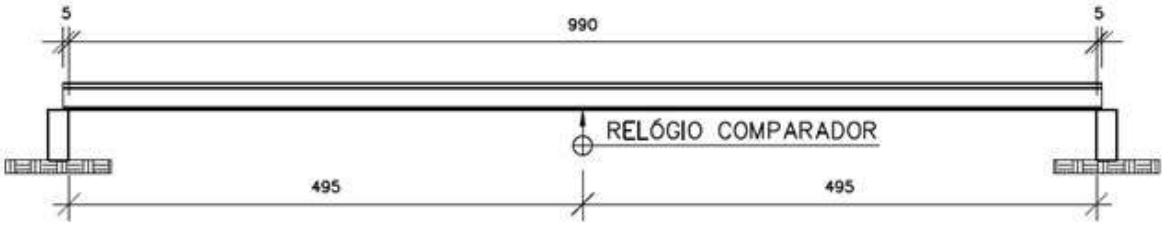


Figura 3. Modelo esquemático do ensaio.
(Dimensões em cm)

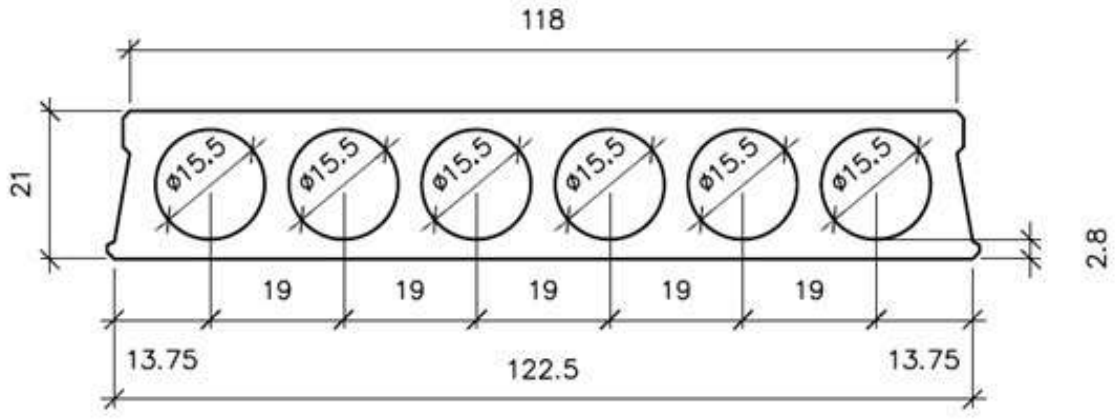


Figura 4. Lajes série B – 4 ø 12,7 + 6 ø 11,1 mm.
(Dimensões em cm)

As tensões de protensão utilizadas em cada exemplar constam no Quadro 1, a seguir. A transferência da força de protensão ocorreu 20 horas após o início da concretagem.

Quadro 1. Tensão de protensão aplicada nos ensaios e armaduras ativas.

Série	*Tensao de protensão* [MPa]	*Armadura ativa*	*Armadura passiva*
B1	1425	4 Ø 12,7 + 6 Ø 11,1 mm	-
B2	1425	4 Ø 12,7 + 6 Ø 11,1 mm	-
B3	1425	4 Ø 12,7 + 6 Ø 11,1 mm	-

O concreto das lajes foi produzido usando cimento tipo CP-V ARI e agregado graúdo tipo calcário. Para avaliação da resistência à compressão do concreto foram realizados ensaios de esclerometria na idade de execução dos ensaios das lajes.

Todas as quatro lajes foram concretadas no mesmo dia, fazendo parte da mesma pista de protensão e posteriormente transferidas para área aberta na Precon Engenharia, em Pedro Leopoldo, MG, onde os ensaios foram realizados.

Até a idade de 30 dias o único carregamento atuante foi o peso próprio, que consistia de uma carga de 3,62 kN/m. Nas idades de 35, 36, 37 e 38 dias foram acrescentadas cargas de 1,0 kN/m, utilizando-se sacos de argamassa, mantendo-se a partir daí carregamento constante até a idade de 160 dias.

Todos os exemplares, após os acréscimos de carga e medições de deslocamentos, foram mantidos cobertos por lona de forma a proteger os exemplares da insolação diária e evitar que uma possível chuva durante o período de ensaio alterasse a carga aplicada. Os deslocamentos verticais no ponto médio do vão foram medidos com relógios comparadores.

Na idade de 160 dias, cada uma das lajes foi levada á ruptura, chegando-se nos valores de momentos de ruptura indicados no Quadro 2. Nesse trabalho apresentam-se apenas os resultados da carga de ruptura dessas lajes.



Figura 5. Carregamento parcial da laje B1.



Figura 6. Ruptura das lajes B1, B2 e B3.

A ruptura de todas as lajes ocorreu na seção média do vão, em função do esmagamento do concreto. As cargas que provocaram a ruptura das lajes, bem como o momento atuante na seção média do vão, estão indicadas no Quadro 2.

Quadro 2. Cargas e momentos de ruptura obtidos no ensaio.

Série	*Vão* [m]	*Carga de ruptura total [kN/m]*	M_{ensaio} *(no meio do vão) [kNm]*
B1	9.9	269	191
B2	9.9	263	172
B3	9.9	263	169

No Quadro 3 estão indicados os momentos de ruptura teóricos obtidos considerando as deformações diferidas ocorridas no concreto e armadura de protensão ao longo do ensaio de longa duração e os obtidos considerando apenas as deformações diferidas na armadura de protensão. Nesse último caso o momento último foi determinado por equação analítica que considera o estado de neutralização da seção e a deformação da armadura de protensão correspondente a esse estado.

Quadro 3. Cargas e momentos de ruptura.

Série	*Vão* [m]	*Carga de ruptura total [kN/m]*	M_{NBR} *(no meio do vão) [kNm] (def. diferidas concreto e aço)*	M_{NBR} *(no meio do vão) [kNm] (def. diferidas apenas aço)*
B1	9.9	269	192	194
B2	9.9	263	192	194
B3	9.9	263	192	194

Como a resistência última a flexão praticamente não é influenciada pelas deformações diferidas do concreto, a comparação com dos resultados obtidos nos ensaios será feita apenas com a resistência última teórica obtida pelo modelo analítico utilizado para descrever o comportamento das lajes durante o ensaio. Esse modelo considera, no cálculo da resistência última, as deformações diferidas do concreto e aço.

Quadro 4. Cargas e momentos de ruptura obtidos no ensaio.

Série	*Vão* [m]	*Carga de ruptura total [kN/m]*	M_{ensaio} *(no meio do vão) [kNm]*	M_{NBR} *(no meio do vão) [kNm]*	*Razão* M_{ensaio}/M_{NBR}
B1	9.9	269	191	192	0.99
B2	9.9	263	172	192	0.90
B3	9.9	263	169	192	0.88

4. ANÁLISE COMPARATIVA

Para o cálculo da resistência última segundo a NBR 6118:2014 [1] foi adotado fck de 34,9 MPa, obtido por meio de ensaios esclerométricos realizados nas datas de ruptura das lajes. Os coeficientes de minoração de resistência e majoração de esforços foram feitos iguais a 1,0. Não foi considerado o efeito Rusch em função da idade do concreto na data de realização do ensaio.

Com a finalidade de comparar os resultados de ensaios (M_{ensaio}) com os valores teóricos obtidos do modelo numérico (M_{NBR}), calculou-se a média da razão entre esses valores (M_{ensaio}/M_{NBR}) obtendo-se o valor de 0,92, com desvio padrão igual a 0,05 e coeficiente de variação (CV=0.05*100/0.92) de 5,2%.

5. CONCLUSÕES

O objetivo geral desse trabalho foi apresentar os resultados de ensaios de três lajes alveolares protendidas submetidas à flexão. As lajes foram levadas á ruptura ao final de ensaios de longa duração, com a finalidade de comparar os resultados obtidos nos ensaios com a resistência última teórica das lajes. Houve grande uniformidade no comportamento estrutural dos três exemplares ensaiados.

A resistência teórica última a flexão foi obtida de duas maneiras. Inicialmente, foram consideradas as deformações diferidas no concreto e armadura de proteção, e posteriormente apenas na armadura de protensão, como é usual. Os resultados encontrados foram praticamente os mesmos.

Comparou-se então os resultados teóricos com aqueles obtidos nos ensaios, encontrando-se valores de resistência última à flexão teóricos médios 8% maiores do que os valores encontrados nos ensaios, com coeficiente de variação da ordem de 5%. Esses resultados permitem concluir que, para os exemplares ensaiados, houve uma boa correlação entre os valores teóricos e experimentais.

A análise dos resultados revela que, para os casos estudados, a norma brasileira NBR 6118:2014 [1] prevê, com boa precisão, a resistência última á flexão desse tipo de elemento estrutural.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à UFMG, à FAPEMIG e à PRECON INDUSTRIAL pelo apoio financeiro e de infraestrutura para a realização do trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.

[2] Pereira, S. [et al.] (2013). Numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading. Ibracon Structures and Materials Journal, Vol. 6, N. 4, pp. 613-622.

[3] Martins, R. [et al.] (1999). Programação Não Linear aplicada ao dimensionamento de armaduras passivas adicionais em estado limite último, de seções transversais em concreto estrutural de geometria qualquer, submetidas a flexão normal composta. XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, pp. 1497-1504.

[4] Mateus, R.; Luna, L. (1986). Programação não linear. V Escola de Computação.

Comportamento dinâmico da laje de betão armado de um viaduto ferroviário com solução estrutural mista aço-betão

Joel Malveiro
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto
Carlos Sousa
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto
Diogo Ribeiro
Instituto Superior de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto
Rui Calçada
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto

RESUMO

A resposta estrutural de lajes de betão armado em pontes ferroviárias é fortemente influenciada por diversos parâmetros, pelo que a correta validação dos modelos numéricos é fundamental para avaliar o seu comportamento dinâmico. O efeito destes parâmetros deve ser cuidadosamente avaliado assim como a forma como devem ser tidos em conta nas análises numéricas a desenvolver. Assim sendo, o presente trabalho avalia e discute o efeito da frequência máxima de análise, das irregularidades da via e dos coeficientes de amortecimento a considerar por forma a otimizar a validação do modelo numérico de um viaduto ferroviário. O modelo numérico foi anteriormente calibrado e a validação é agora feita com base na comparação entre respostas dinâmicas medidas, sob passagem de tráfego ferroviário, e respostas calculadas a partir do modelo numérico com base numa metodologia que contempla a interação entre a ponte e o comboio. São considerados limites de frequência iguais a 15, 20 e 30 Hz, três perfis de irregularidades diferentes (obtidos a partir de um perfil real) e dois cenários distintos de coeficientes de amortecimento a atribuir aos modos de vibração considerados nas análises numéricas.

Palavras-chave: viaduto ferroviário, laje de betão armado, validação experimental, análise dinâmica

1. INTRODUÇÃO

Soluções estruturais compostas por vigas longitudinais ligadas transversalmente por uma laje superior de betão armado têm sido muito utilizadas na construção de pontes e viadutos ferroviários. Decorrente do tráfego ferroviário a que estão sujeitas, estas lajes revelam-se bastante sensíveis a efeitos dinâmicos, cujo aumento (devido a maiores velocidades de circulação, maiores cargas por eixo ou à existência de irregularidades da via) pode originar excessivas vibrações do tabuleiro e, por conseguinte, levar a problemas como instabilidade da camada de balastro, desconforto dos passageiros ou dano por fadiga.

Em pontes ferroviárias, esta amplificação dinâmica depende de diversos fatores, os quais podem estar relacionados diretamente com a estrutura, a via-férrea ou o comboio. Diversos trabalhos têm sido desenvolvidos no sentido de avaliar a influência na resposta dinâmica de parâmetros como o amortecimento estrutural [1, 2], irregularidades da via [3, 4] ou velocidade de circulação dos comboios [5].

O efeito destes parâmetros deve ser cuidadosamente avaliado assim como a forma como devem ser tidos em conta nas análises numéricas a desenvolver. Isto permite, por um lado, a correta validação dos

modelos numéricos e, por outro, a obtenção de resultados mais realistas em cálculos posteriores ou simulação de cenários futuros.

Nesse sentido, no presente artigo procede-se à descrição da análise paramétrica desenvolvida com o objetivo de avaliar o efeito de alguns parâmetros na validação do modelo numérico, previamente calibrado, do viaduto de acesso à ponte ferroviária de Alcácer do Sal. Este viaduto apresenta uma solução estrutural composta por duas vigas "I" metálicas longitudinais ligadas superiormente por uma laje de betão armado. Foi realizada uma campanha experimental no sentido de obter deslocamentos, acelerações e deformações medidos diretamente na laje do tabuleiro, sob a passagem de comboios Alfa Pendular com velocidades de circulação de 220 km/h. A validação é feita por meio da comparação entre respostas experimentais e numéricas, estas últimas obtidas com base numa metodologia que contempla a interação ponte-comboio. É avaliada e discutida a influência na resposta numérica da frequência máxima de análise, das irregularidades da via e dos coeficientes de amortecimento, com particular foco na deformação transversal da laje de betão armado.

2. VIADUTO DE ACESSO À PONTE DE ALCÁCER DO SAL

O presente caso de estudo insere-se na nova variante ferroviária de Alcácer, situada entre a estação do Pinheiro e o quilómetro 94 da Linha do Sul, a qual estabelece a ligação ferroviária entre Lisboa e o Algarve. O atravessamento do rio Sado localiza-se entre o km 8+530 e o km 11+265 da variante, com um desenvolvimento total de 2735 m, sendo constituído pela ponte principal e por dois viadutos de acesso (Fig. 1). A estrutura está preparada para a passagem de comboios de passageiros com velocidades de circulação até 250 km/h e de comboios de mercadorias com carga máxima por eixo de 25 toneladas.



Figura 1. Vista geral da nova ponte ferroviária de Alcácer do Sal [6]

A ponte principal apresenta uma solução estrutural do tipo *bowstring*, em estrutura mista aço-betão, constituída por 3 tramos de 160 m cada. Os viadutos de acesso consistem igualmente em estruturas mistas aço-betão, diferenciando-se da solução estrutural da ponte principal na medida em que são constituídos por duas vigas metálicas de alma cheia sobre as quais apoia uma laje de betão armado. A grande maioria dos tramos dos viadutos de acesso são igualmente contínuos. No entanto, devido a restrições relacionadas com o problema de interação via-ponte, foram criados tramos neutros simplesmente apoiados de forma a limitar o comprimento máximo contínuo a 750/800 m.

Este trabalho foca-se num desses tramos simplesmente apoiados, com um vão de 45 m, o qual não apresenta continuidade com os tramos adjacentes, quer pela estrutura (devido à presença de juntas de dilatação) quer pela via (devido à existência de aparelhos de dilatação de via). Na Fig. 2 apresenta-se a vista em alçado do viaduto norte de acesso à ponte (Fig. 2a)), na qual este tramo é identificado, e a respetiva secção transversal (Fig. 2b)).

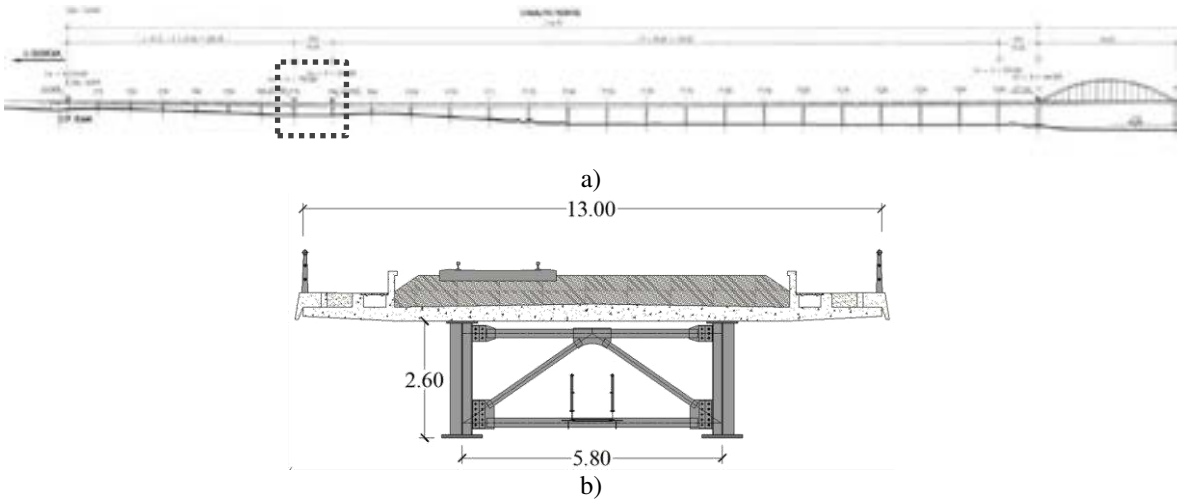


Figura 2. Viaduto de acesso à ponte de Alcácer do Sal: a) alçado; b) secção transversal

As vigas I apresentam um afastamento de 5,8 m e uma altura constante de 2,6 m. Os banzos superior e inferior têm larguras de 0,7 m e 1,0 m, respetivamente, apresentando espessura variável ao longo do vão. A laje de betão, com uma largura total de 13 m, possui consolas laterais de espessura variável entre 0,20 m na extremidade e 0,35 m na secção de ligação às vigas, variando entre apoios de vigas até ao máximo de 0,38 m devido à pendente transversal de 1,5 % existente na face superior para efeitos de drenagem. Uma descrição pormenorizada dos restantes elementos constituintes desta solução estrutural pode ser consultada em Malveiro [7].

3. MODELO NUMÉRICO

A análise dinâmica do viaduto foi realizada com base num modelo numérico tridimensional desenvolvido no programa ANSYS [8]. Na Fig. 3 apresenta-se uma vista geral do modelo e um pormenor da secção transversal.

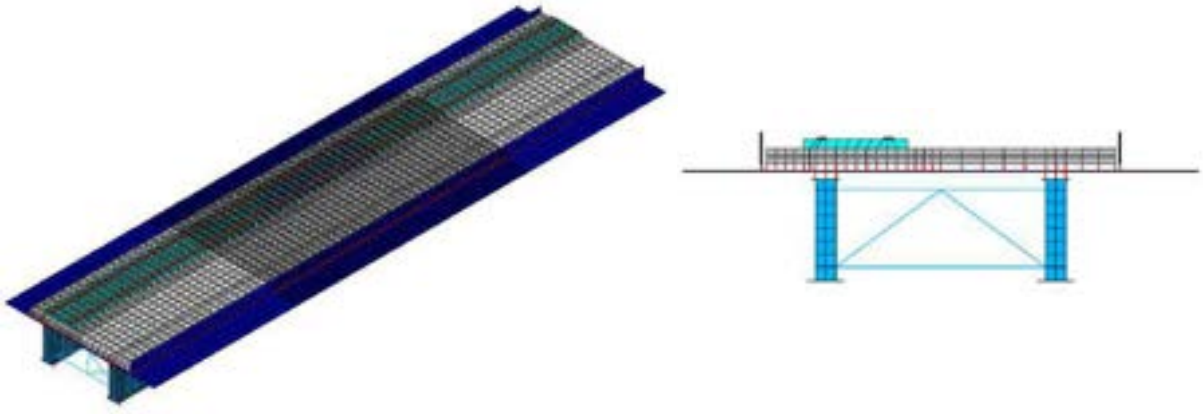


Figura 3. Vista geral do modelo numérico do viaduto e respetiva secção transversal

As vigas, a laje superior e os muros guarda-balastro foram modelados através de elementos finitos de casca enquanto a camada de balastro, as palmilhas e as travessas foram modelados com elementos finitos de volume. Os diafragmas, elementos de contraventamento e os carris foram modelados por intermédio de elementos de viga dispostos ao nível do seu centro de gravidade. Os aparelhos de apoio foram considerados como apoios pontuais tendo sido modelados através de elementos de mola. Uma descrição detalhada acerca da modelação numérica e respetivos parâmetros considerados pode ser encontrada em Malveiro [7].

O modelo numérico inicialmente desenvolvido foi posteriormente calibrado com base nos resultados de um ensaio de vibração ambiental. Essa campanha experimental foi realizada tendo por objetivo a identificação dos parâmetros modais da estrutura, nomeadamente as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento. Posteriormente, a fase de otimização, que pretende a identificação dos valores ótimos dos parâmetros numéricos que minimizam as diferenças entre respostas modais numéricas e experimentais, foi realizada com base na aplicação de um algoritmo genético. Uma vez que o objetivo deste artigo se centra na avaliação do comportamento dinâmico da laje do tabuleiro quando sujeita a tráfego ferroviário, não é aqui apresentada uma descrição detalhada do processo de calibração, descrição essa que pode ser consultada em Malveiro et al. [9].

4. RESPOSTA DINÂMICA SOB AÇÃO DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO

A realização de uma campanha experimental, com vista à medição da resposta da estrutura sujeita à passagem de tráfego ferroviário, permitiu a validação do modelo numérico através da comparação das respostas dinâmicas numericamente calculadas e experimentalmente medidas. Estas últimas foram medidas em termos de deslocamentos, deformações e acelerações em diversos locais da laje superior de betão armado, para a passagem do comboio Alfa Pendular a uma velocidade de 220 km/h. A Fig. 4 ilustra esquematicamente a localização dos sensores na estrutura.

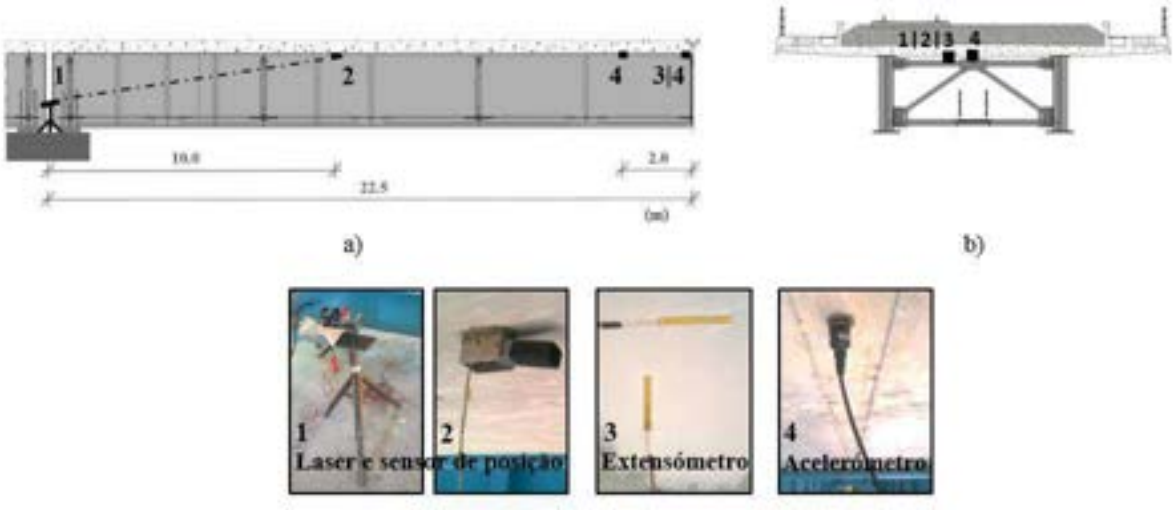
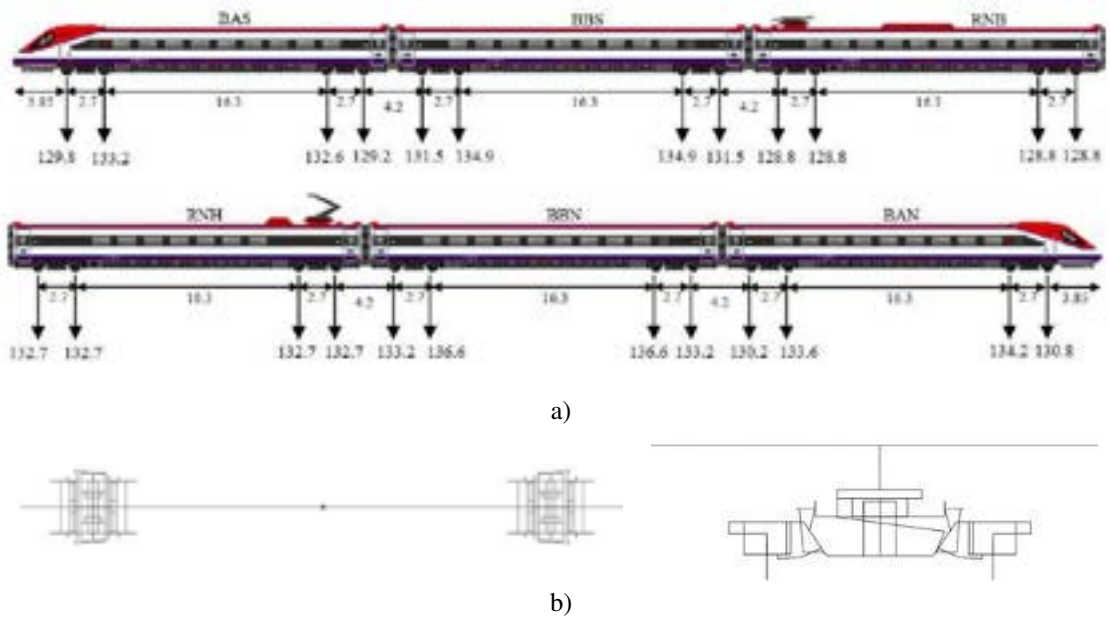


Figura 4. Localização dos sensores na estrutura: a) vista lateral; b) vista em corte

O deslocamento vertical foi medido através de um sistema composto por um laser, colocado no topo do pilar (Fig. 4.1), e um sensor de posição instalado diretamente na laje (Fig. 4.2), afastado aproximadamente 10 m do pilar. As deformações foram medidas por meio de extensómetros de resistência elétrica, modelo Vishay N2A-06-20CBW-350, colados à superfície de betão (Fig. 4.3). A aceleração vertical foi medida com recurso a acelerómetros piezoelétricos, modelo PCB 393A03, instalados ao longo do alinhamento central do vão (Fig. 4.4). A aquisição de dados foi realizada através do sistema cDAQ-9172 (NI), com uma taxa de aquisição de 2048 Hz posteriormente decimada para 1024 Hz.

As respostas dinâmicas numéricas foram obtidas com base numa metodologia iterativa que considera a interação entre ponte e comboio, *TBI – Train-Bridge Interaction* [10], recorrendo ao uso de dois softwares. Os modelos numéricos da ponte e do comboio são desenvolvidos no software ANSYS por forma a extrair a informação relevante de cada subsistema, a qual é posteriormente inserida num software desenvolvido em MATLAB para realização das análises dinâmicas [10]. O algoritmo recorre a duas metodologias distintas na resolução das equações de equilíbrio dinâmico da ponte e do comboio: para a análise do subsistema ponte é utilizado o método da sobreposição modal enquanto o cálculo do

subsistema comboio é realizado através do método de integração direta de Newmark. A Fig. 5 ilustra o esquema de cargas do comboio Alfa Pendular (Fig. 5a)) e uma vista geral do modelo numérico utilizado relativo a uma das carruagens (Fig. 5b)).



a)

b)

Figura 5. Comboio Alfa Pendular: a) esquema de cargas; b) vistas do modelo numérico

O tempo de integração adotado foi igual a 0,001 s e, inicialmente, foram considerados modos de vibração com frequências naturais até 15 Hz. O coeficiente de amortecimento atribuído a cada modo de vibração depende da estimativa efetuada a partir dos resultados de acelerações verticais medidos durante a passagem de tráfego ferroviário e assumem os seguintes valores [9]: 3,71 % e 5,08 % para todos os modos de vibração globais e locais da laje, respetivamente; 0,5 % para os restantes modos (modos de vibração da estrutura metálica), de acordo com as recomendações da norma EN1991-2 [11]. As irregularidades da via foram obtidas com base em registos medidos pelo veículo de inspeção de via EM120 da entidade gestora Infraestruturas de Portugal. A Fig. 6 ilustra os perfis de nivelamento longitudinal dos carris esquerdo e direito no troço de via de 45 m correspondente ao tramo simplesmente apoiado em estudo. Tendo em conta o tempo de integração adotado e a velocidade frequente do comboio, os perfis apresentados consideram comprimentos de onda no intervalo 0,55-70 m.

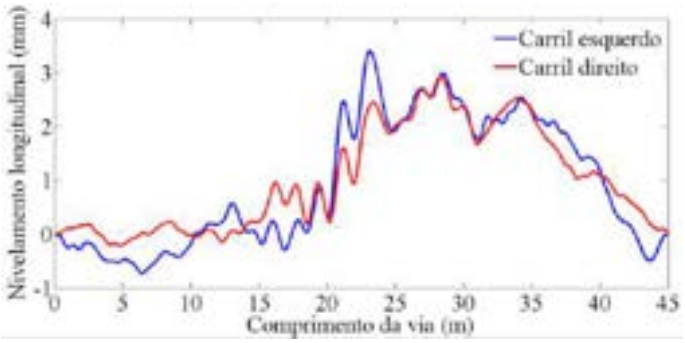


Figura 6. Perfis de irregularidades – nivelamento longitudinal dos carris esquerdo e direito

A Fig.7 apresenta a comparação entre respostas numéricas e experimentais para as 3 grandezas referidas. Os registos à esquerda correspondem às respostas temporais enquanto os registos apresentados à direita correspondem aos auto-espetros associados. A observação da figura permite constatar uma boa concordância entre respostas medidas e calculadas.

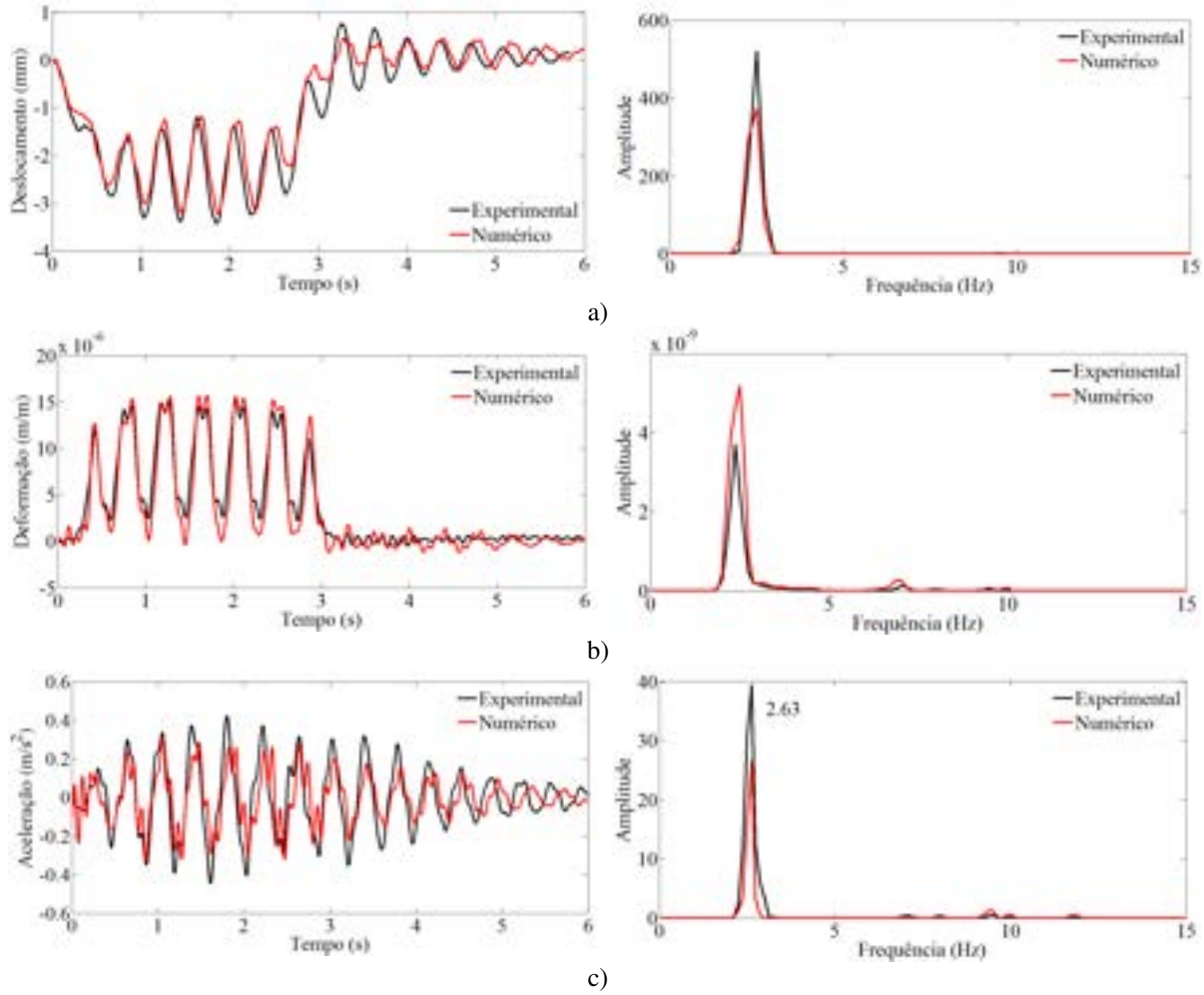


Figura 7. Comparação entre respostas medidas e calculadas: a) deslocamentos; b) deformações; c) acelerações

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA

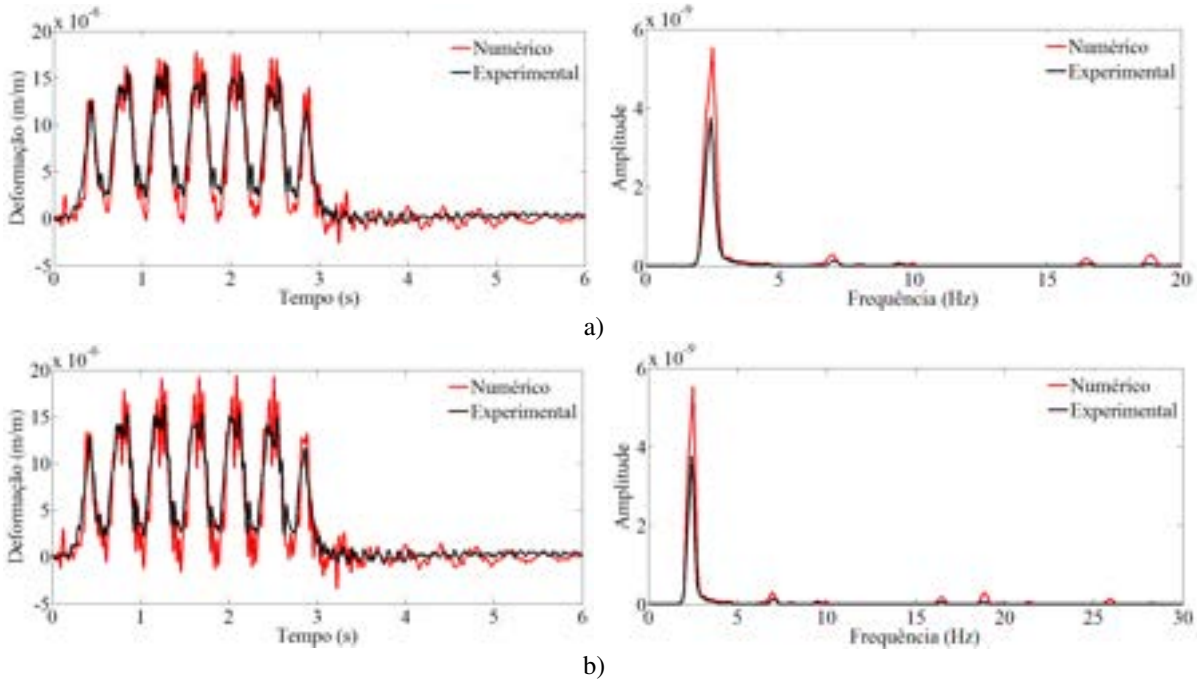
No sentido de avaliar a influência de diversos parâmetros na resposta numérica e, por conseguinte, na aproximação à resposta realmente medida, realizaram-se análises adicionais considerando limites superiores na frequência máxima de análise, diferentes perfis de irregularidades ou diferentes valores dos coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais. Neste âmbito, o foco centrou-se apenas nas respostas dinâmicas em termos de extensões na face inferior da laje, segundo a direção transversal do viaduto.

5.1 Influência da frequência máxima de análise

Como se constatou na Fig. 7, foi possível alcançar uma boa correlação entre respostas numéricas e experimentais considerando frequências até 15 Hz. Verificou-se que, para frequências até este valor limite, tanto o comportamento dinâmico global da estrutura como, pelo menos, o comportamento dinâmico local da laje de betão armado foram razoavelmente bem caracterizados pelo modelo numérico. No entanto, sabe-se que, na análise do comportamento local de lajes, é importante ter também em conta o contributo de modos de vibração superiores. Assim, a fim de avaliar a adequabilidade do modelo para caracterizar a resposta dinâmica em frequências superiores, novos limiares foram considerados, nomeadamente até 20 Hz e 30 Hz.

A Fig. 8 ilustra os registos de deformações (registos temporais apresentados à esquerda e respetivos auto-espetros apresentados à direita) para frequências de corte iguais a 20 e 30 Hz, obtidos pela

aplicação de filtros digitais passa-baixo Chebyshev (tipo II) de ordem 11 e 13, respetivamente, e atenuação igual a 45 dB.



a)

b)

Figura 8. Comparação entre deformações medidas e calculadas considerando frequências até: a) 20 Hz; b) 30 Hz

A observação da figura anterior permite constatar que as extensões calculadas considerando frequências máximas de análise superiores a 15 Hz, estão a ser sobrestimadas no modelo numérico. O contributo destas frequências, ainda que aparentemente ténue quando observado no espetro de frequências, leva a uma amplificação considerável dos valores de pico da resposta numérica.

5.2 Influência das irregularidades da via

O efeito das irregularidades da via na resposta da laje foi inicialmente avaliado através da sua inclusão ou não nas análises numéricas. Apresentam-se na Fig. 9 os resultados dessas análises, em termos de deformações da laje para uma frequência máxima de análise de 20 Hz. O filtro passa-baixo descrito na secção anterior foi igualmente considerado no pós-processamento destes resultados.

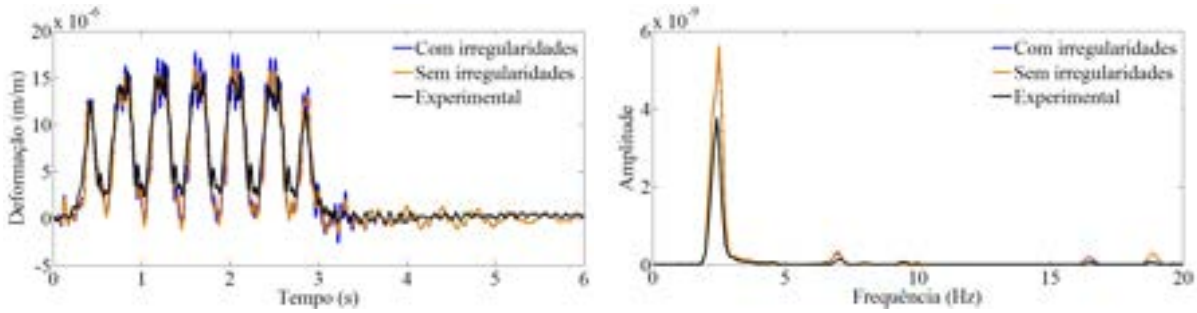


Figura 9. Comparação entre deformações medidas e calculadas considerando ou não os perfis de irregularidades

Por forma a avaliar o efeito de diferentes perfis de irregularidades, foi considerada uma variabilidade espacial ao perfil de irregularidades inicialmente fornecido. Assim sendo, três perfis distintos foram considerados nas análises numéricas: i) o perfil inicial (tal como apresentado na Fig. 6); um perfil alternativo considerando o ponto inicial do registo 10 m antes do ponto inicial de i); outro perfil alternativo considerando o ponto inicial do registo 10 m depois do ponto inicial de i). Os registos de deformações obtidos dessas análises são apresentados na Fig. 10, igualmente para uma frequência máxima de análise de 20 Hz.

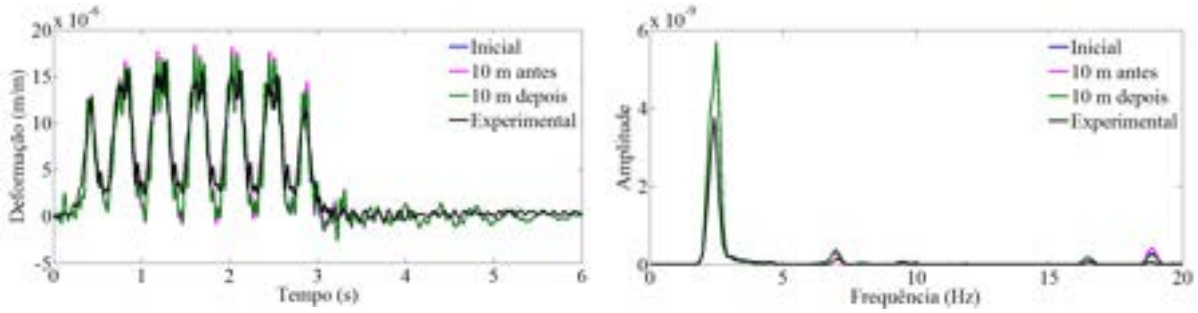


Figura 10. Comparação entre deformações medidas e calculadas considerando diferentes perfis de irregularidades

Numa primeira análise, foi possível constatar uma melhor aproximação entre resultados numéricos e experimentais quando o efeito das irregularidades não é tido em conta nas análises numéricas, ainda que as diferenças não sejam significativas. Diferenças praticamente negligenciáveis foram também obtidas quando os três perfis de irregularidades adotados foram considerados nas análises numéricas.

Sendo a consideração das irregularidades da via um aspeto importante, uma vez que estas foram realmente medidas *in-situ*, isto significa que estas poderão estar a contribuir para a excitação de modos de vibração locais que não estarão a ser corretamente amortecidos. Isto é particularmente visível no pico com frequência aproximadamente igual a 18,5 Hz cujas diferenças para o registo experimental se mantêm.

5.3 Influência do coeficiente de amortecimento nos modos de vibração locais

No sentido de perceber a importância dos coeficientes de amortecimento a atribuir a modos de vibração locais de ordem superior, foi definido um novo cenário de amortecimento a considerar nas análises numéricas. Este novo cenário permite: por um lado, corrigir o coeficiente de amortecimento de 0,5 % atribuído a modos de vibração essencialmente da estrutura metálica mas que envolvem também movimentos da laje superior de betão e que, por conseguinte, poderão não estar a ser corretamente amortecidos; e por outro lado, perceber a influência que a atribuição de um coeficiente de amortecimento elevado a modos com frequência de vibração superior pode ter na resposta total da estrutura.

Importa salientar que o processo de calibração do modelo, efetuado previamente, apenas teve por base a comparação de parâmetros modais considerando frequências essencialmente até aos 13 Hz, uma vez que apenas se identificaram experimentalmente modos de vibração nesta gama de frequências. Para além disso, como se verificou nas análises anteriores, as principais diferenças entre respostas numéricas e experimentais ocorrem essencialmente para frequências acima dos 17 Hz. Assim sendo, o novo cenário consiste então na atribuição de um valor de 3,71 % para modos globais, 5,08 % para modos locais com frequência até 17 Hz e um valor de 10 % para todos os restantes modos de vibração. Relativamente a este último valor, importa destacar os trabalhos da comissão de especialistas D214 do ERRI [12], nos quais foram identificados vários coeficientes de amortecimento para o primeiro modo de vibração de diversas estruturas, com base em medições experimentais, levando à identificação de valores consideravelmente superiores. Neste sentido, o valor de 10 % não se revela irrealista para modos de vibração com frequências elevadas.

A Fig. 11 ilustra os registos, temporais e de frequências, das deformações experimentais e numéricas, estas últimas considerando o cenário base definido no inicio deste trabalho e o novo cenário agora definido. É possível verificar uma melhor aproximação entre resultados numéricos e experimentais quando este novo cenário de amortecimento é adotado, principalmente devido à redução da amplitude de vibração associada ao modo de vibração com frequência aproximadamente igual a 18,5 Hz.

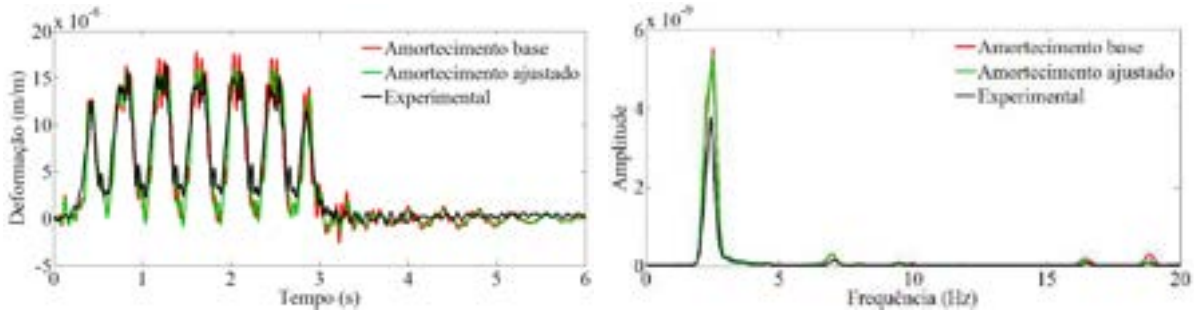


Figura 11. Comparação entre deformações medidas e calculadas considerando diferentes cenários para os coeficientes de amortecimento

6. CONCLUSÕES

A investigação discutida neste artigo surge na sequência do trabalho previamente desenvolvido acerca da calibração do modelo numérico do viaduto de acesso à ponte ferroviária de Alcácer do Sal. Este trabalho teve como principal objetivo a validação experimental desse modelo numérico, efetuada com base na comparação entre registos experimentais e numéricos. Os registos experimentais resultaram da medição da resposta dinâmica da laje de betão armado quando sujeita à passagem de comboios Alfa Pendular a uma velocidade de 220 km/h. As respostas numéricas foram obtidas por meio de uma metodologia iterativa de interação ponte-comboio, avaliando os efeitos de diversos parâmetros, nomeadamente, coeficientes de amortecimento, irregularidades da via e frequências máximas de análise.

Numa primeira aproximação, concluiu-se que o modelo numérico desenvolvido é adequado para a caracterização da resposta dinâmica da estrutura quando se consideram frequências até aos 15 Hz. Por outro lado, verificou-se igualmente que a análise paramétrica desenvolvida permitiu uma aproximação satisfatória entre resultados numéricos e experimentais para frequências até 20 Hz, sendo que acima deste limiar o modelo numérico desenvolvido tende a fornecer respostas estruturais sobrestimadas.

Verificou-se que, neste caso, para a gama de frequências analisadas e para a velocidade de circulação do comboio tida em conta, diferentes irregularidades da via levaram a insignificantes diferenças nas respostas obtidas. Por outro lado, no que diz respeito à influência dos coeficientes de amortecimento, a utilização de um cenário com valores mais elevados para os modos de vibração locais de ordem superior levou a uma melhor aproximação entre respostas numéricas e experimentais. O valor de 10 % atribuído a modos de vibração com frequências superiores a 17,5 Hz não deve ser considerado irrealista, uma vez que valor semelhante foi identificado, pela comissão de especialistas do ERRI, para o primeiro modo de vibração de estruturas sujeitas a tráfego ferroviário.

Por fim, importa realçar que as deformações medidas na laje de betão armado revelaram que frequências acima de 20 Hz apresentam um contributo praticamente negligenciável para a amplitude dos ciclos de deformação na laje aquando da passagem do comboio. Esta frequência máxima de análise revela-se assim importante uma vez que é pouca a informação existente acerca do comportamento dinâmico transversal de lajes de tabuleiros ferroviários suportados por vigas longitudinais, revelando-se assim adequada para posteriores estudos, por exemplo., na identificação de esforços internos e cálculo do dano por fadiga.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P (FCT); bolsa de doutoramento SFRH/BD/79816/2011, financiada pela FCT, atribuída ao primeiro autor. Os autores

agradecem também: a informação disponibilizada pela IP; o apoio do Centro de Saber da Ferrovia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; o apoio do Dr. Nuno Pinto (técnico do laboratório LESE) durante a realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS

[1] Ülker-Kaustell, M. and Karoumi, R. (2012). Influence of non-linear stiffness and damping on the train-bridge resonance of a simply supported railway bridge. Engineering Structures, 41, 350–355.

[2] Leander, J. and Karoumi, R. (2013). Dynamics of thick bridge beams and its influence on fatigue life predictions. Journal of Constructional Steel Research, 89, 262–271.

[3] Rocha, J. M., Henriques, A. A. and Calçada, R. (2014). Probabilistic safety assessment of a short span high-speed railway bridge. Engineering Structures, 71, 99-111.

[4] Cantero, D., Arvidsson, T., Obrien, E. and Karoumi, R. (2016). Train–track–bridge modelling and review of parameters. Structure and Infrastructure Engineering, 12, 1051–1064.

[5] Majka, M. and Hartnett, M. (2008). Effects of speed, load and damping on the dynamic response of railway bridges and vehicles. Computers & Structures, 86, 556-572.

[6] REFER. (2010). Variante de Alcácer. REFER, Lisboa.

[7] Malveiro, J. (2018). Dynamic behavior and fatigue assessment of railway bridge deck slabs. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[8] Ansys. (2007). Structural Analysis Guide - Release 11.0. In: ANSYS (ed.).

[9] Malveiro, J., Ribeiro, D., Sousa, C., Calçada, R. (2018). Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests. Engineering Structures, 164, 40-52.

[10] Ribeiro, D. (2012). Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[11] CEN. (2003). EN1991-2. Actions on Structures - Part 2: General Actions - Traffic loads on bridges. Brussels: Europeean Committee for Standardization.

[12] ERRI D214/RP3. (2001). Railway bridges for speeds >200 km/h. Final Report. Utrecht, Netherlands: European Rail Research Institute (ERRI).

Ensaios dinâmicos ambiente para avaliação dos danos na Ponte Antiga da Foz do Dão





Xu Min[1] **L. Oliveira Santos**[2] **Manuel Pipa**[3]

RESUMO

As características dinâmicas de uma estrutura refletem o seu comportamento global, pelo que alterações dos parâmetros modais podem indicar eventuais alterações da rigidez da estrutura e das suas condições de fronteira. Neste sentido tem-se vindo a desenvolver a técnica de deteção de dano através de ensaios de caracterização dinâmica ambientais, realizados *in situ* sem restrições ao funcionamento das obras.

Nesta comunicação apresenta-se a aplicação dessa técnica de ensaios na ponte antiga de Foz do Dão, atualmente desativada. A ponte apresenta danos evidentes nos seus elementos estruturais, em parte resultantes de reações expansivas no betão. Foram efetuados ensaios de caracterização dinâmica durante os últimos anos, permitindo um acompanhamento da evolução do seu estado de conservação geral e dos efeitos desses danos no comportamento estrutural global. Na análise da evolução das características dinâmicas tiveram-se em consideração os efeitos das condições ambientais e operacionais.

Palavras-chave: Caracterização dinâmica / Avaliação de danos / Reações expansivas do betão / Efeitos ambientais

1. INTRODUÇÃO

As características modais duma estrutura dependem da sua rigidez global e local, bem como das suas condições de fronteira, motivando a sua determinação experimental, em particular, as frequências naturais, como forma de avaliar as características estruturais globais e locais [1]. A monitorização da evolução das características modais ao longo do tempo permite, em princípio, detetar danos estruturais, através da deteção de alterações desses parâmetros modais, em particular das frequências naturais. No entanto, as condições ambientais e operacionais também afetam as características dinâmicas estruturais, tornando necessária a separação de efeitos para possibilitar a deteção duma possível degradação.

[1]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal. xumin@lnec.pt
[2]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal. luisosantos@lnec.pt
[3]Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas, Lisboa. Portugal. mpipa@lnec.pt

As reações expansivas de origem interna no betão são uma causa emergente de degradação de pontes em Portugal. Sejam reações sulfáticas internas ou reações alcális-agregado, a expansão do betão afetado por estas reações causa, geralmente, a sua fissuração e a diminuição das suas propriedades mecânicas, designadamente a rigidez e a resistência [2]. Embora este processo expansivo já seja bem conhecido, em particular através de numerosos testes laboratoriais, permanece alguma falta de conhecimento sobre a sua progressão nas estruturas afetadas, o que motiva o desenvolvimento de técnicas eficientes para monitorizar os efeitos estruturais dessas reações.

A ponte antiga da Foz do rio Dão, no IP 3, apresenta deficiências estruturais decorrentes da existência de reações expansivas internas do betão, de que resulta uma fendilhação visível nos seus pilares. As dificuldades e os custos da reparação motivaram a sua substituição. A nova ponte foi inaugurada em agosto de 2015, tendo a ponte em estudo permanecido interdita ao tráfego desde então. As preocupações com a segurança da ponte motivaram a realização, desde 2011, de seis ensaios de caracterização dinâmica da ponte com objetivo de detetar eventuais alterações das características dinâmicas da estrutura, designadamente das frequências e configurações dos seus principais modos naturais de vibração.

Após uma breve descrição da estrutura da ponte e dos danos identificados em inspeções visuais, neste trabalho descrevem-se os ensaios de vibração ambiente realizados ao longo de sete anos, bem como o procedimento adotado, e apresentam-se os resultados obtidos, que se relacionam com a evolução do estado da ponte.

2. DESCRIÇÃO DA OBRA DE ARTE

A antiga Ponte da Foz do Dão foi projetada pelo Prof. Edgar Cardoso e foi construída nos anos 70 do século passado, inserindo-se na rede viária da Barragem da Aguieira. É uma estrutura em betão armado pré-esforçado, com um comprimento total de 340 m, constituída por nove tramos, com dois tramos de extremidade de 30 m e sete tramos intermédios de 40 m (Fig.1).



Figura 1. Vista geral da ponte (alçada montante).

O tabuleiro é em laje vigada de largura de 15.20 m, composta por 4 vigas longitudinais, afastadas entre si de 4.00 m, e por carlingas colocadas a meio vão no caso dos tramos extremos, ou a terços vãos no caso dos tramos intermédios e nas secções de apoio. As vigas longitudinais têm uma altura que varia entre 2.00 m, nas secções de meio vão, e 2.50 m, sobre os apoios nos pilares.

Os oito pilares, cuja altura dos pilares varia entre 20 m e 85 m, são constituídos por um fuste único de secção oca em forma de losango. As fundações são diretas, materializadas por meio de sapatas. Como se pode observar na Fig.2, apenas o troço superior dos pilares, com uma extensão de 15 m, permanece acima da cota máxima da albufeira.

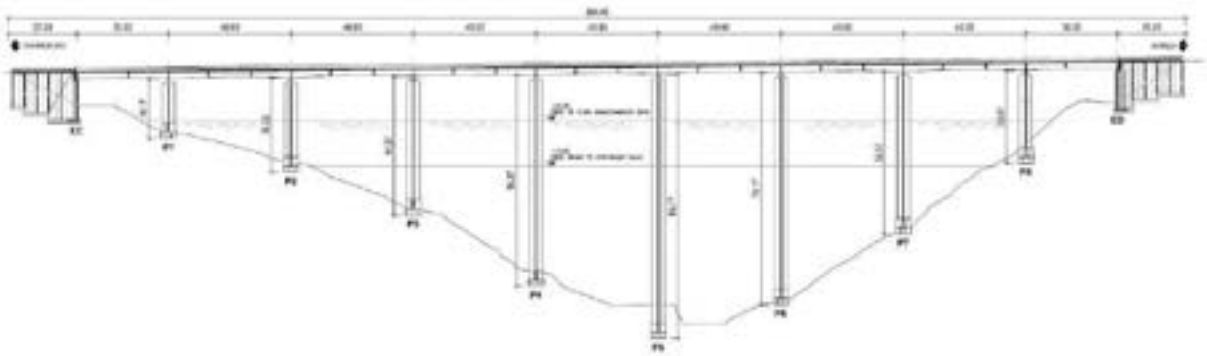


Figura 2. Alçado da ponte.

Os apoios do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2 e no encontro EE são móveis, realizados por blocos de teflon. Nos restantes pilares e no encontro ED os apoios são fixos, realizados por meio de chapas de chumbo com ferrolhos.

Esta ponte foi objeto de diversas inspeções visuais, incluindo inspeções subaquáticas, que permitiram detetar diversas deficiências estruturais: o tabuleiro com deformação excessiva; zonas em que houve deficiências de vibração do betão, deficiente ligação entre juntas de betonagem; fissuras nas vigas longitudinais, sobretudo verticais, associadas a flexão e resultantes da reduzida compressão introduzida pelo pré-esforço aplicado; fendilhação nos pilares (Fig.3), em especial nas zonas localizadas a maior profundidade, que foram associadas à existência de reações expansivas no betão.



Figura 3. Danos nos elementos estruturas.

3. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA EXPERIMENTAL

3.1 Ensaios de vibração ambiental

Os ensaios de vibração ambiental, usualmente induzida pela ação do vento ou do tráfego, têm, em geral, como objetivo a identificação das frequências, coeficientes de amortecimento e configurações dos principais modos de vibração globais da estrutura.

Em abril de 2011 foram realizados os primeiros ensaios de identificação das características dinâmicas da ponte [3], tendo como objetivo obter informação que permitisse a caracterização do estado da obra, e que servisse de referência para o seu acompanhamento futuro. Este ensaio permitiu, também, a calibração do modelo numérico a utilizar na análise da estrutura. Em 9 *setups* foram medidas acelerações verticais em 70 pontos e acelerações transversais em 39 pontos, localizados ao longo do tabuleiro (Fig.4).

Tendo em vista despistar eventuais alterações das características dinâmicas da estrutura, nos dois anos seguintes foram realizados ensaios de medição de vibração ambiental com periodicidade semestral. As

medições de acelerações foram efetuadas em apenas 13 pontos, localizados no lado de montante dos três tramos centrais. O último teste foi realizado após a ponte ser desativada, em novembro de 2017, tendo sido medidas acelerações em 28 pontos, incluindo alguns pontos no lado de jusante.

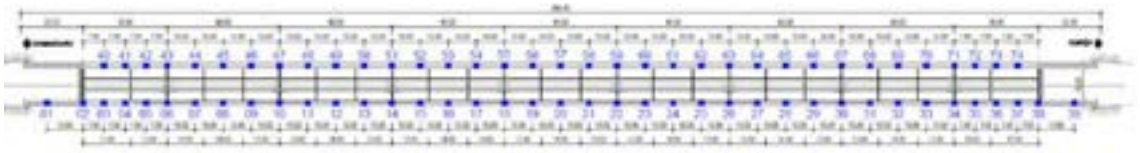


Figura 4. Pontos de medição de aceleração.

A aquisição de acelerações em todos os ensaios foi efetuada com uma frequência de amostragem de 500 Hz, com registos de cerca de 35 minutos de duração por *setup*. Os acelerómetros foram configurados para uma sensibilidade de 20 Volt/g, com fator de ganho de 5, obtendo assim uma amplitude mínima de aceleração de 0,381 μg.

3.2 Condições ambientais e operacionais

Os ensaios foram executados nas épocas de primavera (abril/maio) e de outono (novembro/dezembro), para ter em conta a sazonalidade das condições ambientais, nomeadamente, a cota da albufeira e a temperatura do ar (Fig.5). O nível da albufeira em novembro de 2017 foi o mais baixo, devido à seca severa que ocorreu em Portugal nesse período. A temperatura do ar no outono foi menor do que na primavera, com uma diferença de cerca de 15ºC.

A intensidade do tráfego rodoviário e o vento provocam respostas dinâmicas da estrutura com maior ou menor amplitude, que são refletidas nos níveis de vibração da estrutura. Assim, os valores médios efetivos ou quadráticos (RMS) das acelerações podem ser um indicador da intensidade da ação (Fig.6). De facto, no primeiro teste foram registados valores RMS das acelerações mais altos porque o ensaio foi realizado sem nenhuma restrição de tráfego. Posteriormente, dadas as anomalias que a ponte apresentava, foram impostos limites de velocidade na ponte, bem como a proibição de passagem dos veículos pesados. O ensaio de novembro de 2017 foi realizado após a ponte ter sido desativada. As condições ambientais e operacionais durante cada ensaio estão resumidas no Quadro 1.

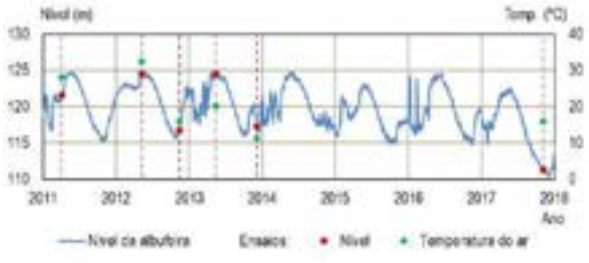


Figura 5. Nível da albufeira e temperatura do ar

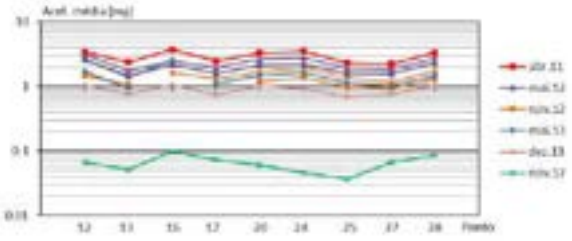


Figura 6. RMS da aceleração vertical

Quadro 1. Condições ambientais e operacionais.

Ensaio	*2011.04.06*	*2012.05.10*	*2012.11.13*	*2013.05.14*	*2013.12.06*	*2017.11.09*
D (dias)	0	400	587	769	975	2409
L (m)	121.6	124.5	116.7	124.5	117.2	111.3
T (ºC)	28.0	32.3	15.8	20.1	11.2	15.2
RMS_V (mg)	3.270	1.423	2.375	1.887	1.008	0.289
RMS_T (mg)	0.404	0.149	0.268	0.180	0.102	0.027

L – nível da água da albufeira; T – temperatura do ar; RMS_V – RMS da aceleração vertical registada no ponto 20, pré-processada; RMS_T – RMA da aceleração transversal registada no ponto 22, pré-processada

3.3 Identificação das características dinâmicas

Antes do processo de identificação modal, todos os registos de aceleração obtidos nos ensaios foram objeto de um pré-processamento constituído por filtragem e decimação. A identificação modal subsequente foi apenas desenvolvida até à frequência de 10 Hz.

A análise dos registos de aceleração adquiridos foi efetuada com o programa *ARTeMIS Extractor* [4] que consiste na aplicação do método aperfeiçoado de decomposição no domínio da frequência (método EFDD) baseado, fundamentalmente, na decomposição em valores singulares da matriz de funções de densidade espectral das acelerações medidas nos ensaios.

As frequências (f) e coeficientes de amortecimento (ξ) associados aos modos de vibração identificados com base nos registos dos seis ensaios são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2. Características dinâmicas da estrutura identificadas.

Modo	*2011.04.06*		*2012.05.10*		*2012.11.13*		*2013.05.14*		*2013.12.06*		*2017.11.09*	
	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)
1º transv.	0.647	1.9	0.648	1.9	0.669	1.7	0.646	1.6	0.671	1.5	0.683	1.4
2º transv.	1.276	1.9	1.277	1.5	1.332	1.7	1.264	1.4	1.341	1.6	1.365	1.3
3º transv.	1.950	1.3	1.929	1.3	2.036	1.3	1.909	2.2	2.046	1.5	2.116	0.9
4º transv.	2.790	0.3	2.734	1.0	2.886	0.8	2.741	0.9	2.897	0.9	3.057	1.1
5º transv.	3.117	1.3	3.097	0.8	3.243	1.0	3.105	3.5	3.326	0.9	3.327	1.0
1º vert.	1.801	3.1	1.738	2.7	1.890	1.5	1.790	2.1	1.908	2.3	1.954	0.9
2º vert.	2.059	1.4	1.994	2.5	2.151	1.5	2.077	2.2	2.181	2.1	2.204	1.3
1º torção	2.240	1.2	2.168	1.7	2.312	0.5	2.209	1.8	2.384	2.0	2.408	1.3
2º torção	2.516	0.4	2.415	0.4	2.582	0.4	2.500	2.0	2.657	1.0	2.656	0.8
3º vert.	3.334	0.9	3.264	1.0	3.435	0.9	3.363	1.8	3.526	1.7	3.594	1.0
4º vert.	3.801	1.0	3.731	0.9	3.966	0.3	3.814	1.3	3.989	1.3	4.043	0.8
5º vert.	4.123	0.3	4.083	0.2	4.727	0.6	4.142	0.6	4.771	1.0	4.400	1.0
6º vert.	5.108	0.6	5.045	0.4	5.312	0.6	5.171	0.6	5.283	1.4	5.678	0.5
7º vert.	7.202	1.2	6.917	0.7	7.245	0.8	7.020	0.4	7.356	0.6	7.684	0.4

As configurações dos primeiros três modos transversais, dos dois primeiros modos verticais e do primeiro modo de torção, estão representadas na Fig.7. Em traço contínuo estão representadas as configurações identificadas no ensaio inicial, enquanto os pontos assinalam as configurações obtidas nos cinco ensaios posteriores.

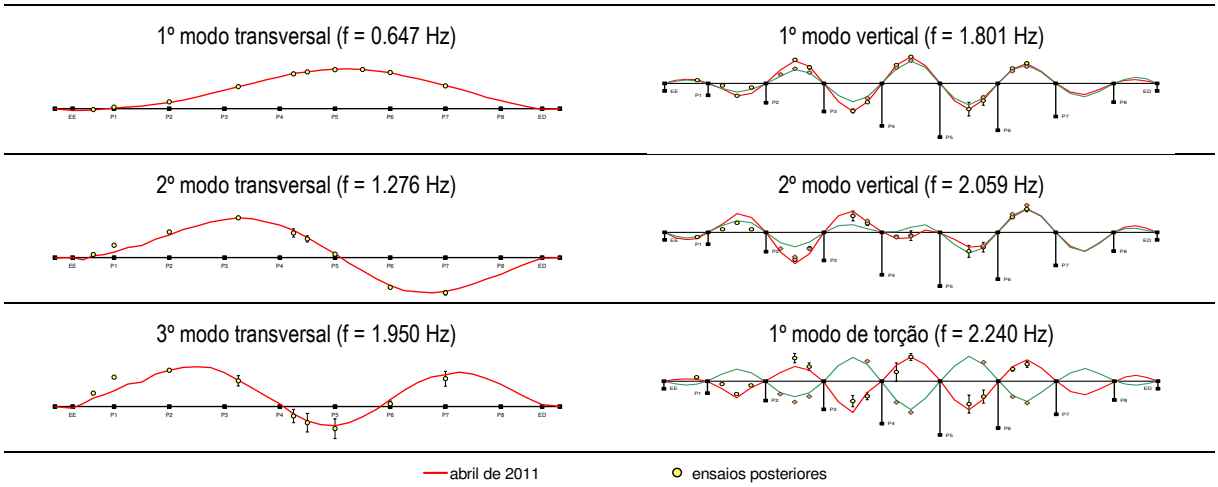


Figura 7. Configuração modal dos modos identificados.

4. AVALIAÇÃO DO ESTADO DA OBRA DE ARTE

4.1 Evolução das características dinâmicas

A comparação das frequências naturais da ponte, obtida nos seis ensaios realizados, é demostrada na Fig.8. Verifica-se que, ao longo do tempo, as frequências sofreram flutuações sazonais que são relacionadas com a variação das condições ambientais e operacionais, tais como a temperatura ambiente e o nível da água da albufeira.

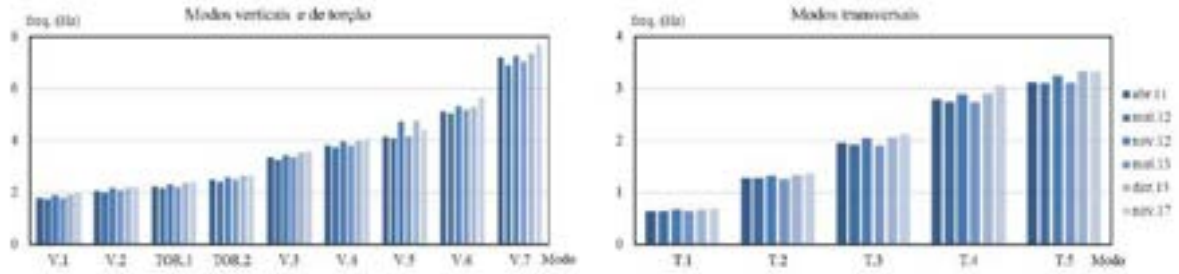


Figura 8. Frequências naturais identificadas.

De acordo com alguns estudos [5][6][7], a variação da temperatura ambiente pode induzir alterações na deformabilidade dos materiais de construção da via rodoviária, tais como o betuminoso e o betão estrutural. Se a temperatura baixar de 25°C para 15°C, o módulo de deformabilidade do betuminoso pode aumentar em 50% e o módulo de elasticidade do betão aos 28 dias aumenta cerca de 3%. Além disso, as variações de temperatura e humidade introduzem alterações nas condições de fronteira, afetando o funcionamento das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio da estrutura [8].

Por outro lado, admitindo que a massa de água no interior dos pilares vibra conjuntamente com os pilares, a variação do nível da água da albufeira provocará a alteração das características dinâmicas da ponte, sendo que, quando o nível da água aumenta, as frequências naturais descem.

Finalmente, o nível de vibração induzida pelas passagens de veículos e o vento pode ter um impacto nos elementos estruturais fendilhados, modificando a rigidez e respostas dinâmicas desses elementos [9].

Assim sendo, a deteção de quaisquer alterações da estrutura monitorizada só é possível após a eliminação ou redução dos efeitos dos fatores externos, ambientais e operacionais, na variação dos parâmetros modais analisados.

Neste estudo, recorreu-se à técnica de Regressão Linear Múltipla (RLM) com o objetivo de clarificar as relações entre as possíveis fontes de influência e as variações de frequência natural identificadas. Para o efeito, foi considerado como fator ambiente o valor médio da temperatura do ar medida durante cada ensaio. Como fatores operacionais foram considerados o nível da água da albufeira e os valores RMS da aceleração vertical e transversal. Por fim, a possível progressão da degradação da estrutura foi assumida em função linear do tempo (dias).

Assumindo que as frequências identificadas experimentalmente são afetadas pelas ações ambientais e operacionais, bem como pela progressão da degradação, a relação entre a frequência identificada (variável *y*) e as ações externas (ambiente e tráfego) e internas (degradação) pode ser formulada pela seguinte expressão:

$$y = A_0 + A_1 T + A_2 L + A_3 R + A_4 D + \varepsilon \quad (1)$$

onde T - Temperatura do ar; L - nível de água da albufeira; R - RMS da aceleração pré-processada; D - Tempo (dias) passado desde o 1º teste; ε - valor remanescente.

Devido à forte correlação entre os valores RMS das acelerações adquiridas simultaneamente, no modelo RLM foi considerado apenas um dos valores RMS de aceleração: para os modos transversais foi utilizado o RMS da aceleração transversal medida no ponto 22; para os modos vertical e de torção recorreu-se ao RMS da aceleração vertical no ponto 20.

Se o modelo RLM for adequado, as diferenças ε entre as frequências identificadas e estimadas devem ser valores aleatórios com distribuição normal. No entanto, devido à pequena dimensão da amostra dos ensaios realizados, a utilização do método estatístico de análise de regressão teve algumas limitações: para que o modelo RLM proposto fosse estatisticamente significante, ou seja, a significância F da regressão do modelo (teste F) ser inferior a 0.05, foi necessário avaliar as variáveis propostas e remover aquelas com um valor-*p* (probabilidade de significância) mais elevado.

Os modelos RLM para as variações de frequências naturais são apresentados no Quadro 3. Na generalidade, o conjunto dos fatores considerados explicou mais de 90% das variações de frequência, exceto no 5º modo vertical, em que não se obteve modelo RLM com a significância F pretendida.

Quadro 3. Modelos RLM e significância dos fatores.

Modo	$f_{ref.}$ (Hz)	R^2 ajustado	Fatores			
			Temperatura do ar (T)	Nível de água (L)	Aceleração (R)	Tempo (D)
1º transversal	0.647	0.993	—	√	×	×
2º transversal	1.276	0.998	—	√	√	√
3º transversal.	1.950	1.000	—	√	√	√
4º transversal	2.790	0.998	—	√	—	√
5º transversal	3.117	0.927	×	×	—	—
1º vertical	1.801	0.998	√	√	×	—
2º vertical	2.059	0.994	√	√	×	—
1º de torção	2.240	0.955	×	√	—	—
2º de torção	2.516	0.943	×	×	—	—
3º vertical	3.334	0.976	×	×	—	×
4º vertical	3.801	1.000	√	√	—	—
5º vertical	4.123	—	—	—	—	—
6º vertical	5.108	0.977	—	√	—	√
7º vertical	7.202	0.928	—	√	—	×

— fator não considerado; √ fator significativo; × fator não significativo;

Também foi estimada a significância dos coeficientes de regressão para determinar o potencial de cada fator no modelo de regressão. Considera-se a contribuição de um determinado fator significativa se o teste de hipóteses (teste t) do respetivo coeficiente de regressão rejeitar, com 95% de confiança, a hipótese nula. No entanto, este teste é parcial uma vez que o coeficiente de regressão desse fator é dependente de todos os outros fatores considerados no modelo.

Como esperado, o nível da albufeira tem um impacto significativo na frequência de quase todos os modos identificados, tendo-se verificado que por cada metro da subida do nível, as frequências baixam entre 0.003 Hz e 0.044 Hz. As alterações da temperatura ambiente têm uma influência relativamente modesta e apenas nos primeiros modos verticais, sem efeitos significativos nos modos transversais. A amplitude de vibração da estrutura tem algum impacto na frequência dos primeiros modos transversais e verticais, mais significativo nos modos transversais.

Com base nos modelos RLM acima referidos foram estimadas as frequências naturais ao longo do tempo, excluindo as parcelas devidas às alterações das condições ambientais e operacionais, e considerando como referência as características dinâmicas obtidas nos ensaios realizados em abril de 2011, cuja evolução está representada na Fig.9.

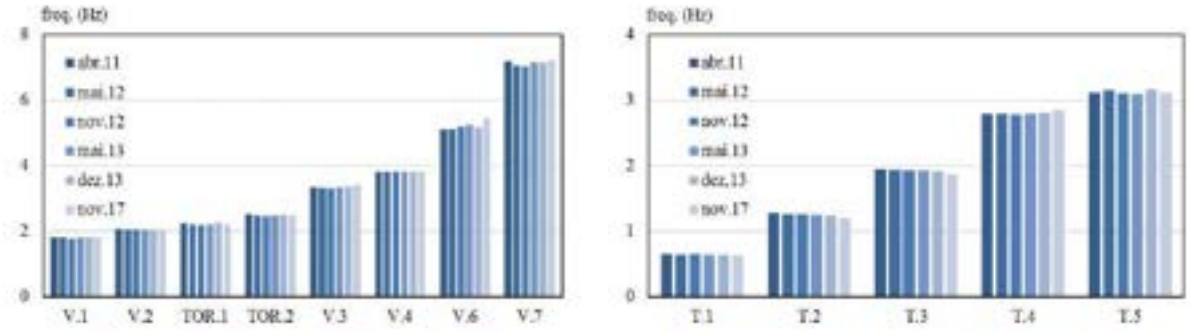


Figura 9. Evolução de frequência naturais ajustadas (após eliminação dos efeitos das condições ambientais e operacionais).

Observa-se que as frequências dos modos verticais e de torção tiveram uma pequena flutuação, de cerca de 2%, enquanto as frequências dos modos transversais têm uma tendência decrescente. Destaca-se a descida da frequência do 2º modo transversal, de cerca de 6% ao fim de 7 anos.

Como se pode verificar, o efeito do tempo foi notório nos primeiros modos transversais, o que se deve, provavelmente ao facto da degradação do betão desta ponte estar associada essencialmente à existência de reações expansivas internas do betão, nomeadamente nos troços submersos dos pilares. Os modos verticais e de torção são mais afetados pelo tabuleiro que não está degradado da mesma forma.

4.2 Evolução da rigidez da estrutura

A modelação numérica da estrutura com vários cenários de dano pode ajudar a explicar, de uma forma mais precisa, as origens da variação das características dinâmicas identificadas experimentalmente. No entanto, o processo exigiria o desenvolvimento de modelos não-lineares muito complexos e a admissão de um conjunto variado de hipóteses.

Neste estudo, os ensaios foram realizados com objetivo de avaliar a evolução da rigidez global da ponte e, consequentemente, a sua segurança. A aquisição de vibração foi efetuada em pontos distribuídos no tabuleiro, numa malha pouco densa. Desta forma, foram identificados essencialmente modos de vibração do tabuleiro.

Assim sendo, para averiguar a alteração da rigidez da estrutura, nomeadamente a degradação que possa estar na origem da alteração das características dinâmicas da estrutura, foi utilizado um modelo numérico de elementos finitos, desenvolvido com o programa SAP2000 [3].

A definição do modelo de elementos finitos foi efetuada com base nas características geométricas de projeto e considerando também as obras de reabilitação realizadas antes dos ensaios (Fig.10). A deformabilidade do solo de fundação foi simulada através de apoios elásticos distribuídos por unidade de área. Dado que na zona submersa dos pilares existe água no seu interior, a qual influencia as características dinâmicas da ponte, no modelo numérico foi considerada a correspondente massa de água, admitindo que essa massa vibra em conjunto com os pilares [3].

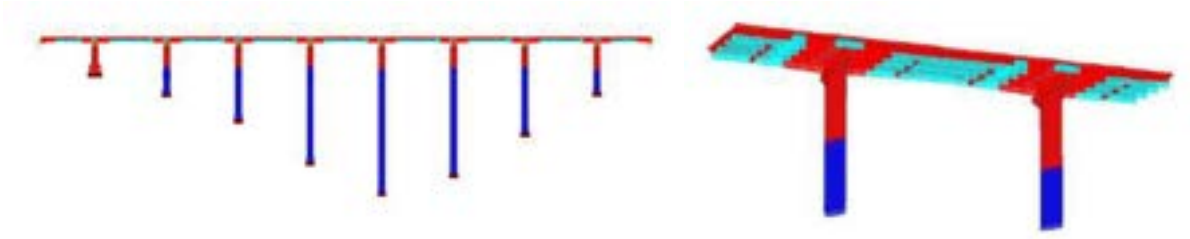


Figura 10. Modelo de elementos finitos

O modelo de cálculo considera quatro tipos de betão para vários tipos de elementos estruturais, de modo a distinguir elementos sãos e com dano:

- sapatas de fundação dos pilares (castanho);
- troços submersos dos pilares (azul);
- troços emersos e capitéis dos pilares e tabuleiro nas zonas de betão são (vermelho);
- zonas do tabuleiro com danos no betão (azul claro).

Os danos existentes no tabuleiro e nos pilares da ponte foram simulados duma forma simplificada, através da diminuição do módulo de elasticidade de betão na zona afetada ou da diminuição da inércia dos elementos.

O modelo foi calibrado com base nos resultados dos ensaios dinâmicos de abril de 2011 e serviu como referência para a interpretação dos resultados dos ensaios posteriores.

A análise de sensibilidade mostra que a rigidez do tabuleiro é um dos principais fatores que determinam as características dinâmicas da estrutura em geral, enquanto a rigidez dos pilares tem efeito mais significativo nos modos transversais. Uma vez que as frequências ajustadas dos principais modos verticais e de torção não sofreram variação significativa ao longo do tempo (menos de 2%), considera-se que o estado do tabuleiro não teve alteração significativa neste período. No entanto, a descida das frequências dos modos transversais pode-se relacionar com a deterioração dos troços submersos dos pilares, como se referiu anteriormente.

De facto, introduzindo uma diminuição da rigidez de flexão dos troços degradados dos pilares em 20% na direção longitudinal (EI_{22}) e 10% na direção transversal (EI_{33}), as diferenças entre as frequências calculadas com o modelo atualizado e o modelo de referência estão mais próximas das diferenças entre as frequências identificadas em novembro de 2017 (frequências ajustadas) e em abril de 2011 (Fig.11).

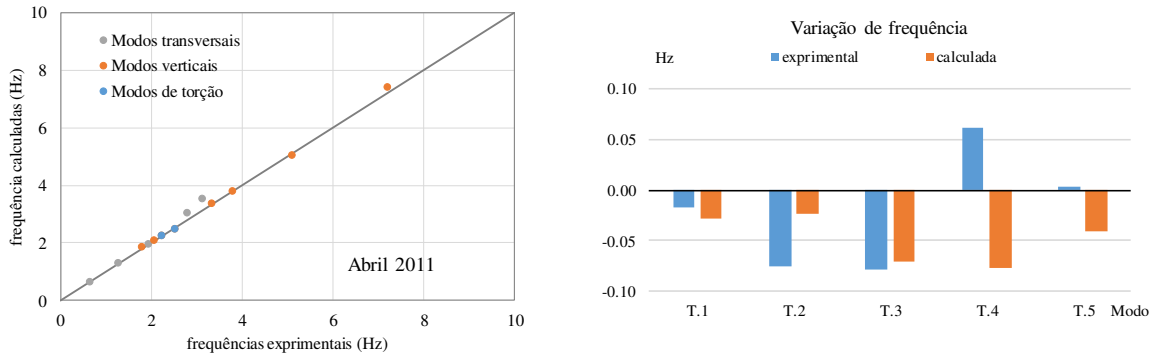


Figura 11. Frequências experimentais e calculadas

5. CONCLUSÕES

A ponte antiga sobre a Foz do rio Dão apresenta um significativo estado de degradação, causado fundamentalmente por reações expansivas internas em betão. Desde abril de 2011 a ponte foi objeto de campanhas periódicas de observação.

Os ensaios realizados ao longo do tempo tiveram como objetivo detetar as eventuais alterações das características dinâmicas da estrutura, nomeadamente, as frequências, configurações e coeficientes de amortecimento dos seus principais modos naturais de vibração, tendo como referência os parâmetros obtidos experimentalmente nos ensaios realizados em abril de 2011.

A análise dos resultados experimentais permite concluir que a variação das características dinâmicas identificadas nos diferentes ensaios foi essencialmente condicionada pelas condições ambientais e

operacionais, tais como a temperatura ambiente e o vento, a altura de água na albufeira e a intensidade de tráfego. A aplicação dos modelos de Regressão Linear Múltipla possibilitou remover a influência das condições ambientais e operacionais e, consequentemente, obter a evolução das frequências naturais ao longo do tempo. Desta forma foi detetada uma tendência de redução das frequências dos primeiros modos transversais no período em análise.

A simulação numérica com base num modelo de elementos finitos elaborado e calibrado com os resultados dos ensaios realizados em abril de 2011 indiciou uma progressão de degradação nos troços submersos dos pilares, severamente afetados por reações expansivas do betão.

Por fim, tendo em consideração a significativa influência das condições ambientais e operacionais nas características dinâmicas da estrutura, a eficácia da avaliação da evolução do estado da estrutura com base na realização de ensaios dinâmicos ambientais cresce com o aumento do número de ensaios realizados, preferencialmente em diferentes condições ambientais e operacionais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Infraestruturas de Portugal a possibilidade de apresentar este trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Martin, R. P.; Metalssi, O. O.; Toutlemonde, F. (2012). Modelling of concrete structures affected by internal swelling reactions: couplings between transfer properties, alkali leaching and expansion. 2nd International conference on microstructure related durability of cementitious composites, Apr. 2012, France. 8 p, 2012.

[2] Reynders, E.; Wursten, G.; De Roeck, G. (2014). Output-only structural health monitoring in changing environmental conditions by means of nonlinear system identification. Structural Health Monitoring 2014, Vol 13(1) 82–93, DOI: 10.1177/1475921713502836.

[3] Rodrigues, J., Ledesma, M. (2012). Ensaios Dinâmicos para Avaliação da Condição Estrutural de uma Ponte. V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro. 6 a 8 de junho de 2012.

[4] Structural Vibration Solutions (SVS). (2005). ARTeMIS Extractor Handy, Release 3.5, Denmark.

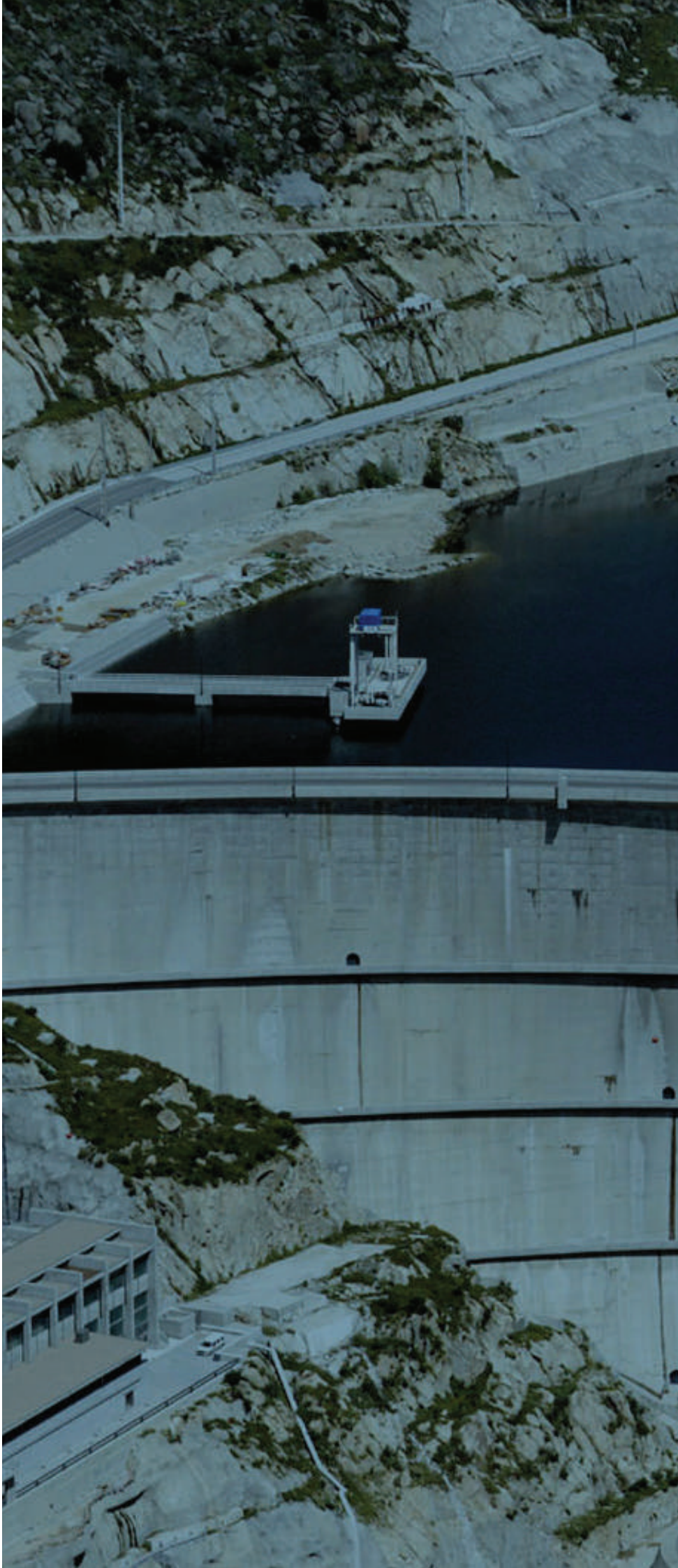
[5] Peeters B.; Maeck J.; and De Roeck G. (2001). Vibration-based damage detection in civil engineering: excitation sources and temperature effects. Smart Materials and Structures, 10(3): 518-527.

[6] Antunes, M. L. (1993). Avaliação da Capacidade de Pavimentos Utilizando Ensaios Dinâmicos. Tese de doutoramento. IST/UTL, Portugal.

[7] Shoukry, Samir N.; William, Gergis W.; Downie, Brian; Riad, Mourad Y. (2011). Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete. Construction and Building Materials 25 (2011) 688–696

[8] Sohn, H. (2007) Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring. Philos. Trans. R. Soc. 28 (2007) 539–560. DOI: 10.1098/rsta.2006.1935

[9] Waheed S.; Mostafa N.; Jawad D. (2011). Nonlinear Dynamic Characteristics of a Simple Blade with Breathing Crack Using Ansys Software. World Journal of Mechanics, Vol. 1 No. 2, 2011, pp. 21-30. doi: 10.4236/wjm.2011.12004.



Grupo Português de Betão Estrutural
Av. do Brasil 101
1700-066 LISBOA
tel.: 218 443 307
gpbe@lnec.pt
www.gpbe.pt/

ISBN: 978-989-20-9043-6