

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering Diretor: José Manuel Catarino





Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas





SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA



sérielll número 19 julho 2022 Diretor: José Manuel Catarino

Revista quadrimestral – gratuita

índice

editorial	3	Editorial
artigos científicos	5	Análise paramétrica da rigidez de impacto em colisões entre sistemas estruturais com 1GDL com comportamento não-linear
		Pedro Folhento ∞ Rui Barros ∞ Manuel Braz-César
	17	Colisões estruturais induzidas por sismos entre estruturas de edifícios adjacentes com alturas diferentes
		Pedro Folhento ∞ Rui Barros ∞ Manuel Braz-César
	31	Edifícios existentes de betão armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo Valter Xavier ∞ Rita Couto ∞ Rita Bento
	47	Análise da fragilidade sísmica de blocos rígidos não estruturais
		André Lopes ∞ Alexandre A. Costa, João Miranda Guedes ∞ Vitor Silva
	57	Monitorização dinâmica contínua da barragem de Foz Tua: Instalação e resultados preliminares Sérgio Pereira ∞ Filipe Magalhães ∞ Jorge P. Gomes ∞ Álvaro Cunha ∞ José Paixão ∞ José V. Lemos
	65	Pontes do tipo <i>Stress Ribbon –</i> Conceção e dimensionamento Rita Almeida ∞ Miguel Ferraz ∞ Renato Bastos
	75	Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio Flávio Arrais ∞ Nuno Lopes ∞ Paulo Vila Real
	87	Ativação alcalina de cinzas de fundo provenientes da incineração de resíduos sólidos urbanos na produção de argamassas com agregados reciclados de betão
		Sofia Casanova ∞ Rui Vasco Silva ∞ Jorge de Brito
divulgação científica/técnica	99	Pacote legislativo " <i>Fit for 55</i> " e impactos na descarbonização da Indústria Cimenteira Marta Feio ∞ Francisco Leitão
divulgacão		Entidades apoiantes e parceiros



Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino (LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes (APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Ana Sofia Louro (GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo (SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Humberto Varum (FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Luís Oliveira Santos (LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Direção Executiva: Sandra Neves

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Ensaio realizado na Universidade de Ulster, Reino Unido (fotografia cedida pelo Prof. Paulo Vila Real)

Proprietário

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P. Departamento de Estruturas Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA tet: (+351) 21 844 32 60 rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição, redação e divulgação eletrónica

LNEC | Setor de Divulgação Científica e Técnica Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA NIPC: 501 389 660 tel: (+351) 21 844 36 95 livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa

Alexandre Pinto JETsj Geotecnia, Portugal

Alfred Strauss Univ. Bodenkultur Viena, Áustria

Anastasios Sextos Univ. of Bristol, Reino Unido

Antonello Gasperi Consultor, Itália

Álvaro Cunha FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes UIS, Colômbia

André Barbosa Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa U. Aveiro, Portugal

António Abel Henriques FEUP, Portugal

António Arêde FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro LNEC, Portugal

António Correia LNEC, Portugal

António M. Baptista LNEC, Portugal

António Pinho Ramos UNL. Portugal

António Santos Silva LNEC, Portugal

Artur Vieira Pinto ELSA-JRC, Itália

Baldomiro Xavier Teixeira Duarte, Portugal

Bruno Briseghella Fuzhou Univ., China

Bruno Godart UGE, França

Cármen Andrade CIMNE, Espanha

Cristina Oliveira IP Setúbal, Portugal

Daniel Oliveira U. Minho, Portugal

Domenico Asprone Univ. di Napoli Federico II, Itália

Eduardo Júlio IST, Portugal

Elsa Caetano FEUP, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho UFF, Brasil

Fabio Biondini Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco IST, Portugal

Graham Webb WSP, Reino Unido

Guillermo Ramirez VSL International, Suiça Gustavo Ayala UNAM, México

Halil Sezen Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues U. Aveiro, Portugal

lunio lervolino Univ. di Napoli Federico II, Itália

Jan Vitek Metrostav a.s., Rep. Checa

Joan Ramon Casas UPC, Espanha

João Azevedo IST, Portugal João Estêvão

U. Algarve, Portugal

João Henrique Negrão FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca UBI, Portugal

João Ramôa Correia IST, Portugal

Jorge Branco U. Minho, Portugal

Jorge de Brito

Jorge Tiago Pinto UTAD, Portugal

José Calavera INTEMAC, Espanha

José Jara UMSNH, México

José Luiz Rangel Paes UFV, Brasil

José Melo FEUP, Portugal

José Turmo UPC, Espanha

José Vieira de Lemos LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López ULA, Venezuela

Ka-Veng Yuen U. Macau, China

Laura Caldeira LNEC, Portugal

Lídia Shehata UFF, Brasil

Linh Cao Hoang DTU, Dinamarca

Luciano Jacinto ISEL, Portugal

Luís Castro IST, Portugal

Luís Guerreiro IST, Portugal

Manuel Pipa LNEC, Portugal

(*) A Coordenação Científica da rpee poderá recorrer a outros revisores quando necessário

Marcial Blondet PUCP, Peru

Marco Menegotto Sapienza Univ. di Roma, Itália

Mario Ordaz UNAM, México

Mário Pimentel FEUP, Portugal

Marta Del Zoppo Univ. di Napoli Federico II, Itália

Maurizio Piazza Univ. di Trento, Itália

Miguel Fernandez Ruiz UPM, Espanha

Nikola Tošić UPC, Espanha

Nuno Filipe Borges Lopes U. Aveiro, Portugal

Paolo Riva Univ. di Bergamo, Itália

Paulo Candeias LNEC, Portugal

Paulo Costeira IP Viseu, Portugal

Paulo Fernandes IP Leiria, Portugal

Paulo Lourenço U. Minho, Portugal

Paulo Piloto IP Bragança, Portugal

Paulo Vila Real U. Aveiro, Portugal

INFC. Portugal

ISEC, Portugal

Rita Bento

Rui Calçada

FEUP, Portugal

FEUP, Portugal

Rui Pinho

UFRJ, Brasil

Sérgio Lopes

Univ. de Patras. Grécia

Vanderley M. John

FCTUC, Portuga

Válter Lúcio

UNL, Portugal

USP, Brasil

Univ. di Pavia, Itália

Serena Cattari

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Thanasis Triantafillou

Rui Faria

IST, Portugal

Petr Stepanek

Pedro Delgado IP Viana do Castelo, Portugal Pedro Pontífice de Sousa

Univ. Brno, República Checa

Ricardo do Carmo

editorial

O número 19 da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) inclui oito artigos científicos e um artigo de divulgação científica/técnica.

Os oito artigos científicos abordam trabalhos de engenharia de estruturas relacionados com colisões entre sistemas estruturais, incluindo as colisões induzidas por sismos, estudos sobre a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado, sobre análises da fragilidade sísmica de produtos da construção, sobre a avaliação do comportamento de uma barragem e sobre a conceção e dimensionamento de pontes, trabalhos sobre a resistência ao fogo de elementos estruturais e sobre a incorporação de agregados reciclados de betão na produção de novos materiais de construção.

O artigo de divulgação científica/técnica inclui uma análise do impacto de um conjunto de propostas da Comissão Europeia para redução das emissões de gases com efeito de estufa (pacote "*Fit for 55*") na descarbonização da Indústria Cimenteira, fazendo o seu enquadramento no Roteiro para a Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira Nacional.

A administração da rpee renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (ARMANDO RITO Engenharia, ATIC, BETAR, CACAO, FASSA BORTOLO, HILTI, INSTITUTO DA CONSTRUÇÃO, NCREP e PRETENSA), à coordenação da comissão científica (Prof. Humberto Varum e Eng.º Luís Oliveira Santos) e a todos os revisores da série III que têm garantido a qualidade dos artigos científicos publicados. A partir deste número a administração da rpee conta com a participação da Eng.ª Ana Sofia Louro, em representação do GPBE. Agradece-se ao Prof. Eduardo Júlio o contributo muito relevante que prestou à rpee, de que resultou a melhoria da revista e da sua apropriação pelo meio científico e técnico da engenharia de estruturas.

A administração da **rpee** José Manuel Catarino (LNEC) João Almeida Fernandes (APEE) Ana Sofia Louro (GPBE) João Azevedo (SPES)

Análise paramétrica da rigidez de impacto em colisões entre sistemas estruturais com 1GDL com comportamento não-linear

Parametric analysis of the impact stiffness in collisions between SDOF structural systems with non-linear behavior

Pedro Folhento Rui Barros Manuel Braz-César

Resumo

A ocorrência de impactos estruturais entre edifícios durante sismos de grande intensidade é muito comum em cidades, onde a construção de edifícios é realizada deixando espaço insuficiente entre as estruturas devido aos custos elevados dos terrenos de construção. Estas colisões são uma problemática relevante, que possui importância na investigação dos seus efeitos e consequências no comportamento dinâmico das estruturas e mitigação dos mesmos. Este estudo paramétrico considera a variação da rigidez de impacto, um parâmetro relevante nos elementos de simulação de contactos, para uma gama de valores adequados ao estudo de impactos entre edifícios. Os edifícios serão modelados como modelos de um grau de liberdade admitindo comportamento linear elástico e não-linear inelástico, através do uso de um modelo histerético. A escolha de um valor adequado para a rigidez de impacto é importante, tendo uma maior influência nas acelerações e forças de impacto e menor influência nas forças laterais.

Abstract

The occurrence of structural impacts amid buildings during high intensity earthquakes is very common in metropolises where the buildings' construction is carried out leaving insufficient space between structures due to the high costs of land. These collisions are a relevant issue that is important in the investigation of their effects and consequences on the dynamic behavior of structures and their mitigation. This parametric study considers the variation of the impact stiffness, a relevant parameter in models simulating contacts, for a suitable range of values in the study of impacts between buildings. The buildings will be modeled using single degree of freedom models, admitting linear elastic and non-linear inelastic behavior, through the use of a hysteretic model. The choice of a suitable value for the impact stiffness is important, having a greater influence on accelerations and impact forces and less influence on lateral forces.

Palavras-chave: Dinâmica de estruturas / Impactos em edifícios / Modelos de contacto lineares e não lineares viscoelásticos / Comportamento histerético / Rigidez de impacto

Keywords: Dynamics of structures / Building pounding / Linear and non-linear viscoelastic contact models / Hysteretic behavior / Impact stiffness

Análise paramétrica da rigidez de impacto em colisões entre sistemas estruturais com 1GDL com comportamento não-linear Pedro Folhento, Rui Barros, Manuel Braz-César

Pedro Folhento

Aluno de doutoramento Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal up201811645@edu.fe.up.pt

Rui Barros

Professor Associado com Agregação Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal rcb@edu.fe.up.pt

Manuel Braz-César

Professor Adjunto ESTIG, Instituto Politécnico de Bragança Bragança, Portugal brazcesar@ipb.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FOLHENTO, P., [*et al.*] – Análise paramétrica da rigidez de impacto em colisões entre sistemas estruturais com 1GDL com comportamento não-linear. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 5-16.

1 Introdução

A ocorrência de impactos estruturais entre edifícios durante sismos de grande intensidade é frequente em cidades onde a construção de edifícios é realizada deixando espaço insuficiente entre as estruturas devido, nomeadamente, aos custos elevados dos terrenos de construção. A vibração fora de fase das estruturas, que no geral possuem propriedades dinâmicas diferentes, aumenta a probabilidade de colisões estruturais que poderão ter repercussões graves em termos de danos estruturais, eventualmente levando ao colapso das estruturas intervenientes.

Estas colisões são, portanto, uma problemática relevante, que possui importância não só na investigação dos seus efeitos e consequências no comportamento dinâmico global das estruturas, mas também na mitigação das mesmas.

No estudo de impactos estruturais entre edifícios, o uso de modelos de impacto (ou elementos de contacto), elementos unidimensionais compostos genericamente por uma mola e um amortecedor, é comum para o conhecimento das magnitudes das forças correspondentes ao impacto. Estes modelos são o resultado de pressupostos e simplificações do fenómeno complexo que é o de impactos, tendo como base teorias da mecânica de contacto [1].

Assim, este estudo considera uma variação paramétrica da rigidez de impacto, sendo um dos parâmetros relevantes nestes elementos de simulação de contactos referidos. A gama de valores da rigidez de impacto foi selecionada de forma a ter em conta os valores adotados em diferentes trabalhos na literatura.

Para o efeito, as estruturas dos edifícios serão modeladas usando sistemas de um grau de liberdade (1GDL) admitindo comportamento linear elástico e não-linear inelástico.

O comportamento não-linear representativo das estruturas dos edifícios será simulado usando um modelo histerético com a possibilidade de modelar fenómenos histeréticos como a degradação de rigidez e resistência e a contabilização do efeito de *pinching*.

A escolha de um valor adequado para a rigidez de impacto é importante para uma modelação mais eficaz da magnitude das forças correspondentes aos impactos estruturais entre edifícios adjacentes, solicitados por ações sísmicas, o que por sua vez conduzirá a resultados e conclusões mais realistas acerca do comportamento dinâmico das estruturas intervenientes.

Um estudo paramétrico deste parâmetro será capaz de reduzir incertezas associadas e verificar a influência deste parâmetro nas respostas dinâmicas e estruturais dos edifícios.

2 Modelação numérica

A Figura 1 apresenta uma representação da estrutura dos edifícios sujeitos a uma excitação sísmica, assumindo por simplificação que a massa é concentrada ao nível dos pisos e que estes são rígidos. Esta massa concentrada é sustentada por uma coluna de massa desprezável que representa as propriedades elásticas e dissipativas das estruturas tendo, portanto, uma rigidez e um amortecimento associado e equivalente aos pilares das estruturas.

Análise paramétrica da rigidez de impacto em colisões entre sistemas estruturais com 1GDL com comportamento não-linear Pedro Folhento, Rui Barros, Manuel Braz-César

Os edifícios encontram-se separados por uma distância (*Gap*), considerada igual a 3 cm e constante para as várias simulações apresentadas.



Figura 1 Sistemas de massa agrupada adjacentes com 1GDL

Foram utilizadas as propriedades dinâmicas dos edifícios, que constam nos estudos de Jankowski e Mahmoud [2], encontrando-se as mesmas apresentadas no Quadro 1. Pretende-se assim, simular as colisões entre duas estruturas com comportamentos dinâmicos muito diferentes (por exemplo, uma estrutura flexível e uma rígida).

Quadro 1 Características dinâmicas dos sistemas estruturais adotados

Propriedades estruturais e dinâmicas	Sistema flexível (Edifício 1)	Sistema rígido (Edifício 2)
Massa (kg)	$m_1 = 75000$	$m_2 = 3000 \times 10^3$
Rigidez (kN/m)	k ₁ = 2056	$k_2 = 1,316 \times 10^6$
Período natural (s)	$T_1 = 1,2$	$T_2 = 0,3$
Constante de amortecimento (kg/s)	c ₁ = 39270	$c_2 = 6,283 \times 10^6$
Coeficiente de amortecimento (%)	$\xi_1 = 5$	$\xi_2 = 5$

Para determinar a resposta individual de cada sistema estrutural apresentado nas referidas condições, as seguintes equações de movimento para 1GDL são utilizadas, respetivamente, considerando o comportamento elástico linear e não-linear inelástico

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -f_{\rho}(t) - m\ddot{x}_{g}(t)$$
⁽¹⁾

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_{r}[\dot{x}(t), x(t)] = -f_{p}(t) - m\ddot{x}_{g}(t)$$
(2)

onde *m*, *c*, e *k*, são a massa, constante de amortecimento e rigidez do sistema, respetivamente; \ddot{x} , \dot{x} , e *x* são a aceleração, velocidade e deslocamento da estrutura, respetivamente; e \ddot{x}_g é a aceleração do solo devido à ação sísmica, f_p a força de impacto desenvolvida na colisão com o edifício adjacente, f_r é a força de restituição total (Equação 13).

A excitação sísmica considerada no presente estudo é a correspondente às acelerações da componente NS do sismo El Centro, CA (Sta9, Imperial Valley-02) [3], e encontra-se representada na Figura 2.



Figura 2 Aceleração sísmica considerada no presente estudo

2.1 Modelos de impacto adotados

Os modelos de impacto são elementos de contacto que permitem a simulação simplificada do fenómeno complexo que é o de impactos estruturais entre edifícios adjacentes sujeitos a ações sísmicas. A complexidade deste fenómeno envolve diferentes tipos de comportamentos e está associado a diversas não-linearidades, nomeadamente, relação não-linear entre a área de contacto, pressão e deformações; deformações inelásticas locais; propagação de ondas de tensão nas estruturas durante o impacto; forças tangenciais e de fricção; vibrações que resultam em efeitos térmicos e acústicos; etc.

De acordo com a teoria clássica da mecânica de contacto [1], em problemas de colisões estruturais, a propagação da onda de tensão terá uma influência significativa na distribuição de forças dentro da estrutura. No entanto, pode supor-se que as ondas de tensão irão propagar-se através das estruturas e refletidas inúmeras vezes antes de qualquer uma das estruturas entrar em repouso. Assim, o estado de tensão nas estruturas em qualquer instante pode ser considerado aproximadamente uniforme. Assim, as mudanças repentinas de tensão associadas à passagem das ondas elásticas dentro da estrutura serão pequenas em comparação com o nível de tensão global. Isto justifica o uso dos conhecidos elementos mola-amortecedor com precisão aceitável, ignorando os efeitos dinâmicos nas estruturas devido à propagação da onda e assumindo que o impacto estrutural entre os edifícios pode ser aproximadamente quasi-estático. Revelando-se aceitável caso a duração do impacto seja longa o suficiente para permitir que as ondas de tensão percorram a estrutura várias vezes. Ainda, e associado a esta simplificação, assume-se geralmente que a área de contacto é elíptica e considerada pequena em comparação com as dimensões principais dos corpos; as deformações são restritas à vizinhança do contacto; as superfícies de contacto são não conformes, lisas, contínuas e sem atrito; e as regiões de contacto devem permanecer elásticas e inalteradas após os eventos de impacto. Estas simplificações tornam a modelação das forças de impacto dependentes dos parâmetros definidores da rigidez e amortecimento de impacto.

O valor destas forças é importante para a análise e dimensionamento de estruturas solicitadas por ações dinâmicas, objetivando assim, conhecer as máximas respostas dinâmicas e esforços nos elementos estruturais dos edifícios intervenientes. Os modelos mais básicos são o modelo linear e não-linear (ou de Hertz), compostos apenas por uma mola linear e não-linear, respetivamente. Estes modelos não possuem a capacidade de contabilizar a dissipação de energia de vibração inerente dos impactos estruturais.

Contrariamente a estes modelos existem elementos capazes de ter em conta a energia de vibração do impacto. É o exemplo do modelo de impacto linear viscoelástico, designado de Kelvin-Voigt ([4]-[6]), e o modelo não linear viscoelástico ([7], [8]). Diferentes modificações aos modelos mencionados foram propostas por investigadores, objetivando colmatar as suas limitações ou melhorar a eficácia na modelação da magnitude das forças de impacto, destacam-se, o modelo Hertzdamp [9], o modelo não-linear viscoelástico de Jankowski ([7], [8]), o modelo linear viscoelástico de Mahmoud e Jankowski ([10], [11]), a modificaçõe ao modelo linear viscoelástico de Komodromos et al. [12], as modificações propostas por Ye et al. ([13], [14]), as modificações propostas por Naderpour et al. ([15], [16]), a modificaçõe proposta por Khatami et al. [17], modificações propostas por Bamer et al. ([18]-[20]), etc..

Os modelos de impacto mais utilizados e que apresentam menores erros quando comparados com resultados experimentais ([2], [17]) são o modelo linear viscoelástico ou Kelvin-Voigt [6] e o modelo não-linear viscoelástico de Jankowski ([7], [8]). Assim, a variação paramétrica da rigidez de impacto será realizada considerando estes dois modelos de impacto, cujas formulações fornecem expressões analíticas desenvolvidas para determinar o valor das forças de impacto, f_{p} , a serem introduzidas nas equações do movimento 1 ou 2, dependendo do tipo de comportamento estrutural considerado.

Considerando o modelo de Kelvin-Voigt, a força de impacto pode ser calculada da seguinte forma

$$f_{\rho}(t) = \begin{cases} k_{imp} \ \delta(t) + c_{imp} \ \dot{\delta}(t), & \text{para } \delta(t) > 0 \\ 0 & \text{para } \delta(t) \le 0 \end{cases}$$
(3)

em que k_{imp} é a rigidez de impacto, δ (= $x_1 - x_2 - Gap$) é a distância de interpenetração entre os edifícios, ditando a condição de impacto, e c_{imp} é a constante de amortecimento dada por [6].

$$c_{imp} = 2 \xi_{imp} \sqrt{k_{imp} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \text{ onde } \xi_{imp} = \frac{-ln(CR)}{\sqrt{\pi^2 + [ln(CR)]^2}}$$
(4)

em que *CR* é o coeficiente de restituição e ξ_{imp} é o coeficiente de amortecimento de impacto. Todavia, este modelo possui a desvantagem de imediatamente antes da separação dos corpos em contacto, desenvolver uma força de impacto negativa que tende a juntar os corpos em vez de naturalmente os afastar, consequência da dissipação uniforme de energia nos dois períodos de contacto (aproximação e restituição) [2]. Assim, a seguinte modificação aplica-se ao modelo referido [12].

$$f_{\rho}(t) = \begin{cases} k_{imp} \ \delta(t) + c_{imp} \ \dot{\delta}(t), & \text{para} \ f_{\rho}(t) > 0 \\ 0 & \text{para} \ f_{\rho}(t) \le 0 \end{cases}$$
(5)

Por sua vez, o modelo não linear viscoelástico de Jankowski permite determinar a força de impacto da seguinte forma [7]

$$f_{p}(t) = \begin{cases} \beta_{imp} \left[\delta(t) \right]^{1.5} + c_{H}(t) \dot{\delta}(t), & \text{para } \delta(t) > 0, \dot{\delta}(t) > 0 \\ \beta_{imp} \left[\delta(t) \right]^{1.5}, & \text{para } \delta(t) > 0, \dot{\delta}(t) \leq 0 \\ 0, & \text{para } \delta(t) \leq 0 \end{cases}$$
(6)

onde β_{imp} é a rigidez de impacto não-linear e a constante de amortecimento não linear, c_{μ} é dada por

$$c_{H}(t) = 2\xi_{imp}\sqrt{k_{imp}\frac{m_{1}m_{2}}{m_{1}+m_{2}}} \text{ onde } k_{imp} = \beta_{imp}\sqrt{\delta(t)}$$

$$\tag{7}$$

e de entre as duas expressões analíticas do coeficiente de amortecimento de impacto calculadas em [8], a que forneceu resultados mais próximos das simulações numéricas foi a seguinte

$$\xi_{imp} = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1 - CR^2}{CR[CR(9\pi - 16) + 16]}$$
(8)

O coeficiente de amortecimento e a constante de amortecimento de impacto carecem da definição do valor do coeficiente de restituição que depende, nomeadamente, do material do local de impacto entre os edifícios.

Uma representação destes modelos de impacto é sugerida na Figura 3.





Uma vez que se irá admitir um comportamento histerético representativo de uma estrutura metálica, assume-se um impacto entre estruturas de aço e, portanto, o *CR* pode ser sujeito a restrições (no presente caso tomar o valor entre 0,45 e 0,70) e obtido pela expressão proposta por Jankowski [2] com base em resultados experimentais,

$$CR = -0,0039 \dot{x}_{imp}^3 + 0,0440 \dot{x}_{imp}^2 - 0,18670 \dot{x}_{imp} + 0,7299$$
(9)

dependendo do valor da velocidade relativa imediatamente antes do impacto, $\dot{x}_{\textit{imp}}.$

Alguns estudos já realizados [5] referem que a rigidez de impacto deverá ser da mesma ordem de grandeza que a rigidez axial do piso mais rígido e que esta afeta principalmente as respostas das estruturas em termos de velocidades e acelerações. Os deslocamentos não são significativamente alterados face às variações deste parâmetro [5]. Referiu-se que no geral impactos entre sistemas de aço possuem valores da rigidez de impacto superiores aos de betão armado [21], e que segundo resultados experimentais envolvendo colisões

entre sistemas de betão armado a rigidez de impacto varia entre $1,2 \times 10^9$ N/m^{3/2} e $2,6 \times 10^9$ N/m^{3/2} (lei de Hertz) [22].

Jankowski [7] considerou, baseado em resultados experimentais do impacto entre duas torres metálicas de escala reduzida, para a rigidez de impacto no modelo linear viscoelástico o valor de 1,40 × 10⁹ N/m e para o modelo não-linear viscoelástico o valor 9,9 × 10¹⁰ N/m^{3/2}, e baseado em resultados experimentais de uma esfera de aço em queda livre contra uma superfície de aço rígida, os valores de 2,07 × 10⁷ N/m e 1,03 × 10¹⁰ N/m^{3/2}, respetivamente, para os modelos linear e não linear viscoelástico.

No presente estudo, a rigidez de impacto será variada entre o valor de 1,00 × 10⁶ N/m e 1,00 × 10¹¹ N/m quando se usar o modelo linear viscoelástico, e variada entre 1,00 × 10⁶ N/m^{3/2} e 1,00 × 10¹¹ N/m^{3/2} no caso do modelo não-linear viscoelástico. Serão realizadas mais de mil simulações numéricas para cada caso (uso dos dois modelos de impacto considerando os sistemas estruturais com comportamento linear elástico ou não-linear inelástico), por forma a verificar a influência deste parâmetro nas respostas de deslocamentos, velocidades, acelerações, forças de impacto, distâncias de interpenetração e forças laterais dos sistemas de 1GDL considerados.

2.2 Comportamento histerético

Para modelar o comportamento não-linear inelástico dos dois sistemas estruturais considera-se o uso de um modelo histerético desenvolvido por Sivaselvan e Reinhorn [23] (*smooth hysteretic model*) modificação do modelo Bouc-Wen. Este modelo possui significado físico traduzido pelo funcionamento conjunto de três molas com rigidez associadas, a rigidez linear pós-cedência, $k_{pós-cedência'}$ a rigidez histerética, $k_{hyst'}$ e a rigidez slip-lock, $k_{slip-lock}$, para simular os efeitos do pinching, perfazendo uma rigidez total, $k_{total'}$ dada pela seguinte expressão

$$k_{total} = k_L + k_{NL} = k_{pós-cedéncia} + \frac{k_{hyst}k_{slip-lock}}{k_{hyst} + k_{slip-lock}}$$
(10)

onde

$$k_{\text{fyst}} = \left(R_k - a\right) k \left\{ 1 - \left| \frac{f_r^*}{f_{rY}^*} \right| \left[\eta \text{sgn}\left(f_r^* d \mathbf{x}\right) + 1 - \eta \right] \right\}$$
(11)

$$k_{slip-lock} = \left\{ \sqrt{\frac{2}{\pi}} \frac{s}{f_{r,\sigma}^*} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{f_r^* - f_{r,m}^*}{f_{r,\sigma}^*} \right)^2 \right] \right\}^{-1}$$
(12)

em que R_k é um parâmetro positivo que controla a degradação de rigidez e depende de um parâmetro regulador desta degradação, α ; f_r^* é a parte histerética da força de restituição; $f_{r,r}^*$ é a parte histerética da força de restituição, que dependerá de parâmetros controladores da degradação de resistência, $\beta_1 \in \beta_2$; a é o rácio entre a rigidez pós- e pré-cedência; N controla a suavidade da transição entre pré- e pós-cedência; a forma da descarga é controlada por η ; *s* é o comprimento do escorregamento, que depende do seu

parâmetro controlador $R_{s'} f_{\sigma}^*$ é a força lateral de cedência onde o escorregamento ocorre, sendo controlada pelo parâmetro $\sigma_{s'}$; e a força lateral de cedência média para cada lado a partir de onde o escorregamento ocorre, $f_{r,m}^*$, é controlado pelo parâmetro λ_s . Assim, tendo em conta a equação do movimento não-linear (equação 2) e as equações 10-12 que regem o comportamento não-linear, constata-se que a força de restituição total tem a seguinte forma

$$f_r[\dot{x}(t), x(t)] = akx(t) + f_r^*(t)$$
(13)

O Quadro 2 apresenta os valores dos parâmetros histeréticos adotados para estruturas representativas de estruturas metálicas, tendo em conta os valores apresentados em [23].

Quadro 2 Parâmetros definidores do comportamento histerético em estudo ($\eta = 0,5; N = 5; a = 0,05;$ força de cedência do sistema 1: $f_{\eta,1} = 70$ kN; força de cedência do sistema 2: $f_{\eta,2} = 7000$ kN; fator de ductilidade: $\mu = 8$)

Comportamento histerético	α	β ₁	β ₂	σ_{s}	R _s	λ_{s}
Degradação de rigidez e resistência e efeito de <i>pinching</i>	5	0,4	0,2	0,4	0,01	0

2.3 Solução numérica

Foi desenvolvido um algoritmo com recurso ao software *MATLAB* [24], considerando a fenomenologia apresentada nos pontos anteriores e traduzida pelas respetivas expressões analíticas.

Tendo em conta o sinal apresentado na Figura 2 os sistemas em estudo estão submetidos a 15 segundos do sinal sísmico, e para a resolução das equações diferenciais do movimento dinâmico recorreu-se à formulação de espaço-estado e ao método Runge Kutta de quarta ordem considerando um passo fixo de 5×10^{-4} s. É importante a consideração de um passo de integração pequeno o suficiente para capturar a duração dos impactos que poderão durar cerca de 10 milissegundos. O aumento da rigidez de impacto poderá levar à necessidade de passos de integração mais pequenos, de modo a evitar erros na determinação das forças de impacto.

A formulação de espaço-estado para o caso não-linear é realizada considerando uma variável de estado local, z_3 , que poderá representar a força de restituição total (parte linear elástica e não-linear inelástica) ou apenas a parte histerética [25]. Assim, tendo em conta a equação 13, a equação 2 pode ser convenientemente modificada

$$\ddot{x}(t) = -\frac{c}{m}\dot{x}(t) - \frac{ak}{m}x(t) - \frac{f_r^*(t)}{m} - \ddot{x}_g(t) = -\frac{c}{m}\dot{x}(t) - \frac{f_r(t)}{m} - \ddot{x}_g(t)$$
(14)

conduzindo à formulação espaço-estado

$$\frac{\dot{Z}(t) = \begin{cases} \dot{z}_{1}(t) \\ \dot{z}_{2}(t) \end{cases} = \begin{cases} \dot{x}(t) \\ \ddot{x}(t) \end{cases} = \begin{cases} 0 & 1 \\ -\frac{ak}{m} & -\frac{c}{m} \end{cases} \begin{cases} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{cases} + \begin{cases} 0 \\ -\frac{1}{m} \end{cases} f_{r}^{*}(t) + \begin{cases} 0 \\ -1 \end{cases} \ddot{x}_{g}(t)$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ 0 & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \begin{cases} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{cases} + \begin{cases} 0 \\ -\frac{1}{m} \end{cases} f_{r}(t) + \begin{cases} 0 \\ -1 \end{cases} \ddot{x}_{g}(t) = \underline{A\underline{Z}}(t) + \underline{E}\ddot{x}_{g}(t)$$
(15)

Análise paramétrica da rigidez de impacto em colisões entre sistemas estruturais com 1GDL com comportamento não-linear Pedro Folhento, Rui Barros, Manuel Braz-César

ou

$$\underline{\dot{z}}(t) = \begin{cases} \dot{z}_{1}(t) \\ \dot{z}_{2}(t) \\ \dot{z}_{3}(t) \end{cases} = \begin{cases} \dot{x}(t) \\ \dot{x}(t) \\ \dot{f}_{r}^{*}(t) \end{cases} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -\frac{ak}{m} & -\frac{c}{m} & -\frac{1}{m} \\ 0 & k_{NL} & 0 \end{bmatrix} \begin{cases} x(t) \\ \dot{f}_{r}^{*}(t) \end{cases} + \begin{cases} 0 \\ -1 \\ 0 \end{cases} \\ \dot{x}_{g}(t) \\ \dot{x}_{g}(t)$$

Por sua vez, e como exemplo a equação de saída das respostas para a opção apresentada na primeira expressão da equação 16 é dada por

$$\underline{Y}(t) = \underline{CZ}(t) + \underline{DU}(t) = \begin{cases} x(t) \\ \dot{x}(t) \\ \ddot{x}(t) \\ f_r^*(t) \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ -\frac{ak}{m} & -\frac{c}{m} & -\frac{1}{m} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \\ f_r^*(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\frac{ak}{m} \end{bmatrix} \ddot{x}_g(t) (17)$$

3 Apresentação e discussão de resultados

A Figura 4 apresenta o gráfico dos deslocamentos máximos absolutos das duas estruturas consideradas em função dos vários valores da rigidez de impacto mencionados. Os gráficos são apresentados para o comportamento elástico linear e inelástico não-linear dos sistemas estruturais e usando o modelo de impacto linear viscoelástico (Kelvin-Voigt) ou o modelo de impacto nãolinear viscoelástico de Jankowski. Da mesma forma as Figuras 5 a 7 apresentam as respostas relativas às velocidades, acelerações e forças laterais, respetivamente, para os mesmos cenários em estudo.

As Figuras 8 e 9 referem-se às forças de impacto e distâncias de interpenetração máximas absolutas para cada valor da rigidez de impacto considerado e para os casos de comportamento estrutural e modelos de impacto em estudo.

Ainda, nas Figura 10 e 11 apresenta-se um exemplo das respostas no domínio do tempo, considerando o comportamento elástico e inelástico, respetivamente. Os valores da rigidez de impacto são os utilizados por Jankowski [7] no impacto entre estruturas metálicas de escala reduzida, referidos anteriormente na secção 2.1.

Verifica-se, no geral, que as respostas da estrutura flexível são mais sensíveis a variações da rigidez de impacto considerada nos dois modelos de contacto adotados, comparadas com as respostas da estrutura rígida, que se verificam constantes com a variação da rigidez de impacto. Esta variação tem especial influência nas respostas de deslocamentos e acelerações que tendem a aumentar para valores da rigidez de impacto maiores.

Quando comparadas as respostas elásticas com as inelásticas, observa-se que as últimas possuem padrões bem definidos, sendo possível identificar imediatamente tendências claras de aumentos ou diminuições em função dos valores da rigidez de impacto.

Pelo contrário, as respostas elásticas demonstram variações que de um modo geral não definem um padrão claro, nomeadamente, nas respostas de deslocamentos e velocidades (Figuras 4 e 5, respetivamente). Isto pode ser justificado pelo facto de o comportamento elástico das estruturas sobrestimar a magnitude e o número de impactos que os edifícios experienciam durante o evento sísmico, conduzindo a uma maior variabilidade das respostas de deslocamento e velocidades, facto claramente identificável no caso da estrutura mais flexível. Enquanto que, as respostas inelásticas costumam possuir um menor número de impactos e menor magnitude. Estas respostas estão, portanto, condicionadas pelo edifício que bloqueia o movimento do edifício vizinho e viceversa, pelo comportamento estrutural e dinâmico dos sistemas e pelo sinal sísmico considerado (apesar de não se ter considerado diferentes tipos de sinais sísmicos no presente estudo).

Pela observação dos gráficos da Figura 7, conclui-se que a rigidez de impacto tem pouca ou nenhuma influência na magnitude máxima das forças laterais, quer considerando o comportamento elástico quer o inelástico. A discrepância entre estas respostas deve-se ao comportamento dinâmico e estrutural substancialmente diferente das duas estruturas consideradas.

As forças de impacto máximas absolutas apresentadas na Figura 8 seguem a mesma tendência que as respostas em termos de acelerações, aumentam com o aumento da rigidez de impacto. Por outro lado, a distância de interpenetração diminui com o aumento da rigidez de impacto, verificando valores relativamente altos e pouco realistas para valores inferiores da rigidez de impacto.

Verifica-se que o comportamento elástico comparado com o inelástico sobrestima todas as respostas com exceção dos deslocamentos.

Dependendo do valor da rigidez de impacto escolhido, o modelo de contacto de Kelvin-Voigt tende a devolver valores da aceleração e forças de impacto máximas substancialmente superiores aos obtidos pelo modelo não-linear viscoelástico de Jankowski. Adicionalmente, para valores maiores da rigidez de impacto o modelo de Jankowski fornece valores da distância de interpenetração maiores que no caso do modelo de contacto linear viscoelástico.



Figura 4 Deslocamentos máximos absolutos em função da rigidez de impacto



Figura 5 Velocidades máximas absolutas em função da rigidez de impacto



Figura 6 Acelerações máximas absolutas em função da rigidez de impacto



Figura 7 Forças laterais máximas absolutas em função da rigidez de impacto



Figura 8 Forças de impacto máximas absolutas em função da rigidez de impacto



Figura 9 Distâncias de interpenetração máximas absolutas em função da rigidez de impacto







Figura 11 Respostas no domínio do tempo em termos de deslocamentos e forças de impacto usando o modelo de Jankowski

4 Conclusões

O presente estudo realizou uma quantidade significativa de simulações por forma a avaliar a influência de um dos parâmetros principais e definidores de dois dos modelos de contacto mais utilizados na literatura para simular a magnitude das forças resultantes da colisão entre edifícios adjacentes excitados por ações sísmicas. Apesar do uso de modelos simplificados e da consideração de 1GDL genérico, é possível retirar conclusões relevantes e satisfatórias que poderão caracterizar aproximadamente o comportamento global dinâmico de estruturas mais complexas, possuindo a vantagem de realizar quantidades significativas de simulações com pouco esforço computacional.

Assim, verificou-se do impacto entre dois sistemas de 1GDL que a rigidez de impacto tem uma grande influência nas respostas estruturais e dinâmicas das estruturas, principalmente ao nível dos deslocamentos, acelerações e forças de impacto.

A consideração do comportamento elástico leva a uma maior variabilidade dos resultados dificultando a identificação de um padrão claro, facto verificado nomeadamente ao nível das respostas de deslocamentos e velocidades. O comportamento inelástico tem um efeito negativo no aumento dos deslocamentos e positivo em termos de reduções das restantes respostas.

A distância de interpenetração resulta em valores pouco realistas para valores menores da rigidez de impacto.

Dependendo do valor da rigidez de impacto, o modelo Kelvin-Voigt tende a fornecer valores mais elevados da aceleração e forças de impacto, e mais reduzidos para a distância de interpenetração, quando comparados com os valores devolvidos pelo modelo de Jankowski.

O presente estudo é ainda limitado, sendo, por exemplo, necessário estender a análise a sistemas com mais graus de liberdade e com a consideração adicional do movimento de torção, diferentes cenários e tipos de impacto entre edifícios, a consideração de mais sinais sísmicos e diferentes características estruturais e dinâmicas dos edifícios intervenientes.

Agradecimentos

Este artigo foi desenvolvido no âmbito do doutoramento, em curso, do primeiro autor, e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/139570/2018 no âmbito do programa POCH (N2020 – P2020), e financiado pelo Fundo Social Europeu (FSE) e fundos nacionais do MCTES. Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Referências

- [1] Johnson, K. Contact Mechanics, Cambridge university press, 1987.
- Jankowski, R.; Mahmoud, S. Earthquake-Induced Structural Pounding, Switzerland: Springer, 2015.
- [3] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) strong ground motion data base – [Online]. Disponível: https://peer.berkeley.edu/ peer-strong-ground-motion-databases.
- [4] Wolf, J.; Skrikerud, P. "Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes," Nuclear Engineering and Design, vol. 57, pp. 253-275, 1980.
- [5] S. Anagnostopoulos, "Pounding of buildings in series during earthquakes," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 16, pp. 443-456, 1988.
- [6] Anagnostopoulos, S. "Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 33, pp. 897-902, 2004.
- [7] Jankowski, R. "Non-linear viscoelastic modelling of earthquakeinduced structural pounding," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 34, pp. 595-611, 2005.
- [8] Jankowski, R. "Analytical expression between the impact damping ratio and the coefficient of restitution in the non-linear viscoelastic model of structural pounding," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 35, pp. 517-524, 2006.
- [9] Muthukumar, S.; DesRoches, R. "A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 35, pp. 811-829, 2006.
- [10] Mahmoud, S. "Modified linear viscoelastic model for elimination of the tension force in the linear viscoelastic," in The Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China, 2008.
- [11] Mahmoud, S.; Jankowski, R. "Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding," Iranian Journal of Science and Technology, vol. 35, no. C1, pp. 51-62, 2011.
- [12] Komodromos, P.; Polycarpou, P.; Papaloizo, L.; Phocas, M. "Response of seismically isolated buildings considering poundings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 36, pp. 1605-1622, 2007.
- [13] Ye, K.; Li, L.; Zhu, H. "A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures," Earthquake Engineering and Engineering Vibration, vol. 8, pp. 433-446, 2009.
- [14] Ye, K.; Li, L.; Zhu, H. "A note on the Hertz contact model with nonlinear damping for pounding simulation," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 38, pp. 1135-1142, 2009.
- [15] Naderpour, H.; Barros, R.; Khatami, S. "A new model for calculating impact force and energy dissipation based on the CR-factor and impact velocity," Scientia Iranica A, vol. 22, pp. 59-68, 2015.
- [16] Naderpour, H.; Barros, R.; Khatami, R.; Jankowski, R. "Numerical Study on Pounding between Two Adjacent Buildings under Earthquake Excitation," Hindawi Publishing Corporation: Shock and Vibration, vol. 2016, 2016.

- [17] Khatami, S.; Naderpour, H.; Barros, R.C.; Jakubczyk-Gałczynska, A.; Jankowski, R. – "Effective Formula for Impact Damping Ratio for Simulation of Earthquake-induced Structural Pounding," Geosciences, MDPI, vol. 9, no. 8: 347, 2019.
- [18] Bamer, F. "A Hertz-pounding formulation with a nonlinear damping and a dry friction element," Acta Mechanica, vol. 229, pp. 4485-4494, 2018.
- [19] Bamer, F.; Markert, B. "A nonlinear visco-elastoplastic model for structural pounding," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 47(12), pp. 2490-2495, 2018.
- [20] Bamer, F.; Strubel, N.; Shi, J.; Markert, B. "A visco-elastoplastic pounding damage formulation," Engineering Structures, vol. 197, 2019.
- [21] Goldsmith, W. Impact: The Theory e Physical Behaviour of Colliding Solids. Edward Arnold (Publishers) LTD: London. 1960.
- [22] J. van Mier, A.F.; Pruijssers, Reinhardt, H.; Monnier, T. "Load--Time Response of Colliding Concrete Bodies," Journal of Structural Engineering, Vols. 117, No. 2, no. 25544, pp. 354-374, 1991.
- [23] M. V. Sivaselvan, e A. M. Reinhorn, "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, vol. 126, no. 6, pp. 633-640, 2000.
- [24] MATLAB 2014a. Natick, Massachusetts, USA: MathWorks, Inc., 2014.
- [25] Simeonov, V.K.; Sivaselvan, M.V.; Reinhorn, A.M. "Nonlinear Analysis of Structural Frame Systems by the State-Space Approach," Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, vol. 15, no. 2, pp. 76-89, 2000.

Colisões estruturais induzidas por sismos entre estruturas de edifícios adjacentes com alturas diferentes

Earthquake-induced structural pounding between adjacent building structures with unequal heights

Pedro Folhento Rui Barros Manuel Braz-César

Resumo

A quantidade substancial de energia libertada através de sismos é em parte absorvida pelos edifícios afetados pelas conseguentes vibrações. Esta energia de entrada nas estruturas tende a ser dissipada através do amortecimento e deformação inelástica estrutural. Os eventos sísmicos promovem colisões estruturais entre edifícios adjacentes insuficientemente separados, conduzindo a trocas de energia inesperadas entre as estruturas, podendo reduzir ou amplificar as respetivas respostas dinâmicas. Este estudo considera diferentes configurações de dois edifícios com comportamento elástico, que poderão ter alturas iguais ou desiguais, e sujeitos a diferentes sinais sísmicos. Os impactos consideram-se entre pisos e objetiva-se investigar a influência destes no comportamento dinâmico e no equilíbrio energético dos sistemas considerados, simulados com modelos simplificados. Verificou-se que edifícios adjacentes com alturas diferentes sujeitos a impactos induzidos por sismos tendem a ter respostas dinâmicas mais gravosas e a provocar mais trocas de energia.

Abstract

The substantial amount of energy released through earthquakes is partly absorbed by buildings affected by the resulting vibrations. This input energy in the structures tends to be dissipated through structural damping and inelastic deformation. These seismic events promote the phenomenon of structural pounding that occurs between insufficiently separated adjacent buildings, leading to unexpected energy exchanges between structures, which can reduce or amplify the respective dynamic responses. The present study considers different configurations of two buildings with elastic behavior, which can have the same or different heights, and are subjected to different seismic signals. The impacts are considered between floors and the objective is to investigate the influence of these collisions on the dynamic behavior and energy balance of the systems considered, simulated with simplified models. It was found that buildings with unequal heights under earthquake-induced pounding tend to have worst dynamic responses and cause more energy exchanges.

Palavras-chave: Dinâmica de estruturas / Impactos estruturais / Modelos de impacto / Equilíbrio energético / Transferência de energia Keywords: Dynamics of structures / Structural pounding / Impact models / / Energy balance / Energy transfer

Pedro Folhento

Aluno de doutoramento CONSTRUCT Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal up201811645@edu.fe.up.pt

Rui Barros

Professor Associado com Agregação CONSTRUCT Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal rcb@fe.up.pt

Manuel Braz-César

Professor Adjunto CONSTRUCT ESTIG Instituto Politécnico de Bragança Bragança, Portugal brazcesar@ipb.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FOLHENTO, P., [*et al.*] – Colisões estruturais induzidas por sismos entre estruturas de edifícios adjacentes com alturas diferentes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 17-30.

1 Introdução

O fenómeno de impactos entre estruturas adjacentes verifica-se frequentemente em eventos sísmicos que abalam cidades onde a construção de imóveis é executada com pouco espaço entre estes. Estes impactos de pequena duração geram forças de grande magnitude, provocando dano local significativo, cujas consequências no comportamento dinâmico das estruturas poderão conduzir ao seu colapso.

Diferentes tipos de colisões entre edifícios podem ser identificados, dependendo da localização dos impactos e das características e configurações das estruturas [1]. Estes tipos referem-se, essencialmente, a impactos entre pisos, e entre pisos e pilares. Os impactos entre pisos e pilares pressupõe que os pisos dos edifícios não estejam alinhados em altura, já os impactos entre pisos poderão acontecer entre estruturas com alturas iguais ou desiguais. Outros tipos de impacto incluem colisões entre um edifício e outro adjacente substancialmente mais pesado, colisões entre edifícios de alvenaria, ou entre estruturas de edifícios preenchidas por paredes de alvenaria. Qualquer dos cenários referidos provoca alterações no comportamento dinâmico global das estruturas intervenientes, revestindo-se de extrema importância no dimensionamento destas construções, ou na mitigação das consequências deste fenómeno.

Diferentes estudos na literatura investigaram o fenómeno de impactos estruturais entre estruturas de edifícios com múltiplos graus de liberdade (MGDLs) ou com múltiplos pisos nos diferentes cenários previamente referidos. Karayannis et al. ([2], [3]) analisou impactos entre pisos, e pisos e pilares, verificando que no caso das colisões entre pisos, os pilares nas zonas de impacto sofrem aumentos nas demandas de ductilidade, podendo exceder a respetiva capacidade. No caso de colisões entre pisos e pilares, os autores observaram que apenas os pilares na área de contacto e acima ficaram sujeitos a aumentos significativos de demandas de ductilidade, sendo que os pilares sujeitos ao impacto direto estão submetidos a aumentos significativos dos esforços de corte, excedendo a sua capacidade de resistência ao corte. Abdel Raheem et al. ([4] - [6]), realizaram diversos estudos que incluem colisões entre estruturas de edifícios com múltiplos pisos, destacam-se, a mitigação de impactos entre edifícios com alturas diferentes [4], e impactos entre edifícios em série com alturas diferentes ([5], [6]), analisando entre outras respostas, os deslocamentos, acelerações, forças de corte e dano estrutural permanente ao nível dos pisos, assim como, a análise da distância de separação dos edifícios, e o efeito da excitação sísmica caracterizador do espectro de resposta de dimensionamento de um local definido. Elwardany et al. [7] investigaram a influência da presença de paredes de enchimento na resposta sísmica de três edifícios adjacentes com alturas diferentes. Considerando diferentes configurações para a presença das paredes de enchimento, os autores verificaram que a existência e a distribuição destes elementos não estruturais nos edifícios influenciam significativamente o comportamento dinâmico destas estruturas sujeitas a impactos induzidos por sismos. Outros estudos relevantes acerca da problemática de colisões estruturais entre edifícios com múltiplos pisos, abordaram a previsão de distâncias de separação crítica de modo a evitar impactos ([8], [9]), e métodos para controlar as deformações entre pisos [10].

Alguns estudos abordaram os impactos estruturais induzidos por sismos, comparando a energia estrutural, a energia de entrada e a energia transferida ou recebida devido à interação estrutural entre as estruturas adjacentes. Valles-Mattox e Reinhorn [11] estudaram o efeito dos impactos estruturais no equilíbrio energético com o objetivo de estimar a distância de separação crítica entre os edifícios para evitar colisões. Mate *et al.* [12] investigaram colisões entre edifícios em série usando modelos simplificados. Os autores usaram diferentes elementos de contacto e excitações sísmicas, analisando deslocamentos, forças de corte máximas e mínimas e a transferência de energia devido às colisões. Jankowski e Mahmoud [13] abordaram o equilíbrio energético no contexto de impactos entre estruturas sujeitas a sismos, considerando a interação soloestrutura, analisando assim, a energia dissipada por amortecimento, por cedência, e a energia cinética durante o evento sísmico.

O presente estudo numérico considera duas estruturas adjacentes com propriedades dinâmicas diferentes e sujeitas a sinais sísmicos reais. As alturas das estruturas serão variadas. Consideram-se modelos simplificados das estruturas através do uso de modelos discretos programados em *MATLAB* [14] com massas concentradas ao nível dos pisos rígidos, modelos os quais serão validados com o *software SAP2000* [15]. A magnitude das forças de impacto será simulada através do uso de modelos de impacto. Três acelerogramas registados serão utilizados no presente estudo, para analisar como diferentes sinais sísmicos afetam as respostas dinâmicas com colisões. Após a realização de diversas simulações irá examinar-se as respostas de deslocamentos, forças laterais elásticas e forças de corte por piso, e o equilíbrio energético dos sistemas estruturais, por forma a compreender o efeito da variação da altura dos edifícios sujeitos a colisões induzidas por excitações sísmicas.

2 Modelação numérica

2.1 Formulação matemática e computacional

A presente formulação estabelece as equações do movimento dinâmico a utilizar na modelação individual de cada edifício. É assim, adicionada a parcela relativa às forças de impacto, resultado de colisões com o edifício adjacente.

Consideram-se edifícios com três-dimensões (3D) como o exemplo representado na Figura 1a. Contudo, o movimento de torção será desprezável, considerando apenas o movimento translacional na direção da aplicação da excitação sísmica. Será também considerado apenas o comportamento elástico das estruturas.

Os edifícios são idealizados como sistemas discretos onde as massas são concentradas ao nível dos pisos (Figura 1b) e os pisos são considerados infinitamente rígidos. Estas simplificações são muito utilizadas em análises dinâmicas, sobretudo em análises que envolvam problemas de colisões ([12], [13]), fornecendo resultados satisfatórios relativos ao comportamento dinâmico global das estruturas. Assim, as equações do movimento dos MGDLs são obtidas com o diagrama de corpo livre das massas concentradas, efetuando as condições de equilíbrio,

$$\underline{\underline{M}}\underline{\ddot{X}}(t) + \underline{\underline{C}}\underline{\dot{X}}(t) + \underline{\underline{K}}\underline{X}(t) = -\underline{\underline{F}}_{\rho}(t) - \underline{\underline{M}}\underline{\lambda}_{g}\ddot{x}_{g}(t)$$
⁽¹⁾

$$\underline{\underline{M}} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ \dots & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix}, \underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \dots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & 0 & 0 \\ \dots & \ddots & -k_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & -k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & 0 & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix}, (2)$$

$$\underline{\underline{C}} = a_0 \underline{\underline{M}} + a_1 \underline{\underline{K}}, \ \underline{\lambda}_g = \{1, 1, 1, \dots, 1\}^T$$
(3)

$$\underline{X}(t) = \begin{cases} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \cdots \\ x_n(t) \end{cases}, \ \underline{\dot{X}}(t) = \begin{cases} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \cdots \\ \dot{x}_n(t) \end{cases}, \ \underline{\ddot{X}}(t) = \begin{cases} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \\ \cdots \\ \ddot{x}_n(t) \end{cases}, \ \underline{F}_{\rho}(t) = \begin{cases} f_{\rho 1}(t) \\ f_{\rho 2}(t) \\ \cdots \\ f_{\rho n}(t) \end{cases}$$
(4)

em que $\underline{\underline{M}}_{(nxn)}$, $\underline{\underline{C}}_{(nxn)}$, e $\underline{\underline{K}}_{(nxn)}$, são, respetivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez de uma determinada estrutura; $\underline{\dot{X}}(t)$, $\underline{\dot{X}}(t)$, $\underline{X}(t)$, e $\underline{F}_{\rho}(t)$ são respetivamente, o vetor das acelerações, das velocidades, dos deslocamentos e das forças de impacto, cujas n componentes correspondem a n pisos do respetivo edifício; $\underline{\lambda}_{g}$ é o vetor da localização das forças ou acelerações sísmicas tendo em conta os respetivos GDLs; e \ddot{x}_{g} é a aceleração sísmica horizontal considerada apenas na direção onde se pretende estudar o comportamento dinâmico da estrutura. Ainda, a matriz de amortecimento é calculada através da combinação linear da matriz de massa e de rigidez (amortecimento de Rayleigh), usando a Equação 3, onde $a_0 e a_1$ são as constantes de proporcionalidade [16]. É utilizada a formulação de espaço-estado, a qual se apresenta na forma matricial

$$\underline{Y}(t) = \begin{cases} \underline{X}(t) \\ \underline{\dot{X}}(t) \\ \underline{\ddot{X}}(t) \end{cases} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{i} \\ \underline{i} & \underline{0} \\ \underline{-\underline{M}}^{-1}\underline{K} & -\underline{M}^{-1}\underline{C} \end{bmatrix} \begin{cases} \underline{X}(t) \\ \underline{\dot{X}}(t) \end{cases} + \begin{bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{\lambda}_g \end{cases} \ddot{x}_g(t)$$
(6)

$$\Leftrightarrow \underline{Y}(t)_{(3n\times 1)} = \underbrace{C}_{(3n\times 2n)} \underline{Z}(t)_{(2n\times 1)} + \underbrace{D}_{(3n\times 1)} \ddot{x}_g(t)_{(1\times 1)}$$

onde \underline{Z} é o vetor de estado, com as respetivas variáveis de estado, e \underline{Y} o vetor de saída das respostas; \underline{A} é a matriz de estado, \underline{E} a matriz de entrada, \underline{C} é a matriz de saída e \underline{D} a matriz de avanço; e \underline{I} é a matriz de identidade e $\underline{0}$ a matriz de zeros.

Para a realização das simulações propostas tendo em conta a formulação matemática apresentada, optou-se pela criação de algoritmos em MATLAB, que serão posteriormente validados usando o *software SAP2000*.

As equações diferencias são resolvidas em MATLAB com o recurso ao método de integração explícito de Runge-Kutta de quarta ordem com um passo fixo de 1×10^{-4} s.

2.2 Características dos edifícios a modelar e configurações consideradas

Neste estudo numérico consideram-se dois edifícios adjacentes com MGDLs encastrados na base, com cada GDL a representar um piso *i* até a um máximo de *n*.

Na Figura 1c e 1d apresentam-se as vistas em planta das estruturas com as respetivas dimensões. O edifício 1 tem pilares com secção $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ e vigas com secção $30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$. O edifício 2 tem

pilares com secção 35 cm × 35 cm e vigas com secção 35 cm × 45 cm. As lajes dos dois edifícios têm 15 cm de espessura. Os elementos estruturais são em betão armado C25/30 (Módulo de Young: 31 GPa) [17]. Os edifícios apresentam assim, propriedades dinâmicas diferentes. Refere-se ainda que os pisos possuem 3 m de altura.

O conjunto destes dois edifícios terá 5 configurações diferentes conforme representado na Figura 2, tendo em conta a sua altura variável (3 a 5 pisos), sendo que se potenciará as colisões entre pisos. Os edifícios com altura variável estão afastados entre si 2 cm (*Gap*),



Figura 2 Configurações adotadas dos edifícios em colisão

e possuem características dinâmicas diferentes para promover a vibração desfasada, aumentando a possibilidade de impactos estruturais.

A massa e a rigidez (Equação 2) de cada piso é facilmente calculada através da consideração dos modelos simplificados de massa agrupada. Para a estrutura 1 obteve-se uma massa para os pisos de $57,103 \times 10^3$ kg e para o piso da cobertura $52,047 \times 10^3$ kg, quanto à rigidez por piso obteve-se $83,7 \times 10^6$ N/m. Por sua vez, para a estrutura 2 foram obtidos os seguintes valores da massa para os pisos e cobertura, respetivamente, $88,583 \times 10^3$ kg e $80,208 \times 10^3$ kg, e quanto à rigidez o valor 206,75 \times 10⁶ N/m para cada piso. Os valores da massa foram obtidos através do cálculo das massas da laje e das vigas de cada piso, sendo que foi ainda adicionada metade da massa dos pilares acima e abaixo do respetivo piso e, evidentemente, no último piso apenas metade da massa dos pilares abaixo do respetivo piso. Foi ainda considerado uma sobrecarga uniformemente distribuída pelos pisos de 2,0 kN/m², e de 0,40 kN/m² para o piso da cobertura [18]. A restante carga permanente foi aplicada em todos os pisos, sendo o valor desta carga uniformemente distribuída nos pisos de 1,5 kN/m². O cálculo da massa total foi realizado de acordo com o Eurocódigo 8 [19].

2.3 Sinais sísmicos de entrada

A presente análise considera três sinais sísmicos retirados da base de dados da *PEER strong motion* [20], cujas acelerações espectrais horizontais e acelerações em função do tempo se encontram representadas na Figura 3. As respetivas características estão descritas no Quadro 1 [21].

Os sistemas estruturais em estudo serão sujeitos ao mesmo sinal, desprezando efeitos de diferenças de fase devido à propagação das ondas sísmicas.



Figura 3 Sinais sísmicos considerados para o presente estudo

Nome e estação	Loma Prieta, 1989 WAHO-0, RSN811	Northridge, 1994 ArletaNF-360, RSN949	El Centro, 1940 Sta9-180, RSN6
Magnitude, Mw	6,93	6,69	6,95
PGA (g)	0,373	0,308	0,281
Intensidade de Arias (cm/s)	3,704	1,172	1,556
Densidade de energia específica (cm²/s)	859,541	1333,391	1498,930
Intensidade de Housner (cm)	109,134	106,582	129,234
Período dominante (s)	0,12	0,24	0,46
Duração significativa (s)	10,47 (Total: 25)	13,46 (Total: 40)	24,19 (Total: 50)

Quadro 1 Características dos sismos considerados no presente estudo

2.4 Modelo de impacto adotado

Considera-se para a modelação da magnitude das forças de impacto, o modelo de impacto linear viscoelástico, ou Kelvin-Voigt [22]. Assim, a força de impacto presente na Equação 1 é calculada com a seguinte expressão

$$f_{\rho}(t) = \begin{cases} k_{imp}\delta(t) + c_{imp}\dot{\delta}(t), & \text{para }\delta(t) > 0\\ 0 & \text{para }\delta(t) \le 0 \end{cases}$$
(7)

onde k_{imp} é a rigidez de impacto, δ (= $x_1 - x_2 - Gap$) é a distância de interpenetração, definindo a condição de impacto, e c_{imp} é a constante de amortecimento [22]

$$c_{imp} = 2\xi \sqrt{k_{imp} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \text{ onde } \xi_{imp} \frac{-\ln(CR)}{\sqrt{\pi^2 + \left[\ln(CR)\right]^2}}$$
(8)

em que CR é o coeficiente de restituição e ξ_{imp} é o coeficiente de amortecimento de impacto. Não obstante, este modelo possui a limitação de imediatamente antes da separação das estruturas, uma força de impacto negativa desenvolve-se juntando os corpos em vez de naturalmente os separar, consequência da dissipação uniforme de energia nos dois períodos de contacto (aproximação e restituição) [13]. Assim, a seguinte modificação à Equação 7 é aplicada no presente estudo [23]

$$f_{\rho}(t) = \begin{cases} k_{imp}\delta(t) + c_{imp}\dot{\delta}(t), & \text{para } f_{\rho}(t) > 0\\ 0 & \text{para } f_{\rho}(t) \le 0 \end{cases}$$
(9)

Uma vez que os impactos serão entre estruturas de betão armado é possível restringir o CR (entre 0,40 e 0,70), podendo este ser obtido pela expressão proposta por Jankowski [24] com base em resultados experimentais,

$$CR = -0,0070\dot{x}_{imp}^{3} + 0,0696\dot{x}_{imp}^{2} - 0,2529\dot{x}_{imp} + 0,7929$$
 (10)

dependendo do valor da velocidade relativa imediatamente antes do impacto, $\dot{x}_{imp}(=\dot{x}_1-\dot{x}_2)$. Alguns estudos já realizados referem que a rigidez de impacto deverá ser da mesma ordem de grandeza que a rigidez axial do piso mais rígido e que esta afeta principalmente as respostas das estruturas em termos de velocidades e acelerações, enquanto que os deslocamentos são pouco afetados [25]. Assim, a rigidez axial do piso mais rígido é $k_{imp} = 4,65 \times 10^9$ N/m.

Refere-se ainda, que para melhor capturar os impactos de duração muito pequena, um passo de tempo relativamente pequeno deverá ser considerado na solução das equações diferencias do movimento. Para tal, o algoritmo de *MATLAB* é modificado para considerar um passo fixo mais pequeno sempre que as estruturas se aproximarem, estendendo assim a condição de impacto. Assim, um passo de integração maior de 1×10^{-4} s é usado em quase toda a simulação, enquanto que na proximidade ou durante um impacto este é mudado para um passo mais pequeno de 5×10^{-5} s. Esta modificação permite simulações mais rápidas, capturar melhor os impactos, e aumentar a eficácia no cálculo da magnitude das forças dos impactos.

2.5 Equilíbrio energético

Durante um evento sísmico, as estruturas dos edifícios absorvem energia, que é temporariamente armazenada na forma de energia cinética e potencial elástica, e também dissipada ou por amortecimento ou por deformações inelásticas dos elementos estruturais [13]. No presente caso, considera-se apenas o comportamento elástico das estruturas, sendo que o termo relacionado com a energia histerética será desprezado. A seguinte equação deduzida através da integração em função do deslocamento relativo da Equação 1, traduz o equilíbrio energético estrutural [11]

$$\underline{\underline{E}}_{kj} + \underline{\underline{E}}_{\underline{k}j} + \underline{\underline{E}}_{pj} = \underline{\underline{E}}_{lj} \tag{11}$$

em que para uma estrutura j com MGDLs, tem-se

$$\underline{\underline{E}}_{kj} = \int_{\underline{\underline{x}}_{j}(0)}^{\underline{\underline{x}}_{j}(t)} \underbrace{\underline{\underline{M}}}_{j} \dot{\underline{X}}_{j} d \underline{\underline{X}}_{j} = \underbrace{\underline{\underline{M}}}_{j} \int_{0}^{t} \frac{d \underline{\dot{\underline{X}}}_{j}}{dt} \underline{\dot{\underline{X}}}_{j} dt = \underbrace{\underline{\underline{M}}}_{j} \int_{\underline{\underline{x}}_{j}(0)}^{\underline{\underline{x}}_{j}(t)} \underline{\dot{\underline{X}}}_{j} d \underline{\dot{\underline{X}}}_{j} = \frac{1}{2} \underbrace{\underline{\underline{M}}}_{j} \left(\underline{\dot{\underline{X}}}_{j} \right)^{2}$$
(12)

$$\underline{\underline{E}}_{\rho j} = \int_{\underline{x}_{j}(0)}^{\underline{x}_{j}(t)} \underbrace{\underline{K}}_{j} \underline{X}_{j} d \underline{X}_{j} = \underbrace{\underline{K}}_{j} \int_{\underline{x}_{j}(0)}^{\underline{x}_{j}(t)} \underline{X}_{j} d \underline{X}_{j} = \frac{1}{2} \underbrace{\underline{K}}_{j} \left(\underline{X}_{j} \right)^{2}$$
(13)

$$\underline{\underline{E}}_{\xi,j} = \int_{\underline{X}_j(0)}^{\underline{X}_j^T} \underline{\underline{C}}_j \ d \ \underline{X}_j = \underline{\underline{K}}_j \int_{0}^{t} \underline{\underline{E}}_{\xi,j} \ \underline{X}_j \ dt \tag{14}$$

$$\underline{\underline{E}}_{i,j} = -\int_{\underline{X}_j}^{\underline{X}_j(t)} \underline{\underline{M}}_j \, \underline{\underline{X}}_{g,j} \, d \, \underline{\underline{X}}_j = -\int_{0}^{t} \underline{\underline{M}}_j \, \underline{\underline{X}}_{g,j} \, \underline{\underline{X}}_j \, dt \tag{15}$$

onde \underline{E}_{kj} é a energia cinética, \underline{E}_{pj} é a energia potencial elástica ou de deformação elástica, \underline{E}_{sj} é a energia de amortecimento e \underline{E}_{ij} é a energia de entrada da estrutura *j*. A energia estrutural, \underline{E}_{sj} , é dada pelo somatório dos três termos do primeiro membro da Equação 11. No caso de haver impactos estruturais, as estruturas envolvidas irão interagir, transferindo ou recebendo energia, que poderá ampliar ou reduzir as suas respostas dinâmicas [11]. Esta energia, \underline{E}_{rr} será a diferença entre a energia de entrada e a energia estrutural, sendo que um valor negativo deste termo significa que energia foi recebida de outra estrutura adjacente através de uma colisão, enquanto que um valor positivo indica que esta foi transferida para a estrutura adjacente. As seguintes equações traduzem o equilíbrio energético de duas estruturas em colisão

$$\begin{cases} \underline{E}_{K1} + \underline{E}_{\xi2} + \underline{E}_{P1} + \underline{E}_{T12} = \underline{E}_{I1} \\ \underline{E}_{K2} + \underline{E}_{\xi2} + \underline{E}_{P2} + \underline{E}_{T21} = \underline{E}_{I2} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{E}_{T12} = \underline{E}_{I1} - \underline{E}_{S1} \\ \underline{E}_{T21} = \underline{E}_{I2} - \underline{E}_{S2} \end{cases}$$
(16)

3 Resultados e discussão

3.1 Validação numérica dos modelos simplificados com o SAP2000

A utilização de modelos simplificados com pisos rígidos e a massa concentrada ao nível dos pisos permite modelar satisfatoriamente o comportamento global dinâmico de estruturas, uma vez que sendo estas solicitadas lateralmente é possível admitir as lajes como diafragmas rígidos, e os pilares como os únicos elementos contribuidores para a rigidez lateral. Ainda, admite-se que os pilares são axialmente rígidos.

Assim, utilizou-se o *software SAP2000* criando duas estruturas de edifícios adjacentes em elementos finitos, sujeitas ao sismo El Centro e com as mesmas propriedades dinâmicas referidas na secção anterior, com o objetivo de validar os resultados obtidos com os modelos simplificados programados em *MATLAB*.

No caso do modelo realizado com o *SAP2000*, as equações do movimento dinâmico serão resolvidas com o método de integração numérica de Newmark com um passo fixo de tempo de $5 \times 10^{-5}s$. Apenas o caso de impactos entre as estruturas na configuração 4 (Figura 2) sujeitas ao sismo El Centro será mostrado para validação.

Os períodos naturais obtidos com o *MATLAB* para a estrutura 1 foram: $T_1 = 0,463s$, $T_2 = 0,162s$, $T_3 = 0,106s$ e $T_4 = 0,087s$; e para a estrutura 2 foram: $T_1 = 0,285s$, $T_2 = 0,102s$ e $T_3 = 0,072s$. Por sua vez, os períodos naturais calculados com o *SAP2000* para a estrutura 1 foram: $T_1 = 0,467s$, $T_2 = 0,152s$, $T_3 = 0,097s$ e $T_4 = 0,071s$, e para a estrutura 2 foram: $T_1 = 0,290s$, $T_2 = 0,104s$ e $T_3 = 0,073s$.

A Figura 4 apresenta a comparação entre os resultados obtidos com os dois modelos em termos de deslocamentos e forças de impacto. Para esta validação, apresenta-se apenas os resultados dos pisos onde se verificou impactos. Optou-se por adicionar os 2 cm de separação entre os edifícios, aos deslocamentos do edifício 2, por forma a verificar em termos de deslocamentos, o momento em que a condição de impacto se confirma. Através dos resultados obtidos é possível verificar que as respostas em termos de deslocamentos e forças de impacto são bastante próximas. Os períodos naturais são também muito próximos, as respostas de deslocamentos apresentam erros de Root Mean Square na ordem dos 0,1 % – 0,2 % e o número e a ocorrência dos impactos são praticamente coincidentes nos dois modelos. Contudo, a magnitude dos impactos difere, uma vez que o SAP2000 não possui o modelo de Kelvin-Voigt como um modelo de abertura (qap), sendo necessário algumas adaptações. Assim, associado ao elemento gap está uma mola, cuja rigidez terá de ser suficientemente grande (cerca de 100 k_{imp}) para que as forças sejam transmitidas, quando a abertura fecha devido a uma colisão. As forças de impacto são, portanto, determinadas através do uso de um elemento de ligação linear com propriedades elásticas e dissipativas (respetivamente, uma mola e um amortecedor em paralelo) em série com o elemento qap. A rigidez de impacto possui o mesmo valor referido na secção 2,4, e a constante de amortecimento de impacto, que depende do CR, será diretamente calculado através da Equação 8 usando o valor CR = 0,65. A Figura 5 apresenta as estruturas deformadas dos edifícios no momento após um impacto ocorrido aos 2.6s.



Figura 4 Comparação das respostas obtidas com o modelo MATLAB e o modelo SAP2000



Figura 5 Estruturas deformadas imediatamente após impacto aos 2,6s (SAP2000)

3.2 Configurações dos edifícios

Nesta subsecção os resultados das diferentes configurações sujeitas aos três sinais sísmicos considerados serão apresentados, por forma a compreender como as colisões estruturais influenciam o comportamento dinâmico dos edifícios adjacentes em termos de deslocamentos relativos de piso, deslocamentos relativos entre pisos, forças laterais elásticas e forças de corte por piso. Ainda, será feita uma análise do equilíbrio energético, baseada na interação das estruturas nas várias configurações.

Devido à quantidade substancial de dados apenas se apresentam nos Quadro 2 e 3 os resultados das respostas máximas absolutas em termos de deslocamentos entre pisos (*Drift*) e forças elásticas laterais das duas estruturas sujeitas aos sismos de El Centro e Loma Prieta para as várias configurações. Contudo, as conclusões serão baseadas em todos os resultados obtidos com os três sinais sísmicos.

Os períodos fundamentais das estruturas isoladas (sem impactos) com 3, 4 e 5 pisos (casos CO3, CO4 e CO5, respetivamente) são no

caso da estrutura 1: $T_{co3} = 0,360s$, $T_{c04} = 0,463s$, $T_{c05} = 0,567s$; e estrutura 2: $T_{co3} = 0,285s$, $T_{c04} = 0,367s$, $T_{co5} = 0,449s$.

Refere-se que as forças laterais nos Quadros 2 e 3 apresentam resultados positivos e negativos, associados ao máximo absoluto que poderá ocorrer na direção do impacto (em direção à estrutura adjacente), ou na direção contrária (na direção do ricochete após o impacto). Assim, pela observação do exemplo na Figura 4 verifica-se que no caso da estrutura 1 a direção do impacto é positiva e negativa na direção contrária, e no caso da estrutura 2 a direção do impacto é negativa e é positiva no ricochete.

Os deslocamentos por piso tendem no geral a ser reduzidos devido às colisões, sobretudo na direção dos impactos devido ao bloqueio mútuo dos edifícios. Não obstante, sabe-se que esta redução não é benéfica, e é na realidade acompanhada por danos locais consideráveis, assim como uma influência significativa nos deslocamentos entre pisos, forças de corte e demandas de energia.

Verifica-se pelos resultados apresentados nos Quadros 2 e 3, que as respostas máximas de deslocamentos entre pisos e forças laterais sofrem aumentos nos pisos da estrutura mais alta acima do edifício mais baixo, sendo que estes acontecem, no geral, na direção do impacto. Refere-se ainda, que estas conclusões são consistentes com os resultados obtidos com o sismo de Northridge. Este aumento é também consistente nas forças de corte, particularmente, nas configurações 4 e 5 (Figura 6).

Quando os edifícios possuem a mesma altura (configuração 1), a estrutura mais flexível é no geral mais afetada pelas colisões. A adição de pisos à estrutura 2 (anteriormente a mais rígida) conduz à sintonização dos períodos naturais na configuração 2, onde as estruturas vibram em fase e, portanto, não colidem (razão pela qual esta configuração não se apresenta nos Quadros 2 e 3). Na configuração 3, verifica-se que a estrutura 2 passa a ser mais suscetível às colisões.

Nas configurações 4 e 5, a estrutura 1 possui mais pisos, tornando-a mais flexível, aumentando assim, a diferença entre as propriedades dinâmicas das estruturas. Nestes casos (configurações 4 e 5) e face à configuração 1, a estrutura 1 sofre no geral, reduções das



Figura 6 Forças de corte por piso mínimas e máximas para a quarta configuração

Diana		Edifício 1					Edifício 2				
Pis	DS	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
602	D	0,011948	0,009313	0,005058			0,008039	0,006108	0,003166		
C03	FEL	-3,00E+05	-3,90E+05	-4,23E+05			-4,37E+05	-6,18E+05	-6,54E+05		
60.4	D	0,020605	0,017217	0,01174	0,006007		0,010384	0,010384	0,006591	0,003395	
C04	FEL	-2,90E+05	-4,80E+05	-5,34E+05	-5,03E+05		-4,15E+05	-5,94E+05	6,73E+05	7,02E+05	
CEOE	D	0,018386	0,016645	0,01372	0,009537	0,005085	0,015493	0,013704	0,010591	0,006835	0,003535
CF05	FEL	-2,84E+05	-3,00E+05	-3,54E+05	-4,15E+05	4,26E+05	-3,70E+05	-6,44E+05	-7,99E+05	-7,73E+05	-7,31E+05
	D	0,011052 (8%)	0,008712 (7%)	0,005118 (-1%)			0,008011 (0%)	0,006053 (1%)	0,003132 (1%)		
C1	FEL	-3,64E+05 (-18%)	5,66E+05 (-31%)	-4,28E+05 (-1%)			-4,69E+05 (-7%)	-6,77E+05 (-9%)	6,48E+05 (1%)		
	FI	0	0	-7,76E+06			0	0	7,76E+06		
	NI	0	0	4			0	0	4		
	D	0,011344 (5%)	0,008771 (6%)	0,009356 (-46%)			0,014881 (4%)	0,012231 (12%)	0,011526 (-8%)	0,010094 (-32%)	0,005065 (-30%)
62	FEL	-6,99E+05 (-57%)	5,84E+05 (-33%)	-7,83E+05 (-46%)			-6,83E+05 (-46%)	-1,11E+06 (-42%)	-1,31E+06 (-39%)	-1,28E+06 (-40%)	-1,05E+06 (-30%)
63	FI	0	-4,20E+05	-1,31E+07			0	4,20E+05	1,31E+07		
	NI	0	1	7			0	1	7		
	D	0,015862 (30%)	0,013876 (24%)	0,010948 (7%)	0,012705 (-53%)		0,008081 (-1%)	0,005744 (6%)	0,003874 (-18%)		
64	FEL	7,79E+05 (-63%)	7,70E+05 (-38%)	1,00E+06 (-47%)	1,06E+06 (-53%)		1,32E+06 (-67%)	-1,12E+06 (-45%)	8,01E+05 (-18%)		
C4	FI	0	-8,33E+06	-1,73E+07			0	8,33E+06	1,73E+07		
	NI	0	2	8			0	2	8		
	D	0,016872 (9%)	0,016158 (3%)	0,013572 (1%)	0,013885 (-31%)	0,008297 (-39%)	0,008303 (-3%)	0,00694 (-12%)	0,004215 (-25%)		
CE	FEL	-4,74E+05 (-40%)	5,64E+05 (-47%)	-9,11E+05 (-61%)	8,12E+05 (-49%)	6,94E+05 (-39%)	8,02E+05 (-45%)	-8,95E+05 (-31%)	8,72E+05 (-25%)		
CS	FI	0	-5,26E+06	-1,49E+07			0	5,26E+06	1,49E+07		
	NI	0	2	16			0	2	16		

Quadro 2 Máximos absolutos das estruturas sujeitas ao sismo El Centro

Pisos		Edifício 1					Edifício 2				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
	D	0,014296 (6%)	0,011753 (13%)	0,006783 (15%)			0,009963 (8%)	0,007925 (0%)	0,004162 (4%)		
C1	FEL	6,25E+05 (-37%)	7,40E+05 (-37%)	-5,68E+05 (15%)			9,94E+05 (-26%)	-8,60E+05 (1%)	-8,60E+05 (4%)		
CI	FI	0	-3,15E+06	-1,25E+07			0	3,15E+06	1,25E+07		
	NI	0	2	10			0	2	10		
	D	0,012788 (19%)	0,011613 (14%)	0,008073 (-3%)			0,011676 (-1%)	0,010016 (-3%)	0,008968 (1%)	0,009194 (-21%)	0,004979 (-16%)
FEL	FEL	-7,40E+05 (-47%)	6,71E+05 (-30%)	-6,76E+05 (-3%)			8,31E+05 (-39%)	-1,09E+06 (-41%)	-1,07E+06 (-43%)	-1,22E+06 (-43%)	-1,03E+06 (-16%)
CS	FI	0	-3,76E+06	-1,58E+07			0	3,76E+06	1,58E+07		
	NI	0	1	7			0	1	7		
	D	0,014142 (24%)	0,010597 (24%)	0,008792 (22%)	0,01013 (-35%)		0,009993 (8%)	0,008051 (-2%)	0,004376 (-1%)		
C A	FEL	7,91E+05 (-54%)	6,27E+05 (-20%)	7,66E+05 (-47%)	8,48E+05 (-35%)		1,18E+06 (-38%)	-1,06E+06 (-18%)	-9,05E+05 (-1%)		
C4	FI	0	-6,99E+06	-1,35E+07			0	6,99E+06	1,35E+07		
	NI	0	1	14			0	1	14		
	D	0,013685 (41%)	0,009847 (85%)	0,008683 (61%)	0,01405 (-34%)	0,008023 (-33%)	0,009762 (11%)	00,007925 (0%)	0,004247 (2%)		
<u> </u>	FEL	4,44E+05 (-36%)	5,83E+05 (-35%)	-1,01E+06 (-49%)	7,82E+05 (-46%)	6,72E+05 (-33%)	-8,74E+05 (-16%)	-9,29E+05 (-6%)	-8,78E+05 (2%)		
0	FI	0	-4,07E+06	-1,47E+07			0	4,07E+06	1,47E+07		
	NI	0	2	8			0	2	8		

Quadro 3 Máximos absolutos das estruturas sujeitas ao sismo Loma Prie	eta
---	-----

respostas máximas em termos de deslocamentos entre pisos e forças de corte nos pisos abaixo do piso superior do edifício mais baixo. Contudo, na configuração 5 sujeita ao sismo de El Centro (que possui um período dominante mais próximo do período fundamental da estrutura 1), verificam-se menores reduções das respostas máximas de deslocamentos entre pisos e forças de corte. Por outro lado, a estrutura 2 tende a ser mais suscetível às forças de impacto, sobretudo, em termos de forças laterais. Os deslocamentos entre pisos e forças de corte máximas tendem a ter aumentos no piso superior da estrutura 2, quando sujeita aos sismos El Centro e Northridge. Verifica-se também, que as respostas com impactos foram mais agravadas nos casos dos edifícios sujeitos aos sismos El Centro e Northridge, provavelmente devido à proximidade do período dominante de excitação e período fundamental das estruturas. O número e magnitude dos impactos tendem a aumentar para as configurações em que as alturas dos edifícios são diferentes e para pisos superiores.

Analisa-se agora as respostas em termos de energias representadas na Figura 7, considerando, por exemplo, a configuração 5 sujeita ao sismo El Centro. Verifica-se na Figura 7a, que a estrutura 2 dissipa mais energia que a energia que entra. Tal não aconteceria se não houvesse impactos. A interação das estruturas através dos impactos leva à transferência, recebimento e/ou dissipação da energia, conduzindo à situação representada na Figura 7b. As Figuras 7c e 7d representam, respetivamente, a energia estrutural e a energia transferida por piso de cada estrutura para o cenário mencionado, onde se verifica maior energia estrutural nos pisos superiores e maior quantidade de energia transferida nos pisos onde ocorrem impactos. As Figuras 8 a 10 apresentam a transferência de energia para as várias configurações e sinais sísmicos considerados. A Figura 8 ainda apresenta a energia estrutural para as várias configurações sujeitas ao sismo El Centro.

Conclui-se através das Figuras 8a e 8b (consistente com restantes sinais sísmicos), que a energia estrutural tende a sofrer maiores variações na existência de impactos, sendo mais claro nas configurações em que as alturas dos edifícios são diferentes. Observando a energia transferida devido às colisões, verifica-se naturalmente que mais energia é transferida que recebida, sendo que a restante é dissipada pelos impactos. Isto deve-se ao valor do CR considerado ser inferior a um. No geral, nas configurações onde os edifícios têm alturas diferentes, verifica-se mais trocas de energia devido à quantidade e intensidade superior dos impactos.

A transferência de energia depende do sinal sísmico, uma vez que a estrutura 1 transferiu mais energia para a estrutura 2 quando sujeita ao sismo El Centro e menos energia quando sujeita ao sismo Loma Prieta. No caso do sismo Northridge, menos trocas de energia são justificadas pelo número e intensidade inferior dos impactos.

Quando as estruturas possuem a mesma altura, a transferência de energia dá-se da estrutura com mais massa e mais rígida para a de menor massa e mais flexível. Contudo, quando as estruturas têm alturas desiguais, diferentes resultados podem ser obtidos. É o caso das configurações 4 e 5, considerando os sismos El Centro e Northridge, que com a adição de pisos à estrutura 1 original levou a uma direção de transferência de energia diferente. Pela observação da configuração 3, onde a estrutura 2 (originalmente a mais rígida e massiva) possui mais pisos, verifica-se que esta transfere sempre energia para a estrutura 1, independentemente do sismo.



Figura 7 Resposta de energias das estruturas sujeitas ao sismo El Centro na configuração 5



Figura 8 Energia estrutural e transferida nas configurações considerando o sismo El Centro



Figura 9 Energia transferida nas várias configurações considerando o sismo Loma Prieta

Colisões estruturais induzidas por sismos entre estruturas de edifícios adjacentes com alturas diferentes Pedro Folhento, Rui Barros, Manuel Braz-César



Figura 10 Energia transferida nas várias configurações considerando o sismo Northridge

4 Conclusões

O presente estudo abordou o comportamento dinâmico de edifícios com alturas iguais ou desiguais sob impactos estruturais induzidos por sismos. Para tal, usaram-se modelos simplificados, validados com um modelo em elementos finitos equivalente.

Verificou-se que as respostas máximas absolutas em termos de deslocamentos entre pisos, forças laterais elásticas e forças de corte por piso sofrem aumentos nos pisos do edifício mais alto acima do edifício mais baixo, nomeadamente, na direção dos impactos. Por outro lado, determinadas respostas máximas dos pisos do edifício mais alto abaixo do piso superior do edifício mais baixo tendem a sofrer reduções devido às colisões.

O número e a intensidade máxima dos impactos aumentam para pisos superiores e geralmente aumentam quando os edifícios têm alturas diferentes.

A interação das estruturas através de impactos estruturais modifica o equilíbrio energético. Observou-se que a tendência de transferência de energia, da estrutura mais rígida e massiva para a estrutura flexível e de menor massa, pode ser alterada quando os edifícios possuem alturas diferentes. Esta transferência de energia agrava o comportamento dinâmico conduzindo a amplificações das respostas das estruturas, particularmente, quando os edifícios possuem alturas diferentes.

No entanto, este estudo envolveu estruturas com comportamento elástico, o que pode sobrestimar o número e intensidade dos impactos, e subestimar os deslocamentos. Estudos futuros deverão incluir o comportamento inelástico adaptado aos modelos simplificados e a consideração de sismos representativos de uma região sísmica.

Agradecimentos

Este artigo foi desenvolvido no âmbito do doutoramento, em curso, do primeiro autor, e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/139570/2018 no

âmbito do programa POCH (N2020 – P2020), e financiado pelo Fundo Social Europeu (FSE) e fundos nacionais do MCTES. Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Referências

- Cole, G.L.; Dhakal, R.P.; Carr, A.J.; Bull, D.K. "Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage," New Zealand Society of Earthquake Engineerings (NZSEE) Conference, 26-28 March, Wellington, NZ, 2010.
- [2] Karayannis, C.; Favvata, M. "Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 34(1), pp. 1-20, 2005.
- [3] Karayannis, C.; Favvata, M. "Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures", Structural Engineering and Mechanics, vol.20(5), pp. 505-526, 2005.
- [4] Abdel Raheem, S. "Mitigation measures for earthquake induced pounding effects on seismic performance of adjacent buildings", Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 12, pp. 1705-1724, 2014.
- [5] S. Abdel Raheem, M. Fooly, A. Abdel Shafy, Y. Abbas, M. Omar, M. Abdel Latif, S. Mahmoud, "Seismic pounding effects on adjacent buildings in series with different alignment configurations", Steel and Composite Structures, vol.28(3), pp.289–308, 2018.
- [6] Abdel Raheem, S.; Fooly, M.; Abdel Shafy, A.; Taha, A.Y.; Abbas, Abdel Latif, M. – "Numerical simulation of potential seismic pounding among adjacent buildings in series", Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 17, pp. 439-471, 2019.
- [7] Elwardany, H.; Seleemah, A.; Jankowski, R. "Seismic pounding behavior of multi-story buildings in series considering the effect of infill panels", Engineering Structures, vol. 144, pp. 139-150, 2017.
- [8] Naderpour, H.; Khatami, S.; Barros, R.C. "Prediction of Critical Distance Between Two MDOF Systems Subjected to Seismic Excitation in Terms of Artificial Neural Networks", Periodica Polytechnica Civil Engineering, vol. 61(3), pp. 516-529, 2017.

- [9] Khatami, S.M.; Naderpour, H.; Barros, R.C.; Jankowski, R. "Verification of Formulas for Periods of Adjacent Buildings Used to Assess Minimum Separation Gap Preventing Structural Pounding during Earthquakes", Advances in Civil Engineering, Hindawi, https:// doi.org/10.1155/2019/9714939, Article ID 9714939, 8 pages, 2019.
- [10] Khatami, S.; Naderpour, H.; Razavi, S.; Barros, R.C.; Jakubczyk-Gałczyńska, A.; Jankowski, R. "Study on Methods to Control Interstory Deflections", Geosciences, vol. 10(2), 75, 2020. R.
- [11] Valles-Mottex, R.E.; Reinhorn, A.M. "An energy approach to pounding of structures", Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996, Paper No. 2106.
- [12] Mate, N.; Bakre, S.; Jaiswal, O. "Seismic Pounding of Adjacent Linear Elastic Buildings with Various Contact Mechanisms for Impact Simulation," Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), vol. 16(3), pp. 383-415, 2015.
- [13] Jankowski, R.; Mahmoud, S. Earthquake-Induced Structural Pounding, Switzerland: Springer, 2015.
- [14] MATLAB 9.6.0.1072779 (R2019a), Natick, Massachusetts, USA: The MathWorks, Inc.
- [15] CSI "SAP2000 Modeling and calculation of structures through finite elements – Structural Analysis Program," Computers & Structures Inc., Berkeley, California.
- [16] Rayleigh, J.W.S. Theory of Sound, Vol. 1, New York, USA: Dover, 1945.
- [17] European Committee for Standardization (ECS) Eurocode 2 (EC2), EN1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium, 2004.

- [18] European Committee for Standardization (ECS) Eurocódigo 1 (EC1), NP EN1991-1-1: Acções em estruturas - Part 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Brussels, Belgium, 2009.
- [19] European Committee for Standardization (ECS) Eurocode 8 (EC8): Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1), Brussels, Belgium, 2004.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) strong ground motion data base.
 - https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases.
- [21] Seismosoft (2021) SeismoMatch version 2021. http://www.seismosoft.com.
- [22] Anagnostopoulos, S. "Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 33, pp. 897-902, 2004.
- [23] Komodromos, P.; Polycarpou, P.; Papaloizo, L.; Phocas, M. "Response of seismically isolated buildings considering poundings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 36, pp. 1605–1622, 2007.
- [24] Jankowski, R. "Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 39, pp. 349-354, 2010.
- [25] Anagnostopoulos, S. "Pounding of buildings in series during earthquakes," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 16, pp. 443-456, 1988.

а

Edifícios existentes de betão armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo

Existing reinforced concrete buildings in Benfica, Lisbon – Structural characterization and seismic safety assessment of a typical building

Valter Xavier Rita Couto Rita Bento

Resumo

À semelhança de muitos países europeus, o território português é uma região de sismicidade moderada e grande parte do seu parque habitacional é constituído por edifícios de betão armado (BA) construídos entre 1950 e 1983. Este período de construção é caracterizado pelo dimensionamento de edifícios com base em regulamentos sem ou com disposições sísmicas simplificadas, conduzindo a edifícios vulneráveis. Dado que o conhecimento estrutural do parque habitacional é fundamental para estimar a vulnerabilidade sísmica dessa zona, as propriedades estruturais dos edifícios de BA localizados em Benfica foram recolhidas, agrupadas numa base de dados e submetidas a um tratamento estatístico. De seguida, foi selecionado o edifício mais representativo da análise, modelado e calibrado a partir de resultados de teste de vibração ambiental. A avaliação e a verificação de segurança sísmica foram realizadas conforme os procedimentos dispostos na Parte 3 do Eurocódigo 8 (Anexo A) e respetivo Anexo Nacional. Por fim, dimensionou-se uma solução de reforço sísmico com base nas vulnerabilidades estruturais detetadas.

Abstract

Portugal, as many European countries, is significantly prone to seismic hazard. Moreover, reinforced concrete (RC) buildings built between 1950 and 1983 are a large part of the residential building stock of most Portuguese cities. This construction period marks a time in which RC buildings were designed following codes without or only simplified seismic provisions, thus leading, most likely, to seismic vulnerabilities. Considering that a proper structural knowledge regarding the building stock of a certain city is crucial to estimate its seismic vulnerability, the structural properties of RC buildings located in Benfica were gathered, then combined in a database and later subjected to a statistical processing. Following this assessment, the most representative building was selected, modelled, and calibrated from the results of in situ ambiental vibrations tests. The seismic assessment and its safety verification were performed in accordance with the procedures set out in Part 3 of Eurocode 8 (Annex A) and its National Annex. Finally, a retrofitting solution was designed based on the structural deficiencies identified in the previous assessment.

Palavras-chave: Caracterização estrutural / Edifícios de betão armado / / Avaliação sísmica / Análise estática não-linear / Vulnerabilidade sísmica / Reforço sísmico Keywords: Structural characterization / Reinforced concrete buildings / Seismic assessment / Non-linear static analysis / Seismic vulnerability / / Seismic retrofit Edifícios existentes de betão armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo Valter Xavier, Rita Couto, Rita Bento

Valter Xavier

Mestre em Engenharia Civil Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal valter.xavier@tecnico.ulisboa.pt

Rita Couto

Aluna de Doutoramento em Engenharia Civil CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal rita.g.couto@tecnico.ulisboa.pt

Rita Bento

Professora Catedrática CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

XAVIER, V., [*et al.*] – Edifícios existentes de Betão Armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 31-46.

1 Introdução

A atividade sísmica em Portugal tem sido encarada com alguma passividade, apesar de ter marcado negativamente a história do país devido às elevadas perdas de vidas humanas e de bens materiais [1]. Nas últimas quatro décadas do século XX registou-se um crescimento demográfico substancial na cidade de Lisboa que levou à construção de um elevado número de edifícios residenciais numa época em que os regulamentos construtivos dispunham pouca ou nenhuma informação relativa ao dimensionamento de estruturas sujeitas à ação sísmica [2]. Em Portugal, os primeiros regulamentos a considerar disposições sísmicas simples foram o RSCCS [3] e o RSEP [4], sendo que apenas em 1983 foi introduzido o REBAP [5] aplicado em conjunto com o RSA [6], o primeiro regulamento que estabelecia requisitos de desempenho sísmico adequados e restritivos. Tendo em conta que existe uma grande percentagem de edifícios em Lisboa construídos antes de 1983 é premente a necessidade de os identificar, caracterizar e avaliar a sua capacidade resistente [2]. Neste contexto, destacam-se os edifícios porticados de betão armado construídos entre 1960 e 1980 uma vez que apresentam diversas vulnerabilidades sísmicas, tais como elementos estruturais pouco dúcteis e com baixa capacidade de dissipação de energia, irregularidades em altura e planta, presença de suporte indireto viga-viga, percentagem de armadura longitudinal e transversal insuficientes e, principalmente para os edifícios construídos até à década de 70, armaduras lisas [7], [8].

A melhoria da resiliência ao risco sísmico de centros urbanos é uma atividade desafiante, mas necessária para a mitigação do impacto dos sismos nos mesmos. Avaliar a vulnerabilidade sísmica de um número elevado de edifícios singulares, à microescala, é uma estratégia apropriada, contudo requer um enorme esforço computacional e de recursos humanos. Em alternativa, é possível fazer uma avaliação expedita da resistência sísmica do parque edificado, analisando um número limitado de edifícios considerados representativos de todo o edificado, realizar análises mais avançadas e estender os resultados obtidos a todo o centro urbano, desenvolvendo metodologias para a avaliação da resiliência sísmica do parque edificado, à macroescala. Desta forma, é necessário identificar as zonas mais vulneráveis à ação sísmica e definir áreas de prioridade de intervenção.

Bal et al., (2008) [9], procedeu à caracterização do edificado de betão armado na região de Marmara, na Turquia, para o uso de modelos de avaliação de risco e perdas (incluindo o estudo do efeito das soluções de reparação e reforço). Silva *et al*. (2015) [10], analisou um conjunto de desenhos estruturais de edifícios de betão armado em Portugal, de forma a estimar a distribuição probabilística de um conjunto de parâmetros e gerar pórticos capazes de reproduzir as características estruturais do edificado português. Este estudo permitiu desenvolver um conjunto de funções e modelos de vulnerabilidade para as diferentes propriedades e tipologias das estruturas analisadas. Vicente et al. (2015) [11], procedeu à caracterização tipológica e construtiva do património do Bairro Ribeirinho em Faro, com o objetivo de avaliar a vulnerabilidade sísmica do bairro. Furtado et al. (2015) [12], analisou um conjunto de edifícios de BA com paredes de alvenaria em Portugal e cruzou os dados observados com estudos realizados ao longo do país, de Itália e da Turquia. Este estudo permitiu também comparar as caraterísticas dos edifícios observados em função da distribuição do edificado, do ano de construção e as épocas das implementações de regulamentos.

Com base nos trabalhos elaborados por estes autores, procedeu--se à caracterização estrutural dos edifícios de betão armado na freguesia de Benfica em Lisboa e ao armazenamento da informação recolhida numa base de dados. De seguida elaborou-se uma análise estatística detalhada com vista a contribuir para a caraterização da vulnerabilidade sísmica do edificado existente de BA à macroescala e, simultaneamente, selecionar um edifício representativo e proceder à avaliação do seu desempenho sísmico de acordo com a Parte 3 do EC8 [13].

A avaliação sísmica de um determinado parque habitacional pode ter vários fins como, por exemplo, traçar um mapa de vulnerabilidade sísmica, melhorar o controlo dos danos provocados por sismos nos edifícios e identificar os casos mais condicionantes para, possivelmente, dimensionar uma solução de reforço [14].

Em 2021, a Câmara Municipal de Lisboa, lançou o programa ReSist [15], um Programa Municipal de Promoção de Resiliência Sísmica, para o parque edificado privado, municipal e infraestruturas urbanas municipais, sendo que, como o próprio nome indica, o programa ReSist tem como objetivo principal melhorar a resiliência ao risco sísmico na Cidade de Lisboa. O trabalho aqui apresentado insere-se em várias das ações específicas definidas no programa ReSist [15] com vista à concretização dos objetivos estratégicos e operacionais do Programa, destacando-se, em particular, as ações seguintes:

- EP1/EM1 Avaliação expedita da resistência sísmica do parque edificado;
- EP2/EM2/IM3 Identificação de fontes de complemento de informação;
- EP3/EM3 Produção de cartografia de vulnerabilidade sísmica do parque edificado;
- EP4/EM4 Atualização da metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios singulares, à microescala.

2 Caraterização do parque habitacional - Freguesia de Benfica

Com o intuito de caracterizar o parque habitacional da freguesia de Benfica, recolheram-se todas as propriedades estruturais dos edifícios de betão armado construídos antes de 1983 através dos projetos e plantas disponíveis no Arquivo Municipal de Lisboa, procedendo de seguida ao armazenamento da informação numa base de dados. Na Figura 1 apresenta-se o mapa da freguesia de Benfica (delimitada a traço-interrompido encarnado) e a zona de recolha de informação (delimitada a traço-interrompido amarelo). A execução de levantamento de dados é um processo moroso e complexo, pelo que se restringiu a zona de recolha de informação para metade do parque habitacional, devido à grande dimensão da freguesia de Benfica.

Neste processo foram analisados 813 números de obra no total, sendo que 161 números de obra não têm qualquer informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa.





Figura 1 Zona de Benfica delimitada a traço-interrompido encarnado (a) e zona de recolha de informação delimitada a traço-interrompido amarelo (b)

Os dados recolhidos na zona identificada na Figura 1 foram agrupados no ArcGIS [16] numa base de dados em modelo vetorial de forma temática e lógica em função das especificações pretendidas.

A Tabela 1 apresenta a descrição das categorias que foram adicionadas à base de dados.

Cada conjunto de atributos foi sujeito a diferentes distribuições probabilísticas (normal, lognormal, exponential, gamma, beta e weibull) e os parâmetros de probabilidade estatísticos foram obtidos através do princípio de máxima verosimilhança. De forma a consolidar a aproximação, calculou-se a média e o coeficiente de variação (COV), que quantifica a dispersão dos dados de uma amostra. Por fim, avaliou-se a qualidade de ajuste com o teste do qui-quadrado de *Pearson*, também designado por *Chi-Square test*, para os níveis de significância de 1 %, 5 % e 10 %.

Uma boa aproximação de distribuição de probabilidades requer uma amostra significativa. Assim, para os atributos em que se obteve uma amostra reduzida e, por consequência, uma amostra de dimensão não válida, não se aplicou nenhuma distribuição de probabilidade.

De seguida apresenta-se o tratamento estatístico da amostra obtida (que corresponde a todos os edifícios que contêm informação disponível no Arquivo Municipal de Lisboa) para cada atributo descrito na Tabela 1, sendo que, em alguns casos, os resultados foram comparados com alguns dos valores indicados no Eurocódigo 2 (EC2) [17] e com outros estudos semelhantes a este.

Tabela 1 Frequência de referência dos blocos

Categoria	Atributos
Informação genérica	Número de obra, ano de construção, tipo de ocupação (residencial, comercial ou misto)
Características estruturais globais	Número de pisos (elevados e subterâneos), altura do primeiro e restantes pisos, materiais utilizados, tipo de estrutura, classe de betão e aço empregues, tipo de configuração (pórtico ou misto), tipo de laje e a sua espessura
Características estruturais específicas dos elementos de betão armado (pilares, paredes e vigas)	Pormenorização das secções dos elementos estruturais, quantidade de armadura longitudinal e transversal, piso onde ocorrem as mudanças de secção transversal e de armadura
Irregularidades	Presença de pisos vazados e/ou irregularidades em planta ou altura, e o piso da irregularidade

2.1 Características dos materiais de construção

A caracterização dos materiais empregues na construção do edificado é importante, pois permite comparar os diferentes materiais entre si e definir as relações constitutivas para a análise estrutural (por exemplo, as relações constitutivas para o betão e o aço), ou o valor das cargas verticais. Esta caracterização foi a única realizada sem aproximação de uma distribuição de probabilidade, uma vez que não se trata de uma categoria numérica.

As paredes divisórias interiores são frequentemente de alvenaria de tijolo. Quanto aos materiais não estruturais aplicados nas fachadas dos edifícios, destacam-se: o Evinel e o Marmorite. O pavimento mais recorrente é o mosaico hidráulico para as cozinhas e instalações sanitárias, incluindo os tacos de madeira para os quartos e salas. Em relação aos materiais estruturais, é importante referir que poucos edifícios contêm informação acerca da classe do betão e do aço. Todavia, analisando os poucos dados disponíveis, destacam-se a classe de betão B225 e a classe de aço A40, normalmente de varões lisos para os edifícios construídos até à década de 70.

2.2 Caraterização geral do parque habitacional

Numa primeira fase dividiram-se os edifícios pelo tipo de configuração estrutural: pórtico (constituído apenas por pilares, vigas e lajes) e misto pórtico-parede resistente (constituído por pilares, vigas, lajes e paredes estruturais). É importante referir que a classificação usada para edifício misto não é exatamente a definida na Parte 1 do Eurocódigo 8 [30]; considerou-se edifício misto, todo

o edifício que tivesse pelo menos uma parede resistente de BA, em pelo menos uma das direções. A resistência sísmica das estruturas mistas é garantida pelas forcas de interação do efeito pórticoparede, enquanto nas estruturas porticadas a resistência sísmica está associada, essencialmente, à capacidade resistente de flexão e corte dos pórticos (vigas e pilares). Esta informação é importante porque permite comparar e identificar as diferenças do tipo de estrutura em função do ano de construção e do número de pisos. É expectável que os edifícios mais altos tenham estrutura mista, de forma a tirar partido dos benefícios do efeito de pórtico-parede em altura. Simultaneamente, espera-se que exista um maior número de edifícios antigos do tipo pórtico em relação aos edifícios do tipo misto, uma vez que, ao longo do tempo, ocorreram alterações nos regulamentos estruturais, evoluindo com a necessidade de se construir em altura (de forma a aproveitar as áreas de implantação dentro das cidades) e com a evolução do conhecimento.

No total de edifícios analisados e através dos respetivos projetos de estrutura, observou-se que cerca de 64 % correspondem a edifícios do tipo pórtico e 36 % correspondem a edifícios do tipo misto. A Figura 2 apresenta o mapa temático do edificado analisado em função do tipo de configuração estrutural (encarnado para os edifícios do tipo pórtico, azul para os edifícios do tipo misto e cinzento para os edifícios sem dados).

De seguida, na Figura 3 apresenta-se o agrupamento dos edifícios em função do número de pisos: edifícios com menos de 4 pisos, com 5 a 7 pisos, com 8 a 9 pisos e ainda com ou mais de 10 pisos.

Por fim, agruparam-se os edifícios em função do ano de construção através da criação de 4 categorias, à semelhança de outros estudos [18], ou seja: edifícios construídos antes do ano de 1955 (ano de construção do edifício mais antigo observado), edifícios construídos entre o ano de 1955 e 1970 (época que começam a surgir os primeiros edifícios de betão armado regulados pelo RSCCS [3]), edifícios construídos entre o ano de 1970 e 1983 (época de construção após o surgimento do REBA [19] aplicado com o RSEP [4]) e edifícios construídos de regulamentos de dimensionamento que consideravam as ações sísmicas – RSA e REBAP [5], [6]).

Esta informação é extremamente importante pois o conhecimento do ano de construção de um edifício permite estimar o código utilizado no seu dimensionamento, relacionar as exigências do regulamento estimado com as características do edificado e determinar o nível de pormenorização e ductilidade dos seus elementos estruturais.

A Figura 4 apresenta o mapa do edificado analisado em função do ano de construção. A maioria dos edifícios foi construída entre 1955 e 1970 (69 % dos edifícios analisados), seguida da época entre 1970 e 1983 (18 % dos edifícios analisados), enquanto uma minoria foi construída antes de 1955 (9 % dos edifícios analisados) e depois de 1983 (4 % dos edifícios analisados).

A Figura 5a apresenta a análise do número de edifícios em função da época de construção e do tipo de configuração estrutural. Estes resultados permitem realçar a conclusão anterior que o pico de construção na zona de levantamento ocorreu entre 1955 e 1970, com enfase nos edifícios do tipo pórtico. Este resultado demonstra a vulnerabilidade sísmica do edificado nesta zona, uma vez que foram
dimensionados de acordo com regulamentos que contemplavam de forma simplificado o efeito da ação sísmica nas estruturas de betão armado. Por outro lado, confirma-se que o número de edifícios construídos nesta zona de levantamento após 1983 é bastante reduzido.



Figura 2 Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do tipo de configuração



Figura 3 Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função do número de andares



Figura 4 Representação temática do edificado na freguesia de Benfica em função das épocas de construção

A Figura 5b apresenta a análise do número de edifícios em função do número de andares e do tipo de configuração estrutural. A maioria dos edifícios com menos de 7 andares correspondem a estruturas do tipo de pórtico (39 % dos edifícios analisados), enquanto a generalidade dos edifícios com mais de 10 andares correspondem apenas a estruturas mistas (2 % dos edifícios analisados), sendo que, como previsto anteriormente para edifícios mais altos há uma tendência de adotar o tipo de estrutura mista. Neste contexto, concluiu-se que a área de levantamento de dados de Benfica apresenta um número substancial de edifícios do tipo pórtico com 5 a 7 andares, construídos entre o ano de 1955 e 1970.





2.3 Altura entre pisos

Relativamente à altura entre pisos, registou-se separadamente a altura do primeiro piso e a altura dos restantes pisos elevados, uma vez que é bastante comum encontrar edifícios com um pé direito superior no primeiro piso, devido à necessidade de espaços abertos para comércio ou garagens.

Pela Tabela 2 observa-se que os dados referentes à altura do primeiro piso seguem uma distribuição lognormal com uma altura média de 3,30m e um coeficiente de variação (COV) igual a 25 % para os edifícios do tipo de configuração misto, enquanto para uma configuração do tipo pórtico seguem uma distribuição gamma com uma altura média de 3,60 m e um COV de 18 %. Relativamente à altura dos restantes pisos elevados, os dados seguem uma distribuição lognormal com uma altura média de 2,85 m e um COV de 8 %, independentemente do tipo de configuração estrutural. Note-se que em nenhuma das análises, o teste chi-square foi satisfeito para cada um dos níveis de significância.

Tabela 2Análise estatística da altura dos pisos em função do tipo
de configuração

Tipo de configuração		Distribuição	Altura média [m]	COV [%]	Chi- -square [%]	
ĺ		Piso térreo	Lognormal	3,30	25	NS
	Misto	Pisos elevados	Lognormal	2,80	5	NS
		Piso térreo	Gamma	3,60	18	NS
	Pórtico	Pisos elevados	Lognormal	2,90	11	NS

* NS – Não Satisfaz

2.4 Espessura das lajes

No estudo deste atributo decidiu-se separar a amostra no tipo de estrutura com o objetivo de avaliar possíveis diferenças entre si. Em relação à espessura das lajes em edifícios do tipo misto, o melhor ajuste para esta amostra foi a uma distribuição gamma com uma média de 0,155 m e um COV de 18 %, enquanto em edifícios do tipo pórtico, o melhor ajuste foi a uma distribuição lognormal com uma média de 0,153 m e um COV de 21 %, sendo que, em nenhuma das análises, o teste chi-square foi satisfeito para cada um dos níveis de significância e portanto, não se consideram adequadas. Estes resultados sugerem que não existem diferenças significativas no valor de espessura das lajes de BA entre os dois tipos de configuração estrutural.

A Figura 6 apresenta os dados observados relativos à espessura das lajes de todos edifícios de BA. Note-se que no âmbito da análise estatística a este atributo não foi possível aproximar nenhuma distribuição de probabilidades face à concentração destes resultados a três valores na mesma amostra. Analisando o histograma representado na Figura 6, é possível constatar que a espessura média das lajes dos edifícios de Benfica é de 0,15m e um COV de 20 %, sendo que, destacam-se os seguintes valores: 0,125 m, 0,145 m e 0,20 m. De acordo com um estudo semelhante realizado a edifícios de BA em Portugal [10], as lajes de edifícios construídos antes de 1983 têm uma espessura média de 0,17m e um COV de 19 %, pelo que se considera o resultado obtido coerente com estes.



Figura 6 Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da espessura da laje

2.5 Dimensões das secções dos elementos estruturais

Relativamente às dimensões das secções dos elementos estruturais os dados observados foram analisados em função do número de pisos e a época de construção, respetivamente, de cada edifício, sendo que, à semelhança do trabalho realizado por Silva *et al.* em 2015 [10], durante a recolha de informação verificou-se, frequentemente, que os pórticos de BA de um determinado edifício foram os únicos elementos estruturais a serem considerados para a capacidade resistente lateral no dimensionamento. Este tipo de abordagem permitia desprezar todos os elementos que fossem construídos principalmente para estética ou como suporte para elementos secundários (como por exemplo, as varandas).

No que diz respeito ao comprimento da secção (maior dimensão) de cada pilar, os resultados obtidos indicam uma forte influência no

valor das suas dimensões, e consequentemente da área da secção transversal, em função do número de pisos e da época de construção. A dependência da secção dos pilares com a altura do edifício devese, certamente, aos valores das cargas axiais, mais elevados em edifícios mais altos, o que, consequentemente, leva a pilares de maiores secções. Quanto à época de construção, o aumento da área da secção dos pilares deve-se, provavelmente, à implementação de regulamentos mais exigentes ao longo do tempo (como observado também na análise realizada à altura das vigas).

No que diz respeito à largura da secção (menor dimensão) de cada pilar, observou-se um comportamento ligeiramente diferente, ou seja, não se verificou diferenças significativas na largura dos pilares entre edifícios com diferente número de pisos. De facto, durante a recolha de informação verificou-se que a maioria dos pilares dos edifícios eram dimensionados apenas para suportar o momento de flexão numa única direção e, portanto, a largura dos pilares era previamente definida num pequeno intervalo de valores, uma vez que se supunha que estes elementos estruturais não teriam de resistir a qualquer momento de flexão significativo nesta direção. Após a implementação do regulamento sísmico de 1983 começouse a consideração maiores esforços de dimensionamento e para ambas as direções principais do edifício, levando a pilares com secções cada vez maiores (comprimento e largura) em função do número de pisos.

Quanto à recolha de informação das secções das vigas, não se verificaram diferenças significativas na análise estatística dos dados observados em função da época de construção e do número de pisos. Isto deve-se, provavelmente, ao facto de o dimensionamento da altura da viga ser influenciado por exigências arquitetónicos (cumprir o pé-direito útil de um piso para residência) e a largura da viga ser influenciada pela espessura das paredes.

Por fim, é de interesse destacar que as vigas dos edifícios mais recentes apresentam uma enorme variedade de secções, enquanto para os edifícios mais antigos (sensivelmente antes de 1970) era frequente adotarem secções iguais para as vigas do mesmo edifício (alterando apenas, se necessário, a quantidade de armadura).

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos da análise estatística das dimensões da secção transversal dos elementos estruturais.

Tabela 3	Análise estatística da	i secção dos	elementos	estruturais
----------	------------------------	--------------	-----------	-------------

Elemento	Dimensão	Distribuição	Média [m]	COV [%]	Max. [m]	Min. [m]	Chi- -square [%]
Dilaras	Largura	Lognormal	0,29	28	0,55	0,12	NS*
Pildres	Comprimento	Lognormal	0,55	28	1,10	0,20	NS*
Devedee	Largura	Lognormal	0,24	15	0,40	0,18	NS*
Paredes	Comprimento	Lognormal	2,00	31	4,00	1,60	NS*
Vizee	Largura	Lognormal	0,24	28	0,50	0,10	10
vigas	Altura	Lognormal	0,48	25	1,00	0,25	NS*

* NS – Não Satisfaz

2.6 Pormenorização da armadura nos pilares

A Figura 7 apresenta os dados obtidos de taxa de armadura longitudinal dos pilares (área da armadura longitudinal A, a dividir pela área da secção transversal dos pilares) com as secções transversais mais comuns e com secções com maior dimensão em planta respetivamente. No primeiro caso (secções mais comuns) analisaram-se as secções de todos os pilares de cada edifício e selecionou-se a que apresentava maior frequência, enquanto no segundo caso (secções com maior dimensão), selecionou--se a secção com maiores dimensões comparativamente às outras secções. Esta distinção deve-se a vários fatores, dos quais destaca-se: ser habitual adotar as mesmas dimensões para todas as secções de diferentes pilares no mesmo piso, identificar em que casos e porquê a necessidade de adotar diferentes e maiores secções, as diferenças entre estes dois tipos de pilares e mais tarde, comparar as características dos pilares de maior dimensão com as paredes resistentes de betão armado (nos casos de estruturas mistas), entre outros. Tendo em conta que a maioria destes pilares foram dimensionados de acordo com códigos mais antigos e menos exigentes aos atuais, é expectável que a taxa de armadura longitudinal não esteja em conformidade com o EC2 [17].

Na Figura 7 (a e b) estão assinalados, a traço-interrompido encarnado, os valores máximos e mínimos de armadura longitudinal $(A_{smin} \ e \ A_{smax}, respetivamente)$ calculados de acordo com o EC2-1 (§9.5.2) [17], a fim de verificar a conformidade dos edifícios com o regulamento atual. Estes limites foram apenas calculados com a componente relacionada com cada área de secção, uma vez que não foram recolhidos dados suficientes para considerar todas as condições do EC2. Seria também de interesse avaliar todos estes pilares com o código respetivo ao dimensionamento do edifício, contudo, para além de se tornar numa tarefa muito morosa, nem todos os números de obra contêm os projetos de estruturas completos ou em condições para este fim, pelo que se decidiu limitar este estudo apenas à verificação do atual regulamento. Os dados obtidos seguem a tendência de uma distribuição lognormal com uma taxa de armadura média igual a 0,9 % e um COV de 73 % para os pilares mais comuns em planta e uma taxa de armadura média igual a 1 % e um COV de 97 % para os pilares de maior dimensão em planta.

Atendendo à amostra das taxas de armadura e aos respetivos limites observa-se que os pilares de 6 edifícios (1 % dos edifícios analisados) são caracterizados por taxas de armadura longitudinal inferiores ao mínimo exigido atualmente enquanto os pilares de 9 edifícios (2 % dos edifícios analisados) apresentam taxas de armadura longitudinais superiores ao máximo exigido. Concluiu-se assim que cerca de 3 % dos edifícios analisados estão em inconformidade com o regulamento o EC2 [17].

De acordo com um estudo realizado por Furtado et al. em 2015 [12] onde se inspecionaram 500 pilares de edifícios localizados em Lisboa, o valor médio de taxa de armadura longitudinal observada foi igual a 0,61 % com um COV de 32 %. Os autores deste estudo concluíram que este reduzido valor se devia ao facto dos regulamentos em vigor na época, o REBA (1967) [19] e mais tarde o REBAP (1983) [5], admitirem taxas de armadura mínimas, respetivamente, de 0,4 % para o aço A24 (atualmente A235) e 0,3 % para o aço A400 e A500, se a área da secção de betão fosse adequada para resistir ao esforço normal de compressão. Num outro estudo [20] onde se inspecionaram outros 500 pilares de edifícios construídos entre 1950 e 2000 em Lisboa, foi possível observar valores significativamente superiores, obtendo-se um valor médio de taxa de armadura longitudinal de 1,27 % com um COV de 40 %. Observe-se que os resultados obtidos relativos às taxas de armadura longitudinal média neste estudo - 0,9 % para os pilares mais comuns e 1 % para os pilares de maior dimensão em planta – são coerentes com os valores obtidos em outros estudos semelhantes a este (0,61 % no estudo realizado por Furtado et al. [12] e 1,27 % no estudo realizado pelo LNEC [20]).



Para além das taxas de armadura, foi pertinente recolher informação

Figura 7 Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal dos pilares mais comuns em planta (a); e dos pilares de maior dimensão em planta (b)

Edifícios existentes de betão armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo Valter Xavier, Rita Couto, Rita Bento



Figura 8 Histogramas da análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura transversal dos pilares mais comuns em planta (a); e dos pilares de maior dimensão em planta (b)

acerca dos diâmetros da armadura longitudinal, tendo-se obtido um valor mínimo de 4,76 mm (correspondente a um varão de aço com diâmetro de 3/16" polegadas). De acordo com o EC2-1 (\$9.5.2.1) [17], o diâmetro mínimo para os varões da armadura longitudinal deverá ser igual a 8 mm, o que leva a concluir, novamente, que alguns edifícios analisados também estão em inconformidade com o regulamento atual por apresentarem pilares com varões de armadura longitudinal com diâmetros inferiores ao exigido.

Em relação à taxa de armadura transversal, a Figura 8 mostra que ambos os tipos de pilares tendem seguir uma distribuição lognormal com média igual a 0,1 % com um COV de 65 % (sem satisfazer teste chi-square). Durante a recolha de dados verificou-se que em alguns projetos de estruturas o dimensionamento das armaduras transversais era frequentemente pouco detalhado, sendo que não era dada a devida importância à quantidade de armadura transversal nos diferentes elementos estruturais, optando-se por diâmetro e espaçamentos iguais. Este fenómeno explica a não verificação de diferenças significativas nas taxas de armadura transversal entre os dois tipos de pilares em planta, bem como nas paredes resistentes e vigas (vide secções seguintes). Para além disso, verificou-se um aumento, para cerca do dobro, na média das taxas de armadura transversal após 1970, que é justificado com o surgimento do REBA [19] em 1967 que, pela primeira vez, introduziu um dimensionamento mais exigente para as armaduras transversais de forma a impedir a encurvadura da armadura longitudinal e confinar o betão.

Ainda acerca da análise às armaduras transversais nos pilares, neste caso à pormenorização, observou-se que a média de espaçamento entre cintas nas armaduras transversais é de 19,5 cm com um COV de 25 %, de onde se destaca o valor de espaçamento máximo observado igual a 40 cm, valor consideravelmente elevado para um nível de confinamento adequado para o betão.

Note-se que o espaçamento máximo exigido pelo EC2 (40 cm) corresponde ao espaçamento máximo observado, sendo que, comparando a média de espaçamentos com o exigido, as armaduras transversais estão em conformidade com o regulamento atual.

2.7 Pormenorização das paredes resistentes

Para o estudo da pormenorização das armaduras das paredes resistentes, definiram-se duas secções tipo por piso, à semelhança do que foi feito com os pilares: a secção da parede mais frequente no piso e a secção da parede com maiores dimensões. A Figura 9 (a e b) apresenta os valores observados de taxa de armadura longitudinal nas paredes resistentes (área da armadura longitudinal A_s a dividir pela área da secção transversal das paredes) mais comuns e de maior dimensão, respetivamente, com a indicação do limite correspondente à taxa mínima de armadura longitudinal preconizada no EC2-1 (§9.6.2) [17].

Destaca-se que 32 % dos edifícios analisados, apresentam paredes resistentes com uma taxa de armadura inferior ao mínimo atualmente exigido. Deste modo, admite-se que há edifícios do tipo misto que apresentam na estrutura várias paredes resistentes de betão armado com taxas de armadura em inconformidade com a regulamentação atual.

Relativamente à armadura transversal das paredes, os resultados obtidos foram semelhantes aos resultados obtidos para pilares, onde a média da taxa é relativamente baixa nos edifícios construídos antes de 1970, aumentando significativamente após esta época (implementação do REBA). Destaca-se que não se verificou diferenças significativas na taxa média de armadura transversal entre os dois tipos de paredes resistentes, sendo que a média é cerca de 0,1 % com um COV de 37 %.

Edifícios existentes de betão armado em Benfica, Lisboa – Caracterização estrutural e avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo Valter Xavier, Rita Couto, Rita Bento



Figura 9 Histogramas da análise estatística do número de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das paredes mais comuns em planta (a); e das paredes com maior dimensão em planta (b)

2.8 Pormenorização das vigas

No que diz respeito à análise estatística das vigas foi de interesse comparar as vigas de bordo e as vigas interiores, dado que, normalmente, a pormenorização das secções das vigas interiores tem restrições no valor da altura devido ao cumprimento do pédireito útil do piso. A Figura 10 apresenta os dados observados da taxa de armadura longitudinal, nas vigas de bordo e nas vigas interiores, seguem a tendência de uma distribuição gamma, com uma taxa de armadura média igual a 0,6 % e um COV de 84 %, e uma taxa de armadura média igual a 0,5 % e um COV de 71 %, respetivamente. A taxa de armadura transversal não difere entre os dois tipos de viga sendo que, a média é igual a 0,2 % com um COV de 116 %, seguindo a tendência de uma distribuição lognormal. Note-se o valor das taxas de armadura longitudinal e transversal foram determinadas a meio-vão das vigas.

Quanto às armaduras transversais, a taxa de armadura transversal não varia em função da localização da viga e a média é igual a 0,2 % com um COV de 116 %, sendo que, as vigas observadas seguem a tendência de uma distribuição lognormal (sem satisfazer o teste chi-square). Para além disso, verifica-se que era comum optar por armaduras longitudinais inclinadas nas vigas junto aos apoios (em vez de estribos) e colocar elevados espaçamentos entre cintas.



Figura 10 Histogramas da análise estatística dos números de edifícios em função da taxa de armadura longitudinal das vigas de bordo (a) e das vigas interiores (b)

3 Avaliação da segurança sísmica de um edifício tipo

Com base na análise estatística realizada à base de dados, selecionou-se um edifício representativo da zona de Benfica. O edifício selecionado como caso de estudo é um edifício porticado de betão armado, construído em 1965 e constituído por 6 pisos totalizando uma altura de 22,3 m. A fachada da estrutura está representada na Figura 11 e, de acordo com a memória descritiva, o dimensionamento deste edifício foi realizado segundo o regulamento português em vigor na altura, o Regulamento Geral das Edificações Urbanas – RGEU [21].



Figura 11 Alçado do edifício selecionado e representativo do parque habitacional de Benfica (dimensões em [m])

Uma análise detalhada à pormenorização construtiva deste edifício revelou, à semelhança do que foi descrito por outros autores [8], diversas vulnerabilidades sísmicas face aos conhecimentos atuais, tais como: armadura longitudinal constituída por varões lisos com baixa capacidade resistente e com amarrações ineficientes (baixa ductilidade), taxa de armadura transversal insuficiente com elevados espaçamentos entre cintas (baixo nível de confinamento do betão),

armaduras inclinadas nas vigas junto aos apoios, fraca capacidade resistente do betão e recobrimento insuficiente (o que leva, a longo prazo, à fendilhação do betão, seguida da corrosão das armaduras), entre outras.

O comportamento dos edifícios de betão armado é também significativamente influenciado pela regularidade em planta e altura. Estruturas com uma configuração simétrica em planta e regulares em altura estão normalmente associadas a um comportamento sísmico mais adequado, ao contrário das estruturas com plantas complexas e assimétricas ou irregulares em altura. A Figura 12 apresenta a planta dos pisos comuns e da cobertura do edifício em estudo.

Além destas características, destaca-se a utilização de alvenaria em tijolo nas paredes divisórias e de enchimento que se apresentam, na maioria dos casos, ligadas aos elementos estruturais de betão armado que as delimitam, influenciando o desempenho sísmico da estrutura [22], [23]. Apesar de ser frequente desprezar a contribuição destas paredes na capacidade resistente sísmica de edifícios, deve haver precaução na consideração desta hipótese, dado que o preenchimento dos pórticos com alvenaria permite aumentar a rigidez no seu plano e, consequentemente, melhorar a resistência a ações sísmicas, pelo menos para níveis mais baixos da ação sísmica.

3.1 Modelação numérica do edifício

A modelação do edifício foi realizada com o software OpenSees [24], atribuindo a cada elemento estrutural um modelo de fibras com plasticidade distribuída de forma a considerar o comportamento não linear de cada elemento. A secção transversal dos elementos é representada por uma secção de fibras, associada à relação tensãodeformação dos materiais antes definidos. O comportamento do betão foi modelado de acordo com o modelo proposto por Popovics (Concrete04 no OpenSees) [25], enquanto o comportamento do aço foi modelado de acordo com o modelo uniaxial proposto por Giuffre-Menegotto-Pinto (Steel02 no OpenSees) [26].

Em relação à modelação das lajes considerou-se que as mesmas têm rigidez suficiente no seu plano para garantir o efeito de diafragma



Figura 12 Traçado da planta do piso térreo e elevados (a) e da cobertura (b), do edifício selecionado (dimensões em [m])

rígido em cada piso. Em relação à modelação das paredes de alvenaria (PA) adotou-se o modelo de escoras diagonais à compressão que simulam a ação a que estas paredes estão sujeitas durante a ação sísmica [27], cujo comportamento não linear foi definido através de um modelo quadrilinear.

Uma vez que os projetos deste edifício não dispunham informação relativamente aos materiais empregues, analisaram-se projetos de edifícios idênticos e do mesmo período de construção para a recolha das propriedades dos materiais (a fim da modelação do edifício tipo). As propriedades dos materiais modelados estão descritas na Tabela 4, pelo que se adotou um betão B225 não confinado e varões de aço A40 não nervurados.

No total, foram elaborados quatro modelos numéricos: estrutura com paredes de alvenaria (c/ PA) e sem paredes de alvenaria (s/ PA) e, com e sem a presença de edifícios adjacentes [28]. O modelo numérico do edifício inserido em guarteirão encontra-se representado na Figura 13. A variação dos modelos deveu-se ao interesse de estudar a influência do comportamento da estrutura com as paredes de alvenaria e o confinamento da estrutura como um guarteirão (modelo que corresponde à situação real do caso em estudo). Relativamente à modelação das juntas entre os edifícios, a primeira abordagem consistiu na colocação de molas segundo a direção longitudinal e no contorno das paredes confinantes. Contudo, devido à complexidade de modelação e de problemas de convergência optou-se por simplificadamente, modelar o contacto dos edifícios através de uma ligação rígida entre os nós constituintes das empenas de cada edifício (assumindo, portanto, não haver juntas). A primeira abordagem da modelação das juntas entre os edifícios foi através de molas segundo a direção longitudinal no contorno das paredes confinantes, contudo, devido à complexidade de modelação e de problemas de convergência nos resultados decidiu-se, como simplificação, modelar o contacto dos edifícios através da ligação dos nós que fazem parte das empenas em comum através de uma ligação rígida (admitindo, portanto, não haver juntas).

Tabela 4	Propriedades	mecânicas	dos	materiais
----------	--------------	-----------	-----	-----------

		E _c (GPa)	$f_{\rm cm}$ (MPa)	ε _c (‰)	ε _{cu} (‰)
Betão	Núcleo	30	28	2	3,5
	Recobrimento	30	28	2	3,5
Aço		E _s (GPa)	f_{y} (MPa)	f _u (MPa)	ε _{su} (‰)
		210	400	513	0,14
Alvenaria		E _w (GPa)	<i>G_w</i> (GPa)	τ _{cr} (MPa)	
		4,13	1,24	0,28	

* Em que: $E_c - módulo de elasticidade do betão; <math>f_{cm} - resistência média à compressão;$ $<math>\varepsilon_c - extensão à compressão; \varepsilon_{cu} - extensão última; <math>E_s - módulo de elasticidade do aço; f_y - tensão de cedência do aço; fu - tensão de rotura do aço; <math>\varepsilon_{su} - extensão de rotura do aço; \xi_w - módulo de elasticidade da alvenaria; <math>G_w - módulo de distorção da alvenaria; \tau_{cc} - tensão de corte da alvenaria.$

Em todos os modelos, o valor do módulo de elasticidade nos

elementos estruturais foi reduzido em 50 % para considerar o fenómeno de fendilhação no betão como preconizado na Parte 1 do EC8 [29].



Figura 13 Modelo numérico do edifício inserido em quarteirão (o edifício em estudo encontra-se no centro representado a cinzento-escuro) (dimensões em [m])

3.2 Caracterização dinâmica e calibração do modelo

Após a modelação do edifício, efetuou-se uma análise modal para os quatro modelos numéricos de forma a determinar os principais modos de vibração da estrutura, assim como as respetivas frequências. Posteriormente, e a fim de determinar o modelo numérico com o comportamento dinâmico mais próximo à situação real, realizou-se um ensaio de vibração ambiental in situ (de baixa amplitude) no edifício que permitiu identificar as principais frequências de vibração nas diferentes direções.

Os resultados obtidos do ensaio permitem concluir que o modelo numérico que considera as paredes de alvenaria e a presença de edifícios adjacentes é o mais adequado, visto que é capaz de reproduzir as frequências dos modos de vibração principais (e o comportamento do caso em estudo) com uma margem de erro aceitável. Desta forma, este será o modelo empregue para as análises posteriores.

A Tabela 5 apresenta as frequências dos modos fundamentais obtidas através do ensaio *in situ*, as frequências fundamentais de translação obtidas para o modelo do edifício com paredes de alvenaria e inserido no quarteirão e os respetivos valores de erro.

Tabela 5Comparação entre as frequências experimentais e as
frequências do modelo no quarteirão com paredes

Modos	Direção	Frequências experimentais [Hz]	Frequência do modelo [Hz]	Erro [%]
1	Translação X	3,60	3,78	5
2	Translação Y	7,20	6,15	15

3.3 Avaliação e verificação sísmica

De forma a avaliar a capacidade resistente sísmica da estrutura, realizaram-se análises estáticas não-lineares em ambos os sentidos e

direções dos modelos do edifício inserido em quarteirão c/ PA e s/ PA, considerando dois tipos de carregamento lateral: modal e uniforme [30]. As curvas de capacidade (curvas pushover) obtidas encontram--se representadas na Figura 14, sendo que, Fb corresponde à força de corte basal e d corresponde ao deslocamento do centro de massa do último piso. Dado que não se destacaram diferenças significativas entre os diferentes sentidos do carregamento (positivo e negativo), são apresentadas apenas as curvas obtidas para o sentido positivo.



Figura 14 Curvas de capacidade para o pórtico c/ PA e s/ PA, sujeito aos dois tipos de carregamento lateral no sentido positivo para direção X (a) e direção Y (b)

Nas curvas de capacidade representadas na Figura 14 é notório o colapso total das paredes de alvenaria, uma vez que ocorre uma diminuição significativa da força de corte basal após ser atingido o valor máximo. A partir deste ponto as curvas de capacidade dos modelos c/ PA e s/ PA tendem a sobrepor-se, o que significa que apenas o pórtico de betão armado está a resistir ao carregamento lateral [31]. Este fenómeno é particularmente evidente nas curvas correspondentes à direção transversal (direção Y), devido à maior presença de paredes de alvenaria modeladas nesta direção. Uma vez que a presença destas paredes confere maior rigidez inicial e capacidade resistente à estrutura, os valores de força de corte são também mais elevados nesta direção. Em relação aos dois tipos de carregamento lateral, concluiu-se que a distribuição modal é

mais conservativa, uma vez que apresenta valores de capacidade resistente mais baixos.

De seguida avaliou-se a segurança estrutural de todos os elementos, seguindo o procedimento preconizado no EC8-3 [13], que consiste em comparar a rotação de corda e o esforço transverso atuante com os valores de capacidade de rotação de corda e esforço transverso resistente. Desta forma, a ocorrência de um mecanismo dúctil irá ocorrer quando o primeiro pilar verificar a excedência da sua rotação de corda resistente, enquanto a ocorrência de um mecanismo frágil irá ocorrer quando o primeiro pilar verificar a excedência do seu esforço transverso resistente. Relativamente à definição do estado limite, uma vez que o edifício em estudo é um edifício residencial existente, a avaliação do desempenho sísmico do modelo c/ PA e com edifícios adjacentes foi realizada para o estado limite de danos severos (SD), como preconizado no EC8-3 [13]. A Figura 15 apresenta as curvas de capacidade com a identificação: (i) do primeiro mecanismo dúctil e frágil a ser desenvolvido em cada direção (com o carregamento modal no sentido positivo) e (ii) do deslocamento-alvo determinado pelo método N2, preconizado no EC8-1 [30], para determinar o ponto de desempenho sísmico para o qual é avaliado o desempenho da estrutura e que será detalhado nas seguintes secções. De acordo com as curvas de capacidade da Figura 15, verifica-se que o mecanismo frágil é condicionante, o que é justificado pela reduzida taxa de armadura transversal nos elementos estruturais e, consequentemente, a reduzida capacidade resistente ao esforço transverso. Analisando este mecanismo com mais detalhe concluiu-se que o caso em estudo está condicionado pelo comportamento frágil dos seus elementos estruturais verticais, nomeadamente o colapso de um conjunto de pilares no primeiro piso (em ambas as direções, embora seja mais agravante na direção X). Assim sendo, considera-se que o deslocamento último da estrutura corresponde ao deslocamento para o qual ocorre o mecanismo frágil. É de destacar o facto de que todas as vigas da estrutura verificam a segurança estrutural.

A comparação do deslocamento-alvo com o deslocamento último da estrutura (determinado anteriormente) permite avaliar a capacidade resistente do edifício para a ação sísmica exigida. Para a aplicação do método N2 foram considerados dois tipos de ação sísmica: a ação sísmica Tipo 1.3 e Tipo 2.3, tendo-se obtidos resultados mais condicionantes para o sismo Tipo 1.3.

De acordo com a Portaria n.º 302/2019 do Diário da República [32], se um edifício existente não garantir a verificação de segurança relativa a 90 % da ação sísmica, é obrigatória a elaboração de uma solução de reforço sísmico. A Tabela 6 apresenta os valores de deslocamento último da estrutura, correspondentes ao mecanismo frágil, para a direção X e Y do modelo s/ PA e c/ PA, os valores do deslocamentoalvo obtidos para a ação sísmica condicionante total e para 90 % da mesma. Analisando o valor do rácio, que corresponde à divisão do deslocamento último da estrutura (d_u) com o deslocamento alvo obtido considerando 90 % da ação sísmica (0,9 d_t), concluiu-se que nenhum dos modelos cumpre a verificação de segurança, uma vez que este valor é sempre inferior a um, o que significa que a capacidade da estrutura é excedida antes de atingir o deslocamentoalvo e, consequentemente, a estrutura tem que ser reforçada.



Figura 15 Curvas de capacidade para o pórtico c/ PA sujeito ao carregamento lateral modal no sentido positivo com a indicação do primeiro mecanismo dúctil e frágil para a direção X (a) e para a direção Y (b)

Tabela 6Deslocamento último e deslocamento alvo para a
direção X e Y do modelo s/ PA e c/ PA com os edifícios
adjacentes

Deslocamento _	Direç	ão X	Direção Y		
[m]	s/ PA	c/ PA	s/ PA	c/ PA	
Último, d _u	0,020	0,015	0,020	0,015	
Alvo, <i>d</i> _t	0,052	0,042	0,068	0,017	
Alvo, 0,9 <i>d</i> _t	0,047	0,038	0,062	0,016	
Rácio $[d_u/0,9 d_t]$	0,420	0,390	0,320	0,940	

3.4 Solução de reforço

A solução de reforço considerada consiste no reforço dos pilares onde se verifica a formação de um mecanismo frágil através do encamisamento com mantas de CFRP. Esta solução de reforço é bastante utilizada no reforço sísmico de estruturas de BA que, apesar do custo relativamente elevado, é capaz de melhorar a ductilidade e a resistência ao corte dos elementos (por confinamento do betão). Para além disso, esta técnica de reforço não altera a configuração da estrutura, tem elevada resistência à corrosão e tem um curto período de instalação e intervenção na estrutura [33], [34]. Dadas as vantagens desta técnica de reforço, a solução com CFRP foi desenvolvida e aplicada essencialmente para confinar os pilares e aumentar a sua resistência ao corte. O dimensionamento desta solução é um processo iterativo e a sua primeira etapa consiste em identificar os elementos estruturais verticais que precisam de aumentar a resistência ao esforço transverso, situação que acontece em 19 de 26 pilares no primeiro piso, como representado na Figura 16.



Figura 16 Traçado da planta do piso térreo do edifício e identificação dos pilares com prepotência a mecanismos frágeis

De seguida foi necessário determinar a quantidade de reforço necessária para que o mecanismo frágil, e consequentemente o deslocamento último da estrutura, ocorra depois do deslocamento--alvo. Para facilitar o dimensionamento desta solução, reforçou-se todos os pilares com a mesma quantidade de reforço seguindo o elemento mais condicionante.

A contabilização desta solução no modelo numérico em OpenSees foi realizada através do aumento das propriedades do betão do elemento reforçado, nomeadamente a tensão de compressão do betão confinado (f_{cc}), a respetiva extensão (ε_{cc}) e a extensão última (ε_{cuc}) , determinados através do EC8-3 (§A.3.2.2) [13]. Posteriormente, uma análise estática não-linear foi novamente realizada seguida de uma avaliação de danos nos elementos estruturais, como realizada anteriormente para o modelo sem reforço, tendo em consideração o aumento da resistência devido ao CFRP, como indicado no EC8-3 (§A.4.4.2 e §A.4.4.3) [13]. Se os valores de capacidade obtidos excederem os valores atuantes para deslocamentos inferiores ao deslocamento-alvo a solução de reforço cumpre o seu propósito. No entanto, se a situação anterior não se verificar, uma nova solução de reforço terá de ser dimensionada (através do aumento da espessura da camada, do número de camadas de CFRP ou através da melhoria das propriedades do CFRP).

Após uma primeira iteração, observou-se que certos pilares no primeiro piso, que outrora verificavam a segurança, deixaram de

o fazer. Este fenómeno é explicado pelo facto de que o reforço de muitos pilares no mesmo alinhamento leva a um incremento global da rigidez nesse plano e, por conseguinte, conduz a que os pilares absorvam forças laterais superiores ao previsto aquando do seu projeto. Após várias iterações, a solução de reforço final consistiu na aplicação de 1 camada de manta CFRP nos 19 pilares no primeiro piso (como mencionado na primeira fase) e o reforço de 35 pilares nos restantes pisos elevados (do segundo ao quinto piso). O encamisamento dos pilares com esta solução permite obter um fator de confinamento do betão cerca de 0,31, como indicado no EC8-3 (§A.4.4.3) [13].

Tabela 7 Propriedades do CFRP

Espessura da camada t _f (mm)	Número de camadas	Delaminação por tração f _{u,f} (MPa)	Módulo de elasticidade E _f (MPa)	Alongamento à rutura (%)	Extensão limite ε _{u,f} (%)
0,129	1	3200	220	1,70	0,015



Figura 17 Curvas de capacidade para o pórtico c/ PA pré e pós--reforço com a indicação dos dois tipos de mecanismos e do deslocamento-alvo para a direção X (a) e para a direção Y (b)

As propriedades do CFRP estão indicadas na Tabela 7. A Figura 17 representa as curvas de capacidade do modelo com paredes de alvenaria pré e pós-reforço com a indicação do deslocamento correspondente ao mecanismo frágil e dúctil, e do deslocamento-alvo.

De acordo com a Figura 17 observa-se que o deslocamento-alvo após o reforço dos pilares tende a aumentar comparativamente com o deslocamento-alvo do modelo do edifício antes do reforço. Simultaneamente, verifica-se que o deslocamento último associado à rutura frágil aumenta significativamente nas duas direções.

A Tabela 8 apresenta os valores de deslocamento último da estrutura correspondentes ao primeiro mecanismo frágil $(d_{j,ref})$ e dúctil (d_{dref}) , do deslocamento-alvo da estrutura após o reforço $(d_{t,ref})$ e o rácio entre o menor valor de deslocamento último, correspondente ao mecanismo frágil, e o deslocamento objetivo. Analisando o valor do rácio concluiu-se que o modelo reforçado com CFRP cumpre a verificação de segurança uma vez que este valor é sempre superior a um, o que significa que os elementos verticais da estrutura têm capacidade resistente suficiente para a ação sísmica exigida.

Tabela 8Valores do deslocamento-alvo e o deslocamento último
para o modelo reforçado

Deslocamento [m]	Direção X	Direção Y
Último (mecanismo frágil) d _{u,f.ref}	0,060	0,025
Último (mecanismo dúctil) d _{u,d,ref}	0,130	0,110
Alvo d _{t,ref}	0,045	0,021
Rácio $[d_{u,f,ref}/d_{t,ref}]$	1,30	1,19

4 Conclusão

Neste estudo as características estruturais dos edifícios de betão armado localizados na freguesia de Benfica foram recolhidas, analisadas e armazenadas numa base de dados. A existência deste tipo de sistemas de informação geográfica facilita o acesso à informação dos números de obra e permite desenvolver estudos em diferentes áreas. O objetivo deste estudo consiste em analisar as distribuições probabilísticas das principais características estruturais dos edifícios localizados em Benfica construídos antes de 1983, sendo que estes resultados podem ser utilizados para avaliar a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional constituído por edifícios de betão armado e/ou avaliações de risco sísmico [35]. Todavia é pertinente apontar algumas limitações no trabalho realizado e que podem a vir a ser alvo de futuro estudos. Relativamente à aproximação dos dados observados a uma das distribuições probabilísticas, é de se destacar que muitas das categorias não satisfizeram o teste chisquare e, portanto, é possível com uma amostra maior garantir uma qualidade melhor no ajuste. Quanto à informação recolhida houve algumas categorias que não foram referidas e que são de muito interesse, como por exemplo, analisar o comprimento do vão das vigas em função da altura da respetiva secção, entre outros. Para além disso, destaca-se que a informação que consta na base de dados está limitada à informação disponível no Arguivo Municipal de Lisboa.

Os resultados obtidos da caraterização do parque habitacional são próximos de outros estudos semelhantes, sendo por isso interessante o desenvolvimento de outras bases de dados em Lisboa.

A caracterização e avaliação do desempenho sísmico do caso em estudo, um edifício representativo de edifícios porticados e selecionado através da consulta da base de dados e dos resultados da análise estatística, permitiu prever a distribuição de danos desta tipologia de edifícios de betão armado à ação de um sismo. De facto, os valores baixos das taxas de armadura transversal dos elementos estruturais analisados indicam que o colapso por corte deve ocorrer antes do colapso por flexão e, consequentemente, sem o desenvolvimento de deformações inelásticas e de um comportamento dúctil.

A modelação do caso de estudo foi desenvolvida para vários cenários com o objetivo de compreender a influência que certas características têm no modelo, como por exemplo, a presença das paredes de alvenaria no edifício e a existência dos edifícios adjacentes.

Para calibrar o modelo numérico, realizou-se um ensaio in situ que permite obter as caraterísticas dinâmicas fundamentais (experimentais) do edifício. Com as frequências experimentais foi possível validar os resultados da análise dinâmica modal do modelo do edifício c/ PA inserido no quarteirão, obtendo-se erros experimentais aceitáveis.

Relativamente aos resultados da análise *pushover* verificou-se que o comportamento do edifício representativo (com os edifícios adjacentes) é influenciado beneficamente com a presença das paredes de alvenaria no modelo. Os resultados das curvas de capacidade permitiram concluir também que o carregamento modal é a mais conservativa, não se tendo verificado diferenças significativas no sentido do carregamento. De seguida, verificou-se a distribuição de danos para o estado limite de danos severos nos elementos estruturais do edifício, concluindo-se que não cumpre os requisitos regulamentares relativos à verificação de segurança, devido ao colapso prematuro dos pilares por corte (embora as vigas não apresentem danos). Este resultado é explicado devido à inadequada pormenorização das armaduras transversais nos pilares conduzindo a um comportamento frágil.

A Portaria nº 302/2019 do Diário da República define os termos em que um edifício existente está sujeito à elaboração de um projeto de reforço estrutural. Neste sentido, para a ação sísmica mais condicionante verificou-se que a estrutura atinge o deslocamento último (associado ao mecanismo frágil) antes de alcançar o deslocamento-alvo, independentemente da direção.

Tendo em conta que a estrutura não verifica a segurança para a ação sísmica condicionante reduzida, dimensionou-se uma solução de reforço com CFRP de forma a confinar os pilares e, consequentemente, aumentar a capacidade resistente ao corte e a sua capacidade de deformação.

Em suma, o estudo e o conhecimento de edifícios de betão armado antes de 1983 permite identificar as vulnerabilidades sísmicas e, consequentemente, adotar uma postura proactiva relativamente ao reforço de edifícios existentes dimensionados a partir dos regulamentos anteriores, sem a consideração das exigências presentes na regulamentação atual.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer o financiamento da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT, Ministério da Educação e Ciência, Portugal) através do projeto de investigação FCT: MitRisk – Plataforma para apoio à redução do risco sísmico com recurso a soluções de reforço economicamente viáveis, POCI-01-01456--Feder-031865.

Referências

- Borges, J.F.; Fitas, A.J.S.; Bezzeghoud, M. Teves-Costa, P. "Seismotectonics of Portugal and its adjacent Atlantic area", *Tectonophysics*, vol. 331, no. 4, pp. 373-387, 2001.
- [2] Gago, A.; Proença, J. Parque Escolar: Reforço Sísmica de Edificios Escolares. 2011.
- [3] RSCCS Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS). Decreto-Lei no41658 de 31 de Maio. 1958.
- [4] RSEP Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP). Decreto no 44041 de 18 de Novembro. 1961.
- [5] REBAP "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Decreto-Lei n.o 349-C/83 de 30 de Julho", 1983.
- [6] RSA "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei n.o 235/83", 1983.
- [7] Costa, R.; Providência, C. Avaliação e Reabilitação Sísmicas de Edifícios de Betão Armado. ENGEBOOK, 2019.
- [8] Saraiva, J.P.; Appleton, J. "Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3", 4.ª Jornadas Port. Eng. Estruturas, vol. 1980, pp. 1-15, 2006.
- [9] Bal, I.E.; Crowley, H.; Pinho, R.; Gülay, F.G. "Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 28, no. 10-11, pp. 914-932, 2008.
- [10] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R.; Sousa, L. "Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 5, pp. 1455-1490, 2015.
- [11] Vicente, R.; Ferreira, T.M.; Maio, R. "Seismic risk mitigation of old urban centres: characterizationand seismic vulnerability assessment of the Ribeirinha neighborhood of Faro, Portugal", *Territorium*, vol. 22, no. January, pp. 283-290, 2015.
- [12] Furtado, A.; Costa, C.; Arêde, A.; Rodrigues, H. "Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls", *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 4, pp. 396-411, 2015.
- [13] CEN "European Standard NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 Projecto de estruturas para resistência ao sismo. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios.", Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand., 2017.
- [14] Carolina Jarimba, A. Orientadora, Rita Bento, "Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios porticados de Betão Armado da cidade de Lisboa-décadas de 1960-80 Engenharia Civil", vol. 2016, 2016.
- [15] Câmara Municipal de Lisboa "ReSist Programa municipal de promoção da resiliência sísmica do parque edificado, privado e municipal e infraestruturas urbanas municipais", 2021.
- [16] ESRI "ArcGIS Desktop: Release 10. Redlands, CA: Environmental Systems Research Institute." 2011.
- [17] CEN "NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 Projecto de estruturas de betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", 2004.

- [18] CEN, "NP EN 1997-1: Eurocódigo 7 Projecto geotécnico Parte 1-1: Regras gerais", Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand., p. 179, 2010.
- [19] REBA-67/76 "Regulamento de Estruturas de Betão Armado",1967.
- [20] Sousa, R.R. De; Costa, A.C.; Costa, A.G. "Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural", 2019.
- [21] RGEU "Regulamento Geral das Edificações Urbanas", Postura da Câmara Munic. Lisboa 7 agosto 1951, 1951.
- [22] Requena-Garcia-Cruz, M.V.; Couto, R.; Bento, R.; Morales-Esteban, A. – "Influence of vertical irregularities on the seismic assessment of RC framed and wall-frame buildings", 9th Eur. worshop Seism. Behav. Irregul. complex Struct., pp. 1-11, 2020.
- [23] Ricci, P.; De Risi, M.T.; Verderame, G.M.; Manfredi, G. "Influence of infill distribution and design typology on seismic performance of low- and mid-rise RC buildings", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 11, no. 5, pp. 1585-1616, 2013.
- [24] McKenna, F.; Fenves, G.; Scott, M. "OpenSees: open system for earthquake engineering simulation", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, 2007.
- [25] Popovics, S. "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete", *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, no. 5, pp. 583-599, 1973.
- [26] Menegotto, M. "Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending", 1973.
- [27] Panagiotakos, T.B.; Fardis, M.N. "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", ACI Struct. J., 2001.
- [28] Xavier, V. "Caracterização estrutural de edifícios de betão armado na freguesia de Benfica construídos até 1983 e avaliação e reforço sísmico de um edifício tipo", Universidade de Lisboa, 2021.
- [29] CEN "NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios", *Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand.*, pp. 1-226, 2009.
- [30] CEN "European Standard NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios", Inst. Port. da Qualidade. Eur. Comm. Stand., 2010.
- [31] Celarec, D.; Ricci, P.; Dolšek, M. "The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames", *Eng. Struct.*, vol. 35, pp. 165-177, 2012.
- [32] Diário da Républica Eletrónico "Diário da República n.o 175/2019, Série I de 2019-09-12 - Portaria n.º 302/2019."
- [33] Elnashai, A.S.; Pinho, R. "Repair and retrofitting of rc walls using selective techniques", J. Earthq. Eng., vol. 2, no. 4, pp. 525-568, 1998.
- [34] Caruso, C. "Definition of mitigation strategies for the seismic risk reduction of old RC residential buildings", Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2019.
- [35] Crowley, H.; Pinho, R.; Bommer, J.J. "A probabilistic displacementbased vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 2, no. 2, pp. 173-219, 2004.

Análise da fragilidade sísmica de blocos rígidos não estruturais

Seismic fragility analysis of non-structural rigid block elements

André Lopes Alexandre A. Costa João Miranda Guedes Vitor Silva

Resumo

Nos últimos anos têm ocorrido danos graves em elementos não estruturais sujeitos a ações sísmicas, tendo-se observado o colapso de alguns destes elementos na via pública, ou sobre estruturas adjacentes. Estes acontecimentos despoletaram a realização de análises de vulnerabilidade sísmica de elementos não estruturais, do tipo bloco rígido, representativos de 4 tipologias definidas a partir de uma base de dados de edifícios antigos de alvenaria. Foram efetuadas análises dinâmicas considerando os blocos poisados no solo e colocados no topo das fachadas de 3 desses edifícios na cidade do Porto. Foram ainda construídas curvas de fragilidade que mostram que o comportamento dos blocos depende da sua esbelteza, das características dinâmicas dos edifícios onde se posicionam e do tipo de comportamento material, linear, ou não linear, adotado na modelação dos edifícios. A resposta dos blocos foi ainda comparada com resultados obtidos através da metodologia preconizada no documento FEMA P-58.

Abstract

In recent years, serious damage has occurred to non-structural elements subject to seismic actions, with the collapse of some of these elements into public areas, or on adjacent structures. These events triggered the assessment of seismic vulnerability analyses of non-structural elements assuming a rigid block behaviour, representative of 4 typologies defined based on information from a database of old masonry buildings. Dynamic analyses were performed considering the blocks placed on the ground and on the top of the facades of 3 buildings located in the city of Porto. Fragility curves were derived, which indicate that the behaviour of the blocks depends on: their slenderness, the dynamic characteristics of the buildings where they are located and the type of assumed material behaviour (linear or non-linear). The response of the blocks was also compared with results obtained through the methodology recommended in the FEMA P-58.

Palavras-chave: Elementos não estruturais / Bloco rígido / Comportamento sísmico / Curvas de fragilidade

Keywords: N

ds: Non-structural elements / Rigid block / Seismic behaviour / Fragility curves

André Lopes

Estudante FEUP Porto up201503728@fe.up.pt

Alexandre A. Costa

Engenheiro Civil / Prof. adjunto convidado NCREP / ISEP Porto alexandre.costa@ncrep.pt

João Miranda Guedes

Prof. Associado FEUP Porto Portugal jguedes@fe.up.pt

Vitor Silva

Prof. Associado Universidade Fernando Pessoa Porto Portugal vitorsilva@ufp.edu.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LOPES, A., [*et al.*] – Análise da fragilidade sísmica de blocos rígidos não estruturais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 47-56.

1 Introdução

Nos últimos anos, o estudo do comportamento dos edifícios sujeitos a ações sísmicas tem-se revelado determinante no que diz respeito à mitigação de danos materiais e económicos, multiplicando-se os casos em que os edifícios apresentam danos ligeiros e/ou pouco significativos. Contrastando com este facto, tem-se verificado a ocorrência de danos graves em Elementos Não Estruturais, observando-se o colapso de alguns destes elementos com a indução de dano em estruturas adjacentes, ou até mesmo na via pública. Estas ocorrências podem gerar prejuízos económicos significativos e causar feridos e vítimas mortais, que poderiam ser facilmente evitados se estes elementos apresentassem uma maior estabilidade face à ocorrência deste tipo de eventos.

Um dos mais recentes sismos que causou inúmeros danos em elementos não estruturais ocorreu a 22 de março de 2020 na cidade de Zagreb (Croácia), tendo atingido a magnitude de 5,3 (M_{w}). Um dos edifícios históricos afetado por este sismo foi a catedral de Zagreb, onde ocorreu o colapso do pináculo da torre sul que caiu sobre a estrutura adjacente. O pináculo da torre norte, apesar de não ter colapsado à data do sismo, foi removido no mês seguinte, por se constatar, após uma inspeção, que se encontrava em risco de colapso devido a danos provocados pela ação sísmica. Na Figura 1 observa-se a remoção do pináculo da torre norte assim como a torre sul, sem o pináculo que havia colapsado.





Também no edifício do Ministério das Finanças em Zagreb colapsaram as esculturas decorativas que se encontravam no topo da fachada do edifício. Uma das esculturas caiu em cima de um carro esmagando-o, enquanto outra caiu na via pública como mostra a Figura 1. De notar que o sismo ocorreu por volta das 6 horas da manhã, altura em que o número de pessoas na rua era reduzido; caso contrário, a queda destes elementos poderia ter causado feridos e/ou mortes adicionais.

Já a 26 de janeiro de 2021, o Instituto Geográfico Nacional de Espanha registou num período de 30 minutos, 3 sismos com magnitude superior a 4,0 com epicentro localizado a cerca de 11 quilómetros de Málaga; 2 com magnitude de 4,2 e outro com 4,5. Nos dias seguintes sucederam-se várias réplicas, porém, de intensidade menor. Não foram registadas quaisquer mortes e os danos nos edifícios foram ligeiros. No entanto, verificou-se um ferido devido à queda de parte de uma chaminé sobre a cobertura da sua casa.

2 Casos de estudo

2.1 Elementos não estruturais

Nas secções seguintes é estudado o comportamento de Elementos Não Estruturais do tipo bloco rígido poisado, designados na literatura inglesa como *free-standing blocks* (FSB), quando sujeitos a ações sísmicas. Estes elementos representam elementos arquitetónicos, ou decorativos que vulgarmente se localizam no topo dos edifícios, nomeadamente das fachadas. A análise é efetuada considerando os FSB agrupados por famílias definidas de acordo com informação constante numa base de dados do gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda, que contém dados resultantes do levantamento das características de 90 edifícios antigos da cidade do Porto. De forma complementar, a análise assume duas hipóteses para a localização dos blocos: poisados no solo, ou localizados no topo da fachada de edifícios que foram selecionados a partir da referida base de dados.

2.1.1 Estabilidade e dinâmica de FSB

Aos FSB foi associado um modelo de bloco rígido, como o representado na Figura 2, com espessura 2*b*, altura 2*h* e raio $R = \sqrt{b^2 + h^2}$ orientado segundo um ângulo β com a linha vertical tal que $tan(\beta) = b/h$.





Considera-se que o movimento do bloco, e o seu eventual colapso quando submetido a forças horizontais, ocorre pela perda de equilíbrio por rotação, sem deslizamento. Esta opção é congruente com muitos dos colapsos de FSB provocados por ocorrências sísmicas. Nestas circunstâncias, através da imposição do equilíbrio estático das forças atuantes sobre o bloco é possível obter, de modo expedito, o menor coeficiente sísmico α (fator multiplicador do peso do bloco) que derruba o bloco, ou seja, que garante que o cociente entre o momento derrubador (resultante da ação da força sísmica $F = \alpha.g.m$) e o momento estabilizador (resultante da ação do peso P = g.m) calculados em relação ao ponto O (charneira de rotação) é inferior ou igual a 1, tal como mostra a Equação (1). Em particular, constata-se que α coincide com a tangente do ângulo β , referido anteriormente.

$$\alpha = \frac{g.m.b}{g.m.h} = \frac{p.b}{p.h} = \frac{b}{h} \tag{1}$$

Por outro lado, quando solicitado por uma ação dinâmica horizontal, a rotação do bloco, sem deslizamento, é mensurada através da variável θ (Figura 2), cuja lei de variação no tempo obedece à Equação (2), e que no âmbito deste trabalho foi resolvida com recurso a um código em *Python* [1], uma linguagem de programação dinâmica, interpretada, modular e orientada para objetos. Criada no início dos anos 90 pelo holandês Guido Van Rossum, esta linguagem de programação continua em constante evolução, sendo cada vais mais utilizada pela comunidade científica.

$$\theta''(t) = -\rho^2 \cdot \left\{ \sin\left[\beta \cdot sgn\left[\theta(t)\right] - \theta(t)\right] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cdot \cos\left[\beta \cdot sgn\left[\theta(t)\right] - \theta(t)\right] \right\}$$
(2)

Na Equação 1 e 2, a variável m representa a massa do bloco, g a aceleração da gravidade, $\ddot{u}_g(t) \in \Theta''(t)$ as leis de variação da aceleração horizontal aplicada na base do bloco e da aceleração angular do bloco, respetivamente, e I_o o momento de inércia de massa do bloco em relação ao ponto O [2]. O parâmetro p representa a frequência angular de referência do bloco, ou frequência de *Housner* para movimento de rotação do bloco rígido sem deslizamento (*rocking*), sendo que para blocos retangulares pode ser calculado através da Equação (3) [3].

$$\rho = \sqrt{\frac{3.g}{4R}} \tag{3}$$

A partir do valor de p é possível obter a frequência de referência de *rocking* do bloco, $fr = p/(2\pi)$, ou o período de referência do bloco Tr = 1/fr ("effective rocking period" na literatura inglesa).

Nestas condições, o bloco inicia o movimento de rotação em torno de O (ou O', dependendo do sentido de rotação – Figura 2), podendo ocorrer duas situações: o bloco é imediatamente derrubado ou, caso isso não aconteça, o bloco irá inverter o sentido da rotação, voltando à posição inicial, e irá rodar em torno de O' até inverter novamente o movimento, e assim sucessivamente. Considerando o último caso, o impacto entre o bloco e a base ocorre com dissipação de energia [4]. Sendo " θ_1 " a velocidade angular do bloco imediatamente antes do impacto e " θ_2 " a velocidade angular imediatamente após o impacto, a redução da energia cinética durante o impacto é medida pelo coeficiente *r*, calculado de acordo com a Equação (4), que impõe que a velocidade angular após o impacto seja \sqrt{r} vezes a velocidade angular antes do impacto.

$$r = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot l_0 \cdot \boldsymbol{\theta}_2^{\prime 2}\right)}{\left(\frac{1}{2} \cdot l_0 \cdot \boldsymbol{\theta}_1^{\prime 2}\right)} = \left(\frac{\boldsymbol{\theta}_2^{\prime}}{\boldsymbol{\theta}_1^{\prime}}\right)^2 \tag{4}$$

Aplicando o teorema da conservação do momento angular e utilizando a relação de velocidades dada pela Equação (4), obtém-se para o coeficiente de restituição a Equação (5) [3].

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} \cdot \sin^2(\beta)\right]^2 \tag{5}$$

2.1.2 Famílias de blocos

Como ponto de partida para a seleção das características geométricas dos FSB a estudar, foi utilizada a base de dados do gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda, que contém informação resultante do levantamento das características de 90 edifícios, dos quais 34 (38 %) contêm 43 FSB que foram utilizados para caracterizar as famílias de blocos que foram adotadas neste estudo. Na impossibilidade de analisar individualmente o comportamento de todos os FSB, foi efetuada uma análise estatística a diferentes parâmetros dos blocos, tais como: a esbelteza $\lambda = h/b$, o coeficiente sísmico α , o raio *R* e o parâmetro de frequência do bloco *p*. Desta análise destacou-se o parâmetro p por apresentar uma distribuição estatística mais próxima de uma distribuição normal. Foi ainda efetuada uma análise cruzada entre os parâmetros $p \in \alpha$ de modo a poder distinguir blocos de iguais dimensões, mas orientados de forma diferente. Este estudo mostra que 65 % dos elementos da amostra se encaixavam em 4 grandes famílias de blocos, como mostra a Figura 3. Nas análises a seguir realizadas, cada família de blocos é representada por um bloco único com as características médias encontradas para cada família de blocos:

Família 1: $\alpha = 0,165$; p = 3,15 rad/s; 2b = 0,24 m; 2h = 1,46 m; Família 2: $\alpha = 0,165$; p = 3,85 rad/s; 2b = 0,16 m; 2h = 0,98 m; Família 3: $\alpha = 0,295$; p = 3,85 rad/s; 2b = 0,28 m; 2h = 0,95 m; Família 4: $\alpha = 0,295$; p = 4,55 rad/s; 2b = 0,20 m; 2h = 0,68 m.



Figura 3 Número de elementos encontrados na base de dados em função do Parâmetro de frequência (p) e do Coeficiente sísmico (α) [5]

2.2 Edifícios

A partir da base de dados referida, foram selecionados 3 edifícios antigos (estrutura em alvenaria de pedra e madeira) constantes da referida base de dados, designados como A, B e C, como casos de estudo para a análise do comportamento dos FSB quando posicionados no topo de edifícios. Estes edifícios, situados no centro histórico do Porto e que se enquadram na tipologia construtiva da denominada casa Burguesa do Porto [6], foram modelados numericamente utilizando o programa *Tremuri* [7], no âmbito de um

trabalho efetuado no NCREP [8]. A Tabela 1 apresenta as dimensões em planta (L e C) e altura (H) dos 3 edifícios e as características mecânicas consideradas para a alvenaria: massa volúmica (ρ), resistência à compressão (σ_{cr}), à tração (σ_{tr}) e os módulos de deformabilidade de compressão (E) e corte (G). Para além disso, na modelação no *Tremuri*, adotaram-se como parâmetros de comportamento não linear ao corte e de *softening* iguais a 1,5 e 0,15, respetivamente.

 Tabela 1
 Características geométricas e mecânicas dos edifícios

Edif.	L (m)	C (m)	H (m)	ρ (kg/m³)	σ _{cr} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	σ _{tr} (MPa)
А	8,78	16,90	20,58					
В	5,20	17,00	18,00	2140	4,0	1350	150	0,268
С	6,36	19,35	13,78					

3 Análise dinâmica

3.1 Características dinâmicas dos blocos e dos edifícios

Foram efetuadas análises dinâmicas considerando os blocos poisados no solo e no topo das fachadas dos edifícios. Os blocos foram analisados considerando 53 sinais referentes a sismos reais, tendo sido utilizadas as duas componentes horizontais de cada sismo, totalizando 106 acelerogramas com durações compreendidas entre 4,26 s e 46,62 s e picos de aceleração entre 0,08 g e 1,46 g. Quando poisado no solo, o bloco recebe diretamente as acelerações sísmicas registadas à superfície do solo e a sua resposta depende apenas das suas características geométricas, que se refletem nas suas frequências de referência, como apresentado na Tabela 2.

Tabela 2Frequência de referência dos blocos

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
f_r (Hz)	0,50	0,61	0,61	0,72

Em contrapartida, quando poisados no topo das fachadas dos edifícios, os blocos irão receber uma ação diferente, resultante da alteração que a ação sísmica sofre ao propagar-se pelo edifício desde solo até ao ponto onde se encontra o bloco, e que depende das características dinâmicas do edifício. A ação derrubadora que os blocos recebem quando localizados no topo das fachadas dos edifícios corresponde às forças inerciais resultantes das acelerações obtidas no topo das fachadas na direção perpendicular ao seu plano. Nesta consideração, assume-se que o bloco apresenta a menor inércia em relação a uma charneira paralela ao plano da fachada. Por outro lado, assume-se que as acelerações obtidas no topo da fachada correspondem à ação a que os blocos são sujeitos quando aí posicionados, pressupondo-se que o bloco não interage com o edifício nem modifica o seu comportamento, facto que se aceita pela desproporção de dimensões/massa do bloco em relação ao edifício.

Tabela 3Frequências de vibração dos edifícios para o primeiro
modo de vibração com movimento na direção ortogonal
às fachadas



Figura 4 Acelerogramas no topo da fachada do edifício A: AL – linha vermelha e ANL – linha tracejada azul [5]



Figura 5 Espectros de potência dos sinais da Figura 4: AL – linha vermelha e ANL – linha tracejada azul [5]

As acelerações no topo das fachadas dos edifícios foram obtidas através do programa *Tremuri*, considerando o comportamento dos edifícios linear elástico (AL), sendo que, para o edifício A foi também realizada uma análise, também em *Tremuri*, considerando o comportamento não linear material do edifício (ANL) e um amortecimento $\xi = 5$ %. Esta última análise considera a possibilidade de o edifício desenvolver dano, ou seja, dos seus períodos de vibração poderem aumentar. Da análise modal efetuada no *Tremuri* obtiveram-se, em particular, os períodos e frequências de vibração dos edifícios relativos ao primeiro modo de vibração com

movimento da fachada para fora do plano, como apresentado na Tabela 3.

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 4 a comparação das acelerações obtidas realizando uma análise linear (AL) e não linear material (ANL), representadas a linha vermelha e a linha tracejada azul, respetivamente.

A Figura 4 mostra existirem diferenças evidentes entre ambas as curvas, tanto no valor de pico das acelerações como nas frequências de cada ação, como depois se conclui na Figura 5 através da comparação dos espectros de potência de cada um dos sinais da Figura 4.

3.2 Estados limite

De modo a perceber qual o estado de dano que cada um dos blocos atingiu quando submetido a cada uma das 106 ações sísmicas consideradas, foram definidos 3 estados limite (LS – *Limit State*). O primeiro (LS1 – *Limit State* 1) é atingido quando a rotação do bloco é superior a 0,01 α (1% da rotação limite de colapso), pretendendo representar o início da rotação do corpo rígido. O segundo (LS2 – *Limit State* 2) caracteriza a situação de quase colapso do bloco e corresponde a uma rotação superior a 0,40 α . O último estado limite (LS3 – *Limit State* 3) corresponde ao colapso do bloco que ocorre quando a rotação é superior a α .

3.3 Resultados da análise linear

Realizadas as análises dinâmicas, obteve-se o número de ocorrências e respetivas percentagens para cada estado de dano e para cada família de blocos tal como se apresenta na Tabela 4 e no gráfico da Figura 6.

Os resultados da Tabela 4, representados graficamente na Figura 6, mostram que no geral, existe uma redução do número de ocorrências de colapsos (LS3) com os blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios em relação à situação em que os blocos se encontram poisados no solo, principalmente nos edifícios B e C. Estes resultados indiciam que a alteração da aceleração sísmica causada pela resposta dinâmica dos edifícios é benéfica para o comportamento dos blocos. Em particular, mostram que o aumento do pico da aceleração sísmica registada no topo da fachada dos edifícios em relação à ação aplicada na base, e que foi verificada em todos os edifícios analisados e para a maioria dos acelerogramas, não resultou no aumento do número de colapsos.

De forma a explicar este resultado, analisou-se o pico das velocidades registadas no solo e no topo das fachadas dos edifícios de modo a inferir a existência de alguma relação de causalidade entre este parâmetro e o menor número de colapsos dos blocos quando posicionados no topo dos edifícios. No entanto, foram encontrados múltiplos resultados contraditórios, nomeadamente diminuições de velocidades de pico em altura que resultaram, quer em respostas mais conservativas, quer menos conservativas, quando comparadas com as respostas dos mesmos blocos poisados no solo.

Na continuação deste processo de indagação, foram posteriormente analisados os espectros de resposta de acelerações e velocidades, em intervalos próximos do período de referência dos blocos (Tabela 2).

Esta análise demonstrou uma tendência para a redução do conteúdo do espectro do sinal em velocidades registado no topo das fachadas dos edifícios na gama de frequências que interessam aos blocos (intervalo de frequências entre 0 e *Tr* e entre *0,75Tr* e *1,50Tr*), em relação ao mesmo conteúdo do sinal em velocidades registado no solo, principalmente nos edifícios B e C. Esta tendência também se verificou na análise dos sinais em acelerações, mas com menor expressão. Estes resultados indiciam que a redução do espectro de resposta do conteúdo do sinal em velocidades para a gama de frequências dos blocos poderá ser um dos fatores que justifica a ocorrência de mais colapsos de blocos quando poisados no solo em relação à situação dos blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios, em particular dos edifícios B e C.

Tabela 4Número de ocorrências para cada LS e cada família de
blocos, considerando os blocos poisados no solo e no
topo das fachadas dos edifícios A, B e C [5]

	LS	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
	Sem dano	11 (10 %)	10 (9 %)	30 (28 %)	29 (27 %)
0	LS1	33 (31 %)	24 (23 %)	39 (37 %)	35 (33 %)
So	LS2	22 (21 %)	20 (19 %)	12 (11 %)	12 (11 %)
	LS3	40 (38 %)	52 (49 %)	25 (24 %)	30 (28 %)
	Sem dano	6 (6 %)	6 (6 %)	15 (14 %)	14 (13 %)
cio A	LS1	39 (37 %)	21 (20 %)	44 (42 %)	25 (24 %)
Edifío	LS2	40 (38 %)	35 (33 %)	39 (37 %)	46 (43 %)
	LS3	21 (20 %)	44 (42 %)	8 (8 %)	21 (20 %)
() JL	Sem dano	0 (0 %)	0 (0 %)	11 (10 %)	11 (10 %)
A (A	LS1	37 (35 %)	19 (18 %)	37 (35 %)	21 (20 %)
fício	LS2	35 (33 %)	29 (27 %)	38 (36 %)	43 (41 %)
Edi	LS3	34 (32 %)	58 (55 %)	20 (19 %)	31 (29 %)
	Sem dano	7 (7 %)	7 (7 %)	17 (16 %)	16 (15 %)
cio B	LS1	90 (85 %)	75 (71 %)	88 (83 %)	84 (80 %)
Edifí	LS2	9 (8 %)	22 (21 %)	1 (1 %)	6 (6 %)
	LS3	0 (0 %)	2 (2 %)	0 (0 %)	0 (0 %)
	Sem dano	4 (4 %)	4 (4 %)	9 (8 %)	11 (10 %)
cio C	LS1	101 (95 %)	86 (81 %)	97 (92 %)	95 (90 %)
Edifí	LS2	1 (1 %)	15 (14 %)	0 (0 %)	0 (0 %)
	LS3	0 (0 %)	1 (1 %)	0 (0 %)	0 (0 %)

Analisando a Tabela 4 e a Figura 6 verifica-se também que a maioria das ocorrências para os estados limite LS3 e LS2 ocorreram nas famílias 1 e 2, tanto para a situação dos blocos poisados no solo como colocados no topo das fachadas dos edifícios. Em contrapartida, verificou-se que, em média, cerca de 70 % das ocorrências sem dano (s/d) se encontram nas famílias 3 e 4, revelando uma maior vulnerabilidade dos blocos com maior esbelteza. No entanto,

quando de igual esbelteza, o bloco mais vulnerável corresponde ao bloco com menor altura, ou seja, o bloco da família 2 é mais vulnerável do que o da família 1, assim como o bloco da família 4 é mais vulnerável do que o da família 3.





Comparando os resultados obtidos considerando os blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios B e C, com os resultados obtidos considerando os blocos poisados no solo, verifica-se uma drástica redução do número de ocorrências para os estados de dano mais gravosos, ou seja, LS2 e LS3. Verifica-se também a redução do número de ocorrências sem dano (s/d). Já quanto ao momento de início da rotação de corpo rígido (LS1), observa-se uma maior vulnerabilidade dos blocos quando situados no topo dos edifícios B e C do que no solo, uma vez que o número de ocorrências para este LS é superior ao número encontrado para a situação em que os blocos se encontram poisados no solo.

3.4 Resultados da análise não linear vs. análise linear

Comparando os resultados obtidos considerando os blocos poisados no topo do edifício A, realizando uma AL, com os resultados obtidos considerando os blocos poisados no solo verifica-se uma redução no número de colapsos em todas as famílias. Na família 1 ocorreu uma redução de 48 %, na família 2 uma redução de 15 %, na família 3 reduziu em 68 % e na família 4 observou-se uma redução de 30 %. Em contrapartida, quando considerado o comportamento não linear material dos edifícios, ANL, e comparados estes resultados com os obtidos considerando os blocos poisados no solo, verifica-se uma redução no número de colapsos nas famílias 1 e 3. Na família 1, o número de blocos que colapsaram reduziu 15 %, na família 2 aumentou 12 %, na família 3 reduziu 20 % e na família 4 verificou-se um colapso adicional em relação aos colapsos ocorridos com os blocos poisados no solo.

Comparando os resultados obtidos considerando os blocos no topo do edifício A e o edifício modelado em AL e ANL, verifica-se um ligeiro aumento no número de ocorrências para LS3 em todas as famílias, assim como uma redução do número de ocorrências sem dano de AL para ANL. Constata-se assim que a consideração do comportamento não linear material do edifício A resulta num agravamento da resposta dos blocos poisados no topo da fachada, quando comparada com a resposta dos blocos poisados no topo da mesma fachada considerando que o edifício tem um comportamento linear. Este resultado pode ser explicado pela redução das frequências de vibração do edifício resultante da introdução de dano na ANL e que, por isso, tendem a aproximar-se das frequências de referência dos blocos.

No entanto, a consideração do comportamento não linear não é condição suficiente para o agravamento da resposta do bloco. A título de exemplo de situação não conforme o descrito, apresentase na Figura 7 a resposta do bloco da família 1 poisado no topo da fachada do edifício A na situação AL (linha vermelha) e ANL (linha tracejada a azul). Neste caso, o bloco colapsa quando se admite um comportamento linear para o edifício e apenas atinge o LS2 no caso do comportamento não linear, contrariando assim o aumento dos colapsos quando se realiza uma análise não linear.



Figura 7 Comparação da resposta do bloco da família 1 poisado no topo do edifício A na situação AL (linha vermelha) e ANL (linha tracejada a azul) [5]

4 Curvas de fragilidade

A vulnerabilidade dos blocos foi representada através de curvas de fragilidade. Estas curvas foram obtidas através do método denominado de *Cloud Analysis*, que se baseia na obtenção da regressão linear entre a resposta estrutural (EDP – *Engineering Demand Parameter*) e a medida de intensidade (IM), ambas representadas no espaço logarítmico [9].

Foram analisadas várias IM como o valor de pico da aceleração e da velocidade (PGA e PGV, respetivamente), valor do espectro de potência de aceleração e velocidade para o período Tr do bloco (P.acc(Tr) e P.vel(Tr), respetivamente), valor do espetro de resposta de velocidade (PSV) para Tr (Tabela 2) (considerando o bloco poisado no solo), PSV para o valor do período do edifício T (Tabela 3) (considerando o bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios), valor médio do espectro de resposta de aceleração entre os períodos 0,75Tr e 1,50Tr (avgSa) e FASI [10]. Esta última IM corresponde a um parâmetro de avaliação da vulnerabilidade sísmica de elementos não estruturais que se obtém através da Equação (6), ou seja, da área do

espectro de resposta de aceleração para um fator de amortecimento ξ = 5 %, entre 0 e *Tr*.

$$FASI = \int_{0}^{T_{r}} S(T,\xi) dT$$
(6)

Após efetuar as regressões lineares e obter o quadrado do coeficiente de correlação R^2 , verificou-se que as IMs PGV, avgSa e FASI foram as que obtiveram melhores resultados, tendo sido as IM selecionadas para integrar a referência de intensidade sísmica nas curvas de fragilidade. Na Tabela 5 apresentam-se os resultados de R^2 obtidos para a situação em que se analisam os blocos poisados no solo, sendo que as conclusões são análogas quando se consideram os blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios.

Tabela 5	Valores R ² para os blocos de cada família, poisados no
	solo, para cada IM [5]

	Solo				
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4	
PGA	0,595	0,490	0,679	0,670	
PGV	0,737	0,656	0,788	0,786	
P.acc(Tr)	0,450	0,415	0,510	0,370	
P.vel(Tr)	0,400	0,387	0,450	0,280	
FASI	0,761	0,656	0,778	0,779	
avgSa	0,764	0,660	0,779	0,784	
PSV(Tr)	0,620	0,550	0,594	0,600	

4.1 Comparação dos resultados: bloco no solo e no topo das fachadas

Efetuada a regressão linear e obtidos os valores da mediana e do desvio padrão logarítmico referentes a cada curva, foram geradas as curvas de fragilidade, através de um código desenvolvido em *Python* [5]. A Figura 8 mostra os resultados considerando o bloco poisado no solo (linha a cheio) e poisado no topo da fachada do edifício A (linha a tracejado); as curvas a verde, azul e preto representam os estados limite LS1, LS2 e LS3, respetivamente.



Figura 8 Curvas de fragilidade para o bloco 1 poisado no solo (cheio) e no topo da fachada do edifício A (tracejado); LS1 – verde, LS2 – azul, LS3 – preto [5]

É visível a maior vulnerabilidade do bloco da família 1 quando poisado no solo para LS2 e LS3, sendo que para LS1 acontece o contrário. Os resultados apresentados na Figura 8 são representativos do que acontece nas restantes famílias de blocos, com a exceção do bloco da família 4 cuja vulnerabilidade para LS2 e LS3 é maior quando poisado no topo da fachada do edifício A (assumindo comportamento linear). As curvas obtidas para as IM PGV e FASI apresentam resultados semelhantes aos da Figura 8.

4.2 Comparação dos resultados efetuando análise linear (AL) e não linear (ANL)

Tendo já ficado claro que admitir o comportamento do edifício como linear ou não linear material conduz a resultados diferentes, correspondendo na maioria dos casos a análise não linear à situação mais gravosa para o bloco, foram realizadas e sobrepostas as curvas referentes às duas análises. Na Figura 9 estão representadas as curvas de fragilidade para o bloco da família 1 poisado no topo da fachada do edifício A: a linha a tracejado corresponde à análise linear (AL) e a ponteado à análise não linear (ANL), representando as cores diferentes LS: verde – LS1, azul – LS2 e preto – LS3.

Atendendo à Figura 9 são evidentes as diferenças obtidas nas hipóteses AL e ANL, aumentando significativamente a vulnerabilidade do bloco da família 1 no caso da análise ANL para todos os LS considerados. Verifica-se uma resposta idêntica nos blocos das restantes famílias. A utilização das medidas de intensidade PGV e FASI não compromete as conclusões obtidas com avgSa, sendo as conclusões semelhantes.



Figura 9 Curvas de fragilidade para o bloco 1 no topo da fachada do edifício A, para AL (tracejado) e ANL (ponteado); LS1 – verde, LS2 – azul, LS3 – preto [5]

4.3 Comparação dos resultados com o bloco no topo das fachadas dos edifícios

Foram também comparadas as curvas de fragilidade obtidas considerando o bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios A (azul), B (verde) e C (vermelho), e que se apresentam na Figura 10. As curvas a ponteado, a tracejado e a cheio correspondem aos estados limite LS1, LS2 e LS3, respetivamente. Estas curvas mostram que, para estados limite mais severos (a cheio e a tracejado) a vulnerabilidade

do bloco é maior quando posicionado no topo do edifício A. Quanto ao estado limite LS1 (a ponteado), a vulnerabilidade do bloco é superior quando posicionado no topo do edifício C.

As curvas referentes às restantes famílias de blocos, assim como às restantes IM apresentam resultados análogos aos dispostos na Figura 10.





4.4 Curvas de fragilidade obtidas a partir do FEMA P-58

Por fim, foram obtidas as curvas de fragilidade seguindo as recomendações do documento FEMA P-58 [11], que propõe uma metodologia simples e rápida para gerar curvas de fragilidade para o estado limite LS3 para elementos não estruturais não ancorados, utilizando como medida de intensidade a velocidade máxima do piso (VPT). As curvas foram obtidas para as 4 famílias de blocos e mostraram que os blocos das famílias 1 e 2 são mais vulneráveis do que os das famílias 3 e 4, que o bloco 2 é mais vulnerável do que o 1 e o bloco 4 é mais vulnerável do que o 3, tal como se tinha verificado nas análises anteriores.





Na Figura 11 comparam-se as curvas de fragilidade para o bloco da família 1 poisado no solo, determinadas através dos resultados das

análises dinâmicas (linha a cheio), com a curva de fragilidade obtida através do FEMA P-58 (linha a tracejado).

Analisando estes resultados, constata-se que o valor médio da curva do FEMA P-58 (tracejado) quase coincide com o da curva referente ao LS2 (azul) - as duas curvas diferem apenas na dispersão (maior no caso do FEMA P-58 por resultar de um valor imposto de 0,50) - que por isso apresenta resultados conservativos quando comparados com as curvas obtidas a partir dos resultados das análises dinâmicas. Para os blocos das restantes famílias as conclusões foram idênticas.

5 Conclusões

Este estudo permitiu concluir que os blocos mais esbeltos correspondem aos blocos mais vulneráveis, sendo que no caso de blocos com a mesma esbelteza, o mais vulnerável corresponde ao de menor altura, ou seja, ao bloco com maior frequência angular de referência (parâmetro p) para movimento de rotação (rocking) sem deslizamento. Mostrou ainda que a resposta destes elementos varia em função das características dos edifícios em que se inserem e que os blocos podem apresentar um melhor comportamento quando posicionados no topo dos edifícios em relação à situação dos blocos poisados no solo. Mostrou-se também que a consideração do comportamento não linear material do edifício, ao reduzir as suas frequências naturais de vibração, induz uma maior vulnerabilidade nos blocos para este tipo de ações, apontando para que esta tipologia de análises deva ser preferencialmente realizada assumindo um comportamento não linear material para os edifícios. Contudo, a consideração deste tipo de comportamento, que implica análises mais morosas e complexas e um conhecimento adequado do comportamento mecânico real dos materiais que apresentam uma maior incerteza e variabilidade das suas propriedades, não é condição suficiente para o aumento da resposta do bloco, tendo sido identificados casos em que o bloco colapsa quando se admite o comportamento linear do edifício e apenas atinge o estado de guase colapso no caso do comportamento não linear.

Este estudo mostrou também que a amplificação da aceleração sísmica em altura, registada em todos os edifícios analisados em regime de comportamento linear e para a maioria dos acelerogramas, não resultou no aumento do número de colapsos. Pelo contrário, verificou-se que a consideração dos blocos poisados no topo das fachadas dos edifícios correspondeu sempre a um menor número de colapsos quando comparado com a situação em que os blocos foram simulados poisados no solo. De forma a compreender este resultado foi analisado o aumento do valor de pico da velocidade registada no topo da fachada do edifício em relação à velocidade registada no solo, concluindo-se que não foi possível estabelecer uma relação de causalidade, existindo múltiplos os casos contraditórios. Por fim, foram analisados os espectros de resposta dos sinais no solo e no topo das fachadas dos edifícios, em intervalos próximos do período efetivo do bloco. Desta análise identificou-se uma tendência para a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades no topo das fachadas dos edifícios, na gama de frequências que interessam aos blocos, comparativamente ao conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades no solo, o que poderá justificar a drástica redução do número de ocorrências para estados limite mais severos (LS2 e LS3) para os blocos poisados no topo das fachadas destes edifícios; também se verificou a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em acelerações, no entanto com menor expressão.

Com as curvas de fragilidade verificou-se que os blocos iniciam o movimento de *rocking* (LS1) com maior facilidade quando poisados no topo das fachadas dos edifícios contrastando com as curvas referentes aos estados limite mais severos, onde a vulnerabilidade do bloco é superior quando os blocos estão poisados no solo (excetuando o bloco da família 4 quando poisado no topo do edifício A). Verificou-se também que a vulnerabilidade dos blocos é superior quando poisados no topo da fachada do edifício A, que por sua vez é o edifício mais alto e o mais flexível dos edifícios estudados.

Por outro lado, este estudo mostrou que as medidas de intensidade PGV, avgSa e FASI são as que apresentam menor dispersão na previsão da resposta deste tipo de elementos, nomeadamente na construção das curvas de fragilidade para ações sísmicas, não existindo diferenças significativas nos resultados obtidos entre essas medidas. Por fim, permitiu concluir que a aplicação da metodologia proposta no FEMA P-58 apresenta resultados mais conservativos, quando comparados com as análises efetuadas a partir dos resultados das análises dinâmicas.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito de uma dissertação de mestrado em ambiente empresarial pelo primeiro autor, com o apoio da empresa NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., a quem os autores agradecem. O trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 e Financiamento programático – UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Referências

- [1] <u>www.python.org</u>
- [2] Dimitrakopoulos, E.; DeJong, M. (2012) Revisiting the rocking block: closed-form solutions and similarity laws. Proc. R. Soc. A (2012) 468, 2294-2318 <u>https://doi.org/10.1098/rspa.2012.0026.</u>
- [3] Makris, N.; Roussos, Y. (1998) Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulsetype motions. Report PEER-1998/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley October 1998.
- [4] Housner, G. (1963) The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 53, No. 2, pp. 403-417. February, 1963.
- [5] Lopes, A. (2021) Comportamento para fora do plano de elementos de alvenaria submetidos a ações horizontais. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [6] Teixeira, J. (2004) Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os Séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal. FAUP.
- [7] TREMURI Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings.

- [8] Marchesi, B. (2019) Seismic assessment of old stone masonry buildings typical of Porto in the original and post-retrofit state. Msc, Earthquake Engineering, IUSS - Scuola Universitaria Superiore Pavia.
- [9] Martins, L.; Silva, V. (2020) Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. Bulletin of Earthquake Engineering <u>https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1</u>.
- [10] Lucchini, A.; AlShawa, O.; Sorrentino, L. (2019) Evaluation of FEMA P-58 overturning fragility curves for freestanding building components. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications – Zingoni (Ed.) © 2019 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-38696-9.
- FEMA P-58-2 / September 2012 Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2 – Implementation Guide.

а

Monitorização dinâmica contínua da barragem de Foz Tua: Instalação e resultados preliminares

Continuous dynamic monitoring system of Foz Tua arch dam: Installation and first results

> Sérgio Pereira Filipe Magalhães Jorge P. Gomes Álvaro Cunha José Paixão José V. Lemos

Resumo

O aproveitamento hidroelétrico de Foz Tua, concluído em 2017, está situado no norte de Portugal, e representa um ativo importante na capacidade de produção de energia elétrica no país.

A barragem foi equipada com um sistema de monitorização da condição estrutural baseado em vibrações composto por um conjunto de acelerómetros que foram dispostos radialmente sobre as duas galerias de visita superiores. Os acelerómetros estão ligados a um conjunto de digitalizadores distribuídos pela barragem, sendo a sincronização dos dados assegurada por sinal de GPS.

Este artigo descreve o sistema de monitorização instalado e os resultados obtidos durante os primeiros meses de operação, tais como a caracterização das acelerações (valores máximos e efetivos) e a identificação automática das propriedades modais da barragem. Adicionalmente, é abordada a influência das condições operacionais nas propriedades modais, nomeadamente através do efeito da variação do nível de água da albufeira nas frequências naturais da estrutura.

Abstract

The Foz Tua hydroelectric development, concluded in 2017, is located in the north of Portugal and it constitutes an important asset in the country's energy production capacity.

The arch dam has been equipped with a vibration-based structural health monitoring system, which is composed of a set of accelerometers that were radially disposed over the two upper visit galleries. The accelerometers are connected to a set of digitizers distributed in the dam, being the synchronization of the data assured by GPS.

This paper describes the addressed monitoring system, as well as the results obtained during the first months of operation, such as the characterization of accelerations (maximum and effective values) and the automatic identification of the dam modal properties. Additionally, the influence of operational conditions on modal properties is preliminarily studied, nam.

Palavras-chave: Engenharia de barragens / Análise modal operacional / / Monitorização da condição estrutural / Efeitos ambientais e operacionais Keywords: Dam engineering / Operational modal analysis / Structural health monitoring / Operational and environmental effects

Sérgio Pereira

CONSTRUCT-ViBest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) Porto, Portugal sbp@fe.up.pt

Filipe Magalhães

CONSTRUCT-ViBest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) Porto, Portugal filipema@fe.up.pt

Jorge P. Gomes

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) Lisboa, Portugal jgomes@lnec.pt

Álvaro Cunha

CONSTRUCT-ViBest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) Porto, Portugal acunha@fe.up.pt

José Paixão

EDP Gestão da Produção de Energia S.A. Porto, Portugal jose.paixao@edp.com

José V. Lemos

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) Lisboa, Portugal vlemos@lnec.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

PEREIRA, S., [*et al.*] – Monitorização dinâmica contínua da barragem de FozTua: Instalação e resultados preliminares. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 57-64.

1 Introdução

A central hidroelétrica de FozTua é uma das mais recentes em Portugal e representa um contributo relevante para o sector hidroelétrico do país. Com o propósito de avaliar a condição estrutural da barragem de Foz Tua e o efeito de eventos excecionais no seu comportamento através do estudo das propriedades dinâmicas da barragem e da sua evolução ao longo do tempo, está a ser efetuada pelo ViBest-FEUP (Laboratório de Vibrações e Monitorização Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) e pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), a monitorização dinâmica contínua da estrutura, que leva em consideração a variação das condições ambientais e operacionais.

Os sistemas de monitorização integrados que consideram dados em tempo real obtidos diretamente de estruturas, como o implementado na barragem de Foz Tua, são muito importantes para a gestão a longo prazo de grandes infraestruturas civis [1]. Muitos sistemas baseados em vibrações foram já implementados com sucesso em diferentes tipos de estruturas no passado, como pontes [2], turbinas eólicas [3], edifícios [4], coberturas de estádios [5] ou torres sineiras [6]. Estes sistemas de monitorização da condição estrutural baseados em vibrações dependem da aplicação de análise modal operacional para identificar propriedades modais em contínuo, que podem ser usadas como recursos de monitorização para avaliar a evolução da condição estrutural ao longo do tempo.

No caso de barragens, no passado, a análise modal experimental baseada em ensaios de vibração forçada foi muito comum, sendo ainda hoje utilizada [7] para identificar as propriedades dinâmicas mais relevantes destas estruturas massivas, com o objetivo principal de estabelecer correlações com previsões numéricas ou calibrar modelos de elementos finitos. Por outro lado, existem já alguns exemplos de sistemas de monitorização da condição estrutural baseados em vibrações que foram implementados com sucesso em barragens com características geométricas semelhantes às da barragem de Foz Tua [8] [9], tendo-se conseguido uma boa correspondência na comparação de resultados obtidos através da aplicação de análise modal experimental e de análise modal operacional a uma barragem de betão [10].

Neste sentido, os bons resultados alcançados com a monitorização dinâmica contínua da barragem de Foz Tua mostram-se em concordância com o estado de arte, que indica que este tipo de sistemas de monitorização da condição estrutural baseados em vibrações é adequado a barragens de betão. Desta forma, este artigo apresenta uma breve descrição do sistema de monitorização dinâmica instalado nesta barragem e os resultados obtidos durante os primeiros meses de monitorização contínua, incluindo a caracterização dos níveis de vibração, identificação modal e estudo da evolução das propriedades modais.

2 Barragem instrumentada e sistema de monitorização

O aproveitamento hidroelétrico de Foz Tua localiza-se no norte de Portugal, na foz do rio Tua, um afluente do rio Douro. O aproveitamento está equipado com 270 MW de potência, o que o

torna num ativo muito importante para a capacidade de produção de energia elétrica do país. A albufeira de 27 km de extensão e com capacidade para 106 milhões de metros cúbicos de água é conseguida através de uma barragem abóbada em betão com 108 m de altura, cuja construção foi concluída em 2017. O complexo está equipado com um sistema de bombagem que permite a recuperação de água a jusante, contribuindo para otimizar a gestão da produção de energia elétrica na bacia do Douro.

A barragem tem 275 m de comprimento (ao longo do coroamento) e é composta por 18 blocos de betão, separados por juntas de contração verticais, incluindo ainda galerias de visita em seis níveis diferentes, além da galeria geral para drenagem. O nível pleno de armazenamento é de 172 m (medidos a partir do nível do mar). A Figura 1a mostra uma fotografia da barragem e de parte do seu reservatório.

Para garantir uma boa caracterização do comportamento dinâmico da barragem, a abóbada foi equipada com um sistema de monitorização da condição estrutural baseado em vibrações. Este equipamento é composto por um conjunto de 12 acelerómetros que foram dispostos radialmente sobre as duas galerias de visita superiores, 4 na galeria de visita superior (GV1), estando metade deles de cada lado dos descarregadores, e os restantes 8 acelerómetros na segunda galeria de visita (GV2). Todos os acelerómetros estão ligados a um conjunto de digitalizadores, e a sincronização dos dados é garantida por sinal GPS. O sistema adquire dados continuamente com uma taxa de aquisição de 50 Hz, produzindo ficheiros de dados a cada 30 minutos.





Figura 1 Barragem de Foz Tua: a) vista aérea [11]; b) posição dos acelerómetros marcada com pontos azuis

A Figura 1b caracteriza a posição dos acelerómetros, marcados a azul num esquema da barragem. Existe um acelerómetro extra do lado esquerdo da estrutura, seguindo a geometria da barragem, que não é totalmente simétrica. O sistema de monitorização dinâmica contínua da barragem de Foz Tua está configurado para registar séries temporais de acelerações com duração de 30 minutos em todos os pontos instrumentados, o que corresponde a um período adeguado para a aplicação das técnicas utilizadas no seu tratamento, embora possa ser ajustado, se necessário. As séries de acelerações obtidas são pré-processadas, o que inclui a eliminação de tendências, a aplicação de um filtro Butterworth passa-baixa de oitava ordem e uma reamostragem com uma frequência de 25 Hz. Após esta etapa, o processamento automático realizado avalia cada grupo de séries de acelerações de 30 minutos individualmente, com o objetivo de obter propriedades modais e medidas que caracterizem os níveis de vibração. Todos os dias 48 valores são obtidos para cada parâmetro.

Na secção seguinte, os níveis de vibração da barragem são avaliados e as suas propriedades modais são identificadas e estudadas ao longo do tempo.

3 Monitorização dinâmica contínua

3.1 Caracterização dos níveis de vibração

Durante o período de monitorização, a barragem foi submetida apenas à vibração ambiental, ou seja, não foi induzida nenhuma excitação na estrutura de forma intencional com a finalidade de realizar a identificação modal. Neste sentido, as vibrações na estrutura foram causadas exclusivamente pelas condições do ambiente natural envolvente, como vento, pequena sismicidade ou tráfego rodoviário próximo, entre outros, e pelo funcionamento normal da central hidroelétrica subjacente à barragem. No caso específico da central, além das atividades humanas comuns, a principal fonte de excitação vem do circuito de produção de energia, pelo que se espera encontrar a frequência de rotação das turbinas (185,5 rpm) como frequência predominante nas séries temporais medidas. Para cada série temporal de 30 minutos, a aceleração máxima medida por cada sensor e o valor eficaz (RMS) das acelerações nesse período foram respetivamente identificadas e calculadas, permitindo caracterizar a intensidade das vibrações medidas. Embora este processamento tenha sido realizado para todo o período de monitorização, a representação da sua evolução ao longo do tempo, apresentada na Figura 2, compreende apenas dois meses entre 20 de janeiro e 20 de março, para se poder obter uma figura mais clara e de fácil análise. Cada um dos 12 canais de medição é representado por uma cor diferente e curtos períodos sem dados referem-se a situações de falha do sistema ou manutenção.

As partes superior e inferior da Figura 2 complementam-se. Enquanto as informações sobre as acelerações máximas medidas por cada sensor permitem verificar a adequação do sistema de monitorização à aplicação estudada e verificar a atividade anormal em torno dos sensores ou qualquer mau funcionamento, os valores eficazes fornecem ao analista uma visão mais precisa do nível geral de vibração da estrutura durante cada período registado.

A análise da evolução dos valores eficazes apresentada na Figura 2 sugere que as condições de operação podem ser divididas em três

cenários distintos:

- a) De 11 de janeiro até 3 de fevereiro (parte central da figura) são obtidos níveis de vibração com valores que se consideram médios a elevados, com diferenciação clara e constante das acelerações medidas em cada sensor, indicando um funcionamento ininterrupto do sistema de produção de energia. Este tipo de excitação pode criar obstáculos para realizar com sucesso a identificação modal automatizada [12];
- b) De 12 de dezembro a 11 de janeiro e de 3 de fevereiro a 5 de março (à esquerda e à direita do período mencionado no ponto anterior) são registados níveis de vibração muito mais baixos, a par de acelerações altas distribuídas de forma dispersa, sugerindo vibração ambiental pura como a principal fonte de excitação estrutural, ocasionalmente complementada com excitação devida à operação do sistema de produção de energia;
- c) Por volta de 13 de março (parte direita da figura), níveis de vibração muito altos são medidos continuamente durante períodos curtos. Esta fonte massiva de energia corresponde à abertura dos descarregadores de cheias da barragem, durante períodos de chuvas intensas.



Figura 2 Acelerações máximas e eficazes medidas entre 08/12/2018 e 20/03/2018

Uma ampliação na transição das condições operacionais descritas em a) para as condições descritas em b) é apresentada na Figura 3. Torna-se claro que os níveis de vibração variam largamente dependendo da situação operacional. Os valores eficazes das acelerações medidas diminui de alguns micro "g" para intensidades 10 vezes menores quando as turbinas param de operar. Adicionalmente, a predominância da excitação proveniente do sistema de produção de energia torna-se evidente considerando que cada sensor regista uma intensidade de aceleração quase constante durante dias consecutivos, implicando que a mesma fonte de vibração esteja presente.

3.2 Análise modal operacional automatizada e efeitos das condições de operação

Podem-se obter estimativas das propriedades modais a partir das séries temporais de acelerações, usando métodos de identificação de última geração. Visto que diferentes etapas de análise requerem abordagens distintas, ao começar a analisar um conjunto de dados, é importante aplicar métodos mais simples, que forneçam resultados preliminares, mas ainda assim sólidos o suficiente para permitir a preparação de outras análises mais profundas e detalhadas.

Um exemplo de tais métodos simples consiste na aplicação da decomposição em valores singulares a cada série temporal de acelerações. A aglomeração consecutiva dos primeiros valores singulares de cada grupo de séries temporais permite a construção de mapas de cores como o apresentado na Figura 4, onde as cores são função da intensidade, com cores quentes (vermelho) associadas a valores mais elevados. As zonas vermelhas indicam a existência de mais energia nas bandas de frequência a que estão associadas, proporcionando assim estimativas aproximadas das frequências naturais da estrutura e dos harmónicos presentes na excitação, motivados pelo funcionamento das turbinas na central de produção de energia.

A Figura 4 refere-se aos primeiros 10 dias de monitorização dinâmica contínua, de 08/12/2017 a 18/12/2017. Existem dois alinhamentos vermelhos horizontais evidentes, muito próximos um do outro, entre 2 e 4 Hz, que provavelmente correspondem aos dois primeiros modos de vibração da barragem, e mais dois alinhamentos



Figura 3 Acelerações máximas e eficazes medidas entre 25/01/2018 e 10/02/2018

vermelhos entre 4 e 6 Hz, potencialmente indicando o terceiro e o quarto modos de vibração. Alguns outros alinhamentos parecem existir entre 6 e 10 Hz, porém, apresentam variações consideráveis de frequência durante o período analisado, não sendo possível com esta análise preliminar identificar distintamente quantos modos de vibração estariam ocultos neste intervalo mal definido. Além disso, aparecem ocasionalmente entre os dois primeiros alinhamentos, linhas horizontais de cor vermelho-escuro, muito bem definidas, provavelmente correspondendo à frequência de rotação da turbina (185,5 rpm - 3,09 Hz).



Figura 4 Mapa de cores com a evolução da frequência entre 08/12/2017 e 18/12/2017

Após a primeira análise, a identificação modal foi realizada usando o método de identificação estocástica em sub-espaços a partir das correlações (conhecido como SSI-Cov). O SSI-Cov é um método paramétrico no domínio do tempo que identifica um modelo de estado a partir das correlações das respostas da estrutura.

O algoritmo parte do pressuposto que as funções de correlação relativas à resposta de uma estrutura sujeita a uma excitação do tipo ruído branco podem ser expressas através da soma de sinusoides com decremento exponencial, relacionadas com cada um dos modos de vibração da estrutura, sendo portanto possível, a partir delas, determinar os seus parâmetros modais [13].

Os primeiros cinco modos de vibração foram identificados a partir das séries temporais medidas a 8 de dezembro, primeiro dia de monitorização, tendo sido obtidas frequências naturais, valores de amortecimento e configurações modais. Uma representação das configurações modais está apresentada na Figura 5. As ordenadas modais obtidas a partir da identificação modal são representadas com pontos pretos e as configurações modais completas foram obtidas através de interpolações (representadas a vermelho). Apenas os sensores entre o número 5 e o número 12 (ver Figura 1) foram usados nesta representação para facilitar a distinção entre formas simétricas e antissimétricas. Todas as configurações obtidas são claras e inequívocas. O primeiro e o quarto modos são antissimétricos e o segundo, o terceiro e o quinto são modos de vibração simétricos.

Para seguir continuamente as propriedades modais da estrutura, o



Figura 5 Ordenadas modais dos primeiros cinco modos de vibração dos pontos instrumentados na barragem de Foz Tua

método SSI-Cov foi combinado com uma rotina baseada em análise de clusters que automatiza a sua aplicação. A análise de clusters é um método exploratório que consiste em agrupar elementos em grupos de forma que cada elemento pertencente a um determinado grupo seja semelhante a todos os outros pertencentes ao mesmo grupo e diferente daqueles que pertencem aos outros grupos. Desta forma, é possível agrupar consistentemente as estimativas de parâmetros modais fornecidas pelo SSI-Cov, considerando as frequências naturais e as configurações modais como características distintivas de cada modo de vibração em determinado momento. Esta abordagem e o seu desenvolvimento teórico são descritos em pormenor no seguinte trabalho [14].

As frequências naturais, os valores de amortecimento e as configurações modais foram obtidas para os primeiros cinco modos, durante um período de mais de três meses. As médias das frequências naturais (f) e dos amortecimentos (d) e os respetivos desvios-padrão (std) estão apresentadas na Tabela 1, juntamente com a descrição da forma de cada modo, apresentada anteriormente. As frequências naturais identificadas enquadram-se nos intervalos definidos pela avaliação do mapa de cores, demonstrando a relevância desta ferramenta simples em análises preliminares. Enquanto a frequência natural para os quatro primeiros modos apresenta valores de desvio-padrão entre 0,029 e 0,081 Hz, para o quinto modo apresenta um desvio-padrão de quase 0,3 Hz, indicando oscilações significativas deste modo durante o período analisado. Além disso, os amortecimentos dos cinco modos apresentam valores médios entre 1,1 e 1,5 %, o que é comum para este tipo de estrutura, e desvios--padrão entre 0,3 e 0,4 %. A identificação de outros modos, embora possível, é condicionada pelo número de sensores disponíveis no mesmo alinhamento horizontal (GV2), dificultando a identificação correta da configuração modal de modos de ordem superior.

É ainda importante notar que a frequência de rotação da turbina polui a série temporal de acelerações, tornando-se uma fonte de erros durante o processo de identificação automática. Foram desenvolvidos diferentes procedimentos para minimizar o impacto deste efeito parasita, considerando que as estimativas que lhes estão associadas apresentam valores muito baixos de amortecimento [9], assim como incertezas associadas aos parâmetros modais também muito baixas [12]. Neste contexto, conseguiram-se bons resultados através da eliminação de estimativas com frequência igual a 3,09 Hz e amortecimento abaixo de 0,4 %.

No entanto, é mais fácil entender a evolução das propriedades modais quando representada graficamente. Portanto, a evolução temporal das primeiras cinco frequências naturais é caracterizada na Figura 6 usando médias móveis de 6 horas. Com a média móvel, obtém-se uma figura visualmente limpa sem perder a precisão na caracterização das flutuações das frequências naturais. Conseguem-se distinguir pequenas variações nos três primeiros modos, e variações consideráveis ocorrem com o quarto modo, o que explica o valor do seu desvio-padrão de 0,081 Hz. Porém, as maiores variações são apresentadas pelo quinto modo de vibração, cujo valor de frequência natural varia dentro de uma faixa de cerca de 1 Hz. Embora ocorram variações de frequência muito diferentes entre os modos, em termos de amplitude, é importante notar que a forma da representação da evolução é consistente entre os modos, indicando que as variações de frequência nos cinco modos são provocadas pelo mesmo fenómeno físico. Neste sentido, é apresentada na Figura 7a uma ampliação de quatro dias na evolução das frequências dos cinco modos, lado a lado com a evolução do nível de água na albufeira (Figura 7b), durante os mesmos quatro dias. Focando o quinto modo, que apresenta as maiores variações, fica clara a relação inversa que existe entre a frequência natural e o nível de água na albufeira: quando o nível de água sobe, o valor da frequência natural diminui e vice-versa.

Modo	f _{média} [Hz]	f _{std} [Hz]	d _{média} [%]	d _{std} [%]	Descrição
1	3,02	0,029	1,12	0,410	Antissimétrico
2	3,25	0,036	1,38	0,433	Simétrico
3	4,19	0,043	1,45	0,322	Simétrico
4	5,55	0,081	1,52	0,317	Antissimétrico
5	6,49	0,288	1,25	0,405	Simétrico

Tabela 1Propriedades modais dos primeiros cinco modos de
vibração da barragem de Foz Tua

Assim, foi estudada a relação entre estas duas variáveis, tendo--se encontrado uma forte relação quadrática entre elas, com um coeficiente de determinação de quase 0,99 (ver Figura 8). Este resultado é consistente com as relações que se encontraram entre o nível de água na albufeira e as frequências naturais da barragem do Baixo Sabor [9], mas no caso em apreço são necessárias menores variações do nível de água para provocar flutuações de frequência de maior relevância. Principalmente no caso do quinto modo, que diminuiu cerca de 13 %, de 6,67 Hz para 5,78 Hz em apenas 18 horas.



Figura 6 Evolução temporal da média móvel de 6h das frequências naturais



Figura 7 a) Evolução das frequências naturais durante 4 dias; b) Evolução do nível de água na albufeira durante 4 dias



Figura 8 Relação entre o nível de água na albufeira e a frequência do quinto modo de vibração

4 Conclusão e desenvolvimentos futuros

O sistema de monitorização dinâmica instalado na barragem de Foz Tua foi descrito e os resultados principais obtidos durante os primeiros meses de monitorização foram apresentados. O processamento das séries temporais de acelerações medidas em contínuo durante este período e os bons resultados obtidos demonstram que o sistema de monitorização dinâmica está a funcionar adequadamente e a registar vibrações em condições operacionais muito distintas entre si.

As referidas condições de operação apresentam diversos níveis de aceleração e o sistema de monitorização tem sido capaz de os caracterizar a todos. As acelerações medidas quando o sistema de produção de energia elétrica está em operação são cerca de dez vezes superiores às medidas quando a barragem é submetida apenas à excitação ambiental. Os períodos em que as turbinas estão em operação são facilmente identificados em mapas de cores de valores singulares, uma vez que a frequência de rotação e os seus harmónicos são representados por linhas vermelhas finas, mas bem definidas.

Os resultados da identificação modal mostram uma estreita relação entre o nível de água na albufeira e os valores das frequências de vibração, em concordância com resultados obtidos numa aplicação semelhante. É importante notar as enormes variações de frequência do quinto modo de vibração durante o período estudado quando o nível de água na albufeira variou menos de 4 metros, estando a análise deste fenómeno ainda em desenvolvimento.

No futuro, as relações estatísticas desenvolvidas entre o nível de água e as frequências naturais serão utilizadas para minimizar o efeito do primeiro sobre as segundas, criando assim variáveis sensíveis a pequenas flutuações, que podem ser utilizadas para detetar comportamento estrutural anormal.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por fundos nacionais através da FCT/ /MCTES (PIDDAC), ao abrigo do projeto PTDC/ECI-EST/29558/2017, e por Financiamento Base – UIDB/04708/2020 e Financiamento programático – UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Os autores gostariam ainda de agradecer a colaboração e o apoio prestados pela EDP Produção e pela Engie/Movhera.

Referências

- [1] Gomes, J.P.; Palma, J.; Magalhães, F.; Pereira, S.; Monteiro, G.; Silva Matos, D. – Seismic monitoring system of Baixo Sabor scheme for structural dynamic behaviour monitoring and risk management [Système de surveillance sismique de l'aménagement de Baixo Sabor pour le suivi du comportement dynamique structurel et la gestion des risques]. in 26th International Congress on Large Dams (26th ICOLD), 2018, Vienna, Austria.
- [2] Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection. Mechanical Systems and Signal Processing, 2012. 28: p. 212-228.

- [3] Oliveira, G.; Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. Development and implementation of a continuous dynamic monitoring system in a wind turbine. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2016. 6(3): p. 343-353.
- [4] Rainieri, C.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G.; Dolce, M. Robust outputonly modal identification and monitoring of buildings in the presence of dynamic interactions for rapid post-earthquake emergency management. Engineering Structures, 2012. 34: p. 436-446.
- [5] Martins, N.; Caetano, E.; Diord, S.; Magalhães, F.; Cunha, A. Dynamic monitoring of a stadium suspension roof: Wind and temperature influence on modal parameters and structural response. Engineering Structures, 2014. 59: p. 80-94.
- [6] Ubertini, F.; Comanducci, G.; Cavalagli, N. Vibration-based structural health monitoring of a historic bell-tower using output-only measurements and multivariate statistical analysis. Structural Health Monitoring, 2016. 15(4): p. 438-457.
- [7] Gomes, J.P.;Lemos, J.V. Characterization of the dynamic behavior of a concrete arch dam by means of forced vibration tests and numerical models. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2020. 49(7): p. 679-694.
- [8] Mendes, P. Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão. 2010, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portuguese.
- [9] Pereira, S.; Magalhães, F.; Gomes, J.P.; Cunha, A.; Lemos, J.V. Dynamic monitoring of a concrete arch dam during the first filling of the reservoir. Engineering Structures, 2018. 174: p. 548-560.
- [10] Gomes, J.; Pereira, S.; Magalhães, F.; Lemos, J.V.; Cunha, A. Input--Output vs Output-only modal identification of Baixo Sabor concrete arch dam, in 9th European Workshop on Structural Health Monitoring. 2018: Manchester, United Kingdom.
- EDP Energias de Portugal [visitado em 01/10/2021]; disponível em: https://www.edp.com/pt-pt/historias-edp/foz-tua-quando-a-relacao--com-o-rio-muda.
- [12] Pereira, S.; Reynders, E.; Magalhães, F.; Cunha, A.; Gomes, J.P. The role of modal parameters uncertainty estimation in automated modal identification, modal tracking and data normalization. Engineering Structures, 2020. 224, 10.1016/j.engstruct.2020.111208.
- [13] Peeters, B. System Identification and Damage Detection in Civil Engineering, PhD Thesis, 2000. Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Belgium.
- [14] Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge. Mechanical Systems and Signal Processing, 2009. 23(2): p. 316-329.

Pontes do tipo Stress Ribbon – Conceção e dimensionamento

Stress Ribbon bridges – Conception and design

Rita Almeida Miguel Ferraz Renato Bastos

Resumo

As pontes do tipo "banda tensionada" (*stress ribbon*) são estruturas esbeltas e flexíveis, cujo comportamento é influenciado pelo processo construtivo, pelos efeitos diferidos das características dos materiais e pela resposta geometricamente não linear, habitual nas 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 comportamento desta tipologia estrutural.

Assim, faz-se uma breve apresentação do estado da arte acerca desta temática e, de forma a compreender a influência de alguns parâmetros no desempenho deste tipo de estruturas, analisa-se um caso de estudo recorrendo a um *software* de cálculo estrutural evolutivo desde o processo construtivo até à fase de exploração. Posteriormente, utiliza-se a mesma ferramenta de cálculo para realizar análises paramétricas que permitiram estudar a influência das variáveis atrás referidas na resposta instantânea e diferida do sistema estrutural em estudo.

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".

Abstract

Stress ribbon bridges are slender and flexible bridges, whose behavior is influenced by the constructive process, the time-dependent effects of the materials and the geometrically non-linear response, a characteristic of structures with cables. This article focuses on the study of the static behavior of stress ribbon bridges, analyzing the influence of these variables on the behavior of this structural typology.

In this article, a brief presentation of the state of the art of stress ribbon bridges is made and to understand the influence of some parameters on the performance of this type of structures, a case study is analyzed using structural analysis software since the construction phase and during the operation phase. Subsequently, it was used to perform parametric analyses that allowed to study the influence of the variables mentioned above in the structural response of this type of bridge.

Finally, to apply the knowledge obtained, a stress ribbon bridge was proposed for the city of Porto, called the "Ponte Pedonal dos Caminhos do Romântico".

Palavras-chave: Pontes *Stress Ribbon* / Modelos numéricos / Estruturas evolutivas / Não linearidades geométricas / Efeitos diferidos

Keywords: Stress Ribbon Bridges / Computer modeling / Evolutionary structures / / Geometric non-linearities / Rheological effects

Rita Almeida

Engenheira Civil Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. Porto, Portugal rita.almeida@adfconsultores.com

Miguel Ferraz

Professor Auxiliar Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto / Departamento de Engenharia Civil Porto, Portugal ferraz@fe.up.pt

Renato Bastos

Engenheiro Civil, Professor Associado Convidado Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. Porto, Portugal renato.bastos@adfconsultores.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

Almeida, R., [*et al.*] – Pontes do tipo *Stress Ribbon* – Conceção e dimensionamento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 65-74.

1 Introdução

As pontes do tipo *stress ribbon* são estruturas formadas por um tabuleiro esbelto em betão apoiado/suspenso 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 não só através de incrementos do seu estado de tensão mas também da alteração da sua geometria. Eis a razão do seu comportamento marcadamente não linear geométrico.

Os processos construtivos usualmente utilizados nestas pontes impõem um carácter evolutivo à estrutura, 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 alta resistência, 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. É neste contexto que o objetivo deste trabalho, consiste em expor as principais características do comportamento estático, instantâneo e diferido, das pontes *stress ribbon*.

No presente artigo apresentam-se as conclusões essenciais do trabalho conduzido em [1]. Como ponto de partida faz-se uma breve descrição do estado da arte das pontes do tipo *stress ribbon*. Posteriormente, com o intuito de perceber o funcionamento e a melhor forma de se proceder à modelação numérica desta tipologia estrutural, analisa-se um modelo tridimensional de elementos finitos de um caso real - Ponte de Redding, na Califórnia. Conhecendo a evolução das tensões ao longo do processo construtivo e da vida útil da obra tendo em conta os efeitos diferidos, interpreta-se o comportamento estático deste tipo de pontes e identificam-se as principais características da sua resposta estrutural e respetivas inter-relações, ficando a dominar os parâmetros mais relevantes para o seu dimensionamento de forma a permitir a aplicação destes conhecimentos ao exemplo apresentado no capítulo 3.

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 [2]. Na Figura 1 encontram se apresentados alguns exemplos de aplicação do sistema estrutural em discussão.

O sistema estrutural *stress ribbon* apresenta, entre outras, duas grandes variantes em função do 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 evolutivo ao nível da secção transversal e do esquema estrutural global, 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:

- Colocação das aduelas dos encontros nos suportes e das "selas" de aço nos apoios intermédios e escoramento temporário dos pilares;
- Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação (não aderentes) e disposição dos elementos pré-fabricados;
- 3. Cofragem das "selas" dos apoios intermédios;
- Colocação dos cabos de pré-esforço (aderentes), betonagem das "selas" e da parte do tabuleiro moldada *in situ*, e aplicação do pré-esforço por pós-tensão;
- Injeção de calda de cimento nas bainhas dos cabos de préesforço;
- 6. Montagem dos guarda-corpos e execução do pavimento.





Figura 1 Exemplos de aplicação do sistema estrutural *stress ribbon*: a) Ponte de Redding [3]; b) Ponte pedonal no campus da FEUP

2 Caso de estudo – Ponte de Redding

A ponte de Redding, localizada na Califórnia (Figura 1(a)) [3], é uma ponte pedonal formada por um vão de 127,41 m do tipo *stress ribbon*, que apresenta um tabuleiro composto por elementos préfabricados de betão e uma laje betonada *in situ*. Possui quatro cabos de sustentação de 28 cordões de 13 mm de diâmetro cada, sendo pós tensionada por quatro cabos adicionais de 31 cordões de 13 mm de diâmetro cada, conforme apresentado na Figura 2. Qualquer informação adicional, nomeadamente relativa aos parâmetros materiais utilizados neste caso de estudo, pode ser encontrada no trabalho desenvolvido no âmbito da tese de mestrado [1].



Figura 2 Ponte de Redding, Califórnia: a) Secção transversal;
 b) Cabos de sustentação e pré esforço; c) Alçado;
 d) Planta (Adaptado de [3])

2.1 Modelação numérica

Os modelos para análise de pontes do tipo banda tensionada sujeita a cargas ou ações de curta ou longa duração, devem descrever com precisão o seu comportamento em condições de serviço e estado limite último. Para isso devem modelar adequadamente os seguintes aspetos: a geometria do sistema de suporte e correspondente rigidez, a não linearidade material e geométrica, a alteração da secção transversal e do sistema de suporte durante o processo construtivo, o efeito do pré-esforço, e por último, os efeitos reológicos do betão e aço de pré-esforço [4].

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 [5]. O programa, de origem académica, que tem implementados o Método de

Newton-Raphson e o Método Newton-Raphson Modificado, 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, admite, entre outros parâmetros, considerar a variável tempo, permitindo a modelação das componentes instantâneas e diferidas do comportamento dos materiais e o caráter evolutivo das estruturas e carregamentos. Contempla ainda a consideração da não linearidade geométrica na resposta de estruturas flexíveis.

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 e 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.

Nas Figuras 3 e 4 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 dividindo a secção em camadas, 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 Figura 3.



Figura 3 Discretização da secção transversal do tabuleiro no modelo numérico



Figura 4 Perspetiva tridimensional do tabuleiro

Para a análise da resposta da estrutura ao longo do faseamento construtivo e vida útil, foram simuladas no programa Evolution seis operações gerais, incluindo aplicação de cargas e alterações do esquema estrutural, tal como descrito no Tabela 1, e um incremento de verificação da resposta a "tempo infinito", 10 000 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 %.

	3			
		Planeamento temporal		
Operação	Descrição da atividade	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 <i>in situ</i> e juntas	15	7	
Quarta fase	Tensionamento dos cabos de pré-esforço	22	7	
Quinta fase	Aplicação das restantes cargas permanentes	29	0	
Sexta fase	Análise a tempo infinito	29	10000	

Tabela 1Operações gerais e respetivo planeamento temporal
considerados na modelação

2.2 Análise estrutural

Em pontes do tipo *stress ribbon* as áreas dos cabos de sustentação e de pré esforço (pós-tensão) apresentam uma grandeza relativamente elevada comparativamente às estruturas pré-esforçadas correntes, por esse motivo, ocorre uma redistribuição de tensões mais significativa entre betão e aço que necessita de ser considerada. A modelação desenvolvida para o caso de estudo permitiu analisar o estado de tensão e deformação da estrutura ao longo de todo o faseamento construtivo e vida útil, tendo em consideração o seu comportamento não linear geométrico, o carácter evolutivo das secções transversais e do esquema estrutural global 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 [6], 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 compõem 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 importância relativa 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 Figura 5. Atentando na figura referida constata-se que as contribuições dos fenómenos isolados de retração e fluência do betão a "tempo infinito" são bastante similares e ambas provocam uma diminuição da flecha dado que em estruturas pré-esforçadas ambos os fenómenos significam uma contração volumétrica do betão. Já a evolução do deslocamento vertical a meio vão considerando o fenómeno de relaxação do aço dos cabos de sustentação e de pré esforço é praticamente coincidente com o obtido no modelo em que não se inseriram as leis reológicas dos materiais (modelo "Sem Efeitos Diferidos"), pelo que se conclui que a relevância da relaxação do aço é reduzida. Assim, torna-se 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 5 Evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os diferentes cenários reológicos

A evolução da reação horizontal no decurso do faseamento construtivo e na fase exploração do sistema, representada na Figura 6, acompanha, naturalmente, a evolução do deslocamento vertical da Figura 5. 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 Figura 6 depreende-se que a relaxação do aço não possui expressividade, induzindo apenas uma diminuição muito ligeira da reação horizontal.



Figura 6 Evolução temporal da reação horizontal dos apoios para os diferentes cenários reológicos

Apresenta-se na Figura 7, a evolução dos esforços axiais nos cabos de sustentação, nos cabos de pré-esforço e no betão, na secção a

meio vão, devida à redistribuição de esforços por efeitos diferidos para as situações reológicas tratadas. Analisando os gráficos da Figura 7 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 Figura 7 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 préesforço apresenta um contributo reduzido na resposta estrutural, manifestando maior influência na alteração do estado de tensão dos cabos de sustentação.



Figura 7 Evolução temporal do esforço axial nos elementos constituintes da estrutura para os diferentes cenários reológicos

A análise das figuras anteriores permite extrair uma conclusão importante acerca do comportamento das pontes *stress ribbon*: ao longo do tempo, o incremento da reação horizontal nos apoios, ou seja, da tração global no conjunto "tabuleiro em betão + cabos de sustentação + cabos de pré-esforço", ocorre sobretudo devido a uma diminuição muito relevante da compressão instalada no betão.

Para além da influência 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, t_o , e a "tempo infinito", t_{∞} , 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 Figura 8, onde igualmente se analisa a atuação simultânea da sobrecarga de utilização definida em projeto. Como seria expectável, 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 um aumento da flecha de cerca de 25 cm, que corresponde a 8 % da flecha total.



Figura 8 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 positiva de temperatura, a t_{o} .

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 do betão conforme definido no Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [6], decidiu-se proceder a uma análise de sensibilidade de forma a estimar a amplitude da variação da resposta das estruturas 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. Os coeficientes (50 %; 150 % e 200 %) foram aplicados de forma independente, ou seja, quando se variou o valor da retração, manteve-se constante o valor da fluência e vice-versa.

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 [7], com a atuação simultânea da sobrecarga de utilização e de uma variação uniforme de temperatura negativa está apresentada na Figura 9.

Numa primeira análise constata-se que a condição de descompressão do betão para a reologia preconizada no EC2 (100 % Retração e 100 % Fluência) parece não estar verificada, o que pode ser explicado pelo facto de se terem arbitrado alguns parâmetros que não foi possível identificar na bibliografia consultada sobre a obra em causa.

Atentando na Figura 9 conclui-se ainda 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 , valor esse bastante elevado e que indica que estas variações reológicas devem ser devidamente analisadas em situação de projeto.



Figura 9 Tensão instalada na fibra superior na combinação quase-permanente de ações em função das reologias consideradas ao fim de 10 000 dias após a conclusão da obra

3 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 mais usuais. Para ilustrar estas particularidades e como exemplo de aplicação a um caso concreto, propõe-se, a conceção de uma passagem superior pedonal do tipo *stress ribbon* na travessia sobre o Vale de Massarelos e sobre a rua de D. Pedro V, na cidade do Porto. Esta ponte, denominada de "Ponte pedonal dos Caminhos do Romântico" foi anteriormente proposta no âmbito da iniciativa "Porto 2001" e pretende ligar o polo universitário à zona de Vilar (ver Figura 10).



Figura 10 Traçado sugerido para a ponte (Adaptado de [8])

Apresenta-se neste artigo uma condensação do estudo elaborado e dos cálculos realizados no estudo prévio conduzido [1]. 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.

3.1 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 Figura 11.





(b)

Figura 11 Localização dos encontros: a) Zona do polo universitário; b) Zona de Vilar



Figura 12 Traçado longitudinal para a ponte stress ribbon proposta

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 Figura 12. 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 na travessia da rua D. Pedro V definido na regulamentação [9].

3.2 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 (ver Figura 13). 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 Y1860 S7-15.7 (pr EN 10138-3).

3.3 Pré-dimensionamento dos cabos

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.

Para o planeamento temporal do procedimento construtivo considerou-se o exposto no Tabela 2. Supõe-se que a construção da ponte tem a duração de 27 dias, e, com o intuito de avaliar o comportamento a tempo infinito, estuda-se o seu comportamento 10 000 dias após o término da obra.

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 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 elementos 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.

Tabela 2Planeamento temporal das fases consideradas na
modelação do caso de estudo

	Planeamento temporal			
Descrição da atividade	Escala [dias]	Duração da atividade [dias]		
Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação	0	1		
Montagem dos elementos pré-fabricados	1	12		
Betonagem da laje moldada <i>in situ</i> e juntas	13	7		
Aplicação da tensão dos cabos de pré-esforço	20	7		
Aplicação das restantes cargas permanentes	27	1		
Aplicação das cargas variáveis	28	0		
Análise a tempo infinito	28	10 000		

Relativamente à tensão máxima a aplicar aos cabos, de acordo com a proposta de Strasky [3], tomou-se como condição de prédimensionamento 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 60 % e 70 % da resistência à tração do aço que os compõe.



Figura 13 Solução final obtida para a secção transversal



Figura 14 Alçado da ponte pedonal dos "Caminhos do Romântico" proposta

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 [6] 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, cuja secção transversal se apresenta na Figura 13. Na Figura 14 está representado o alçado da ponte pedonal proposta.

Expõem-se nas figuras seguintes as evoluções temporais da flecha para a combinação quase-permanente de ações (Figura 15), da tensão nos cabos de sustentação e nos cabos de pré-esforço para o estado quase-permanente de ações (ver Figura 16), e por último, a evolução da tensão nas fibras superior e inferior da secção de betão (Figura 17).







Figura 16 Evolução temporal da tensão nos cabos de sustentação e de pré-esforço para a combinação quase-permanente de ações

A Figura 17 apresenta a evolução da tensão nas fibras superior e inferior da secção de betão devida às cargas permanentes. No instante t = 28 dias (final do processo construtivo) e a "tempo infinito" (t = 10028 dias) o gráfico apresenta também a variação de

tensões correspondente à aplicação da parcela frequente das cargas variáveis (com a ação de base a sobrecarga e a acompanhante a variação uniforme negativa de temperatura – combinação de ações que induz maior tensão nas fibras de betão).



Figura 17 Evolução temporal da tensão nas fibras superior e inferior da secção de betão na combinação frequente de ações

4 Conclusão

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 extrapoladas a outras estruturas semelhantes:

- O processo de análise e dimensionamento de pontes do tipo stress ribbon é complexo, iterativo e exigente, com a impossibilidade de adoção de cálculos ou modelos simplificados adotados em estruturas ditas "correntes";
- Esta tipologia estrutural é bastante sensível à variação dos efeitos diferidos, em particular do betão;
- Ao longo do processo construtivo e vida útil da estrutura, a tensão no betão apresenta uma grande variabilidade que necessita de ser considerada desde a fase de prédimensionamento;

- Constatou-se que o efeito da retração e fluência do betão é similar, significando em ambos os casos uma diminuição da flecha da ponte, dado que em estruturas pré-esforçadas os dois fenómenos significam uma contração volumétrica do betão;
- Esta redução da flecha induz, por equilíbrio, um aumento da força de tração global instalada na estrutura e, consequentemente, um incremento da reação horizontal dos apoios;
- 6. Ao longo do tempo, o incremento da reação horizontal nos apoios, ou seja, da tração global no conjunto "tabuleiro em betão + cabos de sustentação + cabos de pré-esforço", ocorre sobretudo devido a uma diminuição muito relevante da compressão instalada no betão. Este efeito constituiu um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento das pontes do tipo stress ribbon.

Referências

- de Almeida, R.M.S.V. Pontes do tipo "Stress Ribbon" Concepção e dimensionamento – Tese de Mestrado. 2018, FEUP: Porto.
- [2] Jog, A.V.; Joshi, D.M. Design of a Prestressed Concrete Stress Ribbon Bridge. International Journal of Scientific & Engineering Research, 2015. 6(12): p. 307-310.
- [3] Strasky, J. Stress ribbon and cable-supported pedestrian Bridges. 2005: Thomas Telford.
- [4] Lakusic, S. Numerički model za analizu prednapetih provješenih mostovaSažetak. Journal of the Croatian Association of Civil Engineers, 2015. vol. 67, no. 10, pp. 943-957.
- [5] Ferraz, M.Â.C. Modelo para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte – Tese de Doutoramento. 2010, FEUP: Porto.
- [6] NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2 Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [7] NP EN 1990:2009, Eurocódigo Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [8] Google Maps. Disponível em: <u>https://www.google.com/maps</u>. Acedido em 23/04/2018.
- [9] Diário do Governo n.º 192/1961, Série I Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais. 1961.

Pontes do tipo Stress Ribbon – Conceção e dimensionamento Rita Almeida, Miguel Ferraz, Renato Bastos

Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio

Fire resistance of stainless steel beam-columns with cold-formed open sections

Flávio Arrais Nuno Lopes Paulo Vila Real

Resumo

A utilização de soluções estruturais com perfis enformados a frio em aco inoxidável pode contribuir para uma construção mais sustentável e otimizada, devido a algumas das suas características, como a sua resistência à corrosão e o seu comportamento a altas temperaturas. No entanto, a precisão e segurança das metodologias de cálculo ao fogo não foram ainda verificadas para estes perfis. Assim, este trabalho apresenta um estudo paramétrico numérico sobre a resistência ao fogo de elementos com secções em C e sigma enformadas a frio em aço inoxidável sujeitos a flexão composta com compressão. As capacidades de carga últimas das vigas-coluna obtidas com o programa de elementos finitos SAFIR são comparadas com as determinadas pela versão em vigor do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-2:2005) e sua segunda geração (prEN 1992-1-2:2021), ainda em desenvolvimento. Conclui-se que a metodologia da última versão melhora ligeiramente as aproximações aos resultados numéricos para os elementos analisados, sendo, no entanto, ainda demasiado conservativa.

Abstract

The use of structural solutions with cold-formed stainless steel profiles can contribute to a more sustainable and optimized construction, due to their advantages such as its corrosion resistance and behaviour at elevated temperatures. However, the accuracy and safety of fire calculation methods have not yet been verified for these profiles. Hence, this work presents a numerical parametric study on the fire resistance of members with cold-formed C and sigma sections in stainless steel subjected to compression plus bending. The ultimate load capacities of the beam-columns obtained with the finite element program SAFIR are compared with those determined by the current version of Eurocode 3 (EN 1993-1-2:2005) and its second generation (prEN 1992-1-2:2021), still under development. It is concluded that the methodology of the latest version slightly improves the approximations to the numerical results for the analysed members, being still too conservative.

Palavras-chave: Fogo / Vigas-coluna / Aço inoxidável / Enformados a frio / / Eurocódigo 3

Keywords: F

Fire / Beam-columns / Stainless steel / Cold-formed profiles / / Eurocode 3

Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio Flávio Arrais, Nuno Lopes, Paulo Vila Real

Flávio Arrais

Investigador RISCO, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal arrais.f@ua.pt

Nuno Lopes

Professor Associado RISCO, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal nuno.lopes@ua.pt

Paulo Vila Real

Professor Catedrático RISCO, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal pvreal@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

ARRAIS, F., [*et al.*] – Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 75-86.

1 Introdução

Apesar do seu maior custo inicial, a utilização do aço inoxidável como material estrutural tem crescido devido às suas diferentes vantagens em relação ao aço carbono, de que é exemplo o seu melhor desempenho a temperaturas elevadas [1]. Adicionalmente, os elementos estruturais com secções em aço de paredes finas enformados a frio são já amplamente aplicados em edifícios, devido à sua leveza, capacidade de vencer grandes vãos e facilidade de fabrico [2,3]. Combinar as características do aço inoxidável e a eficiência das secções enformadas a frio de paredes finas afigura-se como uma solução interessante para aplicações estruturais.

No entanto, estes perfis enformados a frio são mais suscetíveis à ocorrência de diferentes fenómenos de instabilidade, dos quais são exemplos os modos de encurvadura local, distorcional e global, que em situação de incêndio são influenciados pelas perdas significativas de resistência e rigidez [4]. O comportamento a altas temperaturas de elementos estruturais em aço inoxidável tem sido objeto de recentes estudos [5-10], sendo, no entanto, a resistência ao fogo de elementos com secções abertas em aço inoxidável enformados a frio ainda não totalmente compreendida.

A versão em vigor da Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (EC3) [11] propõe para o dimensionamento ao fogo de elementos em aço inoxidável a utilização das mesmas fórmulas de cálculo desenvolvidas para elementos em aço carbono. No entanto, os aços inoxidáveis apresentam uma relação tensão-extensão diferente do aço carbono, sempre com um comportamento não linear e uma extensa fase de endurecimento. Assim, no âmbito do desenvolvimento em curso da segunda geração dos Eurocódigos, o prEN 1993-1-2:2021 [12] propõe uma nova metodologia de cálculo da resistência ao fogo de elementos estruturais em aço inoxidável, que foi desenvolvida considerando o seu comportamento material em perfis em I e tubulares. Mas a utilização das referidas metodologias em perfis de secção aberta enformados a frio não foi ainda validada.

Este trabalho apresenta um estudo paramétrico numérico sobre a resistência a temperaturas elevadas de vigas-coluna (os elementos estruturais mais comuns na construção), suscetíveis ou não a encurvadura lateral (LTB) em aço inoxidável com secções em C e sigma enformadas a frio, considerando diferentes classes de aço inoxidável, esbeltezas do elemento e diagramas de momento.

Foram realizadas análises geométrica e materialmente não lineares com imperfeições (GMNIA), utilizando o programa de elementos finitos SAFIR [13]. As capacidades de carga últimas obtidas numericamente são comparadas com as resultantes das fórmulas de cálculo da EN 1993-1-2:2005 [11] e do prEN 1993-1-2:2021 [12]. Conclui-se que as regras em vigor são demasiado conservativas e que as propostas na segunda geração do Eurocódigo melhoram as aproximações aos resultados numéricos, mantendo-se, no entanto, do lado da segurança em relação aos mesmos.

2 Resistência ao fogo de elementos estruturais em aço inoxidável

Na presente secção descrevem-se as fórmulas de cálculo para a determinação da resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável de acordo com a EN 1993-1-2:2005 e propostas para incorporação na sua segunda geração (prEN 1993-1-2:2021).

Por se tratar de uma ação de acidente, em caso de incêndio são aceitáveis maiores deformações em relação às admitidas à temperatura normal. Por essa razão, o EC3 preconiza que no dimensionamento de elementos, com secções das Classes 1, 2 ou 3 a temperaturas elevadas, deve ser adotada como tensão de cedência a tensão correspondente a uma extensão total de 2 % [11], em vez da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %, utilizada à temperatura normal. No entanto, para secções transversais da Classe 4, a EN 1993-1-2:2005 propõe a aplicação da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % como tensão de cedência. Segundo o prEN 1993-1-2:2021, a tensão correspondente a uma extensão total de 2 % deve ser adotada como tensão de cedência, qualquer que seja a Classe da secção.

2.1 De acordo com a EN 1993-1-2:2005

Segundo a EN 1993-1-2 [11], a resistência ao fogo de elementos em aço inoxidável é calculada com o mesmo procedimento desenvolvido para os elementos em aço carbono, alterando apenas as propriedades mecânicas do material. As fórmulas de interação de vigas-coluna da EN 1993-1-2 foram desenvolvidas com base em elementos em aço carbono com secções I de Classes 1 e 2 [14]. A suscetibilidade a fenómenos de encurvadura local e distorcional, comuns em secções abertas de aço enformadas a frio deve ser considerada, aplicando-se respetivamente os métodos da largura efetiva e da espessura reduzida à temperatura normal [15,16].

Quando elementos monossimétricos (como perfis com secções em C e em sigma) são carregados axialmente, é necessário determinar o deslocamento do centro de gravidade resultante da consideração da secção transversal efetiva. Este deslocamento origina uma excentricidade do ponto de aplicação da carga que provoca no elemento um momento fletor adicional ΔM_z em torno do eixo fraco [17,18]. Segundo a EN 1993-1-2:2005, o dimensionamento de vigas-colunas sujeitas a flexão em torno do eixo forte, considerando o momento adicional em torno do eixo mais fraco, é realizado a partir das seguintes equações.

$$\operatorname{sem LTB} : \frac{N_{f_{i}Ed}}{\chi_{min,f_{i}}A_{eff}} k_{y\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,f_{i}}} + k_{y} \frac{M_{y,f_{i}Ed}}{W_{eff,y}k_{y\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,f_{i}}}} + k_{z} \frac{\Delta M_{z,f_{i}Ed}}{W_{eff,z}k_{y\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,f_{i}}}} \leq 1$$

$$\operatorname{com LTB} : \frac{N_{f_{i}Ed}}{\chi_{z,f_{i}}A_{eff}k_{y\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,f_{i}}}} + k_{LT} \frac{M_{y,f_{i}Ed}}{\chi_{LT,f_{i}}W_{eff,y}k_{y\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,f_{i}}}} + k_{z} \frac{\Delta M_{z,f_{i}Ed}}{W_{eff,z}k_{y\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,f_{i}}}} \leq 1$$

$$(1)$$

A A_{eff} (área efetiva) e o $W_{eff,y}$ (módulo de flexão efetivo) são determinados à temperatura normal. O momento fletor adicional no eixo fraco é calculado a partir de $\Delta M_{z,f,Ed} = N_{f,Ed} \times e_{N'}$ sendo e_N o afastamento do centro de gravidade da secção efetiva em relação ao centro gravidade da secção transversal bruta.

O fator de redução para a encurvadura por flexão ao fogo χ_{ji} (em relação a cada um dos eixos y e z), é obtido de acordo com a Equação (2). As restrições laterais consideradas em vigas-coluna sem LTB conduzem a que neste estudo $\chi_{minfi} = \chi_{vfi}$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - \overline{\lambda}_{\theta}^2}} \le 1$$
(2)

sendo

$$\phi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \overline{\lambda}_{\theta} + \overline{\lambda}_{\theta}^{2} \right] \text{ onde } \alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_{y}}} e \overline{\lambda}_{\theta} = \overline{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y\theta}}{k_{\xi\theta}}}$$
(3)

 $k_{y,\theta}$ é igual a $k_{0,2p,\theta}$ para secções de Classe 4, e $k_{\varepsilon,\theta}$ é o fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço.

O fator de redução para a LTB em situação de incêndio $\chi_{\mbox{\tiny LT,fi}}$ é obtido de:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\phi_{LT,\theta,com}^2 - \overline{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \le 1,0$$
(4)

com

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left(1 + \alpha \overline{\lambda}_{LT,\theta,com} + \overline{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right) \in \overline{\lambda}_{LT,\theta,com} = \overline{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$
(5)

O momento crítico elástico foi obtido através do programa CAST3M [19] com a interface RUBY [20]. Na Figura 1, para secções em C, e Figura 2, para secções sigma, apresentam-se os fatores da carga crítica em função do meio comprimento de onda, para vigas com diagrama de momento uniforme, comparando-os com os obtidos com o programa CUFSM [21]. As configurações a), b) e c) representam os modos de encurvadura local, distorcional e lateral correspondentes aos pontos assinalados.



Figura 1 Fatores da carga crítica de vigas com secção em C



Figura 2 Fatores da carga crítica de vigas com secção em sigma

Os fatores de interação k_i das equações (1) para secções transversais de Classe 4 é:

$$k_{i} = 1 - \frac{\mu_{i} N_{fi,Ed}}{\chi_{i,fi} A_{eff} k_{0,2\rho\theta} f_{y} / \gamma_{M,fi}} \leq 3 \operatorname{com} i = y \operatorname{ou} z$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{2,fi} A_{eff} k_{0,2\rho\theta} f_{y} / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$
(6)

sendo μ dado por:

$$\begin{split} \mu_{y} = & \left(2 \ \beta_{M,y} - 5\right) \overline{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \ \beta_{M,y} + 0.29 \le 0.8 \ \text{com} \ \overline{\lambda}_{y,20^{\circ}\text{C}} \le 1.1 \\ \mu_{z} = & \left(1.2 \ \beta_{M,y} - 3\right) \overline{\lambda}_{z,\theta} + 0.71 \ \beta_{M,z} - 0.29 \le 0.8 \end{split}$$
(7)
$$\mu_{LT} = & 0.15 \ \overline{\lambda}_{z,\theta} \ \beta_{M,LT} - 0.15 \le 0.9 \end{split}$$

e $\beta_{_{M,i}}$ em função da forma do diagrama de momentos, sendo no caso de diagramas lineares dado por $\beta_{_{M,i}}=1$,8 – 0,7 ψ , onde ψ é a relação entre os momentos nas extremidades do elemento (– 1 $\leq \psi \leq$ 1).

2.2 De acordo com o prEN 1993-1-2:2021

A abordagem de cálculo do prEN 1993-1-2 [12] é baseada no dimensionamento de estruturas em aço carbono à temperatura normal (prEN 1993-1-1 [22]), sendo também proposta uma nova metodologia de classificação das secções, em secções esbeltas e não esbeltas. As fórmulas para a verificação dos elementos em análise, foram desenvolvidas com base em estudos de perfis com secção em I [6], e são as seguintes:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi}A_{eff}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{yy}\frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{yz}\frac{\Delta M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi}A_{eff}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{zy}\frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi}W_{eff,y}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{zz}\frac{\Delta M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1$$
(8)

Os fatores de Interação são fornecidos na Tabela 1.

Tabela 1Fatores de Interação [12]

$$F \acute{o} mula$$

$$k_{yy} \quad se \,\overline{\lambda}_{y,0} < D_{3,y} \text{ então } C_{my}[1+D_{1,y}(\overline{\lambda}_{y,0}-D_{2,y})n_y] \text{ senão } C_{my}[1+D_{1,y}(D_{3,y}-D_{2,y})n_y]$$

$$k_{zz} \quad se \,\overline{\lambda}_{y,0} < D_{3,z} \text{ então } C_{mz}[1+D_{1,z}(\overline{\lambda}_{y,0}-D_{2,z})n_z] \text{ senão } C_{mz}[1+D_{1,z}(D_{3,z}-D_{2,z})n_z]$$

$$k_{yz} \quad k_{zz}$$

$$k_{zy} \quad Sem LTB \, 0,8 \, k_{yy}$$

$$Com LTB se \, \overline{\lambda}_{y,0} < D_{3,LT} \text{ então } 1-\frac{D_{1,LT}\overline{\lambda}_{z,0} n_z}{C_{mLT} - D_{2,LT}} \text{ senão } 1-\frac{D_{1,LT}D_{3,LT} n_z}{C_{mLT} - D_{2,LT}}$$

onde e $n_v e n_{\tau'}$ para secções esbeltas, calculam-se pelas equações:

$$n_{y} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A_{eff} k_{2,\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,fi}}} e n_{z} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{2,\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,fi}}}$$
(9)

e os coeficientes auxiliares $D_{y'}$, D_z e D_{LT} são dados na Tabela 2. Segundo o prEN 1993-1-1, $C_{my'}$, C_{mz} e C_{mLT} são iguais a 0,6 + 0,4 $\psi \ge 0,4$ considerando ψ a relação entre os momentos nas respetivas extremidades do elemento ($-1 \le \psi \le 1$).

Tabela 2 Valores dos coeficientes auxiliares D_{y} , $D_z \in D_{IT}$ [12]

Grupo	D _{1,y}	D _{2,y}	D _{3,y}	D _{1,z}	D _{2,z}	D _{3,z}	D _{1,17}	D _{2,17}	D _{3,17}
Austenítico	2,5	0,2	1,4	3,0	0,2	1,4	0.10	0.27	1.0.0
Duplex e Ferrítico	2,0	0,3	1,6	2,5	0,4	1,8	0,10	0,27	1,00

O valor de χ_{fi} deve ser obtido segundo a equação:

$$\chi_{fi} = \frac{2}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^{2} - \beta \overline{\lambda}_{\theta}^{2}}} \operatorname{com} \phi_{\theta} = 0.5 \left[1 + \alpha \overline{\lambda}_{\theta} + \beta \overline{\lambda}_{\theta}^{2}\right]$$
(10)

em que α é o fator de imperfeição dado por $\alpha = \alpha/\xi_{0}$, com $\xi_{0} = \sqrt{k_{2,0}/k_{E0}}$, e o valor da esbelteza relativa a temperaturas elevadas $\overline{\lambda}_{0} = \xi_{0}\overline{\lambda}$. Consideraram--se $\alpha_{0} \in \beta$ iguais a respetivamente 1,0 e 1,5, para todas as classes de aço (considerando outras secções diferentes de perfis I ou tubulares no prEN 1993-1-2 [12]).

As alterações propostas para o cálculo do fator de redução à LTB (χ_{LT}), são o fator de imperfeição $\alpha_{LT} = \alpha_{LT,0}/\xi_{\theta'}$, considerando $\alpha_{LT,0} = 0.76$, e o efeito da distribuição do momento fletor num elemento modificando o fator de redução $\chi_{LT,0}$ da seguinte forma:

$$\chi_{LT,fi,mod} = \frac{\chi_{LT,fi}}{f} \le 1,0 \text{ e } \chi_{LT,fi,mod} \le \frac{1}{\overline{\lambda}_{LT,0,com}}^2$$
(11)

O fator *f* é dado por

$$f = 1 - 0.83(1 - k_c) \ge 0.67 \text{ para aços austeníticos}$$

$$f = 1 - 0.60(1 - k_c) \ge 0.76 \text{ para aços ferríticos}$$
(12)

$$f = 1 - 0.67(1 - k_c) \ge 0.73 \text{ para aços duplex}$$

em que o fator de correção k, vale

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$$
(13)

3 Casos de estudo e modelação numérica

3.1 Casos de estudo. Dimensões das secções transversais e propriedades mecânicas

Neste trabalho são analisadas vigas-coluna simplesmente apoiadas com diferentes secções em C e sigma com as dimensões das secções designadas por C/ Σ_h × b × c × (t) [mm] (ver Figura 3 e Tabela 3). Os

comprimentos dos elementos abrangem um intervalo de diferentes esbeltezas relativas entre 0,1 e 2,0. Foram estudados diferentes diagramas de momento fletor lineares (não uniforme, $\psi = -1$ e 0, e uniforme, $\psi = 1$).

 Tabela 3
 Secções transversais analisadas [23,24] e respetivas dimensões [mm, º]

Designação	h	Ь	с	t	h1	b1	α
C_229×64×20×(1,5)	229	64	20	1,5	-	-	-
C_155×77×31×(2,0)	155	77	31	2,0	-	-	-
Σ_229×64×20×(1,5)	229	64	20	1,5	30	30	30
Σ_250×70×25×(2,5)	255	70	25	2,5	30	30	30



Figura 3 Representação das dimensões das secções transversais: a) secção C e b) secção sigma

Para este trabalho foram adotadas as temperaturas de 350, 500, 600 e 700 °C. As classes de aço inoxidável estudadas foram a 1.4301 (do grupo austenítico também conhecido como 304), 1.4401 (aço austenítico também conhecido como 316), 1.4003 (aço ferrítico) e 1.4462 (do grupo austenítico-ferrítico também conhecido como Duplex). A Tabela 4 apresenta os valores nominais, da tensão de cedência, da tensão última e do módulo de elasticidade do aço inoxidável [16], aplicados nos modelos numéricos do presente trabalho. Estas propriedades mecânicas são reduzidas a temperaturas elevadas como é proposto no Anexo C da Parte 1-2 do EC3 (prEN 1993-1-2:2021 [12]).

Tabela 4Valores nominais das propriedades mecânicas $f_{y'}$ f_u e E [16]

Grupo	Classe	Tensão de cedência f _y (MPa) t ≤ 6 mm	Tensão última f _u (MPa) t ≤ 6 mm	Módulo de Elasticidade <i>E</i> (GPa)
A	1.4301	230	540	200
Austenitico	1.4401	240	530	200
Ferrítico	1.4003	280	450	220
Duplex	1.4462	480	660	200

3.2 Modelos numéricos

O estudo paramétrico foi realizado com o programa de elementos finitos SAFIR [13], considerando a lei constitutiva do aço inoxidável a altas temperaturas da segunda geração do EC3 [12], que segue um modelo Ramberg-Osgood de duas fases [25,26].

Foram utilizados elementos de casca com guatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações), com 10 mm de largura sobre as superfícies planas da secção transversal. A malha foi refinada nas regiões dos cantos para melhor reproduzir o seu formato arredondado. Na direção longitudinal, o tamanho da malha depende do comprimento dos elementos variando entre 10 mm (para comprimentos pequenos) e 25 mm (para comprimentos maiores). Estas dimensões foram definidas com base numa análise de sensibilidade. Foram aplicadas em ambas as extremidades as cargas necessárias para imposição do esforço axial e dos momentos fletores, paralelas ao eixo do elemento e distribuídas nas secções transversais das extremidades dos elementos (a verde na Figura 4). Também foram aplicadas as restrições necessárias para obter os apoios correspondentes a elementos simplesmente apoiados com apoios de forguilha nas extremidades (a vermelho na Figura 4), assim como as restrições à LTB ao longo do comprimento do elemento (Figura 4a). As tensões de canto melhoradas e as tensões residuais resultantes do processo de fabrico não foram consideradas, por apresentarem influências reduzidas nas capacidades de carga últimas [27-30]



Figura 4 Modelo numérico para perfis em C: a) sem LTB e b) suscetíveis a LTB

As imperfeições geométricas introduzidas nos modelos numéricos possuem a forma dos modos de encurvadura obtidos com o programa CAST3M [17] e a interface RUBY [18]. Para a amplitude das imperfeições locais e distorcionais considerou-se 80 % de (h ou b)/100 e para as globais 80 % de L/750, aplicadas apenas aos

modelos que não estão restringidos lateralmente, de acordo com o Anexo C da EN 1993-1-5 [31] e as tolerâncias de fabrico descritas na EN 1090-4 [32]. De acordo com a EN 1993-1-5, foi considerada uma combinação das imperfeições geométricas, escolhendo uma imperfeição de base (a que confere menor resistência ao elemento) à qual se adicionam as restantes com os seus valores reduzidos para 70 % do seu valor total.

Devido à ausência de ensaios experimentais ao fogo de vigascoluna em aço inoxidável enformadas a frio, a validação dos modelos numéricos baseou-se em trabalhos anteriores sobre colunas [18] e vigas [29,30] em aço carbono que incluem a validação de modelos semelhantes com um número considerável de ensaios experimentais. Outros trabalhos de investigação incluem a validação do programa SAFIR para elementos estruturais tubulares em aço inoxidável ao fogo [33,34].

4 Estudo paramétrico e comparação com as regras de cálculo ao fogo

A influência da esbelteza das secções transversais, da esbelteza dos elementos, da classe do aço inoxidável e dos diagramas de momento na capacidade de carga última de vigas-coluna em aço inoxidável com secções em C e sigma enformadas a frio é analisada, comparando os resultados numéricos obtidos com as regras de cálculo simplificadas prescritas na EN 1993-1-2:2005 e no prEN 1993-1-2:2021. Uma vez que os perfis analisados são compostos por secções de paredes finas monossimétricas, a mudança do centro de gravidade resultante da consideração da área efetiva A_{eff} resulta numa excentricidade da força axial aplicada, introduzindo um momento fletor adicional em torno do eixo fraco $\Delta M_{z,fi.Ed'}$ conforme é ilustrado no gráfico da Figura 5.

Para uma melhor análise dos resultados, foi considerado um ângulo radial α na combinação do momento fletor com a compressão aplicada (ver Figura 5b). Este ângulo radial varia entre os 0° e os 90°, onde 90° corresponde aos elementos em flexão pura e 0° à barra sem flexão em torno do eixo forte. As distâncias r e r' são obtidas da capacidade carga última analítica (EC3) e numérica, respetivamente, considerando a relação de esforços correspondentes a cada ângulo α .

Devido à presenca de momentos atuantes segundo o eixo y e eixo z, em vez das curvas de interação N-M, apresentam-se gráficos com a capacidade de carga última obtida em função do ângulo radial α (ver Figura 6) [6]. A relação entre os resultados numéricos e os valores da metodologia de cálculo é R = r'/r. Nas secções 4.1 e 4.2 será dado especial foco às comparações para elementos com secção em C, sendo detalhadas em 4.3 análises estatísticas para ambas as secções em C e sigma. A definição do ângulo α é independente do cálculo do valor R, que tem em consideração o esforço axial $N_{fi.Ed'}$ o momento fletor $M_{v,fi,Ed}$ e o Momento $\Delta M_{z,fi,Ed}$. Para cada gráfico apresentado de acordo com a Figura 6, pretende-se ilustrar a precisão de cada uma das abordagens de dimensionamento para um elemento correspondente a uma dada secção, fazendo-se variar o ângulo alfa desde a situação correspondente apenas a esforço axial de compressão ($\alpha = 0^{\circ}$), cujo R inclui sempre o $\Delta M_{z,fi,Ed}$ até à situação em que há apenas flexão pura ($\alpha = 90^{\circ}$).



Figura 5 Exemplo de a) representação dos resultados considerando o momento adicional, e b) das variáveis r, r' e ângulo radial α num gráfico 3D

A resistência da secção transversal à compressão e a resistência da secção transversal à flexão foram obtidas numericamente, para não incluir os desvios das aproximações das fórmulas do EC3 na ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Assim, os resultados obtidos para elementos com flexão pura sem encurvadura lateral são iguais aos considerados para a resistência da secção à flexão, sendo R igual a 1 para estes elementos. Quando alfa é igual a 0º é considerada a curva de encurvadura por flexão do EC3, diferindo assim dos resultados numéricos, e em vigas-coluna com encurvadura lateral sujeitas a flexão pura (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral os EC3, resultando também em valores de R que poderão não ser iguais a 1.



Figura 6 Modelo de gráfico para a comparação dos resultados

4.1 Vigas-coluna sem encurvadura lateral

Na Figura 7 é possível analisar as aproximações fornecidas pelas regras de cálculo (EN 1993-1-2:2005 e prEN 1993-1-2:2021) aos resultados numéricos em função do comprimento dos elementos, para perfis com secções em C em aço 1.4301 a 500 °C sujeitas a flexão uniforme. A Figura 8 apresenta as mesmas comparações para os perfis em sigma. É possível observar que a EN 1993-1-2:2005

é conservativa e não se encontra ajustada aos diferentes tipos de secção, sendo mais conservativa para comprimentos maiores e para as secções sigma.

Na Figura 9 ilustram-se os resultados obtidos para o mesmo perfil em C das classes de aço 1.4401, 1.4003 e 1.4462. Verifica-se que nos casos analisados as regras de cálculo fornecem um menor grau de precisão para a classe de aço 1.4462.













A Figura 10 apresenta os resultados para diferentes diagramas de momento, onde se observa que a EN 1993-1-2:2005 é demasiado conservativa e que a precisão de ambas as metodologias é menor para $\psi = -1$.

Os resultados para vigas-coluna, com secção em C sem LTB e diagrama de momento uniforme, sujeitas a diferentes temperaturas elevadas (500°C, 600°C e 700°C) são apresentados na Figura 11. Observa-se que as temperaturas consideradas não influenciam a

análise dos resultados.

As regras de cálculo do prEN 1993-1-2:2021 demonstraram uma melhor aproximação aos resultados numéricos obtidos. No entanto, algumas melhorias ainda podem ser introduzidas para os casos correspondentes a diagrama de momentos não uniforme.

A Figura 12 apresenta exemplos de modos de colapso obtidos nas análises numéricas a vigas coluna sem LTB.







Figura 11 Comparação para vigas-coluna com secção em C sem LTB a diferentes temperaturas elevadas: a) 500 °C, b) 600 °C e c) 700 °C



Figura 12 Elementos sem LTB (×10): a) com secção C e b) com secção sigma

4.2 Vigas-coluna suscetíveis à encurvadura lateral

Por limitação de espaço apresentam-se para as vigas-coluna suscetíveis a LTB apenas os resultados obtidos para secções em C em aço 1.4301 para diferentes comprimentos e diagramas de momento fletor (Figura 13 e Figura 14 respetivamente).

A Figura 15 apresenta exemplos de modos de colapso obtidos nas

análises numéricas a vigas-coluna com a possibilidade de ocorrência de LTB.

As mesmas conclusões obtidas para elementos sem LTB são aplicáveis às vigas-coluna não restringidas analisadas nesta secção. Mais uma vez, a consideração do tipo de carregamento nas fórmulas de cálculo pode ainda ser melhorada.



Figura 13 Comparação para vigas-coluna com secção em C e suscetíveis a LTB de diferentes comprimentos: a) 0,5 m, b) 1,5 m e c) 5,0 m



Figura 14 Comparação para vigas-coluna com secção em C e suscetíveis a LTB com diferentes diagramas de momento: a) $\psi = 1$, b) $\psi = 0$ e c) $\psi = -1$



Figura 15 Elementos com possibilidade de LTB (x10): a) secção C e b) secção sigma

4.3 Análise estatística

Os critérios de validação propostos por Kruppa [35] (que impõem que: i) a média dos resultados obtidos esteja do lado da segurança, ii) o resultado máximo inseguro seja inferior a 15 %, e iii) o número de resultados inseguros seja inferior a 20 %) são todos cumpridos por ambas as metodologias analisadas, que não apresentaram nenhuma aproximação fora da segurança. As Figuras 16 e 17 apresentam as médias e os desvios padrão das aproximações para os dois tipos de secções transversais C e sigma em vigas-coluna sem LTB e as Figuras 18 e 19 apresentam a mesma avaliação estatística, mas com vigas-coluna suscetíveis à LTB. Foram considerados mais de 5760 resultados numéricos.

A EN 1993-1-2:2005 fornece aproximações demasiado conservativas e com maior dispersão. O prEN 1993-1-2:2021 melhora ligeiramente as aproximações, mas são ainda demasiado conservativas para elementos em aços austeníticos e duplex. Os desvios padrão são superiores para o aço ferrítico e aumentam para diagramas de momento bi-triangulares ($\psi = -1$), em todos os aços. De forma geral as aproximações das previsões de cálculo não exibem grandes variações em função da secção considerada ou de ter ou não LTB.



Figura 16 Vigas-coluna com secção em C sem LTB



Figura 17 Vigas-coluna com secção em sigma sem LTB



Figura 18 Vigas-coluna com secção em C com LTB



Figura 19 Vigas-coluna com secção em sigma com LTB

5 Considerações finais

Neste trabalho analisou-se a resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável enformadas a frio com secção em C e sigma suscetíveis ou não à ocorrência de LTB. A precisão e segurança das metodologias de cálculo do EC3 (versão em vigor EN 1993-1-2:2005 e proposta para a segunda geração, prEN 1993-1-2:2021) foram avaliadas numericamente, considerando as influências da esbelteza da secção transversal e do elemento, da classe de aço inoxidável e do tipo de carregamento, resultando em mais de 5760 simulações. O estudo apresentado permite concluir que:

- As regras de cálculo da EN 1993-1-2:2005 apresentam aproximações demasiado conservativas, com elevada dispersão dos resultados.
- ii) As regras de cálculo do prEN 1993-1-2:2021 melhoram as aproximações, mas apresentam ainda um nível elevado de segurança, sendo assim pouco económicas.

Futuros trabalhos analisarão o desenvolvimento de possíveis melhorias da formulação proposta pelo prEN 1993-1-2:2021, adaptadas aos tipos de secção aqui estudados, com vista à otimização do dimensionamento ao fogo destes elementos. Deste modo, poderá ser potenciado o aumento da utilização do aço inoxidável, tirando partido das diferentes vantagens que apresenta quando comparado com o aço carbono.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto "StaSteFi – Dimensionamento ao fogo de elementos estruturais em aço inoxidável", PTDC/ECI-EGC/30655/2017, suportado pelo orçamento do POCI Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) na sua componente FEDER e pelo orçamento da FCT.

Referências

- Gardner, L. "Stability and design of stainless steel structures Review and outlook", Thin-Walled Structures, Elsevier, 141, pp. 208-216, 2019.
- [2] Dubina, D.; Ungureanu, V. Landolfo, R, "Design of cold-formed steel structures", ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Ernst & Sohn, 2012.
- [3] Yu, W.; LaBoube, R.; Chen, H. "Cold-Formed Steel Design, 5th Edition", John Wiley & Sons, 2019.
- [4] Wang, Y.; Mahendran, M.; Shahbazian, A. "Fire Performance of Thin-Walled Steel Structures", CRC Press, 2020.
- [5] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Fire resistance of stainless steel slender elliptical hollow section beam-columns", Journal of Structural Fire Engineering, Emerald Group Publishing Ltd, ISSN: 2040-2317, 2021.
- [6] Kucukler, M.; Xing, Z.; Gardner, L. "Stability of stainless steel I-section beam–columns at elevated temperatures", International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 21, No. 3, 2150037, 2021.
- [7] Xing, Z.; Zhao, O.; Kucukler, M.; Gardner, L. "Fire testing of austenitic stainless steel I-section beam–columns", Thin-Walled Structures, Vol. 164, 107916, 2021.
- [8] Xing, Z.; Zhao, O.; Kucukler, M.; Gardner, L. "Behaviour and design of stainless steel I-section columns in Fire", J. of Constr. Steel Res., Vol. 165, 105890, 2020.
- [9] Lopes, N.; Manuel, M.; Sousa, A. R.; Vila Real, P., "Parametric study on austenitic stainless steel beam-columns with hollow sections under fire", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 152, 274-283, 2019.
- [10] Lopes, N.; Vila Real, P.; Simões da Silva, L.; Franssen, J.M. "Numerical analysis of stainless steel beam-columns in case of fire", Fire Safety J., Vol. 50, 35-50, 2012.
- CEN "EN 1993-1-2:2005, Eurocode 3, Design of Steel Structures Part 1-2: General rules – Structural fire design", Belgium, 2005.
- [12] CEN "prEN 1993-1-2:2021, Eurocode 3, Design of steel structures Part 1-2: General rules – Structural fire design", Belgium, 2021.

- [13] Franssen, J.M.; Gernay, T. "Modelling structures in fire with SAFIR®: theoretical background and capabilities", J. of Structural Fire Engineering, 8(3):300-323, 2017.
- [14] Talamona, D. "Flambement de Poteaux Métalliques Sous Charge Excentrée, à Haute Température", PhD Thesis Univ. Blaise Pascal, Clermont–Ferrand, 1995.
- [15] CEN "EN 1993-1-3:2006, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold formed members and sheeting", Belgium, 2006.
- [16] CEN "EN 1993-1-4:2006, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels", Belgium, 2006.
- [17] Feng, M.; Wang, Y.; Davies, J. "Axial strength of cold-formed thinwalled steel channels under non-uniform temperatures in fire", Fire Safety Journal, Vol. 38, pp. 679–707, 2003.
- [18] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Fire design of slender cold-formed lipped channel and sigma section members under compression", Fire Safety Journal, Elsevier, ISSN: 0379-7112, Volume 122, 103340, 2021.
- [19] CEA "CAST 3M research FEM environment". development sponsored by the French Atomic Energy Commission, http://www-cast3m.cea. fr/, 2012.
- [20] Couto, C.; Vila Real, P.; Lopes, N. "RUBY an interface software for running a buckling analysis of SAFIR models using Cast3M", University of Aveiro, 2013.
- [21] Schafer, B.W.; Ádány, S. "Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods", proceedings of 18th Int. Conference on Cold-Formed Steel Structures, Florida, 2006.
- [22] CEN "prEN 1993-1-1:2021, Eurocode 3, Design of Steel Structures Part 1-1: General rules and rules for buildings", Belgium, 2021.
- [23] Schafer B. W., "Designing Cold-Formed Steel Using the Direct Strength Method", 18th Int. Specialty Conf. on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, USA, 2006.
- [24] PERFISA 2019, Steel Profiles Factory, S.A., "Catalogue of C, U and Sigma, Profiles for Light Steel Framing", São Pedro do Sul, Portugal, 2019.

- [25] Gardner, L.; Ashraf, M. "Structural design for non-linear metallic materials" Engineering Structures, 5, Vol. 28, no. 6, pp. 926-934, 2006.
- [26] Ramberg, W.; Osgood, W.R. "Description of stress-strain curves by three parameters". No. 902. USA National Advisory Committee for Aeronautics, 1943.
- [27] Schafer, B.W.; Peköz, T. "Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses", Journal of Constructional Steel Research, No. 47, 193-210, 1998.
- [28] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P.; Jandera, M. "Numerical modelling of cold formed steel members at elevated temperatures", proceedings of The international colloquium on stability and ductility of steel structures, Prague, 2019.
- [29] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Behaviour and resistance of cold-formed steel beams with lipped channel sections under fire conditions", Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 7, No. 4, 365-387, 2016.
- [30] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Fire behaviour and resistance of cold-formed steel beams with sigma cross-sections", J. of Structural Fire Engineering, 2021.
- [31] CEN "EN 1993-1-5, Eurocode 3, Design of steel Structures Part 1-5: Plated structural elements", Belgium, 2006.
- [32] CEN "EN 1090-4, Execution of steel structures and aluminium structures - Part 4: Technical requirements for cold-formed structural steel elements and cold-formed structures for roof, ceiling, floor and wall applications", Belgium, 2018.
- [33] Tondini, N.; Rossi, B.; Franssen, J.M. "Experimental investigation on ferritic stainless steel columns in fire", Fire Safety Journal, Vols 62-C, pp. 238-248, 2013.
- [34] Scifo, A. "Fire Resistance of Stainless Steel Hollow Section Columns", Master Thesis, University of Liège, Liège, 2013.
- [35] Kruppa, J. "Eurocodes fire parts, proposal for a methodology to check the accuracy of assessment methods", CEN TC 250, HG Fire, Doc. n° 99/130, 1999.

Ativação alcalina de cinzas de fundo provenientes da incineração de resíduos sólidos urbanos na produção de argamassas com agregados reciclados de betão

Alkali activation of municipal solid waste incinerator bottom ashes in the production of mortars with recycled concrete aggregates

> Sofia Casanova Rui Vasco Silva Jorge de Brito

Resumo

Este estudo mostra os resultados de uma campanha experimental que analisou a influência da incorporação de agregados reciclados no desempenho de argamassas ativadas alcalinamente, utilizando cinza volante da combustão do carvão ou cinzas de fundo da incineração de resíduos sólidos urbanos como precursores. Foi analisado o efeito de diferentes regimes de ativação térmica no desempenho. As argamassas foram avaliadas no estado fresco (trabalhabilidade e densidade) e endurecido (resistência à flexão e compressão, módulo de elasticidade dinâmico, carbonatação, absorção de água por capilaridade e retração). A ativação das cinzas de fundo resultou em argamassas com alguma resistência, porém com desempenho inferior ao das misturas com cinzas volantes. Esta perda resultou da menor presença de compostos reativos nas cinzas de fundo assim como a presença de alumínio, que provocou a expansão excessiva dos provetes. Contudo, o desempenho melhorou consideravelmente ao serem expostos a uma cura por carbonatação acelerada.

Abstract

This study shows the results of an experimental campaign that analysed the influence of the incorporation of recycled aggregates on the performance of alkali-activated mortars, using fly ash from coal combustion or bottom ash from the incineration of municipal solid waste as precursors. The effect of different thermal activation regimes on performance was also analysed. Mortars were evaluated in their fresh (workability and density) and hardened states (flexural and compressive strength, dynamic modulus of elasticity, carbonation, water absorption by capillarity and shrinkage). The activation of the bottom ash resulted in mortars with some resistance, but with a lower performance when compared to mixes with fly ash. This decline was a result of the smaller presence of reactive compounds in the bottom ashes as well as the presence of aluminium, which caused the excessive expansion of the specimens. However, performance improved considerably when exposed to an accelerated carbonation curing process.

Palavras-chave: Argamassas / Misturas ativadas alcalinamente / Cinzas de fundo de resíduos sólidos urbanos / Agregados reciclados / / Carbonatação Keywords: Mortars / Alkali-activated mixes / Bottom ash from municipal solid waste / Recycled aggregates / Carbonation

Sofia Casanova

Mestre de Engenharia Civil CERIS, Instituto Superior Técnico Lisboa, Portugal sofia3casanova@gmail.com

Rui Vasco Silva

Doutor em Engenharia Civil, Investigador CERIS, Instituto Superior Técnico Lisboa, Portugal rui.v.silva@tecnico.ulisboa.pt

Jorge de Brito

Professor Catedrático CERIS, Instituto Superior Técnico Lisboa, Portugal jb@civil.ist.utl.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

CASANOVA, S., [*et al.*] – Ativação alcalina de cinzas de fundo provenientes da incineração de resíduos sólidos urbanos na produção de argamassas com agregados reciclados de betão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 87-98.

1 Introdução

Atualmente, uma das grandes preocupações do sector da Construção, assim como de muitos outros, é a de garantir uma maior sustentabilidade nas suas atividades e das quais nasce a motivação para o desenvolvimento de novos materiais com menor impacte ambiental. Um dos materiais produzidos pelo Homem com maior impacte ambiental é o cimento. Deste modo, urge a descoberta de alternativas mais "amigas do ambiente" e que sejam, ao mesmo tempo, económica e tecnicamente viáveis para a produção de compósitos cimentícios. Em paralelo, tem-se verificado um aumento na produção de resíduos sólidos urbanos (RSU) com o desenvolvimento económico de diversos países industrializados. Isto tem resultado numa maior pressão nos aterros sanitários guando a tendência ideal deveria ser a redução em número até à sua extinção. Para evitar a abertura de novos aterros ou aumentar o tamanho dos existentes, foi desenvolvido um sistema que permite a recuperação energética através da incineração destes resíduos. Este método tem dois subprodutos: as cinzas volantes, que são considerados resíduos perigosos e que têm que ser inertizados antes de serem enviados para aterros próprios; e as escórias ou cinzas de fundo de RSU (CFRSU). Na Europa, cerca de 20 milhões de toneladas de CFRSU são produzidas anualmente [1]. Geralmente, estas são utilizadas para o enchimento de terrenos ou em camadas de sub-base de estradas. Contudo, este resíduo contém componentes potencialmente reativos para a produção de materiais ativados alcalinamente. Tratase de um método relativamente recente para a produção de um ligante equivalente ao cimento, utilizando aluminossilicatos amorfos (e.g. resíduos industriais de processos de elevada temperatura, metacaulino, cinzas vulcânicas [2-4]) e misturados numa solução fortemente alcalina. A viabilidade técnica e a redução do impacte ambiental deste novo método já foram comprovadas em diversos estudos; estudos acerca da análise ao ciclo de materiais ativados alcalinamente demonstraram reduções de emissões de CO₂ em 55-75 % quando comparados a compósitos cimentícios equivalentes [5]. Contudo, muito pouco existe acerca do potencial das CFRSU como precursor único na produção de materiais ativados alcalinamente. Alguns dos estudos existentes enfatizaram a optimização do ativador alcalino [6], a influência da quantidade de sílica amorfa disponível para a ativação [7], a influência do método de cura [8], ou a necessidade de um pré-tratamento do material devido à libertação de hidrogénio da oxidação do alumínio quando exposto a um ambiente alcalino [9-11]. Este último fator é considerado o maior problema deste material como precursor, uma vez que resulta em instabilidade dimensional dos compósitos resultantes e que se reflecte geralmente num desempenho mecânico diminuído.

Neste estudo, foram produzidas argamassas com a substituição integral de cimento por CFRSU, pelo meio de ativação alcalina. Como material de referência, foram utilizadas cinzas volantes (CV) da combustão do carvão, que se trata de um precursor bastante utilizado na produção destes materiais e demonstra, consistentemente, um elevado desempenho devido à sua adequada composição de sílica e alumina [12, 13]. De forma a reduzir ainda mais o impacte ambiental destas argamassas para a produção de um compósito completamente reciclado, incorporou-se agregados reciclados finos de betão triturado. Adicionalmente, uma vez que a

reação dos materiais ativados alcalinamente necessita de ativação térmica como catalisador, foram analisadas diversas condições. As argamassas resultantes foram avaliadas no seu estado fresco (trabalhabilidade e densidade) e endurecido (resistência à flexão e compressão, módulo de elasticidade dinâmico, carbonatação, retração e absorção de água por capilaridade).

2 Materiais e métodos

2.1 Constituintes

A CFRSU foi recolhida nas instalações da Valorsul, em São João da Talha, Loures, Portugal. A amostra era representativa de todo o montante gerado ao longo de Janeiro de 2019. A preparação da CFRSU incluiu a secagem do material a 105 °C, triagem manual para remoção de plástico, madeira ou metal e uma etapa de moagem de forma a obter um material com finura equivalente à do cimento. As CV, de classe F [14], foram fornecidas pela Central Termoeléctrica de Sines da EDP. Cimento CEM I 42,5R foi utilizado para argamassas de referência sem ativação alcalina. Os materiais foram analisados através de difração e fluorescência de raios-X (DRX e FRX, respetivamente; DRX - Bruker D8 Discover A25 com radiação Cu-K α e padrões de difração obtidos de 10° a 80° (2 θ) a uma velocidade de 0,05°·s⁻¹; FRX – espectrómetro Niton XL3T GOLDD DA Thermo Scientific com um gerador de raios-X de 50 kV/200 μA), microscopia electrónica de varrimento (MEV – microscópio electrónico JEOL JSM-6300 com uma aceleração de voltagem de 20 kV e uma distância de trabalho de 15 mm) e difração de raios laser (Mastersizer S da Malvern Instruments). A CFRSU foi submetida a ensaios de quantificação de material ferroso e de alumínio, com a utilização de um íman de neodímio e reação com uma solução de NaOH, respetivamente. Para o primeiro ensaio, determinou-se a quantidade de metal ferroso a partir de uma amostra aleatória de cerca de 25 g. O segundo ensaio consistiu em deixar uma amostra de 10 g de CFRSU a reagir em 800 ml de solução de NaOH por 24 h. Foi determinado o volume de ar deslocado e comparado com uma referência de pó de alumínio puro, procedimento semelhante ao efectuado por outros [15]. Para argamassas com CFRSU, foi utilizado um redutor de água à base de lignosulfonato (2 % de Sikament 400 Plus em relação à massa do ligante). Foram utilizados dois tipos de areia siliciosa de Sesimbra (areia grossa 0/4 e areia fina 0/1). Foi analisada a distribuição granulométrica [16], baridade [17] absorção de água e densidade aparente [18] dos agregados. A absorção de água dos agregados reciclados, obtidos através da trituração de betão, foi analisada através do método proposto por Rodrigues et al. [19] de forma a calcular a quantidade de água de compensação. Para a produção do ativador alcalino, foi utilizado hidróxido de sódio (NaOH) com pureza de 99% e densidade de 2,13 g/cm³. As percentagens dos componentes em massa foram 71,4 % e 28,6 % para água (torneira) e NaOH.

2.2 Argamassas

A produção das argamassas foi feita de acordo com a norma EN 1015-2 [20]. Foi produzido um total de 336 provetes com um tamanho padronizado de 40 mm \times 40 mm \times 160 mm; 21 provetes por

cada família. Para o cálculo do valor médio de cada propriedade, foram ensaiados 3 provetes; no caso da resistência à compressão, foram ensaiados 6 correspondentes às metades dos provetes ensaiados à flexão. A trabalhabilidade das mesmas foi analisada de acordo com a EN 1015-3 [21]. Para avaliar o desempenho das misturas ativadas alcalinamente, ensaiou-se as argamassas à baridade [22], módulo de elasticidade dinâmico [23], absorção de água por capilaridade [24] e retração [25]. As argamassas produzidas tinham um traço volumétrico 1:3 (ligante / areia) e relação ativador alcalino / ligante de 0,50 para as argamassas com CV e 0,65 para as com CFRSU. As argamassas poderão ser consideradas microbetões, uma vez que a sua composição é semelhante à de betões, faltando incorporar agregados grossos. Foram realizadas diversas iterações de modo a que fosse possível obter resultados razoáveis de um ponto de vista de trabalhabilidade e compactação. No caso da CFRSU, uma relação ativador alcalino / ligante de 0,50 não permitia a trabalhabilidade imposta inicialmente, mesmo com o auxílio de superplastificante. A substituição de areia natural por agregados reciclados foi feita de forma integral. Em relação ao ligante, a sua substituição também foi sempre total. No que concerne à temperatura de ativação, depois de uma cura de 24 horas em ambiente de laboratório, colocou--se os provetes numa câmara de cura térmica a 70 °C durante 24 h; 70 °C durante 48 h; 90 °C durante 24 h; ou temperatura ambiente por 24 h (~18 °C e HR de ~65%). Depois da ativação térmica, todos os provetes foram armazenados numa câmara seca (~20 °C e HR de ~60%) até ao momento do ensaio. Na Tabela 1, são identificadas todas as famílias de argamassas produzidas. De notar que as argamassas de CFRSU curadas em ambiente de laboratório (não ativadas termicamente) não mostraram ganhar presa ao fim de uma semana e, por isso, não foram ensaiadas.

 Tabela 1
 Identificação da argamassas ativadas alcalinamente

Ligante	Ativador alcalino / ligante	Agregados	Cura	Misturas
Cinza volante			70 °C por 24 h	CV-AN 70/24
		Naturais	70 °C por 48 h	CV-AN 70/48
	0.50		90 °C por 24 h	CV-AN 90/24
	0,50	Reciclados	70 °C por 24 h	CV-AR 70/24
			70 °C por 48 h	CV-AR 70/48
			90 °C por 24 h	CV-AR 90/24
	0,65	Naturais	70 °C por 24 h	CF-AN 70/24
Cipzas da			70 °C por 48 h	CF-AN 70/48
fundo de resíduos sólidos urbanos			90 °C por 24 h	CF-AN 90/24
		Reciclados	70 °C por 24 h	CF-AR 70/24
			70 °C por 48 h	CF-AR 70/48
			90 °C por 24 h	CF-AR 90/24

3 Resultados e discussão

3.1 Componentes das argamassas

A composição química, por FRX, dos materiais está na Tabela 2. Efetuou-se esta análise tendo em conta a fração metálica (M) e não--metálica (NM) da CFRSU via separação magnética com um íman de neodímio; <12 % e >88 % em massa, respetivamente. Estes resultados mostram que a separação magnética dos metais ferrosos poderá ser melhorada, permitindo a recuperação de mais material para reciclagem. Os resultados da análise DRX da CFRSU moída (tamanho de partícula média de 45 µm) mostraram a existência de uma fase amorfa entre as posições 2θ de 15° e 40°, principalmente devido à existência de resíduos de vidro. O espectro de DRX mostrou fases cristalinas de quartzo (SiO₂ – International Centre for Diffraction Data - ICDD # 33-1161), calcite (CaCO₂ - ICDD # 05-0586), rutilo (ICDD # 21-1276) e anortite ([Ca, Na] [Si, Al] O₈ - ICDD # 20-0020). O espectro das CV sugere uma quantidade considerável de material amorfo e apenas um pequeno pico de quartzo (ICDD # 33-1161).

Tabela 2 Composição química dos ligantes estudados

Óxidos		Fe ₂ O ₃	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	TiO ₂	CuO	K ₂ O	Na ₂ O
	M (%)	62,6	14,9	4,17	9,86	0,58	0,15	0,48	-
CFRSU	NM (%)	6,69	53,7	4,49	24,3	0,33	0,18	1,60	-
	M+NM (%)	9,29	51,8	4,99	23,0	0,34	0,16	1,57	-
CV (%)		16,0	51,9	18,8	4,46	2,39	1,60	3,24	0,76
CEM I 4	2,5 (%)	3,32	19,5	5,02	63,5	-	-	-	_



Figura 1 MEV de CFRSU moída

Os resultados da MEV (Figura 1) mostraram que as partículas da CFRSU são irregulares e com formato angular, podendo afectar a trabalhabilidade das argamassas. Os resultados da análise semiquantitativa da espectroscopia de raios-X por energia dispersiva, efetuada em paralelo com a MEV, mostraram que a CFRSU é composta principalmente por oxigénio (~23 %), seguido

de cálcio (~15 %), silício (~9 %), alumínio (~7%) e ferro (~4 %). A quantificação da fração de alumínio na CFRSU, que se baseou na quantificação do gás hidrogénio resultante da reação com NaOH, mostrou que existe cerca de 4,36 g de alumínio para cada kg de CFRSU. Significa que, por cada kg da cinza, 6,3 L de hidrogénio serão produzidos ao reagir com os iões OH⁻ provenientes do NaOH.

Tabela 3	Propriedades e curva	granulométrica	dos agregados
		()	() ()

Material		Areia fina	Areia grossa	Agregados reciclados
	ρ_{a}	2652	2636	2510
Denside de (leg (as3)	ρ_{rd}	2624	2601	2040
Densidade (kg/m²)	ρ_{ssd}	2634	2614	2230
	ρ_{b}	1544	1556	1217
Absorção de água (%)		0,40	0,51	9,33
	8,00	100	100	100
	4,00	100	96,6	100
	2,00	99,9	84,5	77,2
Material passado (%)	1,00	98,9	42,6	42,3
no peneiro (mm)	0,50	67,4	10,2	21,3
	0,250	9,5	3,3	8,3
	0,125	0,7	0,8	3,1
	0,063	0,3	0,3	1,8

A curva granulométrica adoptada para as argamassas (Tabela 3) corresponde a 50 % de areia fina e 50 % de areia grossa (total equivalente à curva dos agregados reciclados). Como esperado, a absorção de água e densidade dos agregados reciclados foram mais altos e mais baixos, respetivamente, quando comparadas com as dos agregados naturais.

3.2 Propriedades das argamassas no estado fresco

3.2.1 Trabalhabilidade

Uma vez que as argamassas estudadas podem ser consideradas microbetões, foi importante estabelecer uma trabalhabilidade adequada. Assim, adoptou-se 170 ± 25 mm como consistência adequada. Para a amostra de referência com agregados naturais, obteve-se um espalhamento de 223 mm. Para famílias de CFRSU, esperou-se 1 hora após a amassadura, até se observar um equilíbrio na reação do alumínio, antes de fazer a compactação nos moldes. Como mencionado, o alumínio reage com iões OH- no NaOH, resultando na libertação de hidrogénio. Foi necessária esta etapa para evitar a expansão excessiva dos provetes. Adicionou-se 8 % (da massa dos agregados reciclados) de água de compensação para absorção ao fim de 10 minutos. Contudo, a introdução de agregados reciclados resultou numa pasta menos trabalhável. Isto deve-se à maior capacidade de absorção de água, maior angulosidade e menor finura dos agregados reciclados, relativamente aos congéneres naturais [26]. A diferença de espalhamento entre as CV-AN e CV-AR é de 18 % enquanto para a CFRSU, entre AN e AR, é 5,1 %.

3.2.2 Massa volúmica

A densidade da argamassa de referência foi de 2248 g/dm³. A incorporação de agregados reciclados provocou uma diminuição da massa volúmica das argamassas; as CV-AN e CV-AR mostraram densidades iguais a 2260 g/dm³ e 1970 g/dm³, respetivamente. Como esperado, foi observada uma pequena variação na densidade entre a argamassa de referência e a das CV ativadas. As argamassas CF-AN e CF-AR exibiram valores iguais a 1901 g/dm³ e 1744 g/dm³, respetivamente. Esta tendência, que está de acordo com a literatura [27], deve-se à menor densidade da pasta cimentícia aderida aos agregados reciclados. Para compreender o efeito da reação do alumínio com o ativador alcalino, efectuou-se o ensaio da densidade 1 hora depois da amassadura. Verificou-se um aumento de 5 % após 1 hora nas misturas CF-NA (i.e. 2004 g/dm³), provocado pela libertação de bolhas de hidrogénio. Deste modo, obteve-se uma matriz menos porosa, logo mais densa e mais resistente.

3.3 Propriedades das argamassas no estado endurecido

3.3.1 Resistência à flexão e compressão

Os resultados obtidos para a resistência à flexão estão apresentados da Figura 2 à Figura 5 e os da resistência à compressão da Figura 6 à Figura 9. As resistências à flexão da argamassa de referência foram iguais a 5,3 MPa, 6,9 MPa e 6,8 MPa após 7, 28 e 91 dias de cura, respetivamente. As resistências à compressão foram de 43,9 MPa, 55,2 MPa e 66,2 MPa após os mesmos períodos. Todas as argamassas de CV ativada mostraram resistências à flexão superiores às das argamassas de referência de cimento. É provável que a existência de cadeias poliméricas, resultantes da ativação alcalina da CV, tivesse melhorado a interconectividade dos produtos de reação na microestrutura e, consequentemente, aumentado a resistência à rotura de secções expostas a um mecanismo de tração. Quanto à resistência à compressão, verificou-se uma disparidade significante; as misturas de CV ativada apresentaram valores entre 26,3 e 46,3 MPa aos 28 dias, inferiores ao verificado para a argamassa de referência. Contudo, estas demonstraram um ganho significante até aos 91 dias (entre 45,5 e 51,2 MPa), sugerindo a existência de reações contínuas de polimerização.

Os resultados obtidos confirmam as conclusões de outros investigadores [28]. Para a mesma temperatura de ativação, o aumento do período de exposição à mesma promove o desenvolvimento da resistência. Para a mesma duração de ativação térmica, a resistência aumenta para uma temperatura superior. Para estas duas propriedades, as condições de ativação térmica ótimas para as CV e CFRSU foram de 70 °C / 48 horas e 90 °C / 24 horas, respetivamente.

Quanto à substituição de agregados naturais por reciclados, a tendência verificada está de acordo com Nuaklong *et al.* [29]. Para as amassaduras com CV e CFRSU e mesmas condições de cura, a substituição dos agregados provocou uma redução da capacidade resistente devido à maior porosidade dos agregados reciclados.

Apesar da composição diferente entre as misturas com CV e CFRSU, nota-se uma clara diferença de desempenho entre elas. O menor

desenvolvimento da resistência das misturas com CFRSU deve-se principalmente à menor reatividade do precursor por conter uma menor porção de fases amorfas quando comparada com a CV. Adicionalmente, apesar do repouso de 1 h depois da amassadura, as partículas de alumínio não reagiram totalmente com o ativador alcalino durante esse tempo. Como consequência, as restantes não oxidadas reagiram durante o processo de ativação térmica, resultando em expansão extrema dos provetes. A porosidade excessiva provocada pelas bolhas de hidrogénio da oxidação do alumínio diminuíram substancialmente a resistência das argamassas.

3.3.2 Carbonatação

Foi preconizado um ensaio de carbonatação acelerada ao fim de 28 e 91 dias numa câmara com uma concentração de 5 \pm 0,1 % de CO_2 , a 23 ± 3 °C e uma humidade relativa de 60 ± 5 %. Contudo, ao fim da primeira idade, todas as famílias estavam carbonatadas na sua totalidade com a utilização de uma solução alcoólica de fenolftaleína, tornando o ensaio inconclusivo quanto à penetração relativa do CO₃. Em contrapartida, as argamassas de referência apresentaram profundidades de 3,7 mm e 4,4 mm depois de 28 e 91 dias, respetivamente, demonstrando uma maior estabilidade à alteração do pH depois de uma exposição a um ambiente adverso rico em CO₂. Uma vez que as misturas ativadas alcalinamente contêm pouco Ca(OH), para carbonatar [30] e devido às reações contínuas dos iões OH-, provenientes do NaOH, com o precursor [31], houve uma redução muito rápida do pH, o que inviabilizou a leitura da profundidade de carbonatação. No entanto, os mesmos provetes foram ensaiados à resistência à flexão e compressão depois da exposição ao ambiente rico em CO, para perceber as eventuais alterações mecânicas.

Os valores obtidos, correspondentes às idades de 56 e 112 dias (28 e 91 dias, respetivamente, sob o efeito de CO₂), estão apresentados da Figura 2 à Figura 9. Houve um aumento notável na resistência ao comparar com as argamassas sem carbonatação. Após 28 dias de carbonatação, a resistência à compressão das misturas CV-AN 70/24 e 90/24 aumentou cerca de 20 MPa. Todas as misturas carbonatadas com 112 dias de idade mostraram um ganho de resistência entre 18% e 36 % quando comparadas com as misturas não carbonatadas de 91 dias. Foi observado um aumento mais proeminente nas misturas CF-AN, com aumentos de 275 % a 306 % (variações absolutas entre 11 MPa e 18 MPa). As misturas CF-AN 90/24 apresentaram uma resistência à compressão de cerca de 28 MPa após 91 dias de carbonatação. Este aumento de resistência deve-se, inicialmente, à dissolução de CO₂ em ácido carbónico (H₂CO₃), diminuindo o nível de pH localmente, o que, subsequentemente, levou à decomposição de alguns compostos com metais alcalinos, silicatos e aluminatos. No caso de compostos à base de Ca (principalmente para argamassas com CFRSU), houve uma descalcificação seguida pela precipitação de polimorfos de carbonato de cálcio (CaCO₃ na forma de vaterite, aragonite ou calcite) e processo de polimerização de SiO, amorfo [32]. Os compostos de CaCO₃ em espaços intersticiais adjacentes aumentam a densidade do material, resultando num aumento do desempenho. Adicionalmente, o gel de SiO₂ também tem um papel predominante no aumento da resistência da microestrutura, uma vez que as ligações Si-O têm uma força de adesão considerável [33].



Figura 2 Resistência à flexão da família CV-AN aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 4 Resistência à flexão da família CF-AN aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 3 Resistência à flexão da família CV-AR aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 5 Resistência à flexão da família CF-AR aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 6 Resistência à compressão da família CV-AN aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 8 Resistência à compressão da família CF-AN aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 7 Resistência à compressão da família CV-AR aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂



Figura 9 Resistência à compressão da família CF-AR aos 7, 28 e 91 dias e 28 e 91 dias sob efeito de CO₂

As misturas com CV têm menos fases com cálcio e o gel N-A-S-H é relativamente estável com difusão de CO_2 na microestrutura. Portanto, é provável que o aumento de resistência dos provetes com CV seja principalmente devido à formação de produtos de carbonação a partir da reação de iões Na+ e Ca²⁺, presentes na solução aquosa nos poros, em bicarbonato de sódio (nahcolite -NaHCO₃), para além de polimorfos de carbonato de cálcio. Contudo, uma vez que isto levou a uma diminuição de catiões disponíveis para preservar o equilíbrio do gel N-A-S-H metaestável, grupos vizinhos Si-OH, Si-ONa, Al-OH ou Al-ONa condensaram e combinaram para formar gel de Si-O-Si ou Si-O-Al contribuindo para um maior grau de polimerização [34].

Os resultados da análise de DRX de pastas carbonatadas e não carbonatadas equivalentes à mistura CF-NA 70/24 mostraram a ocorrência de reações de polimerização pela presença de aluminossilicatos de sódio hidratados (Na₆[AlSiO₄]6·4H₂O). Também foi verificada a presença de carbonato de sódio hidratado (Na₂CO₃·7H₂O), assim como SiO₂ cristalino, proveniente do precursor. A pasta carbonatada continha silicatos de cálcio hidratados ou C-S-H, aragonite (CaCO₃) e nahcolite (NaHCO₃).

3.3.3 Módulo de elasticidade dinâmico

A Figura 10 e a Figura 11 apresentam os resultados da densidade aparente e do módulo de elasticidade dinâmico das argamassas com CV e CFRSU. Uma vez que o módulo de elasticidade corresponde à rigidez do material, é interessante comparar os valores deste parâmetro com as respetivas densidades aparentes.



Figura 10 Módulo de elasticidade e densidade das argamassas com CV

As argamassas de referência apresentaram valores iguais a 35,6 GPa, 38,4 GPa e 40,7 GPa após 7, 28 e 91 dias, respetivamente. As com CV ativadas mostraram valores de módulo de elasticidade dinâmico à volta de 25 GPa, cerca 35 % mais baixo do que os das argamassas de referência. É possível que esta maior deformabilidade se deva à existência de uma maior quantidade de polímeros à base de silicatos nas misturas ativadas e que demonstram uma maior elasticidade do que os produtos de reação do cimento [35]. Foi verificado, por nanoindentação, que o módulo de Young das fases de N-A-S-H poderá ser equivalente a ~17-18 GPa [36], enquanto que o do C-S-H do cimento é de 23 e 31 GPa [37]. Como esperado, observou--se um aumento no módulo de elasticidade ao longo do tempo devido às reacções contínuas de dissolução de aluminossilicatos e consequente nucleação, crescimento e polimerização de fases C-(N)-A-S-H, contribuindo para uma maior interconectividade dos produtos de reação. Nas argamassas com CV, observou-se um decréscimo de 12 % na densidade depois de adicionar os agregados reciclados. Contudo, esta adição traduziu-se numa redução em guase 70 % no módulo de elasticidade. Era expectável uma redução nesta propriedade, mas não com tal magnitude. É possível que os agregados reciclados tivessem criado uma pasta enfraquecida devido à maior porosidade dos mesmos, que absorveram parte da água da amassadura com iões de Na⁺ e OH⁻ necessários para a ativação do precursor. A amassadura que demonstrou melhor desempenho foi a submetida a 70 °C durante 48 horas. Nas argamassas com CFRSU e agregados naturais, é possível observar mais claramente o crescimento gradual no módulo de elasticidade ao longo do tempo, embora a densidade aparente destas misturas se mantenha constante independentemente das condições. Os provetes submetidos a 90 °C durante 24 horas mostraram um desempenho equivalente aos 70 °C / 48 horas.



Figura 11 Módulo de elasticidade das argamassas com CFRSU

3.3.4 Retração

Os resultados obtidos para os dois ligantes estão apresentados na Figura 12 e Figura 13. As misturas com CV mostraram uma melhor estabilidade dimensional. De entre estas, a CV-AN 70/24 demonstrou a menor variação ao longo do tempo (cerca de 200 μ m/m depois de 91 dias). As argamassas CV-AN 70/48 e 90/24 mostraram um desempenho equivalente com uma retração de 91 dias de 500-600 μ m/m. Estes valores são expectáveis de uma argamassa à base de cimento com traço igual. Como esperado, as argamassas com agregados reciclados demonstraram uma maior retração devido à maior deformabilidade da pasta cimentícia aderida à superfície dos mesmos [26].

Nas misturas com CFRSU, observou-se uma maior dispersão de valores. A mistura CF-AR 70/24 demonstrou os maiores valores de retração com cerca de 1400 μ m/m. Em contraste, as misturas CF-AR 70/48 e 90/24 mostraram valores à volta de 600 μ m/m. Adicionalmente, as misturas CF-AN 70/24 e 70/48 mostraram expansão considerável nos primeiros 3-5 dias de cura e começaram a retrair desde então. É possível que esta variação se deva, principalmente, à presença do alumínio e respetivas reacções de oxidação [38].



Figura 12 Retração das amassaduras com CV



Figura 13 Retração das amassaduras com CFRSU

3.3.5 Absorção de água por capilaridade

A Figura 14 apresenta os resultados do ensaio da absorção de água por capilaridade das argamassas com CV. A CV-AN 70/24 apresentou a menor absorção ao longo do tempo. Contudo, não se verificou uma diferença significante em misturas expostas a diferentes regimes de ativação térmica. Expectavelmente, é possível que a adição de agregados reciclados tivesse levado a uma maior porosidade interna e interconectividade dos poros, levando a uma maior absorção de água por acção capilar. A argamassa de referência de cimento apresentou uma absorção de cerca de 12×10^{-3} g/mm² após 72 horas, quase duas vezes mais do que as misturas CV-AN com um traço equivalente. Deste modo, pode-se concluir que a ativação alcalina da CV é capaz de produzir uma rede porosa mais tortuosa e menos interconectada [39].

A Figura 15 apresenta os provetes com CFRSU no decorrer do ensaio à absorção de água por capilaridade. Foi observada uma mudança na cor da água para um tom acastanhado e também eflorescências na superfície dos provetes. Adicionalmente, estes comecaram a desintegrar ao toque, mostrando perda de massa significante interna e externa durante o ensaio. Deste modo, os resultados deste ensaio não foram conclusivos. A fraca estabilidade física das argamassas com CFRSU, quando expostas à água, deve-se à lixiviação dos constituintes, provavelmente os compostos ferrosos, o que levou a uma coloração acastanhada da água do ensaio. Os compostos ferrosos, para além de não se dissolverem num ambiente alcalino, podem formar ligações com o alumínio, diminuindo a quantidade disponível de material para as reacções de polimerização e, consequentemente, um decréscimo na resistência [40]. O material precipitado, resultante da evaporação da água, foi analisado por DRX para perceber a natureza dos compostos lixiviados e os resultados mostraram que este continha principalmente carbonatos de sódio e cloreto de sódio. Estes resultados sugerem que uma quantidade considerável de Na⁺ na solução não participou da reação com o precursor [31, 41], migrou para a água do ensaio e reagiu com o CO₂ atmosférico.



Figura 14 Absorção de água por capilaridade de argamassas com CV



Figura 15 Ensaio de absorção de água por capilaridade

4 Conclusões

Neste estudo, foi avaliado o efeito da adição de agregados reciclados no desempenho de argamassas de CV e CFRSU ativadas alcalinamente expostas a diferentes regimes de ativação térmica. A CFRSU tem uma composição química semelhante à das cinzas volantes de classe C (i.e. elevado teor de cálcio). No entanto, tem uma menor quantidade de fases amorfas e, por isso, apresenta menor reatividade num meio alcalino guando comparado com a CV. Adicionalmente, a CFRSU contém uma quantidade notável de metais ferrosos e não ferrosos, que poderiam ser extraídos na central de incineração. O material resultante contém uma fração de alumínio que reage com os iões OH- da solução de NaOH, formando hidrogénio, que fica preso na mistura no estado fresco. Adicionalmente, o processo de ativação térmica, que catalisa esta reação e promove a presa, poderá provocar expansão excessiva e porosidade interna, que, quando combinado com a reatividade mais baixa da CFRSU, leva a um declínio considerável no desempenho. No entanto, verificou-se uma melhoria considerável no desempenho ao expor os provetes a um processo de carbonatação acelerada. Neste processo, ocorre uma descalcificação das fases portadoras de cálcio e consequente precipitação dos polimorfos de carbonato de cálcio. Adicionalmente, a libertação de Si e Al das fases descalcificadas aumenta o grau de polimerização do gel de Si-O-Si e de Si-O-Al, aumentando significativamente a resistência do material. Também ocorre a carbonatação dos iões de sódio na solução dos poros para carbonatos de sódio. A incorporação dos agregados reciclados, como esperado, levou a um declínio no desempenho. Contudo, este decréscimo foi maior do que o normalmente observado em betões à base de cimento. Isto infere a presença de um fenómeno nefasto químico que diminui a resistência do material, possivelmente devido à microrrotura nos agregados devido à reação álcalis-sílica de com o ativador alcalino. É necessário avaliar esta hipótese em campanhas experimentais futuras.

Agradecimentos

Os autores reconhecem o apoio da Unidade de Investigação CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa e da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), através do projecto de investigação PTDC/ECI-CON/29196/2017 "Recycled Inorganic Polymer Concrete: Towards a fully recycled and cement-free concrete" (RInoPolyCrete). Os autores também reconhecem o apoio da Valorsul, EDP e SIKA por fornecerem parte dos materiais para esta campanha experimental.

Referências

- Nørgaard, K.P.; Hyks, J.; Mulvad, J.K.; Frederiksen, J.O.; Hjelmar, O. "Optimizing large-scale ageing of municipal solid waste incinerator bottom ash prior to the advanced metal recovery: Phase I: Monitoring of temperature, moisture content, and CO2 level" em *Waste Manage.*, 85 (2019), pp. 95-105.
- [2] Chen, L.; Wang, Z.Q.; Wang, Y.Y.; Feng, J. "Preparation and Properties of Alkali Activated Metakaolin-Based Geopolymer" em *Materials*, 9(9), (2016), 12 p.
- [3] Bernal, S.; De Gutierrez, R.; Delvasto, S.; Rodriguez, E. "Performance of an alkali-activated slag concrete reinforced with steel fibers" em *Constr. Build. Mater.*, 24(2), (2010), pp. 208-214.
- [4] Lemougna, P.N.; Chinje Melo, U.F.; Delplancke, M.-P.; Rahier, H. "Influence of the chemical and mineralogical composition on the reactivity of volcanic ashes during alkali activation" em *Ceram. Int.*, 40(1, Part A), (2014), pp. 811-820.
- [5] Yang, K.-H.; Song, J.-K.; Song, K.-I. "Assessment of CO2 reduction of alkali-activated concrete" em J. Clean. Prod., 39 (2013), pp. 265-272.
- [6] Huang, G.; Yang, K.; Sun, Y.; Lu, Z.; Zhang, X.; Zuo, L.; Feng, Y.; Qian, R.; Qi, Y.; Ji, Y.; Xu, Z. – "Influence of NaOH content on the alkali conversion mechanism in MSWI bottom ash alkali-activated mortars" em *Constr. Build. Mater.*, 248 (2020), 118582.
- [7] Huang, G.; Ji, Y.; Li, J.; Zhang, L.; Liu, X.; Liu, B. "Effect of activated silica on polymerization mechanism and strength development of MSWI bottom ash alkali-activated mortars" em *Constr. Build. Mater.*, 201 (2019), pp. 90-99.
- [8] Huang, G.; Ji, Y.; Zhang, L.; Li, J.; Hou, Z. "The influence of curing methods on the strength of MSWI bottom ash-based alkali-activated mortars: The role of leaching of OH– and free alkali" em *Constr. Build. Mater.*, 186 (2018), pp. 978-985.
- [9] Alderete, N.M.; Joseph, A.M.; Van den Heede, P.; Matthys, S.; De Belie, N. – "Effective and sustainable use of municipal solid waste incineration bottom ash in concrete regarding strength and durability" em *Resour. Conserv. Recy.*, 167 (2021), 105356.
- [10] Maldonado-Alameda, A.; Giro-Paloma, J.; Svobodova-Sedlackova, A.; Formosa, J.; Chimenos, J.M. – "Municipal solid waste incineration bottom ash as alkali-activated cement precursor depending on particle size" em J. Clean. Prod., 242 (2020), 118443.
- [11] Tian, X.; Rao, F.; León-Patiño, C.A.; Song, S. "Effects of aluminum on the expansion and microstructure of alkali-activated MSWI fly ash-based pastes" em *Chemosphere*, 240 (2020), 124986.
- [12] Fang, G.; Ho, W.K.; Tu, W.; Zhang, M. "Workability and mechanical properties of alkali-activated fly ash-slag concrete cured at ambient temperature" em *Constr. Build. Mater.*, 172 (2018), pp. 476-487.
- [13] Fang, G.H.; Bahrami, H.; Zhang, M.Z. "Mechanisms of autogenous shrinkage of alkali-activated fly ash-slag pastes cured at ambient temperature within 24 h" em *Constr. Build. Mater.*, 171 (2018), pp. 377-387.
- [14] ASTM-C618 Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2019, 5 p.

- [15] Wang, C.-C.; Chou, Y.-C.; Yen, C.-Y.J.P.E. "Hydrogen generation from aluminum and aluminum alloys powder" em 36 (2012), pp. 105-113.
- [16] EN-1015-1 Methods of test for mortar for masonry Part 1: Determination of particle size distribution (by sieve analysis). Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 1999, 8 p.
- [17] EN-1097-3 Tests for mechanical and physical properties of aggregates – Part 3: Determination of loose bulk density and voids. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 1998, 10 p.
- [18] EN-1097-5 Tests for mechanical and physical properties of aggregates – Part 5: Determination of the water content by drying in a ventilated oven. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 2008, 54 p.
- [19] Rodrigues, F.; Evangelista, L.; de Brito, J. "A new method to determine the density and water absorption of fine recycled aggregates" em *Materials Research*, 16 (2013), pp. 1045-1051.
- [20] EN-1015-2 Methods of test for mortar for masonry Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 1999, 8 p.
- [21] EN-1015-3 Methods of test for mortar for masonry Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table). Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 1999, 10 p.
- [22] EN-1015-6 Methods of test for mortar for masonry Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 1999, 8 p.
- [23] ASTM-E1876 Standard test method for dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio by impulse excitation of vibration. American Society for Testing and Materials, USA, 2015, 17 p.
- [24] EN-1015-18 Methods of test for mortar for masonry Part 18: Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 2002, 12 p.
- [25] EN-1015-13 Methods of test for mortar for masonry Part 13: Determination of dimensional stability of hardened mortars. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium, 1993, 20 p.
- [26] Silva, R.V.; de Brito, J.; Dhir, R.K. "Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production" em *Constr. Build. Mater.*, 65 (2014), pp. 201-217.
- [27] Evangelista, L.; de Brito, J. "Concrete with fine recycled aggregates: A review" em European Journal of Environmental and Civil Engineering, 18(2), (2014), pp. 129-172.
- [28] Atiş, C.D.; Görür, E.B.; Karahan, O.; Bilim, C.; İlkentapar, S.; Luga, E. – "Very high strength (120MPa) class F fly ash geopolymer mortar activated at different NaOH amount, heat curing temperature and heat curing duration" em *Constr. Build. Mater.*, 96 (2015), pp. 673-678.
- [29] Nuaklong, P.; Sata, V.; Chindaprasirt, P. "Influence of recycled aggregate on fly ash geopolymer concrete properties" em J. Clean. Prod., 112, Part 4 (2016), pp. 2300-2307.
- [30] Palacios, M.; Puertas, F. "Effect of carbonation on alkali-activated slag paste" em J. Am. Ceram. Soc., 89(10), (2006), pp. 3211-3221.
- [31] Provis, J.L.; van Deventer, J.S.J. Alkali Activated Materials Stateof-the-Art Report, RILEM TC 224-AAM. Springer, Dordrecht, The Netherlands, 2014, 388 p.
- [32] Morandeau, A.; Thiéry, M.; Dangla, P. "Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties" em *Cem. Concr. Res.*, 56 (2014), pp. 153-170.

- [33] Li, Z.; He, Z.; Shao, Y. "Early age carbonation heat and products of tricalcium silicate paste subject to carbon dioxide curing" em *Materials*, 11(5), (2018), 730.
- [34] Nedeljković, M.; Zuo, Y.; Arbi, K.; Ye, G. "Carbonation resistance of alkali-activated slag under natural and accelerated conditions" em *Journal of Sustainable Metallurgy*, 4(1), (2018), pp. 33-49.
- [35] Olivia, M.; Nikraz, H. "Properties of fly ash geopolymer concrete designed by Taguchi method" em *Mater. Des.*, 36 (2012), pp. 191-198.
- [36] Němeček, J.; Šmilauer, V.; Kopecký, L. "Nanoindentation characteristics of alkali-activated aluminosilicate materials" em *Cem. Concr. Compos.*, 33(2), (2011), pp. 163-170.
- [37] Zhu, W.; Hughes, J.J.; Bicanic, N.; Pearce, C.J. "Nanoindentation mapping of mechanical properties of cement paste and natural rocks" em *Mater. Charact.*, 58(11), (2007), pp. 1189-1198.
- [38] Jurič, B.; Hanžič, L.; Ilić, R.; Samec, N. "Utilization of municipal solid waste bottom ash and recycled aggregate in concrete" em Waste Manage., 26(12), (2006), pp. 1436-1442.
- [39] Shi, X.S.; Collins, E.G.; Zhao, X.L.; Wang, Q.Y. "Mechanical properties and microstructure analysis of fly ash geopolymeric recycled concrete" em J. Hazard. Mater., 237 (2012), pp. 20-29.
- [40] Chen-Tan, N.W.; Van Riessen, A.; LY, C.V.; Southam, D.C. "Determining the reactivity of a fly ash for production of geopolymer" em J. Am. Ceram. Soc., 92(4), (2009), pp. 881-887.
- [41] Criado, M.; Palomo, A.; Fernández-Jiménez, A. "Alkali activation of fly ashes. Part 1: Effect of curing conditions on the carbonation of the reaction products" em *Fuel*, 84(16), (2005), pp. 2048-2054.



Pacote legislativo "*Fit for 55*" e impactos na descarbonização da Indústria Cimenteira

The "Fit for 55" legislative package and its impacts on the Cement Industry decarbonisation

> Marta Feio Francisco Leitão

Resumo

No passado 14 de julho de 2021 a Comissão Europeia publicou o pacote *"Fit for 55"*, um conjunto de propostas legislativas para alcançar a meta de redução das emissões de Gases com Efeito de Estufa em 55 % até 2030 vs. os níveis de 1990, atingir a neutralidade carbónica em 2050 e tornar o Pacto Ecológico Europeu numa realidade.

Neste artigo far-se-á uma análise do impacto daqueles documentos na descarbonização da Indústria Cimenteira, enfatizando a interrelação entre as referidas propostas legislativas, as implicações que terão nas empresas produtoras de cimento e o seu enquadramento no Roteiro para a Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira Nacional.

Abstract

On 14 July 2021, the European Commission published the "Fit for 55" package, a set of legislative proposals in order to accomplish the target of reducing greenhouse gas emissions by 55 % by 2030 vs. 1990 levels, achieving carbon neutrality by 2050 and making the European Green Deal a reality.

This paper will analyse the impact of these documents on the Cement Industry decarbonisation, pointing out the interrelationship among the different legislative proposals, their impacts on the cement producing companies and how they fit with the National Cement Industry Carbon Neutrality Roadmap.

Palavras-chave: Indústria / Cimento / Descarbonização / "*Fit for 55"* / "Pacto Keywords: Industry / Cement / Decarbonisation / "Fit for 55" / "Green Deal" Ecológico Europeu"

Marta Feio

Secretária-Geral Executiva da ATIC

Francisco Leitão

Diretor Industrial e de Sustentabilidade da ATIC

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FEIO, M., [*et al.*] – Pacote legislativo "*Fit for 55*" e impactos na descarbonização da Indústria Cimenteira. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 99-104.

1 Enquadramento

O "*Fit for 55*", apresentado pela Comissão Europeia a 14 de julho de 2021, é composto por 13 propostas legislativas com o objetivo de assegurar que a União Europeia (UE) cumpre a meta de redução de 55 % das emissões líquidas de Gases com Efeito de Estufa (GEE) até 2030, face ao ano de 1990.

Este pacote legislativo visa a concretização das metas estabelecidas pela Lei Europeia do Clima e do Pacto Ecológico Europeu por forma a assegurar que todas as políticas da UE contribuem para a descarbonização total da economia até 2050. Abrange áreas tão diversas como os setores da indústria e da energia, dos transportes e da aviação ou da agricultura.

Considerando a inter-relação entre os diversos diplomas legislativos, e o impacto que a sua implementação terá para o tecido industrial e empresarial da UE, deverá adotar-se uma abordagem integrada dos mesmos por forma a garantir a sua coerência e segurança jurídica, fundamental para os setores impactados por este pacote legislativo e respetivos operadores económicos que se encontram já comprometidos com o enorme desafio que é a descarbonização.

A título de exemplo, o Mecanismo de Ajustamento de Carbono na Fronteira (conhecido como o CBAM) agora proposto pela Comissão Europeia, não pode ser dissociado da também proposta de revisão da Diretiva do Regime Europeu de Comércio de Licenças de Emissão (CELE). O CBAM poderá efetivamente criar um level playing field e condições equitativas para determinados setores da UE e de Países-Terceiros no que ao custo das emissões de carbono diz respeito, e assim mitigar o crescente risco de fuga de carbono na sequência da pressão resultante do aumento das importações e alteração das tendências de negócio relacionadas com as mesmas e da forte subida do preço do CO₂. Mas, ainda que devendo aplicar--se com a maior brevidade possível para atender com urgência ao exposto e garantir a competitividade da Indústria Europeia, deverá também coexistir com a atribuição gratuita de licenças de emissão durante um período de tempo, permitindo assim testar a sua eficácia e exequibilidade e garantir a segurança e previsibilidade nos investimentos de baixo carbono em curso, nomeadamente os planeados pela Indústria Cimenteira (IC) com base na atribuição gratuita de licenças de emissão ao abrigo da IV fase até 2030, evitar distorções no mercado interno e na UE e a fuga de carbono. Esta coexistência é a chave para proteger a indústria dos riscos de um CBAM complexo e não testado. E também por isso defendemos que 2035 deveria ser a data de referência para o phasing-out total do CELE para o CBAM.

Por outro lado, e sendo o "*Fit for 55*" um conjunto de medidas concretas e orientador da ação futura das empresas, é fundamental que estas, tal como as que constituem a IC nacional têm vindo a fazer há já mais de duas décadas, se preparem para as alterações decorrentes da entrada em vigor das diferentes iniciativas legislativas, olhando para o desafio da descarbonização como uma oportunidade.

Tal foi, aliás, assumido pela IC nacional quando em março de 2021 manifestou o seu compromisso para com a descarbonização e publicou o Roteiro para a Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira Nacional [1], em linha com o *Carbon Neutrality Roadmap* [2] da Associação Europeia da Indústria Cimenteira (CEMBUREAU),

estabelecendo a ambição do setor em alcançar a neutralidade carbónica até 2050, com uma meta intermédia de redução em 48 % das emissões totais de CO_2 ao longo da sua cadeia de valor até 2030 face a 1990 (36 %, se considerarmos a cadeia de valor até ao cimento).

Este Roteiro reflete o potencial de toda a cadeia de valor da construção, isto é, adotando a Abordagem "5C": Clínquer, Cimento, Betão (Concrete), Construção e (re)Carbonatação. Para cada um dos 5Cs, foram identificadas as medidas que permitirão alcançar reduções substanciais de CO_2 , as trajetórias tecnológicas a implementar, os investimentos que se preveem realizar, bem como as políticas públicas de suporte – muitas delas abrangidas pelo pacote "*Fit for 55*" – sem as quais, e de forma integrada com os outros aspetos, este enorme desafio da descarbonização não será de todo possível.

A IC é basilar para uma sociedade neutra em carbono através do betão - o segundo bem mais consumido no mundo –, do qual o cimento é o constituinte-chave, e que por sua vez é o material de referência para a construção de edifícios sustentáveis e das infraestruturas mais verdes do futuro, considerando as suas características inerentes como a inércia térmica, a durabilidade e o potencial de recarbonatação, entre outras. O cimento e o betão desempenharão, assim, um papel decisivo no combate às alterações climáticas, sendo a IC reconhecida pelo Pacto Ecológico Europeu como uma das indústrias essenciais para a economia da UE, uma vez que fornece várias cadeias de valor decisivas.

Para além do CELE e do CBAM antes referidos, também estão incluídas propostas legislativas de particular relevância para a IC como as referentes à revisão da Diretiva relativa à tributação da energia, e da Diretiva relativa à eficiência energética, entre outras.

2 Comércio Europeu de Licenças de Emissão e o novo Mecanismo de Ajustamento de Carbono na Fronteira – relevância para a IC

O atual Regime Europeu de Comércio de Emissões (CELE), o maior mercado de carbono do mundo, fixa um preço para o carbono e reduz anualmente o limite máximo para as emissões de determinados setores económicos. Ao longo dos seus 16 anos de aplicação, já permitiu reduzir em cerca de 43 % as emissões da produção de energia e das indústrias com uso intensivo de energia [3].

No entanto, o CELE aborda apenas um dos lados do risco da fuga de carbono assente no risco de deslocalização da indústria produtiva para fora da Europa - devido à aplicação de normas ambientais cada vez mais rígidas por parte da UE, as empresas poderão ser tentadas a transferir a sua produção para fora deste espaço, de modo a evitar os limites impostos - sendo fundamental que seja definido também um instrumento que contemple o impacto associado às importações de produtos intensivos em carbono de Países-Terceiros, quer ao nível das emissões globais, quer na competitividade da indústria europeia, como o também proposto no contexto do pacote *"Fit for 55"*, Mecanismo de Ajustamento de Carbono na Fronteira (CBAM), por via da implementação de uma contribuição de carbono para os produtos exportados para a UE. O CBAM permitirá reduzir

o risco de fuga de carbono, incentivando os produtores de Países-Terceiros a tornar os seus processos de produção mais ecológicos, e contribuindo assim para a redução de emissões a nível global.

O novo Mecanismo introduzirá uma contribuição de carbono sobre as importações de determinados produtos, inicialmente sobre as importações de cimento, ferro e aço, alumínio, fertilizantes e eletricidade, às quais será aplicável uma tarifa de carbono equivalente à que os produtores da UE pagam sobre as suas emissões no âmbito do CELE. Garantir essa equivalência é importante para garantir a existência de um *level playing field* que permita à indústria europeia manter a sua competitividade, enquanto se incentiva os Países-Terceiros a aumentarem as suas ambições climáticas. A avaliação de impacto que fundamenta a proposta de Regulamento que cria o CBAM permitiu ainda à Comissão Europeia concluir que este mecanismo será uma ferramenta mais eficaz no combate ao risco da fuga de carbono do que a medida atualmente em vigor, isto é, a atribuição de licenças gratuitas mediante um sistema de *benchmarks* ao abrigo do CELE.

A criação do referido *level playing field* para os produtores de cimento da UE e de Países-Terceiros é central para os esforços de descarbonização do setor.

No caso específico da IC, as importações de cimento para a UE aumentaram cerca de 160 % entre 2016 e 2020 e 25 % apenas em 2020, sendo muito provável que essa tendência se acentue durante a IV fase do CELE, ou seja até 2030, nomeadamente devido aos seguintes fatores:

- Estima-se que a capacidade de produção de cimento seja reforçada em cerca de 70 Mt em países vizinhos da UE entre 2018 e 2025;
- Num cenário de redução de emissões de GEE, e a aplicação de regras ainda mais restritivas ao nível da UE face às existentes em Países-Terceiros, os custos de produção da IC na Europa aumentarão, intensificando-se assim o diferencial de custos e a competitividade em relação a concorrentes de Países-Terceiros, a menos que tal seja compensado devidamente por um mecanismo como o CBAM.

Neste contexto, a IC considera que o projeto de Regulamento da Comissão sobre o CBAM constitui uma oportunidade chave para a redução global das emissões de CO_2 , igualando, simultaneamente, os custos de carbono entre os produtores da UE e de Países-Terceiros. Do mesmo modo, considera indispensável incentivar estes países para que assegurem que os seus produtores satisfaçam requisitos semelhantes de redução de CO_2 aos impostos aos produtores da UE, de modo que os produtos sejam comparáveis em termos de desempenho ambiental.

Assim, o projeto de Regulamento CBAM deverá ser reforçado para igualar eficazmente os custos de CO₂ entre fornecedores da UE e de Países-Terceiros, pelo que deverá:

- Assegurar uma compensação total dos custos de CO₂;
- Desenvolver um sistema de monitorização e comunicação eficaz;
- Incluir as emissões indiretas (como é o caso do adicional de incorporação de eletricidade) e ter devidamente em conta as emissões dos transportes;

- Incluir uma solução para as exportações da UE;
- Assegurar que o CBAM entre em funcionamento o mais rapidamente possível.

Além disso, é muito importante que o CBAM coexista com a atribuição gratuita de licenças de emissão prevista no CELE e que qualquer redução nesta atribuição seja gradual, terminando apenas em 2035, uma vez que a sua eliminação numa data anterior colocaria o setor do cimento perante riscos consideráveis, expondo-o ao custo total do carbono num momento em que o CBAM ainda não estará completamente testado e sem gualquer garantia da sua estanquidade e eficácia no combate à fuga de carbono. Daqui resultaria que de um dia para o outro duplicariam os custos de produção de cimento em Portugal e nos demais Estadosmembros da UE, causando uma enorme perturbação num setor que é parte integrante da cadeia de valor chave do setor da construção, criaria distorções injustificadas de mercado entre o cimento e os outros setores do CBAM que competem no mercado dos produtos de construção e prejudicaria consideravelmente as exportações de cimento nacional e da UE para todos os países extracomunitários.

Por forma a criar um contexto comercial mais equitativo, deveria também prever-se uma solução para a exportações da UE para países-terceiros que permita que os bens produzidos na UE, logo com menor pegada de carbono, beneficiem de uma compensação das respetivas emissões - de acordo com o princípio do país de destino - quando comparados com produtos provenientes de outros mercados não sujeitos a mecanismos de compensação de emissões e que concorrem no mesmo mercado do País-Terceiro de destino.

Como exposto no Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica 2050, apenas com a introdução, à escala comercial de tecnologias de ponta como a captura, armazenamento e posterior utilização do CO_2 (CCUS), será possível ao setor ser neutro em emissões. Assim sendo, a atualização e reforço do CELE constitui uma oportunidade para acelerar a implementação destas tecnologias por meio de regras e incentivos dedicados, incluindo a afetação de uma parte das receitas geradas pelo comércio de CO_2 .

Também as futuras receitas do CBAM se deveriam destinar a apoiar os esforços de descarbonização das indústrias intensivas em energia.

A importância da revisão da Diretiva da Eficiência Energética e da Tributação da Energia no contexto da descarbonização da economia

A Diretiva da Eficiência Energética (DEE) tem como objetivo a redução do consumo da energia a nível da UE, reduzir as emissões e combater a pobreza energética. A proposta visa assegurar uma redução adicional do consumo de energia de 9 % até 2030, em comparação com o cenário de 2020. O documento também inclui a obrigação do setor público renovar anualmente 3 % dos seus edifícios, a fim de impulsionar a vaga de renovação/reabilitação, criar postos de trabalho e reduzir o consumo de energia e os custos associados.

A DEE tem particular interesse para a IC devido ao requisito de aumento da eficiência energética:

- em toda a cadeia de produção cimento e betão, o que irá implicar a otimização de processos e a necessidade de se efetuarem investimentos avultados visando a modernização das infraestruturas e equipamentos de modo a adequá-las a uma crescente exigência, incluindo a implementação de tecnologias disruptivas. Neste processo que respeita a um consumo mais ecológico e eficiente de energia, salienta-se a substituição de combustíveis fósseis por combustíveis alternativos no processo de produção, a melhoria da eficiência energética dos fornos e moinhos e o desenvolvimento de cimentos e betões inovadores;
- nos edifícios, onde o novo edificado terá que ser construído cumprindo requisitos cada vez mais exigentes em termos energéticos e os existentes deverão progressivamente modernizar-se para se adaptarem à nova realidade. Neste contexto, o betão é, sem dúvida, o material de excelência para a otimização do desempenho energético dos edifícios devido à sua elevada inércia térmica além de ser 100 % reciclável.

Esta Diretiva pretende, pois, incentivar os Estados-Membros a fazerem poupanças energéticas significativas e, assim, a reduzirem a utilização de combustíveis fósseis, de modo a apoiar as crescentes ambições climáticas da UE.

Por sua vez, a revisão da Diretiva da Tributação da Energia visa desencorajar a utilização de combustíveis, em particular os combustíveis fósseis, e incentivar a eficiência energética alinhando-a com os objetivos climáticos. O combustível, como fonte de energia no processo de fabrico de cimento, serve para aquecer o forno de cimento, mas tem, ao mesmo tempo, uma função de transformação mineral. Estes processos de transformação mineralógica caracterizam-se por um uso muito intensivo de energia e calor que não pode ser reduzido devido à necessidade de manter continuamente a temperatura a um nível elevado (> 1500 °C).

Neste contexto, a proposta de Diretiva do Conselho que reestrutura o quadro da UE quanto à tributação dos produtos energéticos e da eletricidade, constitui um fator penalizador para a IC na medida em que elimina a exclusão dos processos mineralógicos e que requerem utilização dual de energia, enquanto combustível e matéria-prima do seu âmbito de aplicação, o que conduzirá a uma grave distorção da concorrência entre as diversas indústrias da UE.

4 Conclusão

As propostas legislativas apresentadas pela Comissão Europeia no âmbito do pacote legislativo "*Fit for 55*", necessitam ainda de ser aprovadas pelo Parlamento Europeu (PE) e pelo Conselho Europeu (CONS) (com excepção da proposta de revisão da Diretiva relativa à tributação da energia que requer uma decisão por unanimidade do CONS e uma consulta ao PE).

O "*Fit for 55*" constitui uma oportunidade e um desafio para a IC, merecendo desta o apoio global ao conjunto das iniciativas legislativas, ressalvando-se, contudo, a necessidade de que as medidas finalmente adotadas salvaguardem a competitividade do setor atendendo à elevada importância económica e estratégica que o mesmo representa para o nosso país e para a UE.

O Mecanismo de Ajuste de Carbono na Fronteira é essencial para se garantir um *level playing field* entre a indústria na UE e de Países-

Terceiros quando estes não estão sujeitos às mesmas restrições de CO2 pelo que deverá entrar em operação o mais rápido possível para mitigar o crescente risco de fuga de carbono. Este Mecanismo deverá coexistir com a atribuição gratuita de licenças de emissão pelo menos até 2035, permitindo assim "testar" a sua eficácia e exequibilidade e garantir a segurança e previsibilidade nos investimentos de baixo carbono em curso e planeados pelo setor, evitar distorções no mercado interno da UE e a fuga de carbono, devendo também contemplar uma solução para exportações e abranger as emissões indiretas.

O setor cimenteiro enquadra-se no conceito de "Energia Intensivo" (energia elétrica e térmica representa cerca de metade dos custos) e tem vindo a investir de forma significativa em eficiência energética, o que se traduz na redução de consumos específicos ao longo dos anos. A IC também está empenhada na substituição de combustíveis fósseis por combustíveis alternativos no processo de produção, na melhoria da eficiência energética dos fornos e no desenvolvimento de produtos inovadores e técnicas de construção que favoreçam a inércia térmica do betão, contribuindo, deste modo, para um melhor desempenho energético dos edifícios. Uma das vias possíveis para a descarbonização passa pelo aumento do consumo de combustíveis alternativos contendo biomassa. Neste sentido, para que a descarbonização seja uma realidade tem que se garantir o acesso a energia renovável abundante e a preços competitivos.

Portanto, 2030 é verdadeiramente a próxima *milestone*, para inúmeras indústrias, entre as quais a Indústria Cimenteira. O cumprimento desta meta é um passo importante para assegurar que o setor, tal como é seu compromisso, atinja a neutralidade carbónica até 2050. O Acordo de Paris, o Pacto Ecológico Europeu, o *"Fit for 55"*, entre outros, e os documentos nacionais de referência como o Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050 (RNC2050), o Plano Nacional de Energia-Clima 2021-2030 (PNEC2030) e a Estratégia Nacional do Hidrogénio (EN-H2) constituirão, assim, peças fundamentais das estratégias de descarbonização a nível europeu e nacional.

O setor está fortemente empenhado em contribuir para a concretização das ambições europeias e nacionais através da aplicação dos seus produtos e soluções inovadoras, sustentáveis e progressivamente descarbonizadas, acreditando e estando ainda comprometido com o objetivo de circularidade da economia.

Referências

- [1] Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050 http://www.atic.pt/roteiro-2050-5/
- [2] Roteiro da Indústria Europeia de Cimento: http://www.atic.pt/ cembureau-carbon-neutrality-roadmap-2050/
- [3] https://www.eea.europa.eu/publications/the-eu-emissions-tradingsystem-2/the-eu-emissions-trading-system

Sobre a ATIC

A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento, tem como associadas a CIMPOR e a SECIL. Foi criada na década de 60 para promover uma melhor utilização do cimento, e ao seu cariz técnico e científico acresceram aspetos institucionais e de representação da indústria cimenteira nacional. A Indústria Cimenteira é fundamental para a economia local e nacional com um elevado efeito multiplicador na economia: estima-se que por cada euro de valor acrescentado na fileira de cimento e betão são gerados cerca de 3 euros na economia, efeito particularmente relevante para a economia local dado esta indústria estar sedeada longe dos centros urbanos. O setor emprega, direta e indiretamente, 5100 pessoas, e as suas exportações representaram 1,6 mil M€ entre 2005 e 2018, contribuindo assim para o equilíbrio da Balança de Pagamentos. Neste período, a indústria procedeu a investimentos significativos – 200 M€ – em medidas de redução do impacto ambiental e em Investigação, Desenvolvimento e Inovação (I&D&I) que se materializaram numa redução superior a 14 % nas emissões específicas de CO, por tonelada de cimento desde 1990. Em março de 2021, foi apresentado o Roteiro da Indústria Cimenteira nacional para a Neutralidade Carbónica 2050 no gual estão explícitos o compromisso formal e o alinhamento com as metas de descarbonização e sustentabilidade nacionais estabelecidas no Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050 do Governo Português, em consonância com os princípios do Pacto Ecológico Europeu, o qual reconhece a contribuição da Indústria Cimenteira para uma economia competitiva, sustentável e circular.

Pacote legislativo "*Fit for 55*" e impactos na descarbonização da Indústria Cimenteira Marta Feio, Francisco Leitão 6ª^s Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas Encontro Nacional de Betão Estrutural 2022 12º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica







JPEE 20

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA Lisboa · LNEC 9 a 11 de novembro de 2022

As Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPEE) têm sido organizadas desde 1982 pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) envolvendo três associações nacionais interessadas na engenharia de estruturas: a Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE), o Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) e a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES). As Jornadas, com a periodicidade de 8 anos, têm contribuído muito significativamente para o intercâmbio de experiências e informação no domínio da engenharia de estruturas.

Nos 40 anos decorridos após as primeiras Jornadas, as associações que nelas participaram promoveram a realização de vários eventos científicos e técnicos autónomos, nacionais e internacionais, mantendo-se as JPEE como evento de referência, e de reunião das três associações, registando sempre uma grande adesão e sucesso.

Patrocínios/Exposição Técnica

A Comissão Organizadora das JPEE2022 convida as empresas ou entidades e os agentes decisores ou operacionais, com atividade, produtos ou serviços nas áreas de interesse dos eventos, a apoiar estas Jornadas e, nessa qualidade, a participar na Exposição Técnica. Esta Exposição proporcionará aos participantes o contacto com novos materiais, novas tecnologias e realizações recentes, e dará oportunidade aos expositores de exibir e divulgar as suas atividades, produtos e serviços.

Consulte os tipos de apoio que estão disponíveis AQUI.

Mais informações: http://jpee2022.lnec.pt/

Cembureau | Assembleia Geral Lisboa, 23 - 25 junho 2022



CEMBUREAU lisbon²⁰²²










Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

11ª EDIÇÃO DO PRÉMIO FERRY BORGES



Colaboração de

Laboratório Nacional de Engenharia Civil Ordem dos Engenheiros

A 11^ª edição do Prémio Ferry Borges, cujo prazo de apresentação de candidaturas decorreu entre 1 de março e 30 de abril de 2022, despertou um grande interesse no meio técnico e científico nacional. Com efeito, foram submetidas 81 candidaturas, resultantes de trabalhos desenvolvidos nas universidades e politécnicos nacionais, no LNEC e também em gabinetes de projeto, evidenciando a internacionalização da atividade desenvolvida e a cooperação com diversas entidades europeias e americanas.

As 81 candidaturas ao Prémio Ferry Borges 2022 estão agora a ser analisadas pelo júri, presidido pelo Prof. Fernando Branco.

Regulamento e informações complementares:

www.apee.org.pt

APEE, a/c LNEC, Av. Brasil 101, 1700-066 LISBOA Tel: 218 443 260 / e-mail: apee@Inec.pt



IABSE

International Association for **Bridge and Structural Engineering**

IABSE Congresses



IABSE Congress Nanjing 2022

Bridges and Structures

21-23 September 2022 Nanjing, China

Mais informações em: https://iabse.org/nanjing2022

IABSE Webinars



Engineering

IABSE WEBINAR

The V&A Swingbridge: a unique product responding to multiple needs

14.00-15.30 HRS, 19 August 2022

- tor: Dr. Pierre van der Spuy, Adjunct Professor at bosch Univ. and Associate at Zutari, South Africa
- South Africa in Cape Town

in the V&A We

www.iabse.org

secretariat@iabse.org



Submissão de resumos aberta até 14 de outubro 2022. Mais informações em: https://iabse.org/newdelhi2023



International Association

for Bridge and Structural Engineering





Abe Newmark South Africa



inrich van Wijk South Africa

IABSE WEBINAR

New Ashton Arch, Western Cape, South Africa: Design and Construction Aspects

14.00-15.30 HRS, 2 September 2022

Speakers: Abe Newmark and Heinrich van Wijk; South rator: Dr. Pierre van der Spuy, Adjunct Professor at Stellenbosch Univ., South Africa

This Webinar is an initiative by the South African Group of IABSE.

The New Ashton Arch Bridge was completed in the town of Ashton, South Africa, crossing the Cogmanskloof river. The bridge replaces an existing andrel, a multi-arch bri ad reached the end of service life. The new bridge comprises a rted concrete deck which metres between bearin ng ribs which rise 22 the asphalt road surfa rstructure, which was co 2020 adjacent to the ad-alignment was then transvers ked to its final position of mpletion of the substructure. T esentation highlights import sign and construction aspects th of interest to the civil engi

A participação nestes Webinars é gratuita, mas dependente de inscrição. Mais informações e inscrições em https://iabse.org/webinars.

South Africa



Prof. Pierre van der Spuy.



Maja Wilson. South Africa

PRÉMIO JOVENS MESTRES

As 6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPEE2022) pretendem contar com uma participação alargada, não só dos atuais, mas também dos futuros técnicos do sector. Assim, os finalistas dos cursos de mestrado em Engenharia Civil que tenham desenvolvido as suas dissertações na área do betão estrutural são incentivados a concorrer ao 'Prémio Jovens Mestres', uma iniciativa do GPBE com o apoio da Secil.

DATAS LIMITE

Pré-inscrição dos candidatos: **31 de julho de 2022** Submissão das candidaturas: **5 de setembro de 2022**

Comunicação dos resultados da avaliação de admissibilidade (Fase 1): 30 de setembro de 2022

Consulte o Regulamento do 'Prémio Jovens Mestres'.

Descarregue a ficha de pré-inscrição **aqui**.

Descarregue a ficha de inscrição **aqui**.



ÚLTIMOS BOLETINS DA *FIB* DISPONÍVEIS NA ÁREA RESERVADA A SÓCIOS DO GPBE

http://www.gpbe.pt/index.php/consulta-de-boletins-da-fib



Birth Certificate and Through-Life Management Documentation

State-of-th

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nos eventos que contem com o apoio do Grupo (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual:€ 25,00Quota de sócio coletivo:€ 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE





A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, 0 desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção Defesa contra os Sismos, е promovendo а divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação
Portuguesa nas Associações
Europeia e Internacional de
Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17º Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica

- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitetos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica

Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa • Portugal Tel. (+351) 21 844 32 91 spes@lnec.pt http://spes-sismica.pt/



SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA





Reabilitação urbana e património

Inspeção Caracterização Diagnóstico Reabilitação Ensaios Reforço

www.fe.up.pt/ic ic@fe.up.pt

Instituto da Construção R. Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto Portugal 22 508 1856 22508 2190



Pretende avaliar a resistência à tração de uma ancoragem ou varão pós instalado num material base de resistência desconhecida, como alvenaria? Saiba mais sobre o Serviço de testes de tração em obra da Hilti aqui **•**





CAMPO DE EMPREGO

EN 1504-2 EN 1504-3

 Reforço estrutural e proteção de elementos de betão degradados como vigas, pilares, cornijas e varandas.
Reforço e reparação de elementos pré-fabricados em betão.
Regularização de pequenas zonas de betão com defeitos superficiais, tais como vazios, zonas porosas, segregação, furação das tijes, juntas de betonagem, etc.



www.fassabortolo.com

GEOACTIVE

PUSSO

e-quake nova®



structural health monitoring

"A Safer Life is Possible"

Monitor Sísmico

"Uma solução inovadora para monitorização sísmica"

- > Acelerómetro sísmico triaxial
- > Medições ao nível do Micro-G
- > Elevada relação qualidade-preço

Aplicações em:

- > Monitorização Estrutural
- > Early Warning
- Monitorização de sismos e intensidade sísmica
- Monitorização de explosões e micro-tremores



PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314 4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL + 4351 229 416 633 comercial@pretensa.com.pt www.pretensa.com.pt



COM O APOIO DE:



ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

















http://rpee.lnec.pt/





AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL tel. (+351) 21 844 30 00 lnec@lnec.pt www.lnec.pt