

SÉRIE III

NÚMERO 24

MARÇO 2024

rpee

<http://rpee.lnec.pt/>

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

ISSN: 2183-8488

índice

editorial	3	Editorial
	4	Agradecimento aos revisores
artigos científicos	5	Análise e mitigação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé de Lisboa Filipe Luís Ribeiro ∞ Alfredo Campos Costa ∞ Aníbal Guimarães da Costa
	17	Experimental evaluation of semi-active control strategies for base isolated buildings Fernando V.P. Oliveira ∞ Afzal Suleman
	31	The use of Micro-FE analysis to access a masonry structure reinforced with concrete beams Cádmio Dias ∞ Pedro Cunha ∞ Jennifer Lana ∞ Pedro Américo Júnior
	41	Potencial de betão produzido por impressão 3D para aplicações estruturais. Ensaio de paredes Joana Coelho ∞ João Nuno Pacheco ∞ Ana Isabel Marques ∞ Jorge Pereira Gomes
	53	Avaliação da influência das transversinas na distribuição de momentos fletores em pontes curvas de concreto armado Valberllan Albuquerque Ribeiro ∞ Karen Marcelino ∞ José Neres Filho ∞ Yngrid Rayane Nascimento ∞ Arthur Rebouças
	67	Experimental analysis of two pile caps with embedded socket - an experimental confirmation Rodrigo Gustavo Delalibera ∞ José Samuel Giongo
	81	Análise numérica e estatística da influência da taxa de armadura longitudinal sobre a resistência à força cortante em lajes de betão armadas em uma direção Rodrigo Gustavo Delalibera ∞ Silvio Quirino da Silva ∞ Adriel Augusto dos Santos Silva
	105	Desenvolvimento de modelos de interpretação quantitativa do tipo HTT com recurso a medições da temperatura do ar. Aplicação aos deslocamentos horizontais observados na barragem do Baixo Sabor José António Silva ∞ Juan Mata ∞ Sérgio Pereira ∞ Álvaro Cunha
notas técnicas	115	Plataformas fotovoltaicas flutuantes: A contribuição do LNEC José Manuel Catarino ∞ João André ∞ João Bilé Serra ∞ Susana Cabral da Fonseca ∞ Liliana Pinheiro ∞ André Monteiro ∞ Fernando Marques da Silva ∞ Sílvia Amaral ∞ Elsa Eustáquio ∞ Isabel Martins
divulgação científica/técnica	123	Declaração ambiental de produto: Ferramenta essencial para a sustentabilidade no setor do cimento cinzento português Francisco Capucha ∞ Fátima Rato ∞ Margarida Mateus
divulgação		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)

Luís Guerreiro

(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

Troço sul do claustro da Sé de Lisboa

(fotografia cedida pelo Prof. Aníbal Costa)

Aviso legal

Os conteúdos incluídos na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Proprietário

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.
Departamento de Estruturas
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
tel: (+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

<https://doi.org/10.34638/rpee-slll-n24>

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa

ISEP, Portugal

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

Cármén 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, Suíça

Gustavo Ayala

UNAM, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues

U. Aveiro, Portugal

Iunio Iervolino

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

IST, Portugal

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

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

Pedro Delgado

IP Viana do Castelo, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Ricardo do Carmo

ISEC, Portugal

Rita Bento

IST, Portugal

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Serena Cattari

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Hampshire Santos

UFRJ, Brasil

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Thanasis Triantafyllou

Univ. de Patras, Grécia

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

USP, Brasil

editorial

O número 24 da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) inclui oito artigos científicos, uma nota técnica e um artigo de divulgação científica/técnica.

Os oito artigos científicos abordam trabalhos de engenharia de estruturas relacionados com a Sé de Lisboa, com metodologias de avaliação experimental ou baseadas em modelação numérica de novas tecnologias de construção e reforço de estruturas existentes, com a utilização de novos materiais estruturais e com técnicas de interpretação de resultados de monitorização de grandes obras.

A nota técnica aborda a contribuição do LNEC para a definição de requisitos para a verificação da segurança de plataformas fotovoltaicas flutuantes colocadas junto a barragens. O artigo de divulgação científica/técnica apresenta a declaração ambiental de produto como uma ferramenta para a sustentabilidade da indústria cimenteira.

A administração da **rpee** renova aqui o seu reconhecimento às empresas e instituições que apoiam a sua edição, e que constam no portal e na contracapa da revista, assim como 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 administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Ana Sofia Louro (GPBE)

Luís Guerreiro (SPES)

Agradecimento aos Revisores

A Administração da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) realça a função central do painel de revisores, como garante da qualidade dos artigos publicados, pelo que divulga o nome dos colegas que contribuíram na revisão dos artigos submetidos durante o ano de 2023, agradecendo a sua disponibilidade para colaborar com a revista.

Alexandre Pinto
António Abel Henriques
António Araújo Correia
António Pinho Ramos
António Tavares de Castro
Baldomiro Xavier
Helena Cruz
João André

João da Costa Pantoja
João Negrão
João Pires da Fonseca
José Vieira de Lemos
Luciano Jacinto
Manuel Pipa
Paulo Barreto Cachim
Pedro Delgado

Ricardo do Carmo
Rita Bento
Rui Faria
Sérgio Hampshire Santos
Válter Lúcio
Xu Min

Análise e mitigação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé de Lisboa

Seismic risk analysis and mitigation of the south section of the Lisbon Cathedral cloister

Filipe Luís Ribeiro
Alfredo Campos Costa
Aníbal Guimarães da Costa

Resumo

Este artigo apresenta a avaliação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa, com base na análise da resposta desagregada, utilizando análises *pushover* com modelos de elementos finitos refinados que incluem juntas não-lineares entre elementos de alvenaria de pedra. Estas análises correspondem à avaliação das configurações deformadas consideradas relevantes para os mecanismos de colapso local da estrutura. São determinados os períodos de retorno da ação sísmica que provocam a ativação de vários estados limites em três fases distintas da empreitada iniciada em 2018 e que está agora a ser concluída. Os períodos de retorno, e correspondentes probabilidades de excedência dos estados limites, são comparados com valores de referência dos regulamentos modernos. Na sequência desta análise, foi concebida uma intervenção de reforço para mitigar o risco nos elementos mais vulneráveis.

Abstract

This paper presents the seismic risk assessment of the southern section of the cloister of Lisbon's Patriarchal Cathedral, based on the analysis of the disaggregated response, using *pushover* analyses with refined finite element models that include non-linear joints between stone masonry elements. This analysis corresponds to the evaluation of the deformed configurations considered relevant for local collapse mechanisms of the structure. The return periods of the seismic action that induce the activation of various limit states are determined in three different phases of the project, started in 2018 and being now completed, as well as the corresponding probabilities of exceedance of these limit states and compared with reference values from modern regulations. A strengthening intervention was then designed to mitigate the risk in the most vulnerable elements.

Palavras-chave: Sé de Lisboa / Património histórico / Arco de alvenaria / Risco sísmico / Reforço estrutural / Modelação numérica

Keywords: Lisbon cathedral / Historical heritage / Masonry arch / Seismic risk / Structural reinforcement / Numerical modeling

Filipe Luís Ribeiro

Investigador Auxiliar
LNEC
Lisboa, Portugal
flribeiro@lnec.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa, Portugal

Aníbal Guimarães da Costa

Professor Catedrático
RISCO – Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal

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.

RIBEIRO, F. [et al.] – Análise e mitigação do risco sísmico do troço sul do claustro da Sé de Lisboa. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 5-16.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-001>

1 Introdução

Em 2012, foi assinado um protocolo entre o Cabido da Sé, a Câmara Municipal de Lisboa e a Direção Geral do Património Cultural – DGPC para o desenvolvimento de um projeto de Recuperação e Valorização da Sé Patriarcal de Lisboa, construída há mais de 800 anos, tendo o projeto de arquitetura, do Arq.º Adalberto Dias, e de estabilidade da Gepectrofa, sido apresentados em 2014. O projeto visou a instalação de um núcleo arqueológico e a recuperação dos claustros inferior e superior desta catedral, do espaço museológico e da cripta arqueológica, com ruínas romanas e islâmicas, anteriores à construção deste claustro, cujas escavações arqueológicas se iniciaram no início da década de 90 do século XX.

As obras arrancaram em março de 2018, tendo sido interrompidas em setembro de 2020, para que o projeto de arquitetura fosse adaptado, no sentido de preservar as ruínas arqueológicas mais recentemente identificadas (em 2019) e permitir a sua fruição pública. Esta alteração implicou uma interrupção da empreitada que se veio a estender para lá do previsto. Na altura da interrupção, as estruturas portantes projetadas, em particular as de contenção lateral, estavam apenas parcialmente executadas (Figura 1), facto que gerou preocupações sobre a vulnerabilidade sísmica deste troço sul do claustro (Figura 2), tendo a DGPC pedido um parecer ao LNEC.

Este artigo apresenta os estudos [1,2], desenvolvidos pelo LNEC, na sequência do pedido da DGPC, relativos à análise da estabilidade estrutural do troço sul do claustro, que requereu a definição probabilística da perigosidade sísmica específica para o local e a análise não-linear da segurança sísmica com o método do espectro de capacidade (*Capacity Spectrum Method* - CSM) [3]. A análise desenvolvida pretende estimar o nível de segurança para determinados estados limite da resposta estrutural, através da comparação dos períodos de retorno (ou das correspondentes probabilidades anuais de excedência) da ação sísmica que conduzem à excedência desses estados limite com valores de referência provenientes da regulamentação. As conclusões do estudo inicial [1] indicam que a estrutura do troço sul do claustro (Figura 2), nomeadamente o arco de extremidade e o muro sul, apresentavam uma vulnerabilidade sísmica excessiva na situação de interrupção da empreitada, recomendando-se a retoma dos trabalhos e a conclusão das obras.

Em março de 2023, o LNEC produziu um novo relatório [2] tendo em vista a reavaliação da segurança perante uma solução de reforço do arco de extremidade apresentada pelo projetista, uma vez que no estudo anterior se tinha detetado que os níveis de desempenho deste elemento eram inferiores aos valores de referência considerados, em particular para o estado limite de colapso iminente.

A introdução do reforço local do arco de extremidade previsto pelo projetista revelou-se benéfico para a segurança deste elemento, conduzindo a períodos de retorno da excedência dos estados limite muito superiores aos do caso sem reforço e acima, ou próximos, dos valores de referência adotados, os quais correspondem a limites bastantes exigentes, tal como se discute na secção 2.4.

Neste artigo é apresentada a metodologia subjacente ao desenvolvimento dos estudos do LNEC [1,2], os principais resultados relativos à análise da segurança nas situações de interrupção da

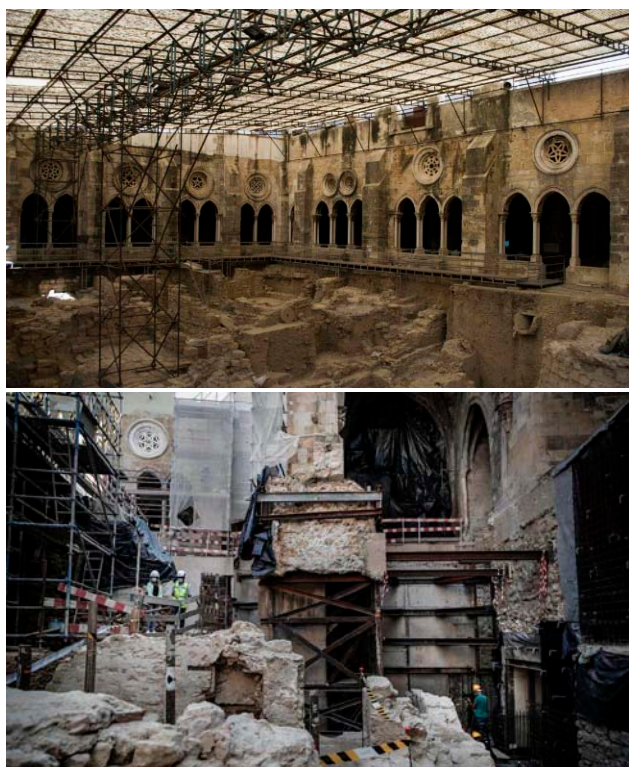


Figura 1 Fotografias da situação de interrupção da empreitada: escavações no claustro (em cima), contenção provisória do arco de extremidade (em baixo) (Fonte: Gepectrofa)

empreitada e de conclusão das obras, assim como a análise do reforço adicional [2], acima referido, preconizado pelo projetista para mitigar o risco, nomeadamente nas zonas identificadas em [1].

2 Metodologia

2.1 Métodos de análise da segurança

A metodologia aplicada neste estudo baseia-se: (1) no comportamento não-linear da estrutura, caracterizado através da curva de capacidade da estrutura, e na definição dos estados limite da resposta (secção 2.3); (2) determinação dos pontos de desempenho, através da utilização do CSM, para um conjunto de espectros de resposta da ação sísmica, definidos especificamente para a Sé de Lisboa (secção 2.5), permitindo assim a definição de uma curva de causalidade (Figura 3); (3) determinação dos períodos de retorno, e correspondentes probabilidades anuais de excedência, referentes às intensidades da ação sísmica que conduzem à excedência dos estados limite definidos em (1). Os períodos de retorno calculados, associados à ocorrência de estados limite de fendilhação e de colapso iminente do muro sul e do arco extremo do claustro, são comparados com valores de referência baseados na regulamentação, nomeadamente na NP EN1998-3:2017 [4], e sustentados pela literatura especializada, permitindo a avaliação do nível de segurança da estrutura. Além disso, a comparação



Figura 2 Troço sul do claustro da Sé de Lisboa (a vermelho na planta em baixo) e do arco de extremidade (a azul) (Adaptado do projeto de execução da Gepectrofa)

dos períodos de retorno associados às situações de interrupção da empreitada e de conclusão da obra, permite avaliar o nível de segurança em ambas as situações.

Salienta-se que a comparação entre os períodos de retorno dos estados limite da resposta da estrutura e períodos de retorno referência/objetivo, associados à probabilidade de ocorrência da ação sísmica definida para o local, apenas é válida assumindo o comportamento da estrutura como determinístico. Não sendo consideradas incertezas nesta metodologia, os períodos de retorno referência/objetivo considerados são, assim, estimativas conservativas (i.e., do lado da segurança) das referidas probabilidades de excedência dos estados limite.

A curva de capacidade é calculada neste estudo através de análises *pushover*, com distribuição lateral de forças proporcional ao 1º modo de vibração, tal como descrito na secção seguinte. Tal abordagem é indicada quando a resposta dinâmica é condicionada por modo(s) claramente identificado(s) ou, alternativamente, quando se pretende avaliar um mecanismo de colapso (global ou local) correlacionado com um (ou mais) modo(s) de vibração.

Os pontos de desempenho representam a intersecção da curva de capacidade com o espectro de resposta referente à ação sísmica, para o mesmo nível de energia dissipada, isto é, para o mesmo nível de amortecimento. Como tal, é necessário um processo iterativo para determinar o ponto em que a curva de capacidade e o espectro

de resposta se intersejam nestas condições. Neste estudo utiliza-se a abordagem do FEMA-440 [3], considerando-se um amortecimento inicial de 5%. Na ausência de avaliação *in situ* deste parâmetro, assume-se este valor com base na literatura [5], que indica este valor como conservativo, tendo em conta o amortecimento viscoso e histerético em paredes de alvenaria.

Os pontos de desempenho são assim calculados para vários níveis de intensidade sísmica, i.e., vários espectros de resposta correspondentes a sismos com diferentes probabilidades de ocorrência (períodos de retorno), sendo aqui considerados 23 níveis de intensidade. Com a representação dos pares (deslocamento; período de retorno) que definem os pontos de desempenho, obtemos a designada curva de causalidade, que se apresenta na Figura 3. Foi ajustada uma função potencial aos 23 pares de pontos referidos para facilitar o cálculo do período de retorno da ação sísmica associado a qualquer deslocamento, nomeadamente os deslocamentos dos estados limite da resposta dos elementos estruturais em análise, que conduzem aos períodos de retorno dos estados limite, designados de T_{EL} .

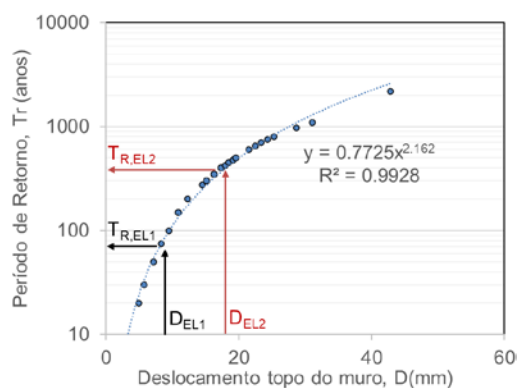


Figura 3 Curva de causalidade sísmica e representação do procedimento de cálculo dos períodos de retorno associados aos estados limite da resposta do muro sul

2.2 Comportamento dinâmico da estrutura

Esta análise tem como objetivo a avaliação da segurança estrutural do troço sul do claustro da Sé de Lisboa em duas situações, definindo dois casos de análise:

- Caso 1 – situação aquando da interrupção da empreitada;
- Caso 2 – situação após a conclusão da empreitada.

O comportamento dinâmico global do troço sul do claustro foi analisado, utilizando o modelo de elementos finitos desenvolvido em SAP2000 (v.21.2.0) [6], disponibilizado pela Gepectrofa no início do estudo. Na Figura 4 mostram-se os deslocamentos relativos à base do troço sul do claustro, associados ao primeiro modo de vibração da estrutura, para a situação de interrupção da empreitada (caso 1) e após a finalização da obra (caso 2). Nesta figura, os deslocamentos para fora do plano encontram-se representados numa escala crescente de vermelho a azul. As frequências de vibração destes modos são de 4.31 Hz e 5.50 Hz para o caso 1 e caso 2, respetivamente. Além do primeiro modo de vibração, existem

outros modos de vibração cuja vulnerabilidade foi analisada. Porém, devido à baixa participação relativa destes modos na resposta sísmica global, os mesmos consideram-se não condicionantes na verificação da segurança sísmica.

Na análise, baseada no primeiro modo de vibração, consideram-se dois mecanismos, correspondentes ao colapso para o interior ou para o exterior ("sentido rua") do claustro. A situação condicionante para o colapso do muro, dada a geometria em "T" da secção transversal dos nembos, corresponde ao colapso para fora do claustro, conforme é usual neste tipo de mecanismos. Relativamente ao arco, a situação condicionante verificou-se estar também associada à deformação do muro para fora do claustro, correspondendo assim à abertura do mesmo.

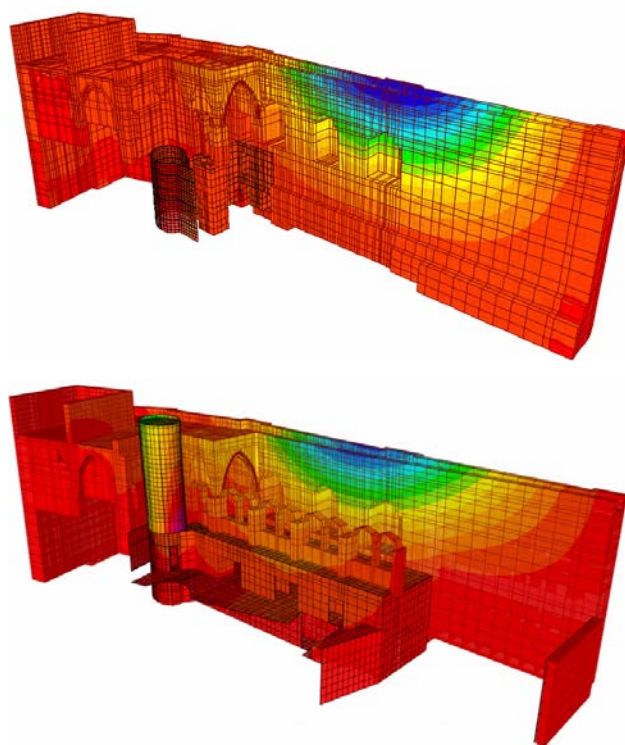


Figura 4 Deformada do troço sul do claustro para a situação de interrupção da empreitada (caso 1) (em cima) e após a finalização da obra (caso 2) (em baixo), para o primeiro modo de vibração. A escala de cores representa deformações crescentes de vermelho a azul

2.3 Definição de estados limite da resposta sísmica

A resposta da estrutura do claustro é estimada, em função da ocorrência de sismos de diferentes intensidades, para a verificação da excedência de dois estados limite (fendilhação e colapso iminente) para o muro sul do claustro (para fora do seu plano) e do arco extremo do claustro (no seu próprio plano).

Relativamente ao muro sul, definem-se os seguintes estados limite:

- **Estado limite 1 (EL1)** – corresponde ao início da fendilhação no muro (estado limite de fendilhação) que se traduz numa perda de rigidez global da estrutura. A ocorrência deste estado limite obriga à realização de uma inspeção estrutural para avaliação da segurança e eventual necessidade de reforço.
- **Estado limite 2 (EL2)** – define-se pela abertura de uma fenda, ao longo da espessura total do muro, que conduz ao início da sua instabilização (estado limite de colapso iminente).

A variável de controlo é o *drift* do topo do muro (deslocamento relativo entre o topo do muro e a secção de rotação do elemento, dividido pela diferença de cota). Os deslocamentos associados aos estados limite do caso 2 são aproximadamente iguais ao dobro dos deslocamentos associados ao caso 1. Tal relação é devida ao facto de, após conclusão da obra (caso 2), a secção crítica passar a estar aproximadamente a meia altura do muro, contrariamente ao que acontecia no caso 1, em que a secção crítica se situa na base. Na secção 3.2 este fenómeno é detalhado, sendo ilustrado na Figura 5.

Relativamente ao arco de extremidade, os estados limite correspondem à:

- **Estado limite 1 (EL1)** – formação da primeira rótula no arco; está associada à abertura de uma fenda de flexão em toda a altura (0.25m) de uma das juntas de une as pedras do arco de extremidade.
- **Estado limite 2 (EL2)** – formação de um mecanismo; está associado ao aparecimento de três fendas de flexão, idênticas à descrita anteriormente, ao longo das juntas do arco.

No que concerne à análise do arco de extremidade, a variável de controlo é a abertura total de fendas, calculada como a soma de todas as fendas, ao longo do comprimento e da espessura do arco. Como se descreve na secção 3.3, para cálculo dos períodos de retorno da ação sísmica associados à ativação destes estados limite, é necessário proceder à transformação desta variável de controlo no *drift* do topo do muro.

Em conclusão, a avaliação da segurança de cada elemento crítico (muro sul/arco de extremidade) será feita tendo em consideração dois estados limite (EL1/EL2) e duas situações relativas ao estado da obra prevista (caso 1/caso 2).

2.4 Níveis de desempenho objetivo da resposta sísmica

Considera-se que a Sé de Lisboa, no seu todo, é um edifício com um grau de importância superior à de um edifício corrente. Não obstante, tendo em conta o caso em análise, relativo ao troço sul do claustro, considera-se que sendo esta uma subestrutura exterior à própria Sé, poderá ser demasiado exigente condicionar a sua verificação de segurança por *Objetivos de Desempenho Essencial* (semelhante a uma estrutura crítica, como um quartel de bombeiros ou uma escola), tal como definido no VISION 2000 [7]. Desta forma, entendeu-se que a estrutura do troço sul do claustro da Sé de Lisboa se insere na classe de estruturas que deve satisfazer os critérios de aceitabilidade definidos por *Objetivos Básicos*, igualmente definidos no VISION 2000, associados a estruturas correntes. Neste contexto, os estados limite da resposta, definidos

na secção 2.3, estão associados aos seguintes períodos de retorno referência/objetivo ($T_{EL,obj}$):

- **Estado limite 1** – corresponde a um estado limite de fendilhação, considerando-se que até este ponto não haverá necessidade de inspeção estrutural e, consequentemente, é garantida a operacionalidade. Como tal, está associado a um período de retorno de 72 anos, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 1,4%.
- **Estado limite 2** – corresponde a uma situação de colapso iminente, caracterizada por fenómenos de instabilização mecânica da estrutura, com uma margem mínima para a ocorrência do colapso. Como tal, está associado a um período de retorno de 975 anos, o que corresponde a uma probabilidade anual de excedência de 0,1%.

Estes valores estão alinhados com os critérios apresentados no Anexo Nacional da NP EN1998-3:2017, onde se especificam períodos de retorno de 73 e 975 anos para os estados limite de limitação de dano (DL) e de colapso iminente (NC) para estruturas correntes, respetivamente. Ainda assim, salienta-se que a consideração de valores de referência para monumentos históricos deve ser encarada de um ponto de vista indicativo e devidamente ajustada às características específicas, à utilização e tipo de intervenção em análise. Com efeito, a NP EN1998-3:2017 estabelece a possibilidade de considerar abordagens ajustadas caso-a-caso, quando se analisam construções históricas. Nesse sentido, salienta-se o documento "Linee guida – Testo della Direttiva e relativi allegati" [8], do Ministério da Cultura Italiano, onde se refere:

"O termo beneficiação deve ser entendido como a execução de obras capazes de fazer com que o edifício atinja um maior grau de segurança face às condições atuais, ainda que com um nível de proteção sísmica não necessariamente igual ao previsto pelos regulamentos de construção."

A regulamentação italiana (*Linee Guida*) sobre conservação do património cultural e avaliação do risco sísmico apresenta e discute conceitos importantes como sejam o tempo de vida útil e os estados limite a adotar. O conhecimento exposto no documento resulta do trabalho técnico e científico desenvolvido nesta área nas últimas décadas, tendo-se registado importantes desenvolvimentos recentes, como é o caso dos princípios de avaliação propostos no âmbito do projeto PERPETUATE [9], os quais o LNEC tem vindo a adotar nos estudos desenvolvidos na última década.

2.5 Definição da ação sísmica

A formulação regulamentar da NP EN1998-3:2017 [4], baseada em fatores multiplicativos que permitem obter ações sísmicas associadas a taxas anuais de ocorrência distintas, não capta características fundamentais dos movimentos intensos do solo e para o qual o nível da ação para probabilidades de excedência baixos (períodos de retorno elevados) está sujeita a níveis de incerteza epistémica muito elevados. Assim sendo, torna-se necessário, para um problema com este nível de especificidade, recorrer à análise probabilística da perigosidade sísmica (*probabilistic seismic hazard analysis*), que consiste no cálculo da probabilidade de determinado parâmetro, que mede a intensidade de um sismo, exceder, num dado

local, um determinado nível, num intervalo de tempo especificado.

Enquadrado nesta metodologia, para a definição da ação sísmica no substrato rochoso do local em estudo utilizaram-se as zonas de geração sísmica do modelo do Estudo do Risco Sísmico e Tsunamis do Algarve [10]. Para as leis de atenuação, tendo em conta os dois mecanismos de geração existentes no território continental (sismos de magnitude moderada e pequena distância focal – sismos próximos – e sismos de maior magnitude e maior distância focal – sismos afastados), foram consideradas duas atenuações diferentes. As leis de Ambraseys *et al.* [11] são utilizadas para caracterizar o processo de atenuação da energia sísmica associado a sismos próximos. Para sismos afastados, são utilizadas leis de atenuação em aceleração espectral obtidas utilizando modelos de propagação e rutura em falha finita [12,13], calibrados com sismos obtidos na rede acelerográfica nacional. Estas leis foram as utilizadas para o estudo do zonamento sísmico no território nacional, para o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [14].

Neste estudo, a perigosidade sísmica é avaliada em termos de espectros de resposta em aceleração, para uma percentagem do amortecimento crítico de 5% e para várias probabilidades de excedência. A ação sísmica no local tem em consideração a influência das condições geológicas, sendo as características específicas do solo determinadas com base nas sondagens geotécnicas realizadas no âmbito da elaboração do projeto de execução da empreitada [15]. A campanha de ensaios incluiu a realização de três sondagens, duas deles ao longo do muro sul do claustro. Com base nesses ensaios, foi construída uma coluna de solo característica do local, cujos parâmetros principais (variáveis ao longo da coluna) são a velocidade de propagação das ondas sísmicas, a densidade e o índice de plasticidade. Os dois últimos são derivados diretamente das sondagens realizadas. Em relação à velocidade de propagação das ondas sísmicas V_s , é relacionada com o número corrigido de pancadas do ensaio SPT, N60, e com a tensão efetiva no solo, σ'_v , através da expressão, que consta da nova versão do Eurocódigo 8 – Parte 5 [16]:

$$V_s = 35 \times N60^{0,23} \times (\sigma'_v)^{0,25} \quad (1)$$

Com base na coluna de solo construída para o local, a ação sísmica no substrato rochoso é propagada até à superfície com recurso a análise estocástica não-linear [13], tendo como efeito a amplificação das acelerações, agravando a ação sísmica a considerar na análise da estrutura.

Analizando os espectros de resposta dos dois tipos de sismo, próximo e afastado, verificou-se que o sismo próximo gera maiores acelerações à superfície, pelo que, os resultados deste estudo são apenas apresentados para esse tipo de sismo.

3 Modelação numérica

3.1 Considerações gerais

A análise do comportamento da estrutura até à rutura, pode seguir uma de duas abordagens: (i) modelos de meio contínuo equivalente, definindo um material homogéneo que simule o comportamento do sistema de blocos e juntas; (ii) modelos de meio descontínuo, em

que as juntas, e as suas características mecânicas, são explicitamente representadas. Tendo-se adotado a segunda via, um aspeto essencial é introduzir um número suficiente de juntas que permitam reproduzir com o modelo numérico os principais modos de deformação da estrutura e os mecanismos de colapso possíveis, em particular os suscitados pela separação e pelo deslizamento ao longo das juntas, que são característicos destas estruturas. Para tal, com base no modelo global linear utilizado para avaliação do comportamento dinâmico do troço sul do claustro (secção 2.2), desenvolveram-se dois modelos para análise detalhada do comportamento não-linear do muro sul e do arco de extremidade do claustro.

Nos modelos desenvolvidos, descritos nas secções seguintes, os blocos de alvenaria, modelados com elementos finitos volumétricos, são considerados com as propriedades elásticas médias, estimadas com base nas indicações recolhidas dos ensaios de caracterização dos materiais realizados no âmbito do projeto da empreitada. Assim, o módulo de elasticidade da alvenaria é de 3,5 GPa, o peso volúmico de 18 kN/m³ e a tensão máxima de compressão é de 3,0 MPa. Por outro lado, as juntas com comportamento não-linear são introduzidas nas zonas em que é expectável a formação de fendas de tração, reduzindo assim o custo computacional do modelo. Estas zonas são selecionadas com base na análise de tensões obtidas na análise modal (linear) da estrutura. Estas juntas são caracterizadas por um comportamento frágil, com resistência igual à da alvenaria quando sujeitas a tensões de compressão e com resistência residual quando sujeitas a tensões de tração.

São realizadas análises *pushover*, permitindo assim a determinação das curvas de capacidade, que caracterizam a resposta não-linear da estrutura quando excitada por um padrão de forças proporcional ao modo de vibração considerado, neste caso o primeiro.

3.2 Análise do muro sul

Para análise do comportamento não-linear do muro sul, foram desenvolvidos modelos para análise dos caso 1 e 2, que correspondem ao troço crítico do muro, incluindo a totalidade de um dos nembos e metade da largura dos nichos adjacentes. Os modelos incluem as seguintes componentes:

- Nas secções críticas são adicionadas molas, acima referidas, com resistência residual à tração, para simular a junta que une as fiadas de alvenaria e permitindo simular a abertura das fendas nessas secções.
- No topo do muro são adicionadas molas elasto-plásticas para simular a rigidez transversal do muro (efeito de continuidade).
- Nas zonas de ligação à nova estrutura de betão armado a construir, em particular ao nível das lajes, são adicionadas molas elásticas para simular a rigidez conferida por essa estrutura (apenas no modelo do caso 2).

Na Figura 5 apresentam-se os modelos simplificados associados ao caso 1 e ao caso 2. Estes modelos têm frequências de vibração de 4,37 Hz e 5,45 Hz, respetivamente. Frequências semelhantes às obtidas para os modelos completos de cada caso (secção 2.2), que são de 4,31 Hz e 5,50 Hz, respetivamente.

A secção crítica corresponde, no caso 1, à secção da base do muro.

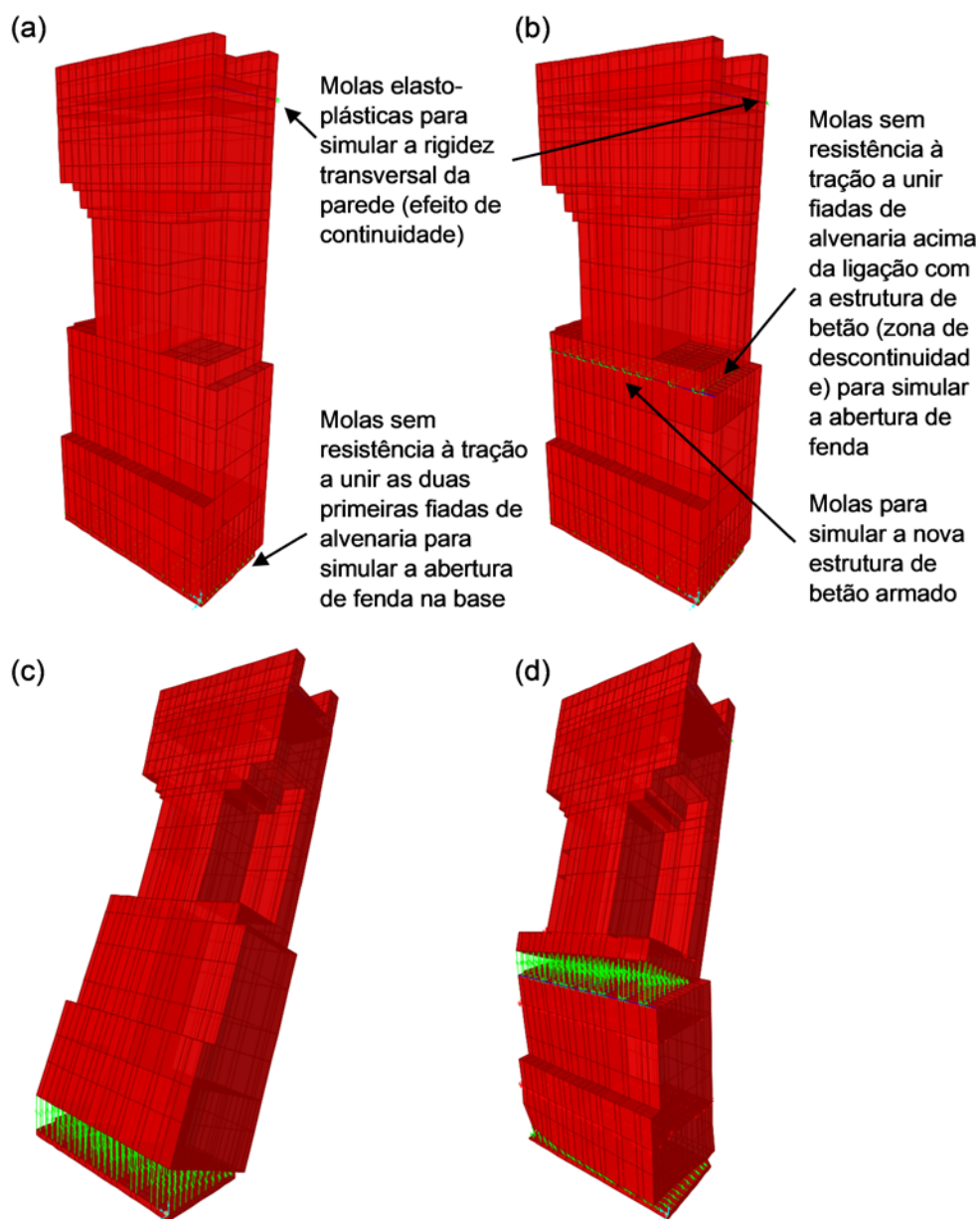


Figura 5 Modelo simplificado do muro sul: a) caso 1; b) caso 2; c) deformada no caso 1; d) deformada no caso 2

Por outro lado, no caso 2, a secção crítica é a secção imediatamente acima da estrutura de betão armado a construir. A posição das secções críticas é comprovada pela análise das tensões elásticas, que pode ser consultada em [1].

A rigidez das molas elasto-plásticas que simulam o efeito de continuidade do muro foi calibrada para que a frequência de vibração do modelo simplificado do caso 1 igualasse a frequência do modo corresponde do modelo completo. O limite elástico das molas é atingido no instante em que a secção crítica do muro se encontra completamente fendilhada. Assim, depois da fenda na secção crítica

atingir a espessura total do muro, considera-se que as molas que simulam o efeito de continuidade entram no patamar plástico para representar a perda de resistência das restantes secções do muro.

É de salientar que a consideração destas molas com comportamento elástico até à fendilhação total da secção crítica sobrestima a capacidade resistente do muro. Com efeito, o verdadeiro mecanismo de colapso de uma parede de alvenaria para fora do seu plano é, habitualmente, um trapézio, cuja base maior se encontra no topo do muro [1], que só seria possível de simular numericamente com a introdução generalizada de não-linearidades ao longo do muro.

Por outro lado, a rigidez das molas que simulam a nova estrutura de betão armado foi calibrada tendo em conta um modelo específico dessa estrutura, que permite determinar a rigidez isolada desta.

Na Figura 6 apresentam-se as curvas de capacidade, que relacionam a variável de controlo (*drift* do topo do muro) com o nível de intensidade sísmica (definida pela aceleração espectral do primeiro modo de vibração), do muro sul no caso 1 e caso 2. Na figura são indicados os estados limite, definidos na secção 2.3, para ambos os casos. Verificou-se que, para estes valores de *drift*, não é expectável que ocorra esmagamento da alvenaria, sendo as tensões de compressão inferiores a 2,0 MPa, valor que se considera aceitável face à resistência à compressão da alvenaria do muro. Assim, é expectável que o colapso do muro ocorra por derrube devido a deformação excessiva.

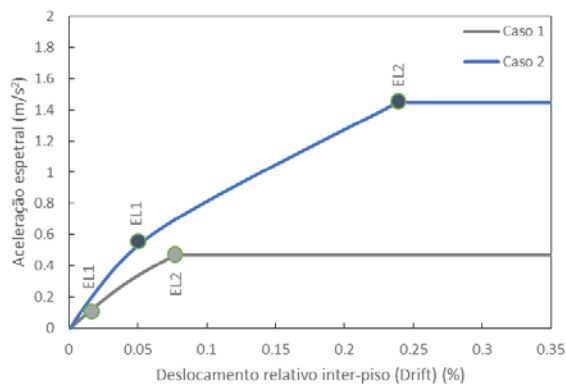


Figura 6 Curvas de capacidade do muro sul, obtidas com os modelos simplificados representados na Figura 5, no caso 1 e caso 2

3.3 Análise do arco de extremidade

Para análise do comportamento não-linear do arco de extremidade, foram desenvolvidos outros dois modelos, para análise do caso 1 e do caso 2, que se baseiam na introdução de molas elásticas, com

resistência à tração residual, nas juntas do arco de extremidade do claustro, no modelo global do troço sul do claustro (secção 2.2). Cada pedra do arco foi simulada com cinco elementos finitos volumétricos, com iguais dimensões, justapostos em altura. Desta forma, a altura total da junta (0,25 m) é dividida em troços de 0,05 m, sendo esta a discretização para controlo da fendilhação nessa zona. A Figura 7 mostra o modelo referente ao caso 2, assim como uma imagem referente ao pós-processamento dos resultados, executado em MATLAB v.2013b [17], que permite a visualização gráfica das fendas (a vermelho) no arco de extremidade para cada passo da análise *pushover*.

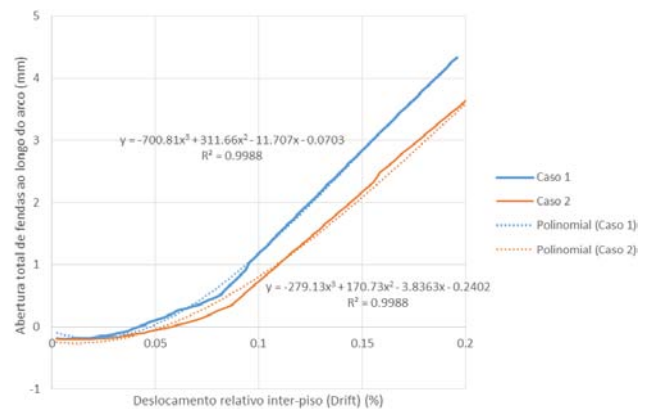


Figura 8 Relação entre o deslocamento relativo inter-piso e a abertura de fendas ao longo do arco para o caso 1 e o caso 2

Sendo o comportamento global da estrutura controlado pelo comportamento não-linear do muro, as curvas de capacidade da Figura 6 são válidas para representar o comportamento global para o caso do muro e para o caso do arco de extremidade. Com efeito, o colapso do arco de extremidade corresponde a um mecanismo local, associado ao mesmo modo global em que ocorre o colapso do muro. Não obstante, para a avaliação do arco de extremidade é necessário proceder à transformação de variáveis, relacionando a

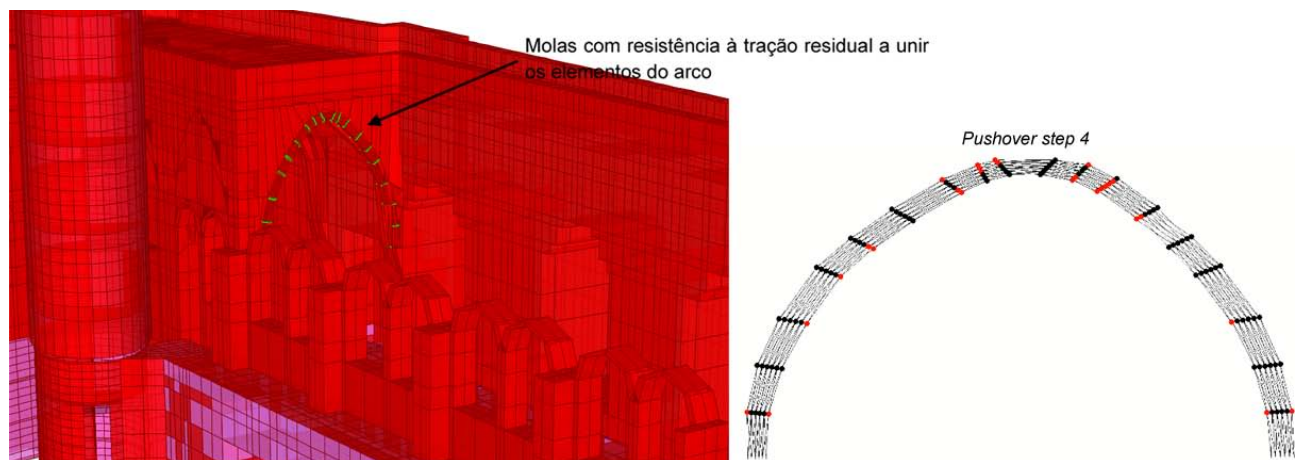


Figura 7 Modelo de análise do arco de extremidade (esq.); representação gráfica das fendas (a vermelho) na análise *pushover* (dir.)

abertura total de fendas com o *drift* no topo do muro, utilizando os ajustes polinomiais que se apresentam na Figura 8, de forma a escrever a curva de capacidade no formato abertura de fendas ao longo do arco vs. aceleração espectral. No Quadro 1 indicam-se os valores do *drift* para os estados limite de resposta do arco de extremidade, definidos na secção 2.3.

Quadro 1 Valores dos *drifts* no topo do muro para os estados limite do arco de extremidade

Caso	EL1 (Fendilhação)	EL2 (Colapso iminente)
Caso 1 (situação de interrupção da empreitada)	0,04 %	0,06 %
Caso 2 (obra completa)	0,08 %	0,0 %

4 Avaliação global da segurança

Os valores dos *drifts* associados aos estados limite da resposta do muro sul e do arco de extremidade permitem a determinação dos seus períodos de retorno, e correspondentes probabilidades anuais de excedência, de acordo com a metodologia descrita em 2.1. Os períodos de retorno assim calculados são comparados com valores de referência ($T_{EL,obj}$), indicados na secção 2.4. No Quadro 2 são apresentados os períodos de retorno e probabilidades anuais de excedência dos estados limite da resposta da estrutura, para o caso de interrupção da empreitada (caso 1) e para o caso de conclusão da obra (caso 2).

Na situação de interrupção da empreitada e para o estado limite de colapso iminente, a segurança é condicionada pela formação do mecanismo de deformação excessiva e rutura por flexão do arco extremo do claustro. Este efeito é agravado pela falta de apoio lateral do pilar interior de suporte do arco, que na situação de interrupção da empreitada é particularmente relevante. A probabilidade anual de excedência é de 1,6%, valor este que se considerou elevado no contexto de verificação do desempenho sísmico. O estado limite de colapso do muro sul tem uma probabilidade anual de excedência de 1,1%, valor que se considerou também muito elevado.

A conclusão das obras previstas no projeto de estruturas conduz a um aumento da segurança sísmica, reduzindo significativamente a probabilidade de excedência dos dois estados limite considerados (fendilhação e colapso iminente), em cerca de 44% e 34% para o caso do arco de extremidade do claustro e em cerca de 81% e 91% para o caso do muro. Os níveis de desempenho que se estima virem a ser atingidos no caso de conclusão das obras, no que concerne ao muro, são satisfatórios face aos valores de referência considerados. No que respeita ao arco, embora o aumento da segurança estimado seja significativo, os valores em questão são ainda baixos face aos valores de referência, em particular para o estado limite de colapso iminente.

Ainda que o colapso do arco de extremidade claustro corresponda a um colapso local, tendo em conta a vulnerabilidade específica deste elemento e do possível colapso progressivo das abóbadas adjacentes do claustro, foi recomendada a análise de uma possível solução de reforço adicional deste elemento. No estudo inicial do LNEC [1] foram estudadas duas soluções de reforço adicional dos arcos do troço sul do claustro, com a colocação de tirantes metálicos a unir a base dos mesmos. Essas soluções mostraram-se eficazes no sentido de reduzir o risco. Com base nessas hipotéticas soluções de

Quadro 2 Períodos de retorno e probabilidades anuais de excedência dos estados limite da resposta da estrutura

Estado limite	Elemento crítico	Caso	Período de retorno (anos)	Probabilidade anual de excedência ($\times 10^{-2}$)	Redução da probabilidade com a obra completa (%)
EL1 – Fendilhação	Arco	Caso 1	28	3,6	44
		Caso 2	50	2,0	
	Muro	Caso 1	13	7,7	81
		Caso 2	68	1,5	
EL2 – Colapso iminente	Arco	Caso 1	62	1,6	34
		Caso 2	94	1,1	
	Muro	Caso 1	91	1,1	91
		Caso 2	1014	0,1	

- Notas:
- Caso 1 - situação de interrupção da empreitada; Caso 2 – Obra completa.
 - A dimensão das barras horizontais é proporcional ao período de retorno de referência/objetivo de cada limite, o qual se representa a traço interrompido.

reforço, o projetista veio a desenvolver um projeto de reforço, cuja contribuição para mitigação do risco é analisada na secção seguinte.

5 Reforço dos arcos e do muro sul do claustro

5.1 Descrição da solução de reforço

A eficácia do reforço preconizado pelo projetista na redução da vulnerabilidade sísmica é aferida através da comparação dos períodos de retorno da ação sísmica que conduzem à excedência dos dois estados limite (fendilhação e colapso iminente) do arco, nas situações de execução do reforço e sem a execução do mesmo [2]. Esta última situação (não execução do reforço – na situação de conclusão da empreitada) corresponde ao caso 2, cujos resultados foram analisados na secção 4.

O reforço local preconizado pelo projetista (Figura 9) assenta em: (i) execução de reboco armado para revestir a face interior do muro sul e a face visível da parede de extremidade do claustro à base de cal hidráulica (NHL 3,5), com malha de fibra de vidro VIPLAS 275 e conectores em malha de 50 × 50 (cm); (ii) colocação de chapa metálica em L no intradorso do arco, com secção transversal com dimensões 300 × 300 × 10 (mm) e comprimento igual ao comprimento interior do arco, a revestir as pedras do mesmo, e fixa à estrutura através de pernos com diâmetro de 12 mm e comprimento de 200 mm; e (iii) colocação de tirante metálico, constituído por barra roscada Dywidag de 40 mm de diâmetro, ancorada no exterior do muro sul e no interior do claustro.

Após a conclusão do estudo, a solução de atirantamento dos arcos foi alterada, com colocação de cantoneiras metálicas (Figura 9b), evitando assim a fixação das barras roscadas na estrutura de alvenaria do muro sul.

5.2 Modelação numérica

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos não-linear, específico para a análise do comportamento do arco de extremidade reforçado no seu plano. À semelhança do anterior modelo (secção 3.3), as juntas entre os elementos da alvenaria de pedra (modelados com elementos sólidos) são simuladas através de elementos de junta não-lineares. Além destes, foram também introduzidos elementos de junta não-lineares em todo o plano do arco (e não apenas nas juntas das pedras do arco).

O reforço com reboco armado (aplicado numa das faces das paredes) é modelado com elementos de placa unidos através de elementos de junta não-lineares (Figura 10) com propriedades adotadas na sequência de trabalhos de investigação desenvolvidos no LNEC [18]. Considerou-se, para o reboco armado, um módulo de elasticidade de 15,5 GPa, uma tensão resistente à tração de 0,45 MPa, uma tensão resistente à compressão de 2,1 MPa e uma tensão resistente ao corte de 0,30 MPa. Os elementos que simulam o reboco são ligados à base (pedra) através de *links* rígidos (identificados como *Rigid* na Figura 10), simulando assim uma ligação com aderência perfeita. Na Figura 10 inclui-se um pormenor da modelação do reboco armado através de elementos de placa (a roxo) sobre

os elementos de alvenaria de pedra (a vermelho), devidamente compatibilizados através de 12 elementos de junta em cada vértice dos elementos anteriores. As restantes propriedades e detalhes de modelação podem ser consultados em [2]. Verificou-se que o reforço introduz uma maior rigidez, traduzida pelo aumento da frequência de vibração do arco (4,99 Hz sem reforço e 5,94 Hz com reforço), e uma maior resistência, evidente nas alterações registadas nas curvas de capacidade, obtidas através de análises *pushover* do arco.

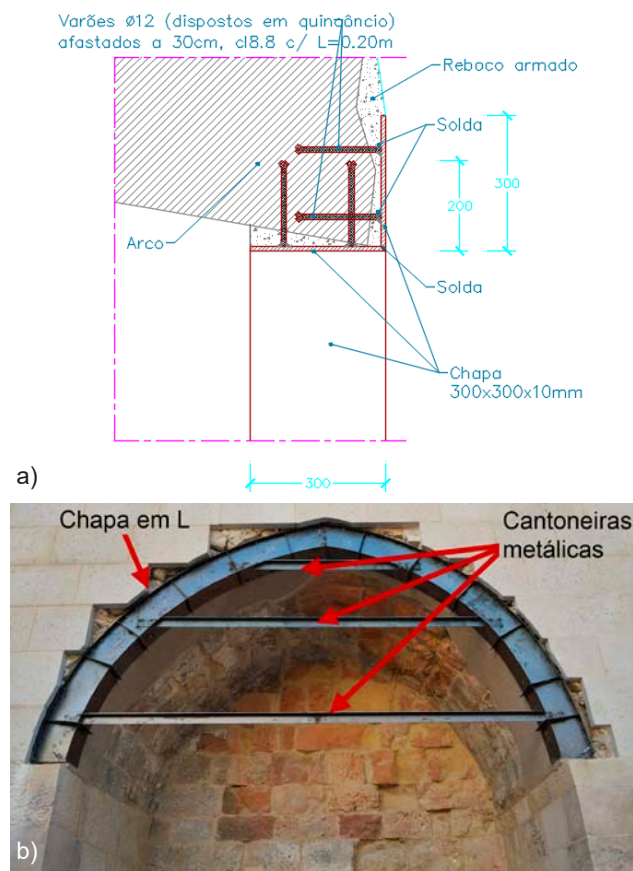


Figura 9 a) Chapa em L nas pedras do arco de extremidade (Fonte: Gepectrofa); b) Reforço local adicional dos arcos do troço sul do claustro (Fonte: Pretensa Lda.)

5.3 Resultados

Esta técnica de reforço permitiu controlar melhor a abertura de fendas, reduzindo a deformação interna do arco que se mostra na Figura 10, para o caso com reforço, comparativamente à situação sem reforço (onde o deslocamento era cerca de 25% superior), conduzindo assim a ganhos em resistência e rigidez associados a uma maior exploração da capacidade resistente da alvenaria.

No que concerne aos períodos de retorno da ação sísmica, observam-se aumentos significativos, tal como se indica no Quadro 3, de 50 para 268 anos e de 94 para 918 anos para os estados limite 1 e 2, respetivamente. Estes aumentos representam um acréscimo

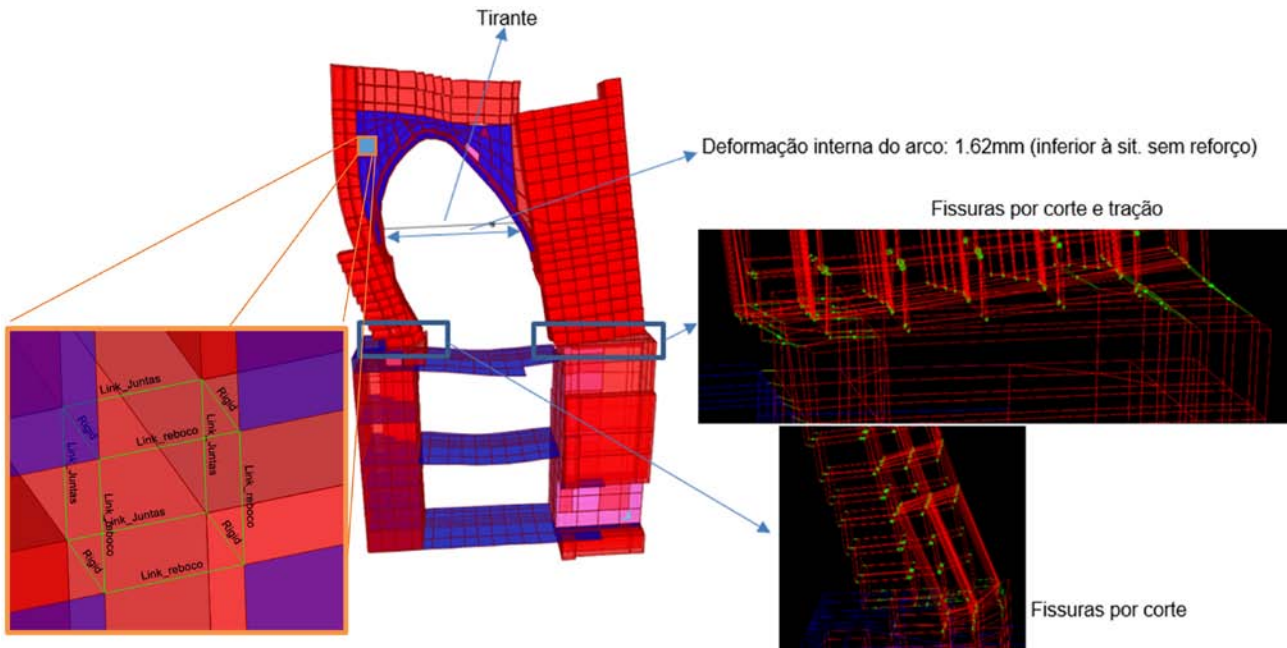


Figura 10 Configuração deformada do modelo do arco (fator de ampliação: 300), com o reforço implementado, no sentido para o interior do claustro e para um deslocamento do topo de cerca de 7,3 mm

de segurança muito significativo relativamente ao caso 2 (conclusão da obra), no qual não tinha sido considerado este reforço local do arco. Além disso, a segurança que se obtém é muito superior àquela que se obteve para o caso 1 (situação de interrupção da empreitada), cujos períodos de retorno eram de 28 e 62 anos para os estados limite 1 e 2, respetivamente.

Quadro 3 Períodos de retorno associados aos estados limite do arco de extremidade após conclusão da empreitada (caso 2), com e sem execução do reforço local do arco de extremidade

Situação	Estado limite	
	EL1 - Fendilhação	EL2 – Colapso iminente
Caso 2 – sem reforço	50 anos	94 anos
Caso 2 – com reforço	268 anos	918 anos
Valor de referência (NP EN 1998-3)	72 anos	975 anos

6 Conclusões

Apresenta-se o estudo relativo à estabilidade estrutural do troço sul do claustro da Sé Patriarcal de Lisboa, na situação ocorrida de interrupção da empreitada e após a finalização das obras, face

à ocorrência de sismos de diferentes intensidades, associada a diferentes períodos de retorno.

Estimou-se a resposta da estrutura do claustro para a verificação da excedência de dois estados limite (fendilhação e colapso iminente), tendo-se concluído que a conclusão das obras previstas no projeto de estruturas introduz uma importante contenção lateral dos arcos e do muro sul do claustro. Este facto conduz a um aumento de segurança sísmica, reduzindo o risco de excedência dos dois estados limite referidos, em cerca de 44% e 34%, para o caso do arco, e em cerca de 81% e 91%, para o caso do muro. Os níveis de desempenho que se estima virem a ser atingidos no caso de conclusão das obras, no que concerne ao muro, são satisfatórios face aos valores de referência considerados. No caso do arco de extremidade o nível de segurança estimado é diminuto face ao nível de desempenho objetivo considerados. Nesse sentido, foi desenvolvida uma solução de reforço desse elemento, estendendo-se também ao restante muro sul.

A introdução do reforço local do arco de extremidade proposto pelo projetista tem um efeito benéfico para a segurança do arco de extremidade, conduzindo a períodos de retorno da excedência dos estados limite muito superiores aos do caso sem reforço e acima, ou próximos, dos valores objetivo adotados, o que é de assinalar tendo em conta o tipo de estrutura em questão, a sua vulnerabilidade atual e as condicionantes estéticas e arquitetónicas da intervenção a executar.

A apreciação global dos resultados apresentados neste estudo, relativos à segurança sísmica do troço sul do claustro da Sé de Lisboa,

permite afirmar que a empreitada executada, concomitantemente ao reforço local proposto para o arco de extremidade, conduzirá à mitigação do risco de fendilhação e colapso desta estrutura. Salienta-se, ainda, o significativo aumento da segurança sísmica relativamente à situação em que se encontrava anteriormente ao início da empreitada.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Património Cultural, I.P. (na altura da realização deste estudo, Direção Geral do Património Cultural – DGPC). Os autores agradecem à Dra. Alexandra Carvalho e à Dra. Anabela Martins, do LNEC, pela elaboração do estudo de perigosidade que deu origem aos espectros de resposta utilizados na análise. Os autores agradecem aos dois revisores, cujos comentários e sugestões ajudaram a clarificar vários aspetos e a melhorar a qualidade do artigo.

Referências

- [1] LNEC (2022) – Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Troço Sul do Claustro da Sé Patriarcal de Lisboa. LNEC - Proc. 0305/1201/22975. Relatório 124/2022 – DE/NESDE.
- [2] LNEC (2023) – Análise da Vulnerabilidade Sísmica do Troço Sul do Claustro da Sé Patriarcal de Lisboa - Avaliação da eficácia de um reforço local do arco de extremidade. LNEC - Proc. 0305/1201/22975. Relatório 111/2023 – DE/NESDE.
- [3] FEMA (2005) – FEMA-440 – Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA
- [4] IPQ (2017) – NP EN1998-3:2017: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
- [5] Elmenshawi, A.; Sorour, M.; Mufti, A.; Jaeger, L.; Shrive, N. (2010) – Damping mechanisms and damping ratios in vibrating unreinforced stone masonry. *Engineering Structures*, 32(10), 3269-3278.
- [6] SAP2000 (2019) – Structural Analysis Program v.21.2.0. Computers and Structures, Inc.
- [7] SEAOC (1995) – Vision 2000 – Part 1. Performance based seismic engineering of buildings. California Office of Emergency Services. Final report. Structural Engineers Association of California – Vision 2000 Committee.
- [8] Ministero per i Beni e le Attività Culturali – MBAC (2010) – Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni. CIRC. 02/12/2010, N. 26.
- [9] Lagomarsino, S.; Cattari, S. (2015) – PERPETUATE: guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 13-47.
- [10] Carrilho, F.; Pena, J.A.; Nunes, J.C. (2010) – ERSTA—Estudo de Risco Sísmico e de Tsunami No Algarve; Capítulo 2. Autoridade Nacional de Proteção Civil. Lisboa, Portugal.
- [11] Ambraseys, N.N.; Simpson, K.A.; Bommer, J.J. (1996) – Prediction of horizontal response spectra in Europe. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25, pp. 371-400.
- [12] Carvalho, A.; Zonno, G.; Franceschina, G.; Serra, J.B.; Costa, A.C. (2008) – Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 28, 347-364.
- [13] Carvalho, A. (2007) – Modelação Estocástica da Acção Sísmica em Portugal Continental. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- [14] IPQ (2010) – NP EN1998-1:2010: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
- [15] Geocontrolo (2016) – Sé de Lisboa – Estudo geológico-geotécnico. Proc. 39815. Memória Descritiva e Justificativa e Anexos.
- [16] CEN (2024) – prEN1998-5:2024: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. ISO/CEN European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [17] MATLAB (2013) – Matrix Laboratory, v.2013b. The MathWorks, Inc.
- [18] Marques, A.; Veiga, R.; Candeias, P.; Ferreira, J. (2020) – Revestimentos armados como solução de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 13, pp. 25-36.

Experimental evaluation of semi-active control strategies for base isolated buildings

Avaliação experimental de estratégias de controlo semi-ativo em edifícios com isolamento de base

Fernando V. P. Oliveira
Afzal Suleman

Abstract

A comparative numerical and experimental study of several control strategies for semi-active (SA) devices installed on base-isolated buildings aiming to reduce earthquake induced vibrations is presented. A mechanical model consisting of a two degree-of-freedom (2DOF) system with a magneto-rheological (MR) damper was developed to evaluate this concept in laboratory. Four control strategies were implemented for numerical and experimental evaluation: the integral control law, two linear quadratic regulator strategies and a predictive controller, in conjunction with a clipped on-off algorithm. The results show that the response of the structure is effectively reduced by all of the analyzed control methods. The integral control law in particular exhibits the best performance of the collocated control methods. When more responses are available, the linear quadratic regulator technique leads to better performance. The results of this paper validate the analytical study presented previously.

Resumo

Neste trabalho apresenta-se um estudo comparativo com resultados numéricos e experimentais de sistemas semi-ativos associados a edifícios com isolamento de base controlados com recurso a várias estratégias de controlo, para a redução de vibrações impostas pelos sismos. O modelo experimental desenvolvido compreende um sistema com dois graus de liberdade e um amortecedor magneto-reológico. Quatro estratégias de controlo foram implementadas na avaliação via numérica e experimental juntamente com um algoritmo on-off: a ação integral, duas ações sintetizadas do regulador linear quadrático e controlo preditivo. Os resultados mostram que a resposta da estrutura à ação sísmica é reduzida com qualquer uma das estratégias de controlo, sendo a ação integral a que conduz a um melhor desempenho sísmico em estratégias com controlo colocado. Havendo mais respostas disponíveis o regulador linear quadrático conduz a um melhor desempenho. Os resultados apresentados validam o estudo analítico apresentado anteriormente.

Keywords: Semi-active control / Magneto-rheological damper / Seismic risk mitigation / Hybrid base-isolation

Palavras-chave: Controlo semi-ativo / Amortecedor magneto-reológico / Mitigação do risco sísmico / Isolamento de base híbrido

Fernando V.P. Oliveira

Doutor Investigador Doutorado
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
fvoliveira@lnec.pt

Afzal Suleman

Agregação Professor Catedrático
University of Victoria, Dep. Mechanical Engineering
Victoria, Canada
suleman@uvic.ca

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.

OLIVEIRA, F. [et al.] – Experimental evaluation of semi-active control strategies for base isolated buildings. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 17-30.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-002>

1 Introduction

Semi-active control has been proposed and used to suppress vibrations in civil engineering structures. A review of the literature of past use of this technology and research has been presented in a paper of the same authors [1]. In the same paper, semi-active control applied on base-isolated structures subjected to earthquake ground motions was investigated. Several control strategies were examined, the control effectiveness was evaluated numerically and compared with the best passive case. The numerical simulation results have shown that it is possible to improve the behaviour of base-isolated structures with SA systems, taking into consideration the compromise of reducing both relative displacements and accelerations. To validate this approach an experimental analysis was performed using the control algorithms described in that paper, whose results are presented in this paper.

MR dampers are one of the semi-active devices that are used to suppress vibrations in both mechanical and civil engineering fields. Vibration absorbers in vehicles ([2], [3], [4]), disk brakes and clutches are some examples in the mechanical engineering field [5]. In the civil engineering field, several studies aiming the reduction of vibrations in structures resulting from wind or earthquake loading have been published ([6], [7], [8], [9]). Manufactures of this type of devices are: Lord Corporation (<http://www.lord.com>) and Sanwa Tekki Corporation (<http://www.tekki.co.jp>). Several small force capacity prototypes have been developed as well as large-scale MR dampers ([10], [11]). To describe the non-linear mechanical behaviour of these devices, modelling based on the laws of physics is complex, and models that combine physical understanding of the device along with the black-box description have been considered. Thus, several parametric and non-parametric models have been proposed and considered for MR modelling. Nonparametric models, include: polynomial models; multifunction models; black-box models; query-based models; neural network models; fuzzy-logic models; wavelet models; and Ridgenet models. In what concerns to parametric models, different approaches have been considered to model devices behaviour: Bingham models; Bi-viscous models; Viscoelastic-plastic models; Stiffness-viscosity-elasto-slide model; Bouc-Wen models; Lu-Gre hysteresis operated-based models; Hyperbolic tangent models; Sigmoid function-based models; Equivalent models; and Phase transition models. A review on MR parametric models published by Wang & Liao [12] presents the state-of-the-art on parametric dynamic modelling as well as the review on identification and validation techniques. Other works have focussed on the modelling of large-scale MR dampers. Chae et al. ([13], [14]) proposed a Maxwell Nonlinear Slider model to describe better the pre-yield and post-yield behaviour of the damper, and also the dynamics of the damper, which achieves better accuracy than other models.

MR dampers can be used either in passive or semi-active mode. In the first case, the damper force is generated passively by the movement of the damper. Passive-off and passive-on are the cases when no current and the maximum current are applied to the damper coils, generating the minimum and maximum forces respectively. In semi-active mode, feedback signal(s) from sensor(s) are used by a controller to calculate the input current (or voltage)

for the damper, so it can adaptively respond to the movement of the structure. In this mode, common models are augmented to account the transient regime of the damper. A first order model is usually considered to describe the damper force in semi-active mode [15].

In this work a modified Bouc-Wen family model in conjunction with a first order model were considered to describe the mechanical behaviour of the MR damper, which were parameterized from experimental data obtained under static and dynamic tests [16]. The objective was the identification of an accurate model for the MR fluid damper for use in the experimental study. A developed structural 2DOF mechanical system was parameterized through a mass, stiffness and a proportional damping matrix, using the experimental data from shaking table tests. Moreover, for validation of the control strategies in the previous paper of the authors [1], the force-tracking schemes based on a linear controller and an on-off algorithm were considered to validate the SA approach. For the control strategies, the integral controller (I), the Linear Quadratic Regulator (LQR) and the Model Predictive Control (MPC), were considered in this study. The results showing the effectiveness of integral controller (I) in reducing the earthquake induced vibrations were previously presented by the authors [16]. This paper includes the results of 3 more control strategies and compares numerically and experimentally the effectiveness of the semi-active (SA) control strategies for controlling seismic-excited structures. A brief description of the research method is given first, then the mechanical system is described, and finally the numerical and experimental analysis carried out comparing the effectiveness of the 4 control strategies is reported and the results discussed.

2 Analysis method

To validate the previous study, a physical model consisting of a two degree-of-freedom (2DOF) mechanical model with MR damper was developed and tested at LNEC's (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) 1D shaking table. Each component was tested individually and modelled for identification of an accurate numerical model of the whole system. The whole model was implemented in the Matlab/Simulink environment for comparison with the experimental one. On the same model were implemented the control strategies under study. Taking the earthquake ground motions (near- and far-field) for the Portuguese territory [17] as input on the models, the methodology to tune the controller described in the previous paper [1] was considered.

The laboratory experiments were then carried out on the shaking table using the dSPACE acquisition and control unit where the inputs, the outputs and the control strategies are set-up for data acquisition and control. In the end the obtained results were compared (numerical and experimental) in time and frequency domain. Results obtained for the original structure and for passive cases were used for comparison with the SA cases, in terms of performance resulting from several input ground motions.

3 2DOF system for validation

The validation of the SA strategies was verified through experimental tests on the LNEC uniaxial shaking table using a 2DOF mechanical

model representative of the physical phenomenon under study. Associated to the physical model is the semi-active device, the sensors and signal conditioners, the data acquisition and control unit. Figure 1 left shows a schematic view of the developed experimental model.

3.1 Experimental model

The 2DOF model was idealized with two springs having a total stiffness k_1 that link the ground to mass m_1 , and two other springs with a total stiffness k_2 that link the mass m_1 to mass m_2 . The masses are supported by roller bearings over the shaking table platform. The system damping will result from the damping associated with this mechanism that shall be due mainly to the rolling friction. A MR damper is attached between the ground and mass m_1 to increase the system damping. This device is operated by the data acquisition and control system using the information provided by the sensors signals (1 force transducer, 3 accelerometers and 3 displacement transducers). The reference signal for the shaking table is also defined on the data acquisition and control system. This equipment also allows the implementation of the control strategies and the measurement of the intended quantities. Table 1 resumes the measured and generated quantities associated with the experimental model as well as its upper bound values considered for the equipment and sensors selection. In Figure 1 is depicted a picture of the experimental model.

Table 1 Experimental model on the shaking table

Quantity	Sensor/Signal	Variable	Range
Measured quantities			
Shaking Table acceleration	accelerometer 0	a_g	$\pm 2 \text{ m/s}^2$
Base floor (mass m_1) acceleration	accelerometer 1	a_1	$\pm 2 \text{ m/s}^2$
Upper floor (mass m_2) acceleration	accelerometer 2	a_2	$\pm 2 \text{ m/s}^2$
SA device force	force transducer 5	f	$\pm 1.5 \text{ kN}$
Shaking Table displacement	displac. transducer 9	x_g	$\pm 170 \text{ mm}$
Base mass m_1 relative disp. (to Shaking Table)	displac. transducer 7	$x_{1g} = x_1 - x_g$	$\pm 60 \text{ mm}$
Upper mass m_2 relative displacement (to mass m_1)	displac. transducer 8	$x_{21} = x_2 - x_1$	$\pm 10 \text{ mm}$
Generated quantities			
Shaking Table platform reference signal	output 3	$x_{g,ref}$	$\pm 85 \text{ mm}$
SA device reference signal	output 1	u_{SA}	0-5 V

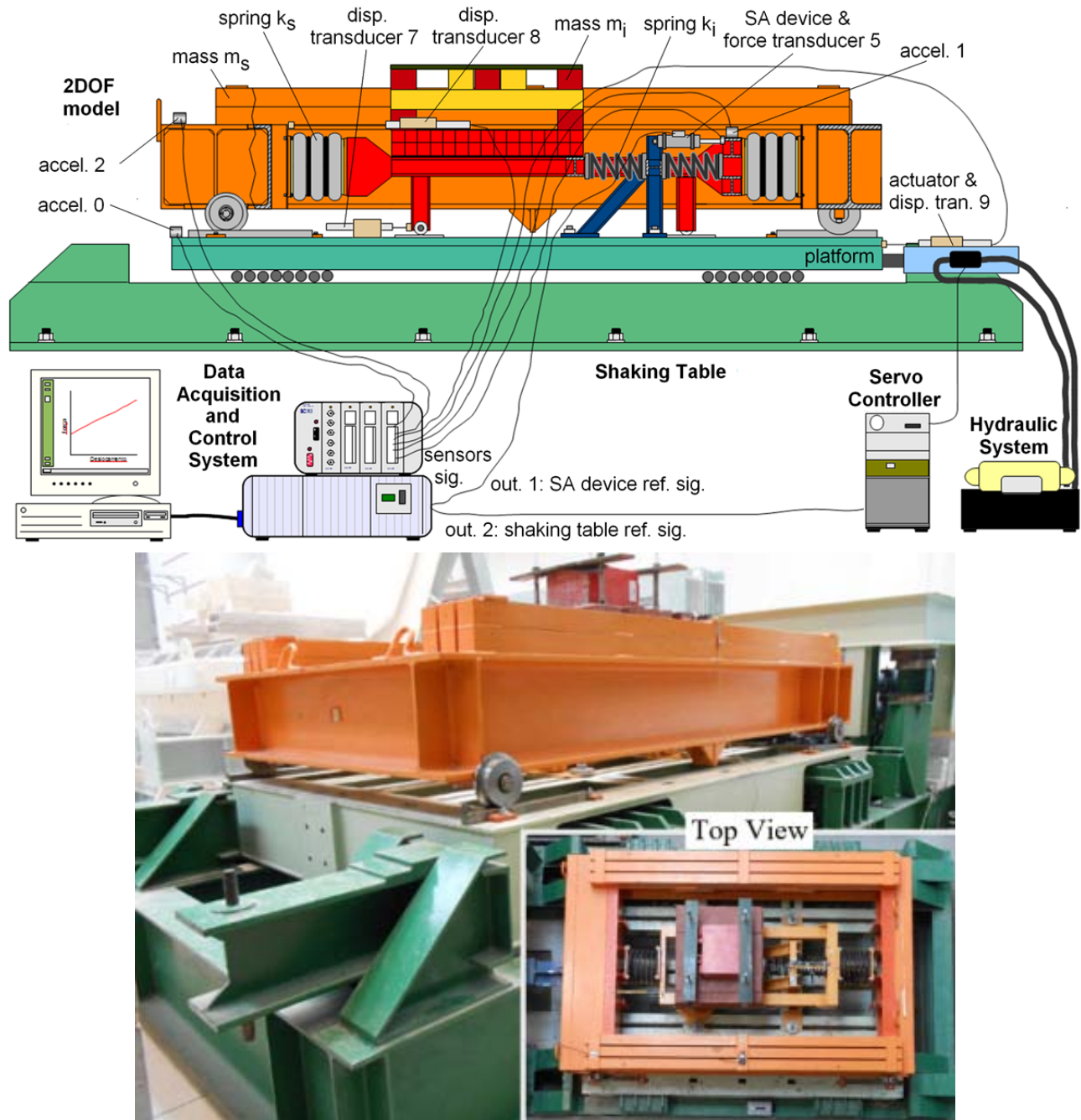


Figure 1 Experimental model on the shaking table

A data acquisition and control system based on dSPACE hardware/software was used to perform the experience. The measured signals, the command signal for the device as well as the command signal for the shaking table were linked to this system. It consists of one computer referred as the host PC, and a data acquisition and controller unit referred as the expansion box, which is an autonomous computer to run the experiences in real time. A signal conditioner unit was developed at LNEC to supply the sensors and adjust its signals to the expansion box characteristics. To run an experience, an application was created in the Matlab/Simulink environment and downloaded to the expansion box. The application was configured on the computer using the dSPACE ControlDesk software to run the experience autonomously in real time and observe the data. A sampling period of 0.2 ms (or sampling frequency of 5 kHz) was used, which was more than twice the boards low-pass filters cut-off frequency to avoid aliasing. The measurement chain for each measured variable consisting of the sensor, signal conditioner and data acquisition was calibrated using the LNEC's laboratory traceable reference standards.

The developed experimental model was a 2DOF mechanical model representative of typical base isolated buildings excited by one dimensional earthquake loads [16], is revisited here – Figure 2. The model is intended to reproduce the dynamic characteristics (in terms of the first two natural frequencies) of a ten-storey base isolated building described in [1], as the coupling of a base isolation system with a low fundamental frequency and, a 10-storey fixed base structure with a fundamental frequency estimated using the empirical law $f_{s1} = 16/n$ (n-number of floors) for typical dual frame-wall structures provided by the Portuguese Safety Code RSA [18]. The 2DOF model was developed such that the first two modal characteristics (frequency and damping ratio) as well as the anti-resonance (fixed base natural frequency) were similar to the ones of the base isolated building i.e. $f_1 = 0.39$ Hz, $\xi_1 = 9.34\%$, $f_2 = 2.99$ Hz and $\xi_2 = 5.57\%$, since these modes are the ones that more contribute to the dynamic behaviour of the structure. The relation between masses of the ten-storey base isolated building ($10 m_i/m_b \approx 10$) and 2DOF system ($10 m_s/m_i \approx 2.2$) was not adjusted between both models since the focus was given to the global dynamic properties (natural frequencies, damping ratios and modes) for a relative evaluation.

The equations of motion that describe the mechanical behaviour of the 2DOF structural system are characterized by the mass $M_s = \text{diag}(m_i, m_s)$, stiffness $K_s = [k_i + k_s \quad -k_s; -k_s \quad k_s]$ and damping $C_s = \alpha \cdot M_s$ (proportional to the mass), i.e. Rayleigh damping since the developed physical model dissipative forces are mainly due to the rolling friction located at those DOFs. This fact was indeed confirmed during the identification process. The equations of motion are given by (spatial form):

$$M_s \cdot \ddot{x}_{rg} + C_s \cdot \dot{x}_{rg} + K_s \cdot x_{rg} = -M_s \cdot 1 \cdot \ddot{x}_g + G \cdot f_{ad} \quad (1)$$

where: 1 unitary column vector; and $G = [-1 \ 0]^T$ is the matrix that defines the input force location; f_{ad} is the force provided by an additional device installed at the base, which can represent the force of a passive device, the force of a semi-active device, or even zero if the model is intended to reproduce 2DOF system only; $\ddot{x}_g$ is the

input absolute acceleration at the base (ground), i.e. seismic action; $x_{rg} = [x_{ig} \ x_{sg}]^T$ is the vector of relative displacements of the DOF to the ground: $x_{ig} = x_i - x_g$; $x_{sg} = x_s - x_g$; $\dot{x}_{ig}$ and $\dot{x}_{sg}$ are the respective velocities and accelerations.

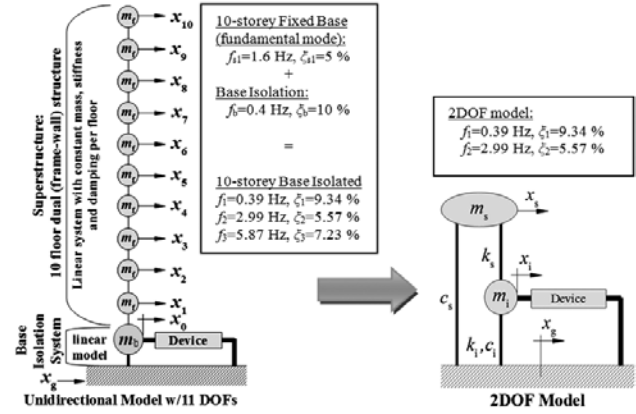


Figure 2 Ten-storey base isolated structure model and 2DOF model matching

The physical model installed on the shaking table without the SA device was subjected to a campaign of tests to identify the experimental model Frequency Response Functions (FRF). A white-noise signal of 360 s passed through a higher-pass filter at 0.2 Hz and integrated once was used as the reference displacement for the shaking table (peak value of 22 mm / 7.1 m/s²). The parameters of the continuous time model in equation (1) were identified from the experimental model using a prediction-error minimization method available at Matlab, assuming m_i and m_s to be invariant: $m_i = 1790$ kg and $m_s = 3950$ kg; $k_i = 33.8$ N/mm and $k_s = 406.9$ N/mm; $\alpha = 0.3$ s⁻¹. A comparison between the experimental FRFs and the regenerated ones from the mathematical model with the identified parameters can be found in Figure 3. A good agreement is found between the experimental and the spatial model data. The experimental model was also identified with scaled input displacements on the shaking table i.e. with scale factors of 0.6; 0.7; 0.8 and 0.9. The evolution of the modal parameters with the magnitude of the input signal can be found in Table 2. It is observed a decreasing trend of the first modal frequency and both damping ratios as the input signal magnitude increases. This has direct effect on the spatial model parameters: a small decreasing in stiffness (k_i namely) and damping, as the input signal magnitude increases.

Table 2 Modal parameters evolution with the magnitude of the input signal

Scale factor	0.6	0.7	0.8	0.9	1
f_1 (Hz)	0.43	0.42	0.41	0.41	0.4
ξ_1 (%)	9.0	7.4	6.3	5.6	5.2
f_2 (Hz)	3.03	3.03	3.03	3.03	3.03
ξ_2 (%)	1.3	1.0	0.9	0.7	0.7

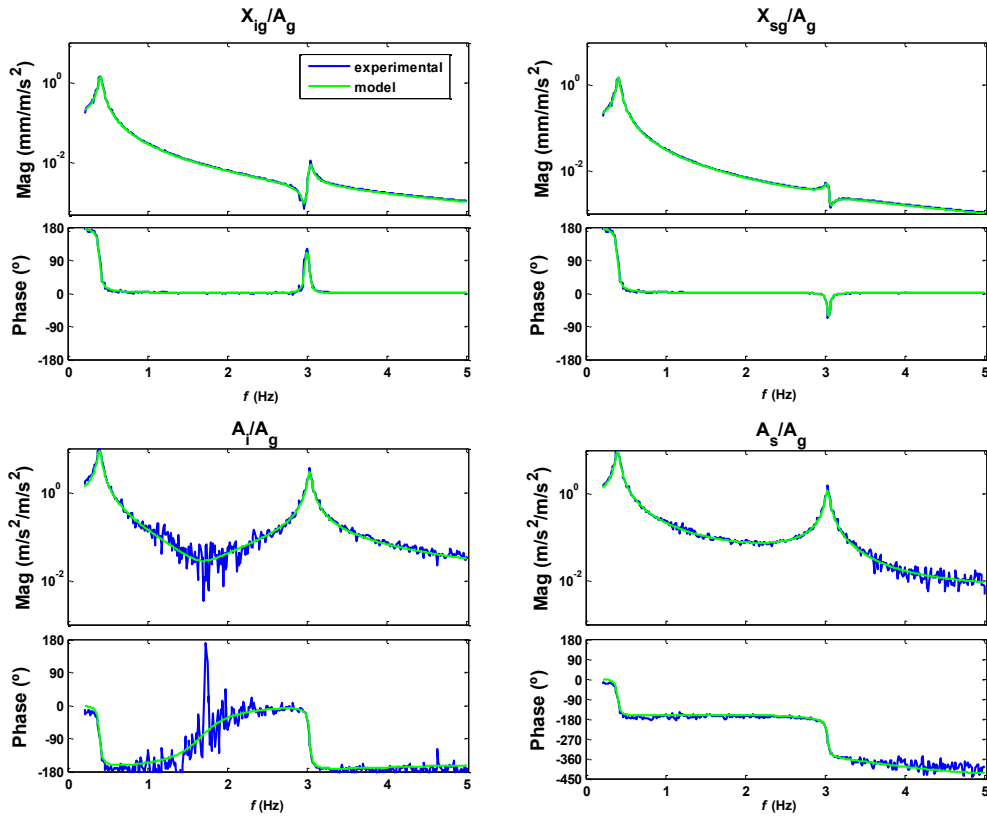


Figure 3 Comparison between the experimental FRFs and the regenerated ones

3.2 SA device

The SA device used in this work was the MR damper model RD-8041-1 with a current controller RD-3002-03 manufactured by LORD Corporation (<http://www.lord.com>) which has the following main characteristics: 74 mm of stroke; maximum force of 1.5 kN at 0.2 m/s and 2 A of current; current controller with pulse width modulation (PWM) technique to control the current in the damper coil using an input voltage (0 to 5V) as reference. An external power supply at 12 VDC constant voltage capable of producing at least 2 A of current was used.

In order to characterize the mechanical behaviour of the assembly (damper plus current controller) several tests were performed. The damper was tested with a force transducer (range 5 kN) and a displacement transducer (range 200 mm) which were connected to the signal conditioners and to the acquisition system. The tests were performed on a universal testing machine. Different tests were performed: i) static tests at several displacement points; ii) dynamic tests, under a stationary regime in the whole displacement range, and under a transient regime.

The adopted block diagram with each model component used to describe the behaviour of the MR damper is depicted on Figure 4. The damper response time is included in the 'First Order Model' block, then the relationship between the Bouc-Wen family model

parameters, input voltage and peak velocity is included in the 'Parameters Model' block, and finally the Bouc-Wen family model in the correspondent block. The adopted model was the Modified Bouc-Wen model with a set of tables having the data relating the model parameters with the input voltage and peak velocity whose intermediate values are calculated using a linear interpolation. For implementation of the model the peak velocity is substituted by the absolute input velocity. The block diagram model was implemented in Matlab/Simulink environment for further numerical simulations. The parameters of this model are presented in [16], where it is observed a good agreement between model data and data measurements. The Modified Bouc-Wen model and first order model equations are [16]:

$$\begin{aligned} f_{ad} &= \begin{cases} k_0 \cdot (x_{ig} - y) + k_1 \cdot x_{ig} + c_0 \cdot \dot{x}_{ig} + k_w \cdot w + f_0 \\ c_1 \cdot \dot{y} + k_1 \cdot x_r + f_0 \end{cases} \\ \dot{w} &= \rho \left[(\dot{x}_{ig} - \dot{y}) - \sigma \cdot |\dot{x}_{ig} - \dot{y}| \cdot w \cdot |w|^{n-1} + (\sigma - 1) \cdot (\dot{x}_{ig} - \dot{y}) \cdot |w|^n \right] \\ \dot{V}_{eq} &= 1/\tau (v - V_{eq}) \end{aligned} \quad (2)$$

where: k_0 and f_0 are the elasticity and the offset force due to the internal accumulator; c_0 is the post-yield damping coefficient; k_w is the yield force; ρ , σ , w and n are parameters used to model the

hysteresis loop; τ is the time constant of the first order model, V is the input voltage and V_{eq} the output voltage of the first order model; x_r is the relative displacement between damper ends ($x_r = x_{ig}$ when installed on the 2DOF model); parameters k_1 , c_1 and variable y are used to model the force roll-off at lower velocities.

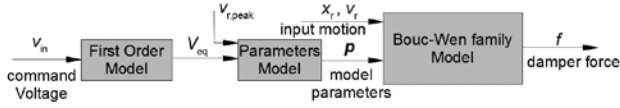


Figure 4 Block diagram of the MR damper model

4 Experimental campaign

An experimental campaign was performed using the physical model described (2DOF model) consisting in applying several input signals on the shaking table platform, capturing the time responses and evaluating the performance indices. The physical model configurations tested were: i) the original structure (2DOF model only); ii) the structure with the MR damper in passive mode (constant input voltage); iii) and the structure with the MR damper in semi-active mode considering the most relevant strategy/algorithm described in [1], i.e. the integral (I) controller plus the clipped on-off (COO) algorithm (ICOO), the Linear Quadratic Regulator (LQR) plus COO (LQR2COO), and the Model Predictive Control (MPC) plus COO (MPC2COO). All these strategies consider a one DOF model of the structural system to synthesize the controller – collocated control. In addition an LQR controller using the whole 2DOF model was also synthesized, and also implemented with a COO algorithm (LQR2COO). The control laws of these control strategies are [1]:

$$\begin{aligned} I: f_d &= -g \int_0^T \ddot{x}_i(T) dt \\ LQR/LQR2: f_d &= -K_c \cdot z \\ MPC: \Delta f_d(k) &= \frac{1}{2} H_{term}^{-1} \cdot G_{term} \\ COO: V &= V_{min} + (V_{max} - V_{min}) \cdot H[(f_d - f_{ad}) \cdot f_{ad}] \cdot V_{max} \end{aligned} \quad (3)$$

where: g is the integral control gain; K_c is LQR family controller gain, as result of the algebraic Riccati equation solution with weighting matrices Q and $R = r$; for LQR controller, $Q = q$ since only weights the acceleration $\ddot{x}_i$, and for LQR2 $Q = q \cdot I$ which weights both $\ddot{x}_i$ and $\ddot{x}_s$ accelerations with the same weight; $z = [x_{ig} \ \dot{x}_{ig}]^T$ is the state vector; $\Delta f_d(k)$ is the vector of future force input moves for MPC controller, whose first term $\Delta f_d(k)$ will be used to calculate the desired force $f_d(k) = f_d(k-1) + \Delta f_d(k)$; H_{term} and G_{term} are dependent of the weighting matrices $Q_{mpc} = q_{mpc}$ (only weights the acceleration $\ddot{x}_i$) and $R_{mpc} = r_{mpc}$.

In what concerns to the input ground motions, the same accelerograms described in [1] were considered, i.e. 10 artificial accelerograms generated for the Portuguese territory of type 1 (far-field) and type 2 (near-field) [18]. Scale factors were applied to the accelerograms to keep the input ground motions in the range of the shaking table displacements and MR damper stroke: around 13% for type 1 seismic actions and around 35% for type 2 seismic actions.

As in the same paper of the authors [1] the performance of the structural systems under study were evaluated from the peak values of the time responses in terms of relative displacements, absolute accelerations and device force resulting from each accelerogram as input. From the peak values, the ratios were evaluated relative to the original structure results and an average ratio (of the relative displacements and accelerations) was calculated. Then the number of best cases for a specific solution (Passive or Semi-active) when compared with the other ones under study was also evaluated (configurations with identical ratios are accounted on those configurations). The mean peak value from the 10 responses was also considered as a suitably representative value of the system response for each type of seismic action. The performance of the proposed systems evaluated in terms of ratios allows easily to compare the solutions: good performance is thus associated with smaller ratios that should be less than one.

4.1 Numerical simulations and tuning

This task was carried out using the Matlab/Simulink environment where the simulations in time domain were performed using a fixed time step of 0.5 ms. Taking into account the particularities of the experimental task, the control loop was augmented to filter the noise always present in the variables used for control: i) displacement measurements are passed through a notch filter; ii) acceleration measurements were passed through a notch filter and a high-pass filter.

A preliminary analysis was performed to identify the best passive case and the best controller parameters. The minimum of mean peak mass m_s acceleration was the criteria used to identify the controller parameters. The following values were obtained: i) passive, $u_{SA} = 1V$ of input voltage; ii) integral controller (I), gain $g = 13777 \text{ N/m}$; iii) 1DOF optimal controller (LQR), weights $q = 2 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{s}$ and $r = 1 \text{ s/kg}$; iii) 2DOF optimal controller (LQR2), weights $q = 1.17 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{s}$ and $r = 1 \text{ s/kg}$; and model predictive control (MPC), weights $q_{mpc} = 1448 \text{ kg}^{0.5} \cdot \text{s}$, $r_{mpc} = 1 \text{ s/kg}^{0.5}$.

For the passive case Figure 5 shows the peak responses evolution with the input voltage on the damper, where it is observed that for an input voltage around 1 V, reductions in the relative displacement at the base level with some improvements on top floor accelerations and structure relative displacement are achieved. This evolution was also observed in the experiments, which confirms the suitability of the model used. The solutions with the minimum (0 V) and maximum (5 V) input voltages, low damping and high damping respectively, were also taken into account for comparison. The solutions are described as Pass0, Pass1 and Pass5 for 0 V, 1 V and 5 V input voltage respectively.

As an example for the semi-active cases, the peak responses evolution with controller gain for the LQR2COO strategy is shown in Figure 6, from which the best controller weight q is identified.

After tuning the controllers, numerical simulations were performed for all the solutions using the 20 generated accelerograms as inputs. In table 3 are presented the results of numerical simulations and experimental trials resulting from the mean peak responses of ten accelerograms of type 1 and type 2. It is observed that, in general

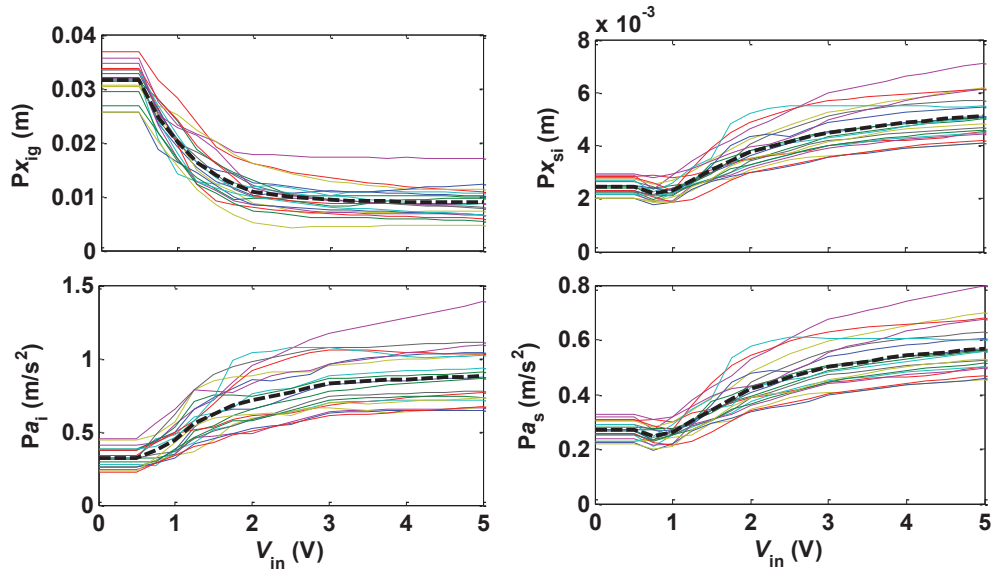


Figure 5 Peak responses evolution of the 2DOF model with the MR damper in passive mode, vs. damper input voltage for all the input ground motions, in numerical simulations

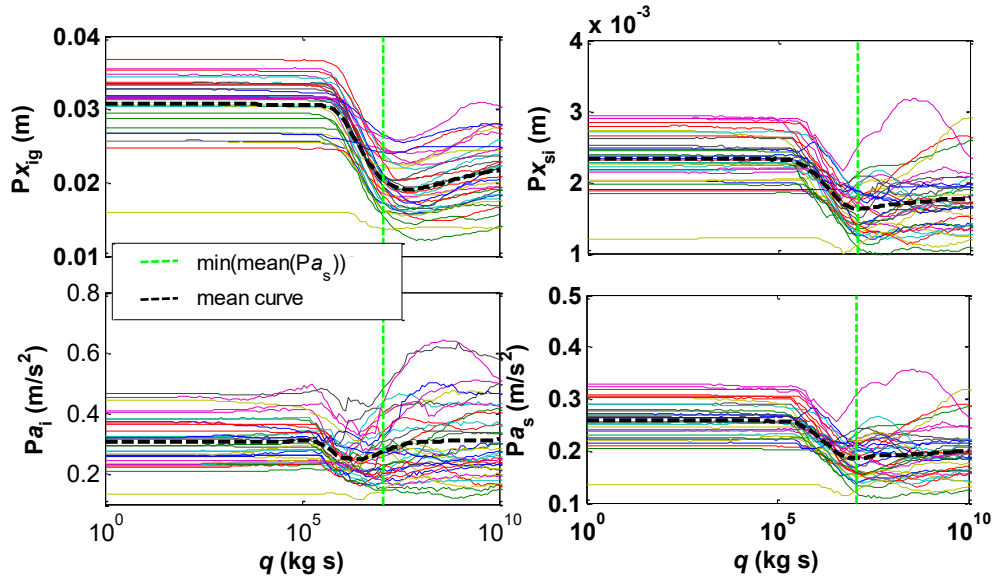


Figure 6 Evolution of peak responses with the controller gain for the 2DOF model with an MR device manipulated by LQR2COO strategy, for all the input ground motions considered

the passive solution with maximum input voltage Pass5 lead to the highest reductions at the base relative displacement but at the expense of increasing the masses relative displacements and accelerations when compared to the original structure results, as shown by the underlined values in the table. On the other hand, the bold data on that table shows that in general the other SA strategies, i.e. ICOO, LQR2COO, MPCCOO and LQR2COO, perform better than the passive Pass1 case, and also better than the original structure one. Analysing the number of best cases it is observed that taking

into account only the passive cases, Pass1 has the major number of best cases (suffix 'p'). Considering all the solutions, the results show that LQR2COO has the major number of best cases, in terms of peak values, being ICOO the following one (numbers ending in 'a'). ICOO showed to be the best one for collocated control, i.e. when LQR2COO is not accounted (numbers ending in 'b'). The superiority of LQR2COO strategy over the ICOO one is achieved due to the better performance of the first one on the masses relative displacement and accelerations, and namely the base acceleration,

Table 3 2DOF model results. Comparison in terms of mean peak values ratios: rel. disp., accel. in relation to the original structure; and device force ratio F/W in relation to the structure weight W ; number of best cases, #best. av is the average ratio of the response ratios

	Numerical							Experimental						
	x_{ig}	x_{si}	a_i	a_s	a_v	F/W	#best	x_{ig}	x_{si}	a_i	a_s	av	F/W	#best
Type 1 Seismic action														
Original	1 (43.54)	1 (2.89)	1 (0.325)	1 (0.317)	–	–	–	1 (48.66)	1 (3.28)	1 (0.431)	1 (0.368)	–	–	–
Pass0	0.73	0.81	0.86	0.82	0.80	0.0027	3p	0.66	0.77	0.89	0.83	0.79	0.0037	3p
Pass1	0.45	0.75	1.13	0.78	0.78	0.0063	7p	0.40	0.70	1.01	0.77	0.72	0.0064	7p
Pass5	0.20	1.58	2.27	1.60	1.41	0.0270		0.14	1.54	1.47	1.64	1.20	0.0318	
ICOO	0.44	0.54	0.83	0.55	0.59	0.0123	4a/7b	0.39	0.49	0.69	0.55	0.53	0.0122	1a/6b
LQRCOO	0.44	0.55	0.80	0.57	0.59	0.0114	3b	0.38	0.50	0.69	0.58	0.53	0.0094	5b
MPCCOO	0.45	0.65	1.07	0.67	0.71	0.0105		0.46	0.63	0.90	0.68	0.67	0.0059	
LQR2COO	0.44	0.51	0.71	0.53	0.55	0.0117	8a	0.36	0.46	0.57	0.57	0.49	0.0113	9a
Type 2 Seismic action														
Original	1 (42.99)	1 (3.30)	1 (0.447)	1 (0.36)	–	–	–	1 (44.80)	1 (3.46)	1 (0.513)	1 (0.386)	–	–	–
Pass0	0.74	0.78	0.84	0.78	0.79	0.0028	5p	0.71	0.80	0.89	0.82	0.81	0.0033	4p
Pass1	0.48	0.75	1.23	0.78	0.81	0.0064	5p	0.45	0.74	1.11	0.83	0.78	0.0093	6p
Pass5	0.21	1.76	2.40	1.78	1.54	0.0273		0.18	1.84	2.12	1.92	1.51	0.0339	
ICOO	0.47	0.55	1.02	0.56	0.65	0.0127	1a/10b	0.43	0.56	0.90	0.61	0.62	0.0134	3a/9b
LQRCOO	0.48	0.66	1.05	0.70	0.72	0.0125		0.43	0.63	0.94	0.74	0.69	0.0110	1a/1b
MPCCOO	0.49	0.64	1.05	0.65	0.71	0.0105		0.46	0.65	0.96	0.74	0.70	0.0087	1b
LQR2COO	0.48	0.53	0.83	0.55	0.60	0.0123	10a	0.41	0.50	0.85	0.63	0.60	0.0121	8a

Values in brackets are the mean peak values in mm and m/s^2 . Values in bold correspond to better solutions than the passive case Pass1; #best – the number of best cases have an associated suffix: 'a'-all the cases are considered; 'b'-the LQR2COO case is not taken in consideration; 'p'-only the passive cases are considered.

although both have in general similar performance in terms of base relative displacements.

4.2 Experimental trial

This task was carried out using the set-up already described in section 3. As mentioned before a sampling period of 0.2 ms was used in the dSPACE system and thus both the control system and acquisition process worked at this rate. Since the physical phenomenon under study has the highest frequency around 3 Hz, all the acquired data for post-processing was passed through a low-pass filter at 10 Hz and downsampled online with a factor of 25, resulting in a sampling period of 5 ms, which reduces considerably the amount of acquired data.

This data was then used to determine the performance indexes described. In Table 3 are also presented the results of the experimental trials. As in the numerical simulations, similar achievements are obtained: Pass5 leads to the higher reductions at the base relative displacement but with highest increase on the masses relative displacements and accelerations; ICOO, LQRCOO, MPCCOO and LQR2COO perform better than the passive Pass1

case, and also better than the original structure one; Pass1 has the major number of best cases when only the passive cases are analysed (suffix 'p'); LQR2COO has the major number of best cases in terms of peak values (suffix 'a'), being ICOO the following one (suffix 'b'). An example of the time responses for one input ground motion comparing the original structure case, the passive one and the best SA strategies is presented in Figure 7. The superiority of the SA strategies over the Pass1 case, namely for mass m_1 acceleration, and consequently better than the original structure is shown in this example.

In terms of FRFs, Figure 8 shows a comparison between the experimental FRFs of the original structural system, passive cases and with the SA solutions. It is observed that all the solutions reduce the relative displacement at the base being the Pass5 cases the ones that reduce more that response. On the other responses it is observed that the resonance peaks are dampened with all solutions. Pass5 also shows the major response increase in the responses away from the resonances. Pass1 is the passive that dampens less the system. The other SA cases show in general similar evolutions with frequency but with slightly differences in the responses.

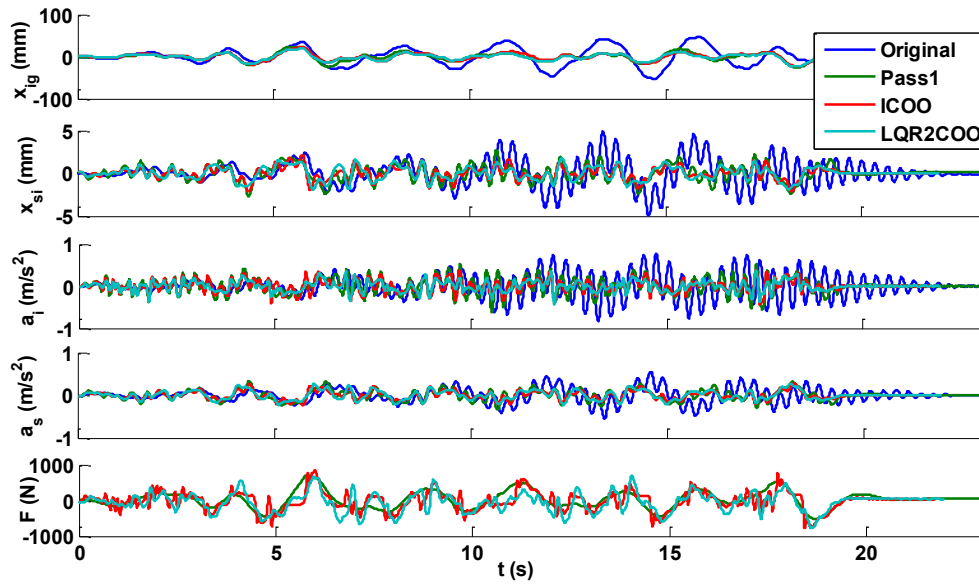


Figure 7 Time histories (relative displacements, accelerations and force) of the 2DOF model in the original, Pass1, ICOO and LQR2COO cases, subjected to a type 2 accelerogram, during the experimental test

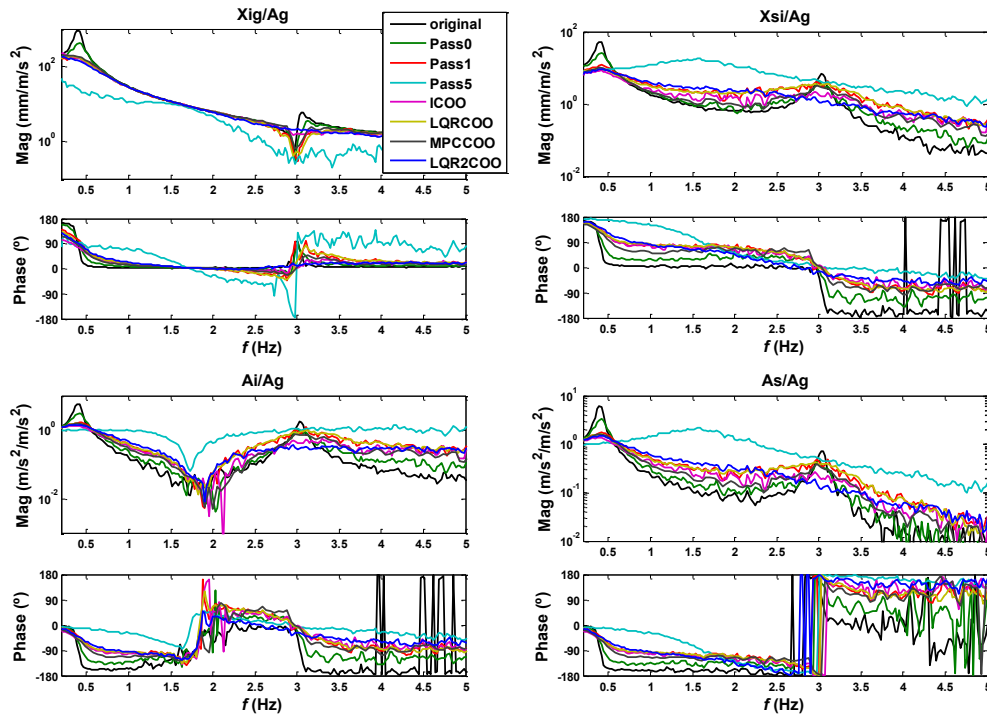


Figure 8 Comparison between the experimental FRFs for the original structure, passive and semi-active solutions, obtained using the artificial accelerograms as input

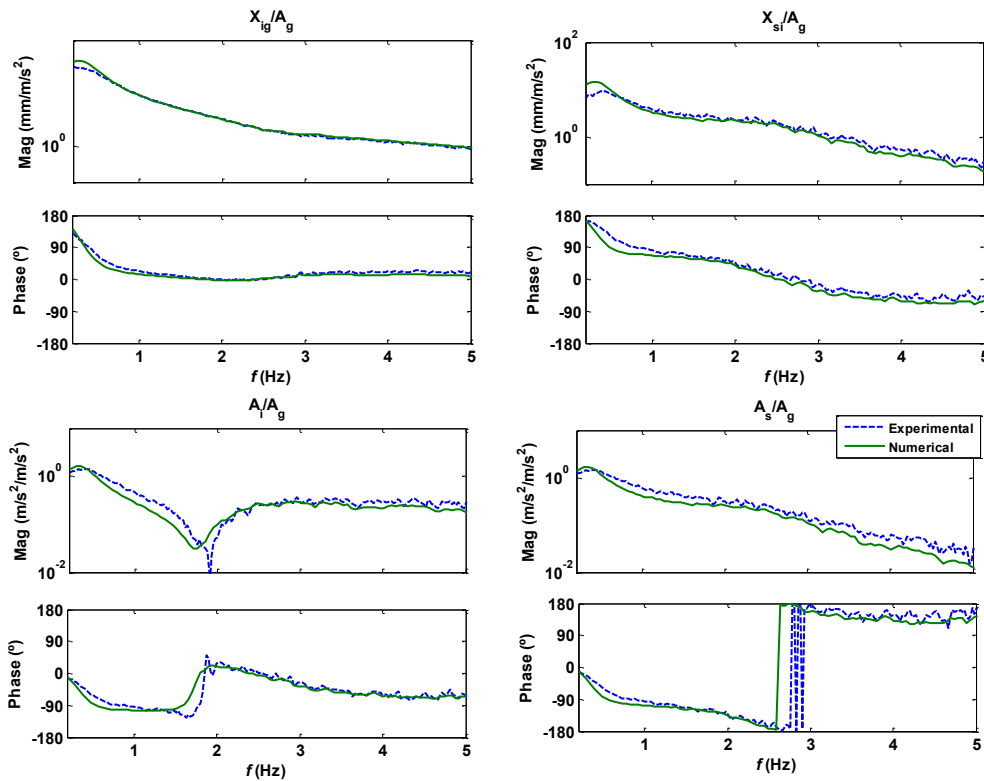


Figure 9 Comparison between the numerical and experimental FRFs for the LQR2COO case, obtained using the artificial accelerograms as input

4.3 Comp. of numerical and experimental results

A qualitative comparison of the results in time domain obtained from both numerical and experimental results, in terms of the number of best cases, resulting from Table 3, was carried out. It is observed in general a similar trend in both numerical and experimental results in terms of the number of best cases (#best): passive solution, i.e. Pass0 and Pass1 have similar #best in both numerical and experimental; LQR2COO is clearly the best one in both numerical and experimental being the ICOO the following one. Thus, within this analysis it is found, in general, a good agreement between both numerical and experimental results, which indicates that the numerical model achieves the trends found with the physical model.

A comparison in the frequency domain was also performed. As already mentioned, the FRFs were calculated using the collected time responses resulting from the input artificial accelerograms (10 type 1 and 10 type 2). A comparison between the FRFs obtained from the numerical and experimental data for all the tested solutions was performed. It was found a good agreement in general terms, with the best fit found for the original structure one (Figure 2). For the passive case, slightly differences are found on the relative displacement X_{si}/A_g and base acceleration A_i/A_g . For the SA cases, slightly differences are also found on the top acceleration A_s/A_g , and also a sub-estimate of the first mode of vibration

magnitude for the relative displacements X_{ig}/A_g and X_{si}/A_g , and on the anti-resonance of A_i/A_g . Figure 9 shows a comparison of both numerical and experimental FRFs for the LQR2COO case.

Table 4 Identified natural frequencies and damping ratios obtained from the numerical (num) and experimental (exp) and the correspondent error (e) in percentage

	Original			Pass1			ICOO		
	num	exp	e(%)	num	exp	e(%)	num	exp	e(%)
f_1 (Hz)	0.40	0.40	0.6	0.43	0.45	5.1	0.40	0.44	8.0
f_2 (Hz)	3.03	3.03	0.0	3.02	3.02	0.0	3.00	3.05	1.8
ξ_1 (%)	10.33	7.54	37.0	38.18	39.75	3.9	43.56	50.43	13.6
ξ_2 (%)	1.22	1.06	16.1	9.42	9.46	0.4	10.56	12.42	15.0
	LQR2COO			MPCCOO			LQR2COO		
	num	exp	e(%)	num	exp	e(%)	num	exp	e(%)
f_1 (Hz)	0.38	0.41	7.6	0.41	0.45	8.5	0.40	0.44	8.4
f_2 (Hz)	3.01	3.03	0.6	3.04	3.05	0.4	2.57	2.61	1.8
ξ_1 (%)	38.48	44.85	14.2	38.77	39.70	2.3	42.35	54.30	22.0
ξ_2 (%)	8.83	10.38	14.9	4.26	4.92	13.3	28.09	33.20	15.4

The natural frequencies and damping ratios were estimated using a prediction-error minimization method available at Matlab, to fit a state-space black-box model of 4th order (4 states) to the FRF curves. The resulting properties of this model are presented in Table 4. For all the solutions, the relative errors in terms of the natural frequencies are below 8.5% for the first mode, and below 1.8% for the second mode of vibration, which is reasonable taking into account the differences in the numerical and experimental models already mentioned. Due to the uncertainties associated with damping identification, higher differences are found on the damping ratios, values that can reach 37% of error.

5 Conclusions

Several control strategies have been used for a comparative analytical and experimental study on a 2DOF system equipped with a MR damper. The overall objective was to validate the effectiveness of the proposed control strategies in reducing the responses of base-isolated structures when subjected to earthquake loads, which were previously presented in an analytical study of the same authors.

The paper starts with the definition of the problem by describing an equivalent 2DOF model of a base-isolated building. The mechanical system as well as the MR damper were modelled, and experimental tests were performed to parameterize the models. Good agreement between the numerical and experimental data was found for the 2DOF mechanical system. The modified Bouc-Wen model showed to be the one that better describes the mechanical behaviour of the MR damper.

Then, the proposed controllers were tuned using the identified models and a set of representative ground motions, as described in the previous paper of the authors. Numerical and experimental trials were performed, and similar performance trends were found. In both time domain analysis and frequency domain analysis, the results showed to be in agreement. In the time domain analysis, a good correspondence in terms of the number of best cases was achieved. In the frequency domain analysis, the natural frequencies showed to be also in accordance. These results show that the adopted procedure to tune the controllers is adequate. From both numerical and experimental data analysis, it was found that in general: Pass5 leads to the higher reductions at the base relative displacement but with highest increase on the masses relative displacements and accelerations; ICOO, LQRCOO, MPCCOO and LQR2COO perform better than the passive Pass1 case, and also better than the original structure. In terms of the best solutions, it was found that: Pass1 is the best passive case; LQR2COO is the best SA one, being ICOO the following one; ICOO is also the best if only collocated control strategies are considered. This last result shows to be attractive if collocated control is adopted, since all the instrumentation could be next to the SA device. However, if the signals of other floors are available LQR2COO strategy must be implemented instead.

The results demonstrate that SA systems are viable to improve the behaviour of base-isolated structures when subjected to earthquake loads. Moreover, this work experimentally validates the paper previously presented by the same authors.

References

- [1] Oliveira, et al. – “A Comparative Study of Semi-Active Control Strategies for Base Isolated Buildings”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2015, Vol.14(3), p. 487-502. doi: 10.1007/s11803-015-0039-9.
- [2] Han, et al. – “Vibration Control Evaluation of a Commercial Vehicle Featuring MR Seat Damper”, *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 2022, Vol. 13(9), p. 575-579. doi:10.1106/104538902031060.
- [3] Stelzer, et al. – “A Magnetorheological Semi-Active Isolator to Reduce Noise and Vibration Transmissibility in Automobiles”, *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 2003, Vol. 14(12), 743-765. doi:10.1177/104538903038840.
- [4] De Man, et al. – “An investigation of a semiactive suspension for a fork lift truck”, *Vehicle System Dynamics*, 2005, Vol. 43(2), p. 107-119. doi: 10.1080/00423110412331327852.
- [5] Carlson, et al. – “Commercial Magneto- Rheological Fluid Devices”, *International Journal of Modern Physics B*, 1996, Vol. 10, No. 23n24, pp. 2857-2865, p.20-28. doi: 10.1142/S0217979296001306.
- [6] Dyke, et al. – “Modelling and Control of Magnetorheological Dampers for Seismic Response Reduction”, *Smart Materials and Structures*, 1996, Vol. 5(5), p. 565-575. doi: 10.1088/0964-1726/5/5/006.
- [7] Ni, et al. – “Neuro-control of cable vibration using semi-active magnetorheological dampers” *Engineering Structures*, 2002, Vol. 24(3), p. 295-307. doi: 10.1016/S0141-0296(01)00096-7.
- [8] Jung, et al. – “Control of Seismically Excited Cable-Stayed Bridge Employing Magnetorheological Fluid Dampers”, *Journal of Structural Engineering*, 2003, Vol. 129(7), p. 873-883. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:7(873).
- [9] Casciati, et al. – “Active and semi-active control of structures – theory and applications: A review of recent advances”, 2012, *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 23(11), p. 1181-1195. doi: 10.1177/1045389X12445029.
- [10] Spencer, et al. – “On the Current Status of Magnetorheological Dampers: Seismic Protection of Full-Scale Structures”, *Proceedings of the 1997 IEEE American Control Conference*, Albuquerque, New Mexico, 1997, Vol.1, p.458-462. doi: 10.1109/ACC.1997.611840.
- [11] Sunakoda, et al. – “Dynamic characteristics of magneto-rheological fluid damper”, *Proceedings of SPIE Smart Structure and Materials Conference*, Newport Beach, California, 2000, Vol.3989, p. 194-203. doi: doi.org/10.1117/12.384561.
- [12] Wang, D.H.; Liao, W.H. – “Magnetorheological fluid dampers: a review of parametric modeling”, *Smart Materials and Structures*, 2011, Vol. 20(2), 023001. doi: 10.1088/0964-1726/20/2/023001.
- [13] Chae, et al. – “Modelling of a large-scale magneto-rheological damper for seismic hazard mitigation. Part I: Passive mode”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013, Vol. 42(5), p. 669-685. doi: 10.1002/eqe.2237.
- [14] Chae, et al. – “Modelling of a large-scale magneto-rheological damper for seismic hazard mitigation. Part II: Semi-active mode”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013, Vol. 42(5), p. 687-703. doi: 10.1002/eqe.2236.
- [15] Spencer, et al. – “Phenomenological model for magnetorheological dampers”, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 1997, Vol. 123(3), p. 230-238. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:3(230).
- [16] Oliveira, et al. – “Semi-active structural vibration control of base-isolated buildings using magnetorheological dampers”, *Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control*, 2018, Vol. 37(3), p. 565-576. doi:10.1177/1461348417725959.

- [17] NP EN 1998-1 Eurocode 8-1 – *Design of structures for earthquake resistance, Eurocodigo8, Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios, Instituto Português da Qualidade, 2010, Caparica.*
- [18] R.S.A. – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Decreto- Lei nº 235/83, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, E. P., Lisboa, Portugal, 1983.

The use of Micro-FE analysis to access a masonry structure reinforced with concrete beams

Análise de microelementos finitos em estruturas de alvenaria com concreto reforçado

Cádmo Dias

Pedro Cunha

Jennifer Lana

Pedro Américo Júnior

Abstract

Structural masonry is widely used once it results in a relatively low cost and ease of construction. However, due to requirements arising from regulations or architecture, it is sometimes necessary to combine them with reinforced concrete. In walls with door and window openings, the stress distribution becomes more unpredictable, with few published studies focused on the analysis in this case. In this research, a micro-finite element (Micro-FE) analysis was proposed for the assessment of structural masonry walls with door and window openings, subject to the arch effect and requested by vertical loads. The methodology used for this analysis was the detailed micro model, not yet used for the structural configurations of this case study. The models were validated by comparing their results with experimental data available in the literature. Four models with openings were proposed, modeled on the ABAQUS software. As a result, a numerical model was obtained capable of describing the structural behavior of the walls which can be used in future research. Finally, the advantages and disadvantages of using detailed micro-modeling in masonry analysis were described.

Keywords: Structural masonry / Micro-finite element analysis / Numerical analysis

Resumo

A alvenaria estrutural é amplamente utilizada por apresentar custo relativamente baixo e facilidade de construção. Porém, devido a exigências decorrentes de regulamentos ou arquitetura, às vezes é necessário combiná-los com concreto armado. Em paredes com aberturas de portas e janelas, a distribuição de tensões torna-se mais imprevisível, havendo poucos estudos publicados voltados para a análise neste caso. Nesta pesquisa foi proposta uma análise de microelementos finitos (Micro-FE) para avaliação de paredes estruturais de alvenaria com vãos de portas e janelas, sujeitas ao efeito arco e solicitadas por carregamentos verticais. A metodologia utilizada para esta análise foi o micromodelo detalhado, ainda não utilizado para as configurações estruturais deste estudo de caso. Os modelos foram validados comparando seus resultados com dados experimentais disponíveis na literatura. Foram propostos quatro modelos com aberturas, modelados no software ABAQUS. Como resultado, obteve-se um modelo numérico capaz de descrever o comportamento estrutural das paredes e que poderá ser utilizado em pesquisas futuras. Por fim, foram descritas as vantagens e desvantagens da utilização de micromodelagem detalhada na análise de alvenaria.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural / Análise de microelementos finitos / Análise numérica

Cádmo Dias

Post-graduation Program Professor
PhD Student in Mechanical Engineering
Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC Minas)
Belo Horizonte, MG, Brazil
diascadmo@gmail.com

Pedro Cunha

Masters Student in Mechanical Engineering
Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC Minas)
Belo Horizonte, MG, Brazil
pedscunha@gmail.com

Jennifer Lana

Masters in Mechanical Engineering
Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC Minas)
Belo Horizonte, MG, Brazil
jenniferlanaj@gmail.com

Pedro Américo Júnior

Titular Professor
Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC Minas)
Belo Horizonte, MG, Brazil
pamerico@pucminas.br

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.

CÁDMO, D. [et al.] – The use of Micro-FE analysis to access a masonry structure reinforced with concrete beams. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 31-40.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-003>

1 Introduction

Although structural masonry is a millennia-old construction technique and is considered a safe construction system, it remains a challenge to fully understand its functionality due to the complexity of the interaction of its components. In parallel, with the increase in environmental concern and due to its thermal comfort characteristics, good structural performance, and durability, when the necessary technical care is followed, adobe bricks have been inserted again into current constructions. As a consequence, diverse structures use masonry as an interesting solution [1]. Corroborating, [2] says that a study carried out by the Scottish government's Central Research Unit estimates that the impact of a building with ground amounts to only 1% of the energy expenditure used in building construction of conventional masonry.

In terms of studies in the field, [3] studied the behavior of walls built with concrete and ceramic blocks. The blocks were tested for each case to obtain their physical and mechanical characterization. Its geometric properties and water absorption index were verified. Indirect tensile and compression strength tests were also carried out. On the other hand, [4] and [5] present numerical modeling as a great tool in the study of various applications. While the former employs micro finite element analysis for biomechanical applications, the latter demonstrates how these tools are increasingly used for structural analyses by investigating the effects of different influencing factors on the in-plane failure mode of unreinforced masonry (URM) structures. In addition to conclusions about the behavior of structural masonry, the authors show how these techniques enable the evaluation and optimization of projects.

As discussed, in the study field, several software can be used to perform the required analyses, such as those that conduct finite element numerical modeling. In the present work, the ABAQUS software was chosen to perform nonlinear analyses, considering the elastoplastic regime of the masonry components, as treated in [5-7].

Using some of these software tools, [8] studied the reduction of the maximum bending moment in the supporting beam caused by the arching effect, through a numerical model formed by planar finite elements. The authors employed simplified micromodeling and macromodeling procedures and observed that the higher the inertia value of the beams, the greater the forces absorbed by them, and the influence of the arching effect on the reduction of the bending moment is lower.

In the same year, [9] evaluated the arching effect in structural masonry walls through computational finite element modeling. For the analysis, the author conducted experiments on prisms to obtain parameters of physical nonlinearity and contact, which were considered in the numerical model. Two types of modeling were performed for the masonry: while the first one considered macromodeling with two-dimensional planar elements with exclusively elastic behavior, the second one considered two-dimensional micromodeling, discretizing the masonry as done in the prisms with elastic behavior. Grouting was not considered in the models. According to the author, the nonlinear models represented a behavior closer to that of the constituent materials of the masonry, and those that include the physical nonlinearity of the

materials and the nonlinearity of contact interfaces can be excellent tools for evaluating the behavior of masonry prisms.

The study of the arching effect dates back to the last century. However, among the various authors who studied this effect, such as the ones presented in [10], the effect depicted was considered with simplifications due to the lack of technological resources to assist in the precise resolution of complex problems. As a consequence, the mathematical models developed at that time were deemed unsafe by current researchers. It was only at the beginning of this decade that numerical analysis employing detailed micromodeling in a complete wall, taking into account each component, its individual characteristics, and interactions, was seen [11]. However, no study up to that point had evaluated the behavior of the arching effect in walls with openings through this type of analysis.

In this context, this study contributes to the understanding of the distribution of stress components acting in the vertical direction in structural masonry walls subject to the arching effect, with openings, through a detailed micro-modeling numerical analysis. This methodology has never been used for this case study, deepening the knowledge in the field of structural analysis. Furthermore, by using micromodeling, this paper stands out compared to similar studies since this detailed structural modeling technique has the advantage of representing the behavior of the asset as closely to reality as possible, which is extremely important in such a complex system.

Finally, the influence of the presence of openings on the formation of the stress arch is discussed, as well as the influence of the size, location, and type of opening, through the study using the Micro-FEA technique, of the stresses developed in a structural masonry wall with openings. This study considers the wall supported on a reinforced concrete beam and experiencing the arch effect, taking into account the wall's heterogeneity, the nonlinearity of contact between its components, and the physical nonlinearity of the materials.

2 Methodology

The methodology of this work can be divided into three main stages: Definition of parameters, virtual modeling, and simulation execution.

2.1 The structures

Among the various possibilities of walls with and without openings, four cases were defined to encompass the most commonly observed scenarios. Initially, a wall without openings was modeled to verify the occurrence of the arch effect and to serve as a reference for the changes in stress distribution caused by the presence of openings. Regarding these models, all walls have the same height (2800 mm), and the adopted pillars have a section of 200 × 300 mm, also common values in masonry. On the other hand, the length of the walls was approximately 5120 mm because, according to the definition of [12], the arch is contained within 60% of the distance between the supports. Thus, for the complete description of the arch, it would be necessary to represent a single story. Although, as seen, the dimension of the beam is important in determining the

behavior of the wall through its stiffness, it is not within the scope of this work to verify its influence. Therefore, in all analyses, the dimensions of the beam remained constant. The height of the beam was determined by a simple pre-sizing of one-tenth of the distance between the axes of the pillars, adopting the value of 555 mm and a thickness of 300 mm. The description of the models, as well as the adopted nomenclature for identification in the analysis, can be seen in Table 1.

Table 1 Proposed wall models

Model	Opening dimension (mm)	Reference name
No opening wall	1610 × 1000	NOW
Wall with centered window opening	1610 × 1000	WCWO
Wall with two opening windows	1210 × 1000 1210 × 1000	WTOW

2.2 Numerical modelling strategy and simulation

Among the characteristics of the virtual model, the first to be highlighted is the adoption of grouted lintels in the simulations, a requirement of several regulations and often neglected in numerical models. This choice is because there is a concentration of stresses near the supports even greater than when only the wall purely made of ungrouted blocks is observed [11]. For this reason, it was decided to use, in the topmost course, hollow block lintels filled with grout. The same configuration was adopted in the lintels and sills of windows and doors, and the mechanical properties are presented in Table 2, where for the modeling of these components, the use of monolithic materials was considered, meaning no distinction was made between the concrete and the reinforcement.

Table 2 Mechanical properties used in simulation

Model	Grout	Reinforced concrete
Poisson	0.20	0.20
Young	40000 MPa	24150 MPa
WTOW	22.50 kN/m ²	25.0 kN/m ²

Using finite element analysis software, the average effective dimensions of the blocks were taken from [3], and the dimensions were adopted for the numerical model. In addition to the entire block, the half block and the "U" channel block were modeled to compose the wall and the grouted belt.

In terms of laying the blocks, there will always be a horizontal mortar joint, but there will not necessarily be the filling of the vertical joint. This has the advantage of reducing the resistance of the wall to shear and bending, also influencing the thermal comfort, water tightness, and acoustics of the walls, so the filling of mortar in the vertical joint was adopted in the numerical model. The horizontal joint

has two filling modes: complete and partial. In the complete, the longitudinal and transverse walls of the block are covered by mortar, in the partial only the longitudinal walls are covered. A transverse wall with no joints causes a reduction in the prism's compressive strength (Figure 1).

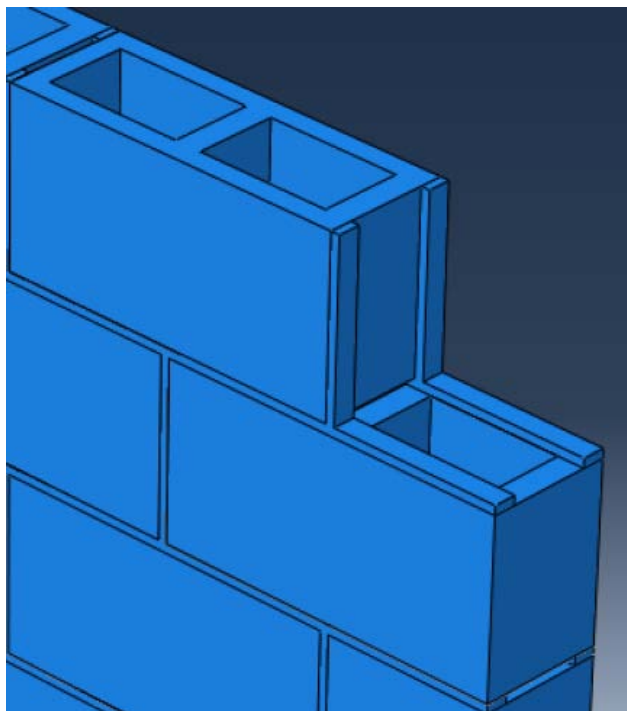


Figure 1 Block laying with partial mortar

Despite the loss of part of the compressive strength, the type of settlement chosen for the numerical modeling was the partial one, as it was the same adopted in the prism tests by [3]. The mortar joints, also discretized, were modeled with a thickness of 10mm for both horizontal and vertical directions [13].

At the same time that there are some specific codes for certain structure analyses [14], there are no normative suggestions for the concrete block and mortar. In this context, the tensile strength of materials was estimated by [15] using the normative criterion of [16], a specific standard for concrete. Once all input data has been defined, degradation will occur when the material's tension exceeds the elastic phase. As a simplification, ABAQUS defines that this will only occur in the post-peak branch of the curve [17].

Regarding the nonlinearity of contact, the Interactions module of the aforementioned software was used to adopt the surface-to-surface contact discretization type. Unlike the other approach where the nodes of a secondary surface are forced not to penetrate the main surface, defined as node-to-surface, in surface-to-surface contact, the shape of both surfaces in the contact constraint region is considered. As a result, some penetration may be observed in individual nodes; however, large and undetected penetrations of main nodes into the secondary surface do not occur with this

discretization. It is worth noting that this decision was made since the results of the surface-to-surface approach are more accurate than node-to-surface [18].

On the other hand, the contact properties applied to the model were Hard and Tangential Behavior: while the former property prevents one surface from penetrating the other during contact and also allows for the separation of these surfaces after contact, Tangential Behavior is the basic model to reproduce friction between two surfaces following Coulomb's law [17]. The contact properties were taken from [3], where 0.5 is the friction angle (ϕ) and 10.50 MPa is the maximum shear stress supported by the interface (C_{max}). The contact properties were adopted for the block/mortar interfaces of the horizontal and vertical joints. Although [19] recommend the use of an interface in the center of the blocks where there are potential crack locations, for simplification, these interfaces were not introduced into the model.

Finally, the boundary conditions of the models were determined to simulate a beam supported on columns. The ABAQUS tie feature was used to link the beam to the columns and these were embedded in the bases. For the loading, it was decided to use the same load as [20], corresponding to 250 kN/m at the top of the wall, which is equivalent to 15 floors above the first floor in structural masonry.

3 Results and discussions

The analysis of the results was carried out in three stages. In the first stage, general considerations were made about the structural behavior of numerical models. In the second stage, a validation of the numerical models was carried out, comparing them with experimental data existing in the literature. Finally, the numerical models were compared with models from other authors to prove or not, the validity of using detailed micro-modeling in this type of structure.

To validate the numerical model, data from walls with openings tested by [21-23] were used. Finally, the results of the numerical models were compared to the results of other models described in the literature. The research used in this stage were those of [22, 24], both related to structural masonry walls on bi-supported beams.

3.1 NOW Model

To prove that the adopted boundary conditions are sufficient to represent a wall subject to the arch effect, first, a model without openings was created. The vertical stress distribution of the model is shown in Figure 2. It is easy to see the formation of the stress arch, where the load is concentrated close to the supports (part in red), and the center of the wall, in dark blue, remains with null loading.

The maximum and minimum principal stresses developed in the numerical model can be seen in Figures 3 (a) and 3 (b). Based on these figures, it can be seen that the wall rupture occurred by crushing the blocks located above the supports (Figure 3 (c)).

At the time of rupture, the transverse walls of the blocks showed a crack propagation at the upper and lower ends.

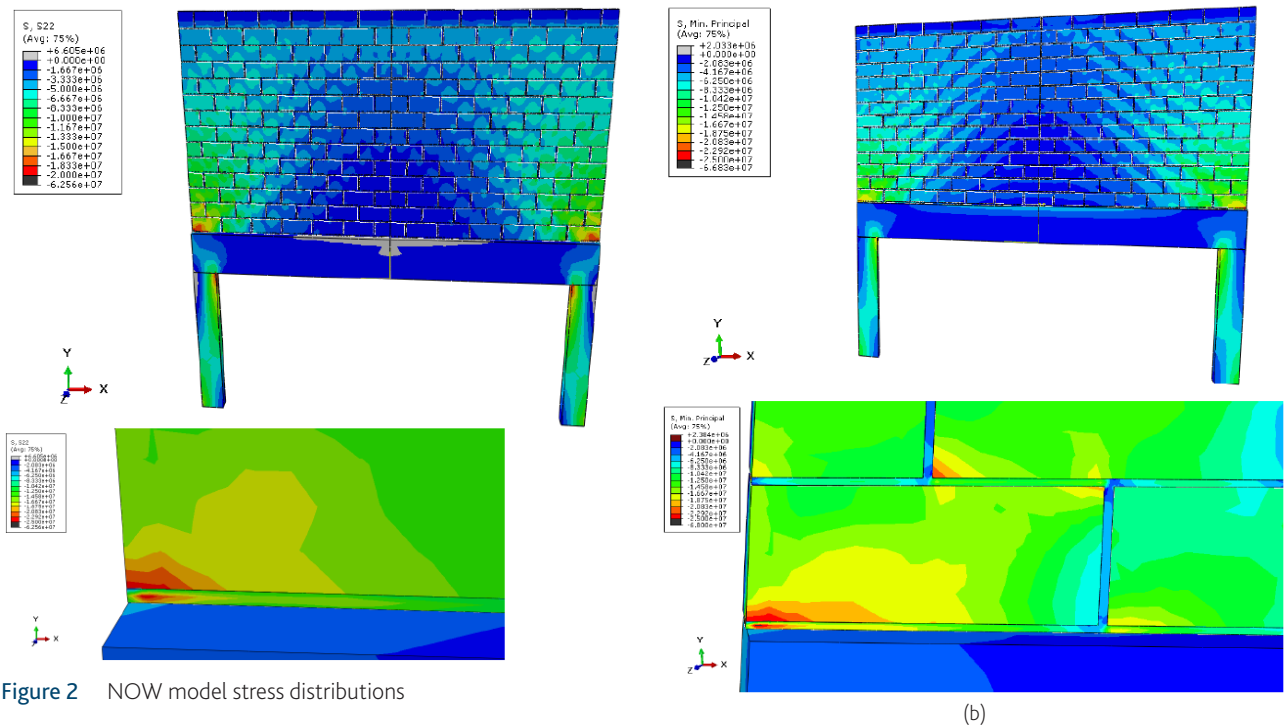


Figure 2 NOW model stress distributions

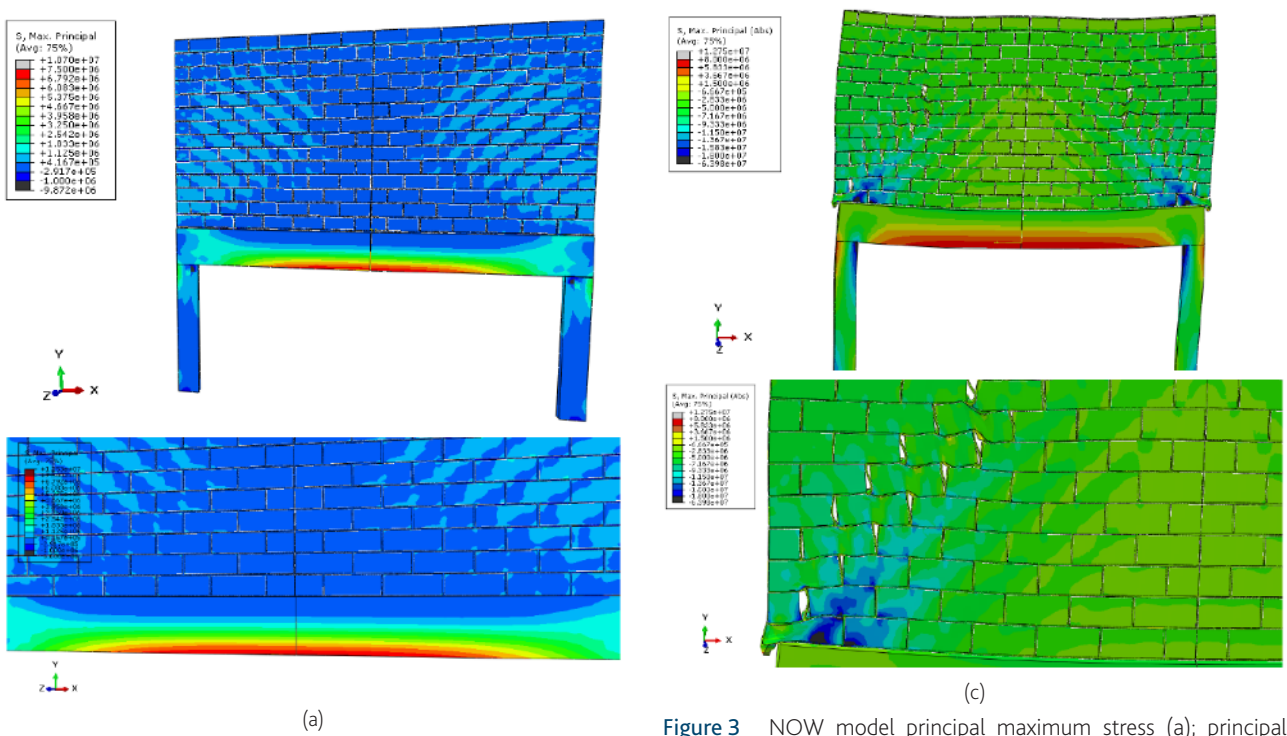


Figure 3 NOW model principal maximum stress (a); principal minimum stress (b) and model failure mode (c)

3.2 WCWO Model

This model is characterized by the window opening, located in the center of the wall with dimensions of 1610 × 1000 mm. The vertical stresses developed at the instant immediately before the collapse can be seen in Figure 4.

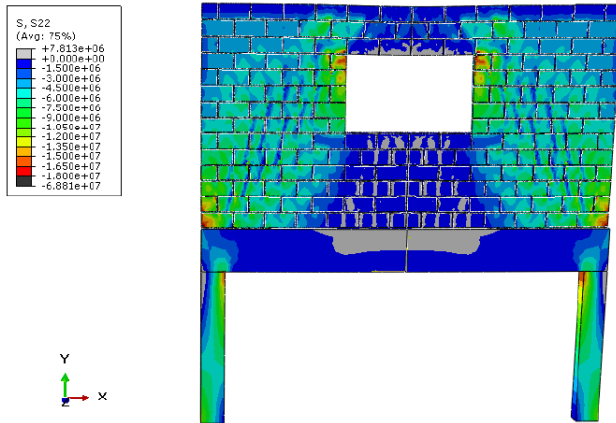
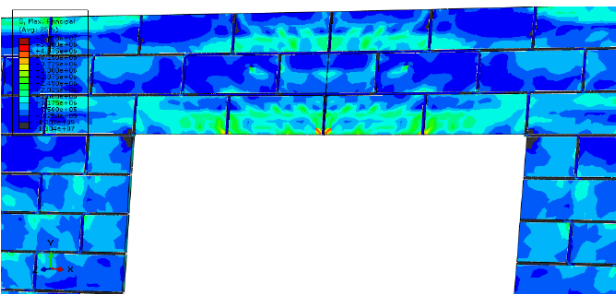
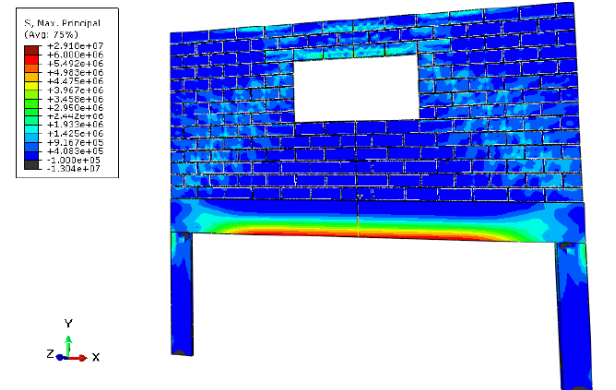
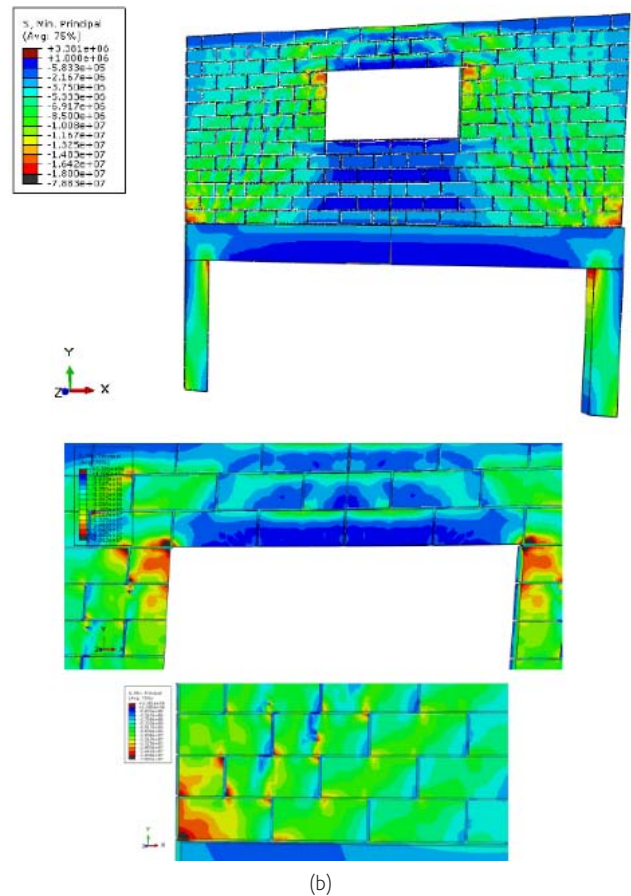


Figure 4 WCWO model stress distributions

Based on Figures 5 (a) and 5 (b), it is understood that once again the determining factor for the collapse of the structure was the compression of the blocks located above the supports.



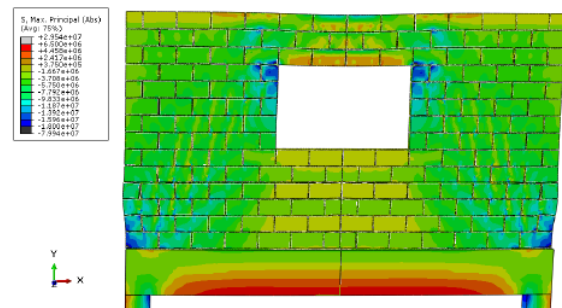
(a)



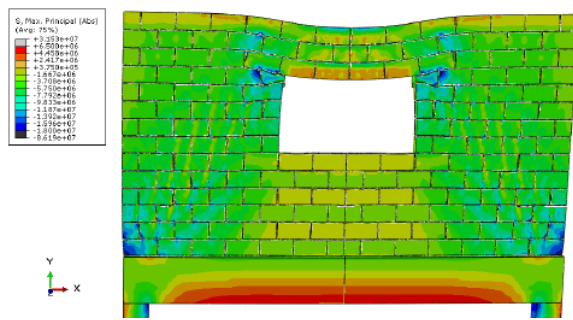
(b)

Figure 5 WCWO model principal maximum stress (a) and minimum stress (b)

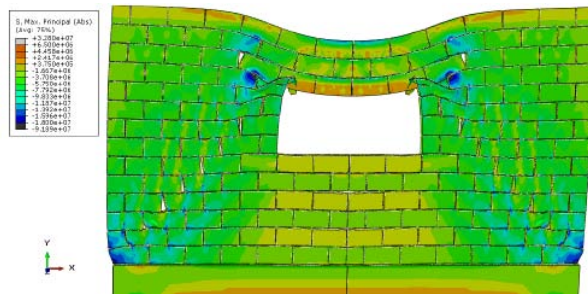
The collapse was firstly caused by the crushing of the blocks located above the supports (Figure 6 (a)), followed by diagonal shear connecting the lower corners of the wall to the window lintel and the development of cracks at the upper ends of the opening and possible crushing since the strength block compression was overcome (Figure 6 (b)). The failure mode can be better seen in Figure 6 (c). The maximum supported load was 1.435 MPa.



(a) Incremento 590



(b) Incremento 600



(c) Incremento 610

Figure 6 WCWO model failure mode

3.3 WTOW Model

The WTOW model features the opening of two windows with dimensions of 1210 × 1000 mm. Figure 7 shows the distribution of vertical stresses where it is no longer possible to perceive the occurrence of an arch. The arch split in two involving the openings.

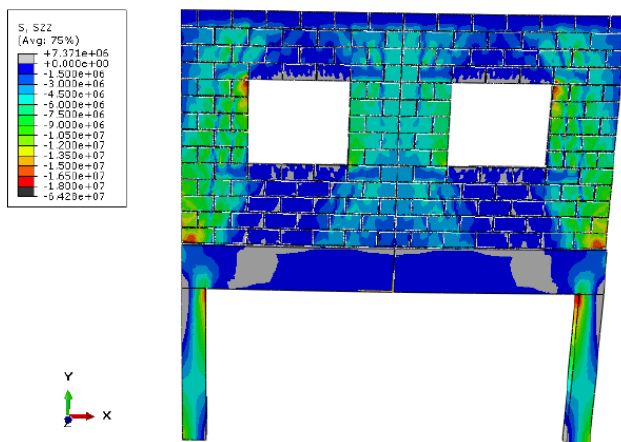
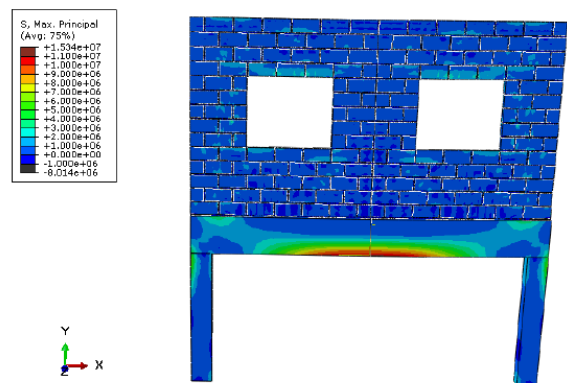
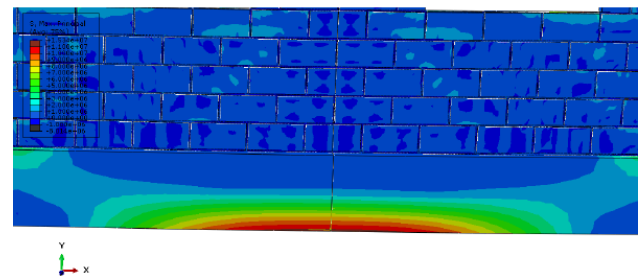


Figure 7 WTOW model stress distributions

Based on Figures 8 (a) and 8 (b), it can be inferred that, like the previous models, the determining factor for the breaking of the wall was compression, since the tensile stresses developed are found in elements that are generally reinforced.



(a)



(b)

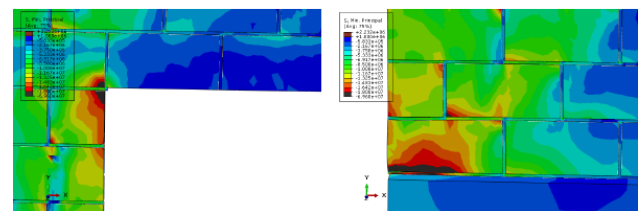
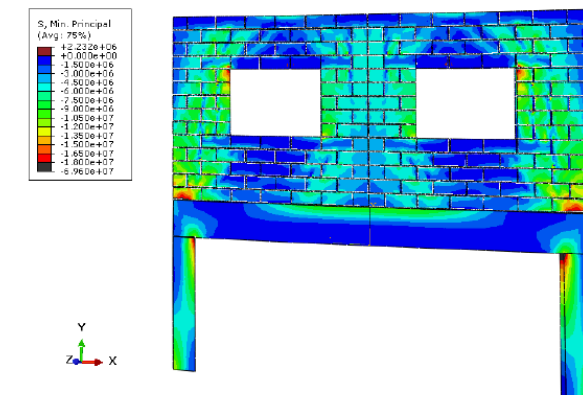


Figure 8 WTOW model principal maximum stress (a) and minimum stress (b)

The model's failure mode can be seen in Figure 9. The maximum load supported by the structure was 0.996 MPa. This configuration of openings was the most critical of the models studied.

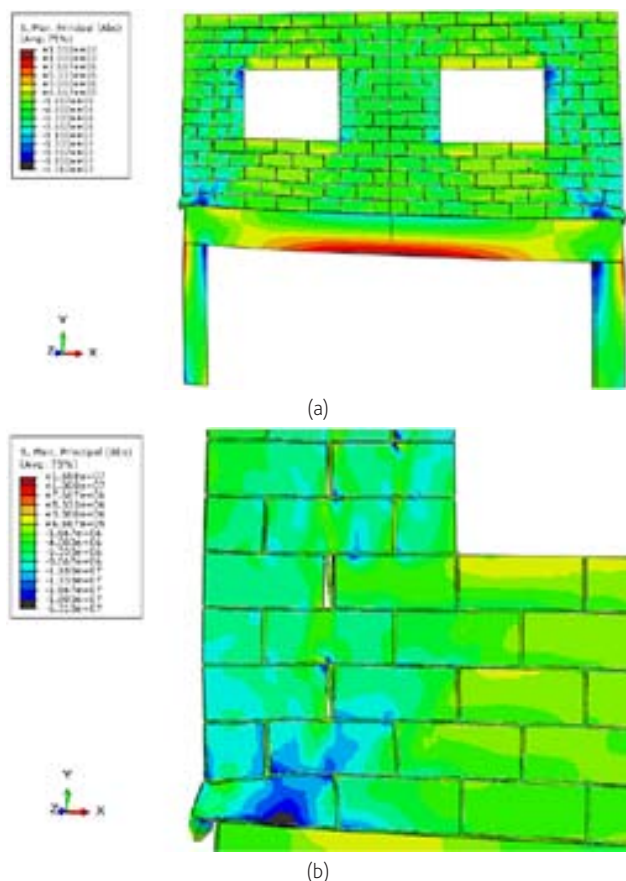


Figure 9 WTOW model failure mode

Em resumo, as maiores tensões suportadas por cada modelo são relacionados na Table 3. **(Falta tradução)**

Table 3 Maximum load found in each model. As expected, the bigger the opening is the lower the wall supports loads

Model	Maximum load [MPa]
NOW	1.679
WCWO	1.435
WTOW	0.996

4 Conclusions

The position of openings in structural masonry walls subject to the arch effect, as well as their dimensions, significantly alters the routing of vertical loads, which can compromise the stability of the structure. Despite the applied loading being insufficient to break the wall, taking into account the distribution of vertical stresses reported

by NBR 15961:2011, all numerical models pointed to the collapse of the structure before the end of loading.

The most critical model pointed out was the wall with two window openings, while the model without openings supported the highest load. This is because, regarding the maximum stresses developed in the supporting beam, it was observed that the position of the openings significantly alters their values, which is of particular importance for the design of the steel area of the beam. Comparatively to the model without openings, the least critical model was the one with a high-centered window opening, presenting a stress value approximately 40% lower than the model without openings. On the other hand, the model with two window openings exhibited a maximum stress value approximately 60% higher than the model without openings. In all the models studied the neutral line position for horizontal stresses remained in the lower part of the beam, not being necessary to project reinforcement to support the tensile efforts of the upper part, except for the lintels.

When comparing the models produced with the detailed micromodeling technique applied in this work to simpler numerical models available in the literature, it can be said that:

- Detailed micromodeling presents greater modeling difficulty and higher computational cost; however, with current computers, the computational cost of models is not a determining factor.
- The detailed micromodeling technique provides more accurate results, which can be very useful in studies of pathologies, where one seeks to understand or simulate the development of cracks and fissures, as well as the failure mode of the structure.
- Macromodeling techniques may be interesting for studies seeking only an overview of structural behavior, generating good results with lower computational cost.
- Although macromodeling technique provides more elementary data, it cannot be entirely dismissed, given the greater simplicity of conducting the laboratory tests necessary for the validation of the numerical model.

Summing up, compared with the available experimental models, it is understood that the numerical models reproduced well the general behavior of the studied walls. However, nothing can be said about the accuracy of the values found, since experimental models have different materials and geometry than those applied to numerical models. As suggestions for future works, one key recommendation to enhance results is to incorporate an interface at the center of the blocks where potential cracking may occur. Additionally, conducting simulations with complete filling mode in the joints could yield valuable insights for comparison with the findings of the current study.

Acknowledgments

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001.

References

- [1] Costa *et al.* – “Estudo comparativo de métodos de análise do comportamento sísmico de uma chaminé de alvenaria” em *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC, 2023, p. 79-88.
- [2] Chilkoti, A. – “Mud World” em *Financial Times*, 2012, available at <<https://www.ft.com/content/791620e6-13c2-11e2-9ac6-00144feabdc0>>.
- [3] Oliveira, L.M.F. – “Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural”, *Universidade de São Paulo*, 2014, 272 p.
- [4] Saeed *et al.* – “MRI-based mechanical competence assessment of bone using micro finite element analysis (micro-FEA): Review” em *Magnetic Resonance Imaging*, Ed. Elsevier, 2022, p. 9-19.
- [5] Ma *et al.* – “Numerical Analysis of Different Influencing Factors on the In-Plane Failure Mode of Unreinforced Masonry (URM) Structures” em *Mdpi*, 2022, 13 p.
- [6] Drougkas *et al.* – “Homogenisation of masonry structures subjected to seismic loads through matrix/inclusion micromechanics” em *Structures*, Ed. Elsevier, 2022, p. 375-384.
- [7] Pantò *et al.* – “A two-level macroscale continuum description with embedded discontinuities for nonlinear analysis of brick/block masonry” em *Comput Mech*, Ed. Springer, 2022.
- [8] Mata *et al.* – “Efeito arco em estruturas de alvenaria estrutural” em *Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, Ed. ABMEC, 2017.
- [9] Capraro, D.F.A. – “Consideração do efeito arco em paredes estruturais sobre vigas através da simulação numérica em elementos finitos”, *Universidade Federal do Paraná*, 2017, 129 p.
- [10] Parsekian *et al.* – “Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural”, Ed. *Universidade Federal de São Carlos*, 2013, 125 p.
- [11] Ribeiro, M.S.B – “Micromodelagem de parede em alvenaria estrutural para caracterização de painéis de interação com estrutura de concreto armado”, *Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais*, 2020.
- [12] Riddington, J.R.; Stafford, S.B. – “The composite behavior of elastic wall-beam systems” em *Institution of Civil Engineers, Proceedings*, 1977, p. 77-391.
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) – “Structural masonry - Concrete blocks – Part 1: Design”, ABNT NBR 15961, 2011, 256 p.
- [14] Appleton, J. - “Normas para intervenções em estruturas existentes” em *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC, 2022, p. 7-24.
- [15] Santos, E.A.F. – “Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria”, *Universidade Federal de Viçosa*, 2016, 213 p.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) – “Design of concrete structures — Procedure”, ABNT NBR 6118, 2014, 256 p.
- [17] Santos, C.F.R. – “Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais”, *Universidade de São Paulo*, 2014, 277 p.
- [18] Massachusetts Institute of Technology – “Contact formulations in Abaqus/Standard”, 2017, available at < <https://abaqusdocs.mit.edu/2017/English/SIMACAEITNRefMap/simaitn-c-contactpairform.html>>.
- [19] Lourenço *et al.* – “Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling”, Ed. *Heron*, 1995.
- [20] Bortoli, L.H.; Bianchi, R.A. – “Influência do efeito arco no dimensionamento de alvenaria estrutural apoiada em viga de concreto armado” em *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 2019.
- [21] Davies, S.R.; Ahmed, A.E. – “An approximate method for analysing composite walls/beams” em *International symposium on load-bearing brickwork*, Ed. British Ceramic Society, 1977, p. 305-320.
- [22] Barbosa, P.C. – “Interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado”, *Universidade de São Paulo*, 2000, 106 p.
- [23] Auresco, L.V. – “Avaliação de métodos simplificados de análise de interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado considerando o efeito arco”, *Universidade Tecnológica Federal do Paraná*, 2015, 76 p.
- [24] Capraro, D.F.A. – “Consideração do efeito arco em paredes estruturais sobre vigas através da simulação numérica em elementos finitos”, *Universidade Federal do Paraná*, 2017, 83 p.

Potencial de betão produzido por impressão 3D para aplicações estruturais. Ensaio de paredes

Potential of 3D printing concrete for structural applications. Testing of walls

Joana Coelho
João Nuno Pacheco
Ana Isabel Marques
Jorge Pereira Gomes

Resumo

Este artigo apresenta ensaios de compressão uniaxial em protótipos de parede de betão produzidos por impressão 3D. Atualmente, os estudos que existem sobre o comportamento estrutural de betão produzido com esta tecnologia são insuficientes, o que limita a compreensão do seu comportamento. O comportamento de elementos de betão produzidos por impressão 3D difere do comportamento de elementos de betão convencional devido a diversos fatores, como as propriedades das argamassas utilizadas para a sua impressão, a geometria dos elementos, e características tecnológicas, como a ausência de vibração e a produção através da sobreposição de camadas, pelo que se considera necessário o seu estudo.

Foram produzidos e ensaiados quatro protótipos, tendo-se observado que a capacidade resistente à compressão da parede é 15 a 50% inferior ao esperado (caso se assuma que esta é equivalente à área da secção multiplicada pela resistência à compressão da argamassa, obtida por ensaios em provetes padrão de argamassa). Esta diferença deve-se ao comportamento frágil e às heterogeneidades das paredes, sendo propostos desenvolvimentos futuros.

Abstract

This article presents tests on the resistance to uniaxial compression of prototypes of concrete walls produced by 3D printing. The studies on the structural behaviour of concrete produced with this technology are insufficient, limiting the understanding of its performance. The behaviour of 3D printed concrete elements differs from that of conventional concrete elements due to various factors such as the properties of the mortars used for printing, the geometry of the elements, and technological characteristics such as the absence of vibration and production through layered deposition.

Four prototypes were produced and tested under uniaxial compression and it was observed that the compression resistance was 15 to 50% lower than expected (assuming that the strength is equivalent to the area of the section multiplied by the mortar strength obtained from mortar test specimens). This difference is attributed to the brittle behaviour and heterogeneities of the walls. Future developments are proposed.

Palavras-chave: Impressão 3D de betão / 3DCP / Fabricação Aditiva / Argamassa cimentícia impressa

Keywords: 3D Concrete Printing / 3DPC / Additive Manufacturing / Printed concrete

Joana Coelho

Mestre especialização Estruturas
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Lisboa, Portugal
joanacunhacoelho@gmail.com

João Nuno Pacheco

Investigador
C5Lab – Sustainable Construction Materials Association
Linda-a-Velha, Portugal
jpacheco@c5lab.pt

Ana Isabel Marques

Investigadora Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
aimarques@lnec.pt

Jorge Pereira Gomes

Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Professor Adjunto Convidado
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Lisboa, Portugal
jgomes@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.

COELHO, J. [et al.] – Potencial de betão produzido por impressão 3D para aplicações estruturais. Ensaio de paredes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 41-52.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-004>

1 Introdução

A tecnologia de impressão 3D de betão tem ganho popularidade na última década, devido a fatores como a escassez e custo de mão-de-obra, a tendência a maior número de acidentes graves no sector da construção em relação a outras áreas de atividade e à liberdade arquitetónica. Contudo, a maioria dos estudos na área dizem respeito ao desenvolvimento de misturas, havendo poucos estudos sobre o comportamento estrutural de elementos produzidos com as mesmas.

A mistura de materiais usados na impressão 3D determina fatores importantes como a reologia, capacidade de bombeamento, capacidade de construção e fluidez [1]. O termo “construtabilidade”, ou capacidade de construção, pode ser definido como a capacidade de as camadas de argamassa, ainda no estado fresco, suportarem o seu peso próprio e o peso das camadas de impressão sobrejacentes sem perder forma [2] e sem recurso a cofragem. A argamassa precisa de ser altamente tixotrópica, para assegurar capacidade de bombagem e extrudabilidade, sem comprometer a construtabilidade após a sua deposição no elemento a imprimir. O tipo e consistência da superfície exterior dependem do bocal usado na extrusão da mistura cimentícia [3]. O uso de superplastificantes melhora a fluidez e, por consequência, a extrudabilidade. No entanto, em excesso reduz a construtabilidade podendo provocar a rotura de camadas iniciais pela perda de capacidade resistente em suportar a camada seguinte.

De forma a caracterizar o comportamento estrutural de elementos retirados de paredes de betão impressas em 3D, Rahul *et al.* [4] testou cubos, cortados de um elemento de parede impresso, sujeitos a forças segundo três direções distintas mostrando que as resistências à compressão nas três direções são similares, como evidenciado no Quadro 1. Le *et al.* [5] estudou a resistência à compressão em betão de alta resistência para impressão 3D e comparou com a mesma mistura preparada em moldes. A resistência à compressão foi testada em 3 direções (Quadro 1).

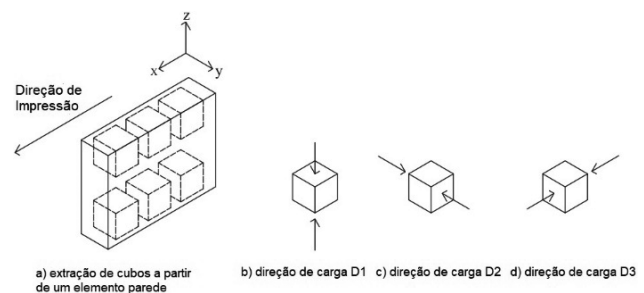


Figura 1 Direção de carga de ensaio à compressão de cubos cortados de parede impressa [4]

Até ao momento poucos estudos analisam o módulo de elasticidade de elementos fabricados por processos impressos. Em 2021, é realizado um estudo para determinação do módulo de elasticidade (E) em 4 provetes preparados de diferentes formas [6], Quadro 1. De realçar que não existe, à data, qualquer norma para o ensaio de provetes de betão produzido por impressão 3D para este efeito, pelo que os autores de [6] basearam-se na norma EN 12390-13 [7], referente ao ensaio de provetes de betão. Deste estudo foi possível

Quadro 1 Resumo de alguns ensaios de provetes impressos sem recurso a cofragem

Autor	Tipo de provete	Idade do provete	Resistência à compressão (MPa) (média)	Módulo de elasticidade E (GPa) (média)	Normas
Rahul [4]	Cubos de 50 mm cortados de bloco de diferentes argamassas	28 dias	± 60 (direção D1)* ± 58 (direção D2)* ± 56 (direção D3)*	–	ASTMC109/C109M
Skibicki [6]	φ 15 cm × 30 cm	27 dias	48,77	32,01	EN 12390-3 EN 12390-13 EN 12390-13:2014-02
	φ 15 cm × 30 cm cortados	27 dias	60,18	32,44	
Le et al. [5]	Cubos de 100 mm extraídos de placas	28 dias	102 (direção I e II)** 91 (direção III)**	–	BS EN 12390–3:2009
	Cubos de 100 mm extraídos de placas	28 dias	97 (direção I)** 93 (direção I e II)**	–	
	Cilindros de 58 × 63 mm e Cubos de 63 mm, extraídos de blocos curvilíneos	28 dias	75 a 83 (com variação mais elevada)	–	

* Figura 1
** Figura 2

concluir que existe uma interligação entre o número de camadas impressas e o valor do módulo de elasticidade. Tal é, provavelmente, consequência de as interfaces entre camadas serem regiões com pior comportamento mecânico (devido a porosidade superior).

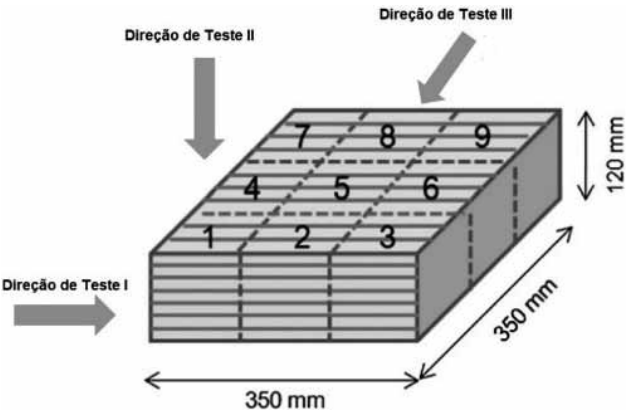


Figura 2 Direções de ensaio [5]

Em 2022, Han et al. [8] conduziu um estudo de resistência à compressão de paredes impressas em 3D. As paredes impressas testadas aos 28 dias, em duas direções (uma perpendicular à seção do filamento e outra perpendicular às interfaces horizontais das camadas) apresentaram resistência à compressão de 49,3 MPa e 40,8 MPa respetivamente. No mesmo estudo [8], propõe-se que a fórmula utilizada para o cálculo da capacidade de resistência de compressão seja diferente da usada para betão convencional uma vez que as paredes de betão impressas em 3D têm fatores impactantes como as imperfeições iniciais; a fragilidade inerente ao processo de impressão, que reduz a resistência mecânica dos

materiais; a relação entre a altura e a espessura das camadas pois afeta significativamente as cargas de rotura; a incerteza técnica na impressão; fatores ambientais entre outros.

Han et al. concluíram que a resistência das suas paredes à compressão uniaxial foi inferior ao exetável, (entre 30 a 60% da resistência expectável pela área da parede e resistência da argamassa), com mecanismo de rotura caracterizado por fissuras verticais que se desenvolvem de baixo para cima, seguidas pela formação de fissuras transversais verticais e pelo colapso súbito do espécime com cargas geralmente inferiores a 1250 kN.

Os ensaios apresentados neste artigo iniciaram-se pela conceção da argamassa paralelamente à conceção da geometria da parede. A argamassa foi posteriormente caracterizada e a parede, após conceção, foi modelada em G-Code, a linguagem de programação utilizada pela impressora. Estando as condições reunidas foi possível a impressão das paredes. Foram impressas quatro paredes para a realização de ensaios de compressão, tendo-se caracterizado a argamassa constituinte de cada uma.

2 Impressão 3D

2.1 Metodologia de impressão

Foram impressas quatro paredes que se designaram por modelos 0 a 3. Os parâmetros de impressão foram definidos em função do caudal mínimo da bomba, da geometria pretendida para a parede e de testes preliminares. Estes parâmetros são a velocidade de impressão (dependente do caudal e da geometria da parede, especialmente no que respeita às curvas do caminho de impressão) e a altura de cada camada (que depende do caudal e da velocidade de impressão).

As amassaduras foram realizadas na misturadora de 35 litros do

laboratório de betões do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), para todas as impressões de paredes. Foram realizadas duas amassaduras por parede.

Na Figura 3 apresenta-se a impressão de um dos protótipos.



Figura 3 Impressão das paredes

2.2 Geometria da parede e caminho de impressão

O processo de impressão é composto essencialmente por três fases [9]: preparação da impressão, preparação do material e impressão. As paredes foram impressas com bomba e robot cartesiano do c⁵Lab. A impressora é constituída por bomba de parafuso, funil, sistema rotor/estator, mangueira e bocal. A mangueira e o bocal estão ligados ao robot cartesiano, que é controlado por computador (Figura 4 e Figura 5).

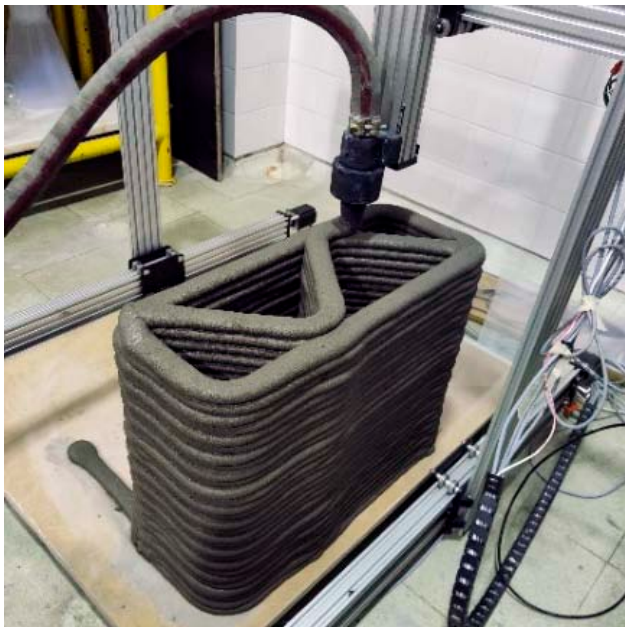


Figura 4 Pórtico, mangueira e sistema de bocal da impressora 3D



Figura 5 Bomba, rotor, funil e mangueira de impressora 3D

A definição do caminho de impressão é determinante, para que se evite a sobreposição de camadas à mesma cota - por exemplo, na ligação das diagonais com as paredes exteriores (Figura 6).

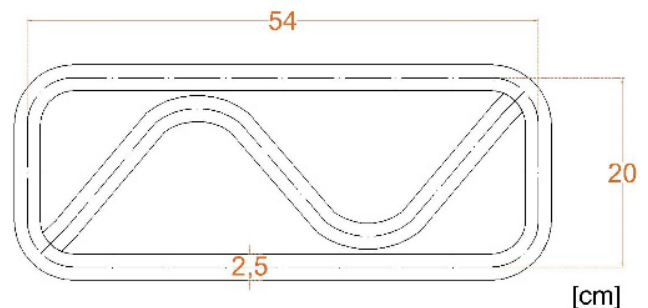


Figura 6 Geometria da secção transversal da parede

Para evitar assimetrias, o caminho de impressão foi também definido de forma a que o ponto de mudança de cota alterne entre dois pares de coordenada (x, y) diferentes, conduzindo a um caminho para as camadas ímpares (Figura 7) e um caminho para as camadas pares (Figura 8).

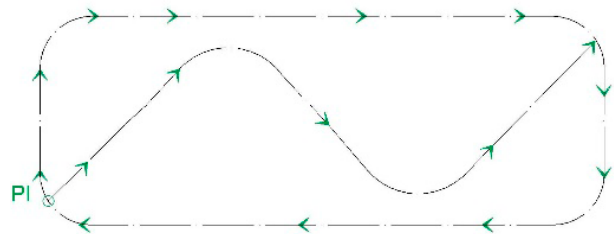


Figura 7 Caminho de impressão da camada ímpar

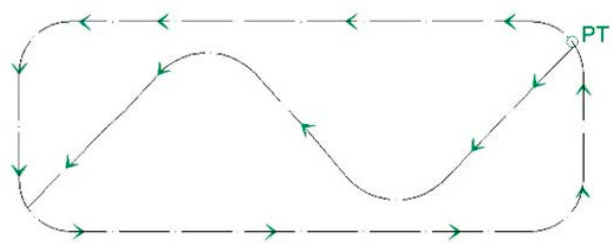


Figura 8 Caminho de impressão da camada par

O caminho mostrado tem um ponto inicial (PI), assim como um ponto de transição (PT) onde ocorre mudança de sentido de direção da impressão. O caminho de impressão definido resulta nos protótipos mostrados na Figura 9, mostrando-se: i) canto sem ponto de transição e ii) canto com ponto de transição nas camadas pares.

Uma vez definida a geometria da parede, preparou-se o ficheiro G-Code com a definição do caminho de impressão a percorrer

pela impressora. Neste processo recorreu-se à utilização de dois simuladores de impressão [7-8] de forma a validar o código.

2.3 Constituição da argamassa de impressão

A composição da argamassa é apresentada no Quadro 2. Esta argamassa foi definida com base nas seguintes condições:

- Recurso ao menor número de matérias-primas possível (esta argamassa é parte das argamassas de referência de linha de investigação a longo prazo, pretendendo-se que as matérias-primas sejam constantes ao longo do tempo);
- Resistência elevada (por exemplo, para viabilizar o recurso utilização como cofragem colaborante, em futuras aplicações com pré-esforço e em elementos esbeltos de alta resistência);
- Necessidade de garantir construtabilidade e extrudabilidade, através de comportamento tixotrópico (para se evitar o recurso a adjuvantes adicionais);



Canto sem ponto de transição



Canto com ponto de transição nas camadas pares

Figura 9 Excentricidades entre camadas pares e ímpares e ponto de transição

Quadro 2 Composição da argamassa (kg/m³)

Designação	Areia 0/2	CEM II A/L 42,5R	Filler calcário	Sílica de fumo	Superplastificante	Água
SP1	1075	775	145	80	13,25 (1,32% dos finos)	200
SP2	1075	775	145	80	14,66 (1,46% dos finos)	200

- Extrudabilidade durante mais de 45 minutos e boa qualidade superficial da argamassa após deposição;
- Diâmetro máximo do agregado inferior a 3 mm (folga entre o rotor e estator).

O adjuvante tem como base polímeros de éter policarboxílico, sendo um superplastificante com função secundária a aceleração do endurecimento. O cumprimento destas condições resulta numa argamassa com teor de finos e adjuvante elevados (para garantia de tixotropia e extrudabilidade). Tal implica impactes económicos e ambientais relevantes, que são mitigados pelo menor volume de argamassa em comparação com uma parede em betão convencional, devido à liberdade geométrica da impressão 3D. Caso se pretenda uma argamassa com resistência inferior, ou com adição de adjuvantes adicionais, tais como agentes modificadores de viscosidade (por exemplo, hidroxipropilmetilcelulose) [12] seria possível obter argamassas com menor teor de ligante e impactes ambientais inferiores.

No decorrer deste estudo, utilizaram-se dois lotes do mesmo plastificante, tendo-se observado diferenças na caracterização da argamassa. Este tema é abordado na próxima secção. Devido a esta diferença, as argamassas são designadas como sendo produzidas com o lote 1 (SP1, utilizado para a produção do Modelo 0 e do Modelo 1) e com o lote 2 do adjuvante (SP2, utilizado para a produção do Modelo 2 e do Modelo 3).

3 Ensaios laboratoriais

3.1 Ensaios de caracterização da argamassa

3.1.1 Ensaio de espalhamento

O espalhamento das argamassas foi caracterizado segundo a norma NP EN 12350-5, [13]. O espalhamento médio inicial de todas as argamassas variou entre 141 mm e 151 mm, sendo que o espalhamento ao fim de 45 minutos foi de 135 ± 5 mm e ao fim de 90 minutos foi de 115 ± 10 mm.

3.1.2 Resistência à flexão e compressão

As argamassas das amassaduras utilizadas para produzir os Modelos 0, 2 e 3, foram caracterizadas por ensaios de resistência à tração por flexão (NP EN 12390-5 [14]) e resistência à compressão (NP EN 12390-3 [15]).

Não se observaram diferenças quantitativas acentuadas de resistência à flexão entre as argamassas produzidas com SP1 e SP2, Figura 10. No entanto, a tendência para o aumento da resistência ao longo da idade verifica-se de forma mais acentuada na argamassa com adjuvante SP2.

A gama de resistências obtidas é comum a outros estudos referentes a impressão 3D. Por exemplo, o estudo de Hoffmann *et al.* [16] utilizou uma argamassa com resistência à compressão de 113,7 MPa aos 28 dias.

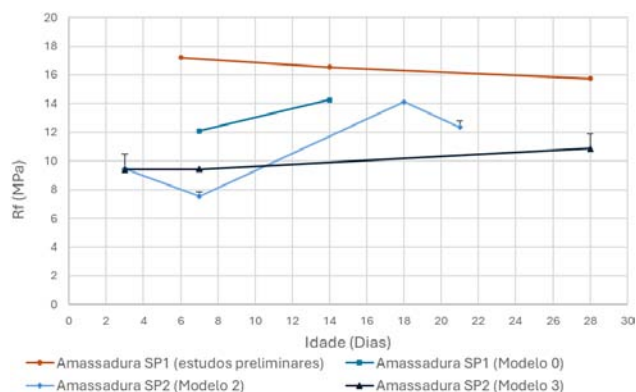


Figura 10 Comparação da resistência à flexão das argamassas

Na Figura 11 verifica-se que a argamassa produzida com SP2 apresenta resistência à compressão inferior à argamassa com adjuvante SP1.

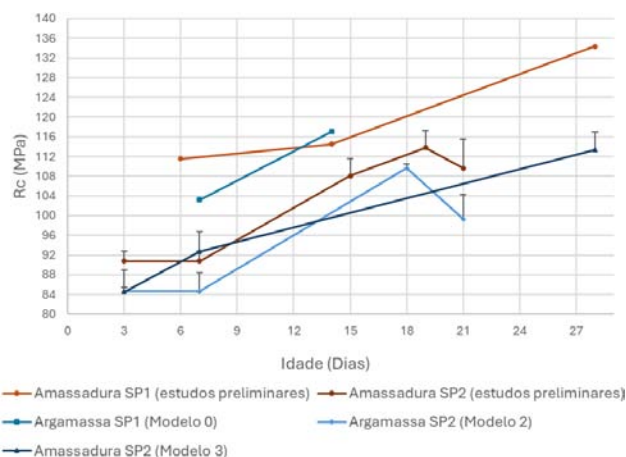


Figura 11 Comparação da resistência à compressão das argamassas

3.2 Ensaio à compressão axial das paredes

3.2.1 Instrumentação dos modelos

Após a impressão e respetiva cura do betão, as paredes foram transportadas para a sala de ensaios, onde permaneceram até à realização dos mesmos. Devido à disponibilidade dos meios de ensaio, a cura das paredes foi cerca de 41 dias para o Modelos 0, 40 dias para o Modelo 1, 18 dias para o Modelo 2 e 9 dias para o Modelo 3. As faces superiores das paredes foram regularizadas para distribuição da força e para evitar a concentração de tensões, especialmente na fase inicial do ensaio. Esta regularização foi efetuada com recurso a argamassa com resistência superior à da argamassa utilizada na impressão. Previamente ao ensaio de compressão cada modelo foi medido, pesado e instrumentado.

Com base nos estudos de [17], os modelos foram instrumentados com transdutores de deslocamento do tipo W20 (com um campo de medição de ± 20 mm), com os quais foi possível obter deslocamentos verticais em quatro pontos da parede. Devido à ausência de ensaios semelhantes aos realizados, não foi possível prever qual o tipo de mecanismo de rotura, tendo-se optado pela colocação da instrumentação fora da parede, permitindo o acompanhamento desde o início do ensaio até ao colapso e evitando-se danos nos transdutores em caso de rotura abrupta. Na Figura 12 apresenta-se um esquema dos pontos de medição dos Modelos.

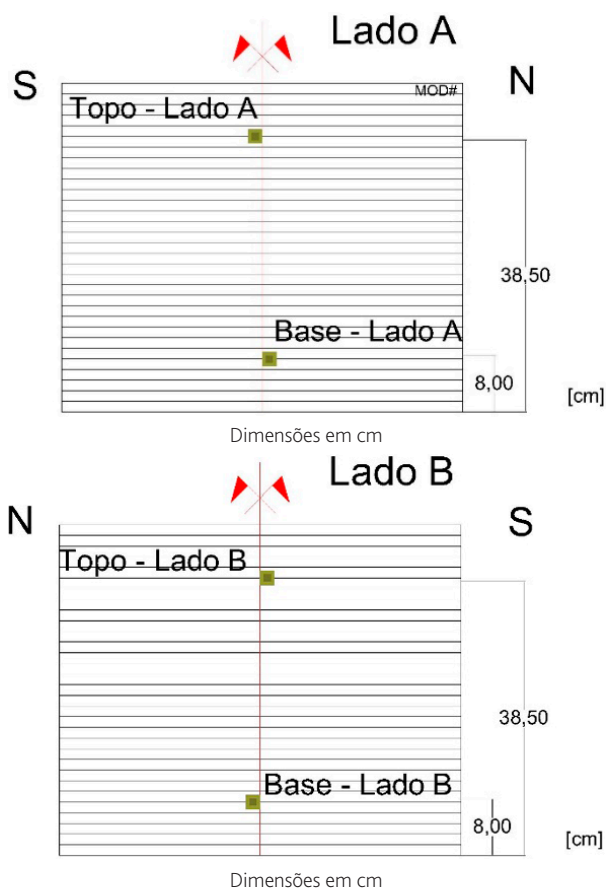


Figura 12 Esquema dos pontos de medição dos modelos

Os transdutores foram fixos ao prato inferior da prensa através de uma base magnética. Os pontos de medição da parede foram colados à parede e ligados ao transdutor de deslocamento através de um fio de aço, conforme se mostra na Figura 13. O fio foi encaminhado por roldanas, também fixas ao prato inferior da prensa através de bases magnéticas. Adicionalmente, foram ainda colocados dois transdutores do tipo W50 (com um campo de medição de ± 50 mm), sobre o prato superior da prensa para medir as deformações totais da parede desde o início do ensaio até à sua rotura de uma forma segura.



Figura 13 Instrumentação do modelo

3.2.2 Ensaio à compressão axial

O equipamento utilizado para o ensaio à compressão axial das paredes foi a Prensa MFL UPS 5000 V. Este equipamento, do fabricante ROELL+KORTHAUS, é uma máquina servohidráulica funcionando em regime estático com capacidade de carga máxima

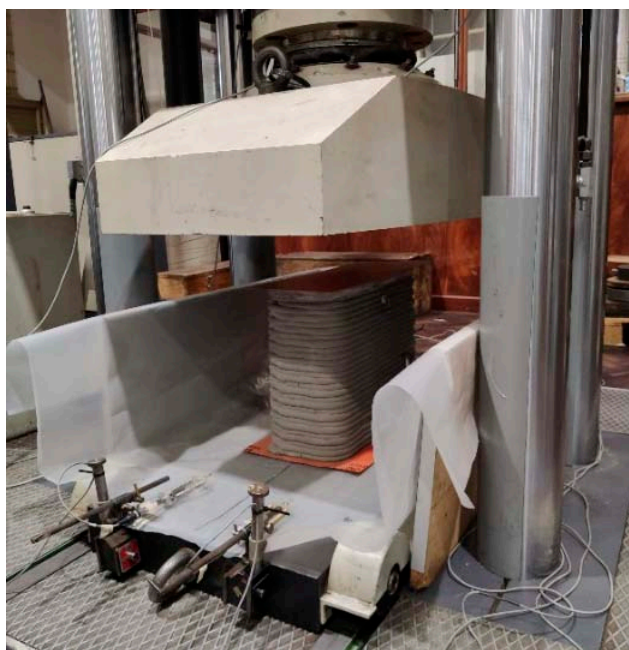


Figura 14 Modelo instrumentado e preparado para ensaio à compressão axial



Figura 15 Mecanismo de rotura obtido após ensaio do modelo 2

à compressão de 5000 kN [17]. O prato inferior desta prensa é deslizante, sobre dois perfis metálicos embutidos no pavimento (Figura 13), permitindo a preparação e instrumentação dos modelos mais comodamente fora da área da prensa. Após a preparação, a plataforma desliza até à zona da prensa onde é travada e o ensaio realizado.

Os ensaios de resistência à compressão axial realizaram-se com controlo em deslocamento a uma velocidade de ensaio de 0,0037 mm/s com base nos testes iniciais realizados no Modelo

0, tendo em conta tanto a força de rotura estimada com base nos resultados da resistência à compressão da argamassa, como a recomendação na norma NP EN 1052-1 [18] de que a duração do ensaio não deve exceder 30 minutos. Esta norma respeita a ensaios em paredes de alvenaria e foi utilizada como referência pois não há qualquer tipo de regulamentação para o ensaio de elementos de betão produzidos por impressão 3D. De forma a ser possível calcular extensões, seria necessário obter os deslocamentos Base e Topo de cada lado. No entanto, os dados do ponto Base do lado B foram desconsiderados devido a anomalias do equipamento.

Na Figura 14 apresenta-se um dos modelos preparado para realização do ensaio à compressão e a Figura 15 apresenta o mecanismo de rotura após ensaio.

A força máxima aplicada variou entre 1662 e 2595 kN, sendo o modelo 3 o que apresentou maior força máxima resistente, conforme apresentado no Quadro 3. A força média atingida foi de 2132 kN, com um desvio padrão de 332 kN

A área de secção da base do modelo foi medida previamente ao ensaio, uma vez que a área medida no topo não seria representativa devido à camada de regularização. Após a rotura de cada parede modelo foi efetuada a medição da largura de cada camada a meia altura (exceto no modelo 0), verificando-se, como seria de esperar, que a camada inferior é mais larga do que as restantes devido ao processo construtivo. Assim, optou-se por reajustar a área medida na base dos modelos tendo em conta a relação entre a largura da camada inferior e a largura média de todas as camadas. De referir que, em todos os modelos, a área crítica não será a área da base, uma vez que esta está comprimida com o peso próprio de todas as camadas sobrejacentes. A área crítica corresponderá à camada de menor área, que é de difícil obtenção. Por esta razão foi considerada a área de secção média corrigida

Quadro 3 Características dos modelos impressos e força de compressão máxima à rotura

Característica	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Idade do modelo no dia do ensaio (dias)	40	41	18	10
Número de camadas	28	27	29	30
Área da secção (cm ²)	567*	803	724	565
Massa (kg)	–	58	76	76
Fcompressão_máxima (kN)	2082	1662	2190	2595
Fcompressão expetável provete (kN)	6637	10798	7941	5240
% atingida de força máxima	31%	15%	28%	50%
Resistência à compressão da argamassa (MPa)	117**	134***	109****	92*****
Resistência à compressão da parede (MPa)	37	21	30	46

- * Área não medida após ensaio - foram consideradas dimensões de projeto
** Provete da mesma argamassa impressa ensaiado aos 14 dias
*** Provete de argamassa da mesma composição ensaiado aos 28 dias
**** Provete da mesma argamassa impressa ensaiado aos 18 dias (mesma idade do modelo 2)
***** Provete da mesma argamassa impressa ensaiado aos 7 dias

Ainda no Quadro 3 apresenta-se uma comparação entre a capacidade resistente experimental à compressão e a resistência

expectável, calculada através da resistência à compressão da argamassa (secção 3.1.2 Resistência à flexão e compressão) e a secção transversal da parede, assumindo que a distribuição de tensões na parede é uniforme, que não há imperfeições e que a resistência da parede é adequadamente deduzida pelas propriedades de provetes normalizados de argamassa.

A capacidade resistente experimental representa entre 15 a 50% da força que seria expectável pela caracterização da argamassa. Estes resultados concordam com o verificado em [8], onde paredes de betão semelhantes resistiram a cerca de 37% da carga máxima que a caracterização do betão indicava. A tensão de compressão máxima dos modelos situa-se entre cerca de 21 a 46 MPa, verificando-se maior resistência nos modelos 0 e 3. O seu valor médio é de 33,39 MPa com um desvio padrão de 9,21 MPa.

Como seria expectável, os deslocamentos são maiores nos transdutores de Topo (Lado A e B) uma vez que estes se localizaram em cota superior. No modelo 1 e 2 o deslocamento em Topo Lado B foi superior ao verificado no Topo Lado A verificando-se o contrário no Modelo 3.

Os transdutores colocados no prato superior da prensa, prensa Lado A e B registaram deslocamentos superiores que podem ser justificados por deslocamentos não contabilizados nas superfícies de contacto, como as irregularidades da regularização feita, com os pratos da prensa e pelo encosto do prato superior da prensa numa fase inicial de ensaio. Analisando os modelos 2 e 3 no gráfico de tensão versus extensão, Figura 16, verifica-se que o módulo de deformabilidade dos Modelos foi em média 9,15 GPa, sendo que o valor da extensão foi obtido considerando as deformações medidas no prato da prensa (E_{Prensa}). Tendo em conta as propriedades da argamassa e a sua resistência à compressão estima-se que o módulo de deformabilidade da argamassa se situe entre 30 a 40 GPa. A diferença verificada entre os valores referidos relaciona-se com fatores mencionados anteriormente, tais como deslocamentos não contabilizados nas superfícies de contacto ou possíveis irregularidades na regularização.

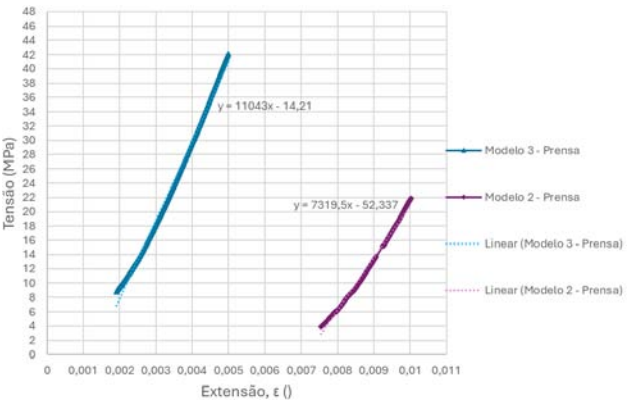


Figura 16 Gráfico de tensão versus extensão (ϵ) dos modelos 2 e 3

O modelo 0 não foi instrumentado, pelo que não foi possível analisar a deformabilidade. No modelo 1, durante o ensaio, quando a força exercida pela prensa era cerca de 100 kN verificou-se uma fenda a meio vão na lateral do lado A, perto da instalação da instrumentação

(Topo Lado A), pelo que este modelo não foi considerado na análise da deformabilidade. Tal como verificado na relação entre a tensão de rotura nos provetes de argamassa e na tensão de rotura dos modelos expressas em percentagem relacionável, o mesmo poderá ser afirmado relativamente ao módulo de deformabilidade (E) calculado, ou seja, a tensão não é distribuída de forma uniforme pela área da parede. No modelo 2 verifica-se que o módulo de deformabilidade é 21% do módulo de deformabilidade previsto da argamassa (média de 35 GPa). Relativamente ao modelo 3 esta relação é de 31%, conforme apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 Comparação de características dos modelos

Parâmetros	Modelo 0	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Altura do modelo (cm)	-	44,98	46,48	48,72
% atingida de força máxima	31%	15%	28%	50%
Resistência à compressão da parede (MPa)	37	21	30	46
E_{Prensa} (GPa)	-	-	7,32	11,04
% $E_{\text{Prensa}}/E_{\text{Argamassa}}$	-	-	21%	31%

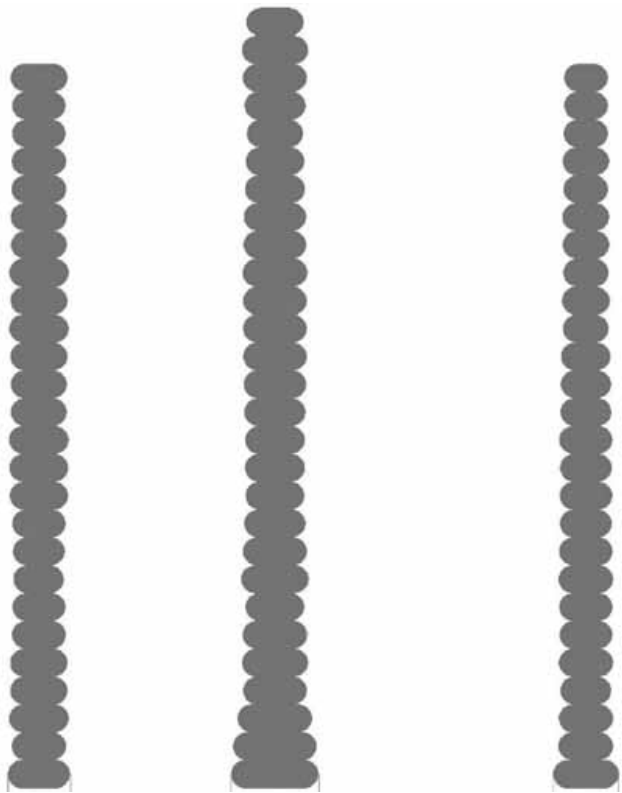


Figura 17 Comparação de largura de camadas do modelo 1, 2 e 3, da esquerda para a direita

Constatou-se que a relação de altura/largura de cada camada de argamassa não é uma relação constante, mas sim que varia em altura e, ao longo dos modelos, conforme se exemplifica na Figura 17. Uma característica constante é que a primeira camada, de base, é a camada mais larga, sendo expectável uma vez que a altura da primeira camada é também definida pelo posicionamento de altura do bocal no início da impressão (parâmetro definido e mantido constante ao longo dos Modelos). Para além do último aspeto referido esta camada suporta o peso de todas as camadas superiores.

No geral os modelos apresentam comportamento similar, destacando-se o modelo 3 pela maior capacidade resistente experimental. A capacidade resistente experimental representa entre 15 a 50% da força que seria expectável pela caracterização da argamassa, verificando-se dispersão de resultados.

4 Notas complementares e desenvolvimentos futuros

A maioria dos estudos sobre impressão 3D de betão diz respeito ao desenvolvimento de misturas, havendo poucos estudos sobre o comportamento estrutural de elementos produzidos com as mesmas. Tal é um entrave à adoção da tecnologia de impressão pela indústria. Com esse intuito, desenvolveu-se este estudo, referente ao comportamento à compressão uniaxial de paredes de betão simples produzidas por impressão 3D.

Ao longo da campanha experimental algumas dificuldades foram sentidas como situações imprevistas na impressão que devem ser contabilizadas. O equilíbrio entre construtabilidade e extrusabilidade é crucial pelo que a análise da constituição do betão ou argamassa a imprimir deve ser um parâmetro a ter em conta em cada caso. O recurso a betões com quantidades elevadas de SP e reduzida dimensão do agregado traduz-se numa solução para que seja garantido que o sistema rotor/estator não seja obstruído para além da construtabilidade da argamassa e manutenção da sua trabalhabilidade.

Em relação à capacidade de resistência à compressão, os modelos apresentaram comportamento expectável, tendo em conta outros trabalhos de investigação semelhantes [8, 9, 16], apresentando uma relação de força máxima de ensaio/força considerando a resistência da argamassa registada em média de 31% com um desvio padrão de 12%. O mecanismo de rotura é frágil e caracterizou-se pela formação de fissuras verticais que se propagam ao longo da parede corroborando o observado em [8].

Os modelos impressos são elementos frágeis, não só por o betão estar sujeito a compressão pura, como também devido à tecnologia de impressão 3D, que é propensa a maiores imperfeições que a produção convencional de betão.

Recomenda-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- A normalização de ensaios de caracterização de argamassa, no estado fresco e endurecido, sendo particularmente relevante a definição de ensaios para a caracterização e provetes impressos;
- O estudo de efeitos de escala e do número de camadas no comportamento estrutural;

- O estudo da anisotropia de elementos produzidos por impressão 3D, para melhor compressão do comportamento estrutural e para viabilizar a modelação numérica deste tipo de betão
- O estudo das propriedades da interface entre camadas, incluindo como otimizar a sua resistência em função dos parâmetros de impressão e tipo de bocal utilizado;
- A realização de ensaios de corte e compressão diagonal em protótipos de parede;
- O comportamento de paredes com armadura ou fibras;
- Desenvolvimento de modelos numéricos para simulação, numa primeira fase dos resultados experimentais e posteriormente a sua utilização em estruturas reais.

Referências

- [1] Zhang, C.; Nerella, V.N.; Krishna, A.; Wang, S.; Zhang, Y.; Mechtcherine, V.; Banthia, N. – "Mix design concepts for 3D printable concrete: A review." *Cement and Concrete Composites*. 2021;122:104155. doi:10.1016/j.cemconcomp.2021.104155
- [2] Ma, G.; Li, Z.; Wang, L. – "Printable properties of cementitious material containing copper tailings for extrusion based 3D printing." *Construction and Building Materials*. 2018;162:613–627. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.12.051
- [3] Karpova, E.; Skripkiunas, G.; Sedova, A.; Tsimbalyuk, Y. – "Additive manufacturing of concrete wall structures" Yazyev B, editor. E3S Web of Conferences. 2021;281:03007. doi:10.1051/e3sconf/202128103007
- [4] Rahul, A.V.; Santhanam, M.; Meena, H.; Ghani, Z. – "Mechanical characterization of 3D printable concrete." *Construction and Building Materials*. 2019;227:116710. doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.116710
- [5] Le, T.T.; Austin, S.A.; Lim, S.; Buswell, R.A.; Law, R.; Gibb, A.G.F.; Thorpe, T. – "Hardened properties of high-performance printing concrete." *Cement and Concrete Research*. 2012;42(3):558–566. doi:10.1016/j.cemconres.2011.12.003
- [6] Skibicki, S.; Techman, M.; Federowicz, K.; Olczyk, N.; Hoffmann, M. – "Experimental Study of Hardened Young's Modulus for 3D Printed Mortar". *Materials*. 2021;14(24):7643. doi:10.3390/ma14247643
- [7] CEN. BS EN 12390-13:2021 – Testing Hardened concrete: Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression. 2021.
- [8] Han, X.; Yan, J.; Liu, M.; Huo, L.; Li, J. – "Experimental study on large-scale 3D printed concrete walls under axial compression." *Automation in Construction*. 2022;133:103993. doi:10.1016/j.autcon.2021.103993
- [9] Jo, J.H.; Jo, B.W.; Cho, W.; Kim J. H. – Development of a 3D Printer for Concrete Structures: Laboratory Testing of Cementitious Materials. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2020;14(1):13. doi:10.1186/s40069-019-0388-2
- [10] Luciano, X. – NC Viewer // GCode Viewer and Machine Simulator. 2018 [accessed 2023 Apr 21]. <https://ncviewer.com/>
- [11] Nraynaud – G-code simulator. 2020 [accessed 2023 Apr 21]. <https://nraynaud.github.io/webgcode/>
- [12] Chen, Y.; Chaves Figueiredo, S.; Yalçinkaya, Ç.; Çopuroğlu, O.; Veer, F.; Schlangen, E. – The "Effect of Viscosity-Modifying Admixture on the Extrudability of Limestone and Calcined Clay-Based Cementitious Material for Extrusion-Based 3D Concrete Printing". *Materials*. 2019;12(9):1374. doi:10.3390/ma12091374
- [13] IPQ - NP EN 12350-5 - Ensaios de betão fresco. Parte 5: ensaio de mesa de espalhamento. 2009.
- [14] IPQ - NP EN 12390-5 - Ensaios do Betão Endurecido. Parte 3: Resistência à flexão dos provetes. 2009.
- [15] IPQ - NP EN 12390-3 - Ensaios do Betão Endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes. 2009.
- [16] Hoffmann, M.; Skibicki, S.; Pankratow, P.; Zieliński, A.; Pajor, M.; Techman, M. – "Automation in the Construction of a 3D-Printed Concrete Wall with the Use of a Lintel Gripper." *Materials*. 2020;13(8):1800. doi:10.3390/ma13081800
- [17] Marques, A.I. – "Reabilitação de edifícios antigos: redução da vulnerabilidade sísmica através do reforço de paredes." Universidade de Lisboa, IST; 2020.
- [18] IPQ - NP EN 1052-1 - Método de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão. 2002.

Avaliação da influência das transversinas na distribuição de momentos fletores em pontes curvas de concreto armado

Evaluation of the influence of diaphragms in the bending moment distribution in curved bridges of reinforced concrete

Valberllan Albuquerque Ribeiro

Karen Marcelino

José Neres Filho

Yngrid Rayane Nascimento

Arthur Rebouças

Resumo

Este artigo apresenta um estudo paramétrico sobre a influência das transversinas e da rigidez do tabuleiro de pontes, com traçado longitudinal curvo no plano horizontal, na distribuição de momento fletor devido às cargas móveis. Para a análise do comportamento de pontes com traçados curvos, foram utilizados modelos analíticos de cálculo, bem como modelos numéricos, através do método dos elementos finitos. Os resultados mostraram que a inclusão de transversinas intermediárias tornou a distribuição de momento fletor mais semelhante para a maioria dos modelos analisados. No que se refere às consequências obtidas no comportamento das pontes curvas, ocasionadas pela elevação da quantidade de transversinas intermediárias, essas tornam-se essenciais para pontes com menores raios de curvatura. Ademais, no tocante à influência da adição das transversinas na comparação entre diferentes métodos de análise estrutural, conclui-se que existe uma tendência de equivalência na distribuição de esforços à medida que se eleva a quantidade desses elementos.

Abstract

This article presents a parametric study on the influence of diaphragms and the rigidity of the bridge deck, with a curved longitudinal layout in the horizontal plane, in the distribution of bending moment due to moving loads. For analyzing the behavior of bridges with curved layouts, analytical models were used, as well as numerical models through the finite element method. The results showed that the inclusion of intermediate diaphragms made the bending moment distribution more similar for most of the analyzed models. Regarding the consequences caused by the increase in the number of intermediate diaphragms on curved bridges, these elements became essential for bridges subjected to lower curvature ratios. Moreover, regarding the influence of the addition of intermediate diaphragms in the comparison between different analysis methods, it is seen that there is a trend of equivalence on the distribution of internal forces as the amount of these elements is increased.

Palavras-chave: Pontes curvas / Transversinas / Momento fletor / Método dos elementos finitos

Keywords: Curved bridges / Diaphragms / Bending moment / Finite element method

Valberllan Albuquerque Ribeiro

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal, Brasil
valberllan.albuquerque@gmail.com

Karen Marcelino

Engenheira Civil
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal, Brasil
karen.marcelino.106@ufrn.edu.br

José Neres Filho

Professor associado
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal, Brasil
jneres@ect.ufrn.br

Yngrid Rayane Nascimento

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal, Brasil
yngrid.rayane.eng@gmail.com

Arthur Rebouças

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal, Brasil
arthur.reboucas@ifrn.edu.br

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.

RIBEIRO, V. [et al.] – Avaliação da influência das transversinas na distribuição de momentos fletores em pontes curvas de concreto armado. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 53-66. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-005>

1 Introdução

A evolução das técnicas de construção, as exigências de tráfego cada vez maiores – principalmente no tocante ao conforto e à segurança dos usuários –, bem como as limitações de espaços físicos, verificadas preponderantemente nos centros urbanos, fizeram com que os aspectos geométricos passassem a comandar os projetos de estruturas de pontes. Assim, as pontes com curvaturas horizontais em planta passaram a ser empregadas em maior quantidade, nas concepções habituais de projetos. Além de atender aos quesitos supracitados, essas estruturas desfrutaram, ainda, de grande apelo estético, tornando-as importantes marcos arquitetônicos e tecnológicos e estimulando o desenvolvimento urbano de áreas específicas nas grandes cidades.

Por volta do final dos anos 1980, nos Estados Unidos, duas associações renomadas, a AASHTO (*American Association of State Highway Transportation Officials*) e a ASCE (*American Society of Civil Engineers*), se uniram para criar um comitê com o objetivo de compilar o maior número de resultados possíveis sobre o dimensionamento de pontes curvas em vigas. Segundo Zureick e Naqib [1], no ano de 1980, foi publicado, pela AASHTO, o primeiro “*Guide specifications for horizontally curved highway bridges*”. Ainda de acordo com os autores, a partir do início dos anos 1990, foi criado o *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) com o intuito de reunir as principais universidades e centros de pesquisa sobre transportes dos Estados Unidos, a fim de elucidar algumas dúvidas sobre o dimensionamento de pontes curvas, gerando diversas publicações.

Alguns estudos técnicos acerca do comportamento estrutural de pontes curvas podem ser elencados na literatura acadêmica em nível nacional, mas nenhum esforço massivo, como o desenvolvido nos Estados Unidos, tem sido realizado com o objetivo de desenvolver estudos mais efetivos sobre o comportamento dessas pontes, com intuito de inclui-los na ABNT NBR 7188:2013 [2]. Portanto, a elaboração dos projetos estruturais de pontes em escritórios de cálculo nacionais ainda se baseiam em normas estrangeiras, que adotam metodologias diferentes de composição de trem-tipo e realizam análises mais padronizadas aos métodos construtivos e materiais utilizados em seus países, os quais, muitas vezes, são incompatíveis com aqueles brasileiros, por questões econômicas e culturais da engenharia de cada país.

Assim, o objetivo principal desta pesquisa é realizar um estudo paramétrico sobre a influência das transversinas e da curvatura de pontes na distribuição de momento fletor devido à carga móvel da ABNT NBR 7188:2013 [2]. O diferencial desta pesquisa se baseia na tentativa de investigar os fatores de distribuição de momento fletor devido à carga móvel (FDMFs), considerando a rigidez do tabuleiro das pontes. A análise paramétrica foi baseada nos resultados obtidos a partir da construção de modelos numéricos para sistemas estruturais de pontes curvas, com o auxílio do método dos elementos finitos e de resultados de uma formulação analítica simplificada para a obtenção de tais fatores.

2 Comportamento das pontes curvas

A torção assume relevante importância nos sistemas estruturais de pontes curvas. Segundo Martins [3], isso se dá devido à tipologia curva da estrutura, bem como às elevadas ações concentradas e excêntricas existentes nesses sistemas estruturais. As ações excêntricas que incidem no tabuleiro geram elevados momentos torçores nas vigas longitudinais que vencem os vãos das pontes curvas, logo, tais solicitações não podem ser desprezadas. Observa-se, então, que o comportamento estrutural de pontes curvas no plano horizontal é bem diferente daquele relacionado a pontes com traçado longitudinal retilíneo, visto que a curvatura existente, bem como os parâmetros geométricos, influencia diretamente a análise estrutural, tornando-a mais complexa.

Sendo assim, considerando-se apenas o traçado da ponte, tem-se como principais parâmetros de análise: i) raio de curvatura (R); ii) comprimento do arco que determina o vão da ponte (L); iii) corda – reta que liga os dois extremos da curva (c); e iv) ângulo central delimitado pelos apoios extremos (ϕ).

A Figura 1 ilustra uma viga curva, na qual é possível analisar um elemento infinitesimal carregado apenas na direção normal ao plano horizontal. Os esforços internos atuantes no elemento são indicados – momento fletor (M), momento torçor (T) e força cortante (V).

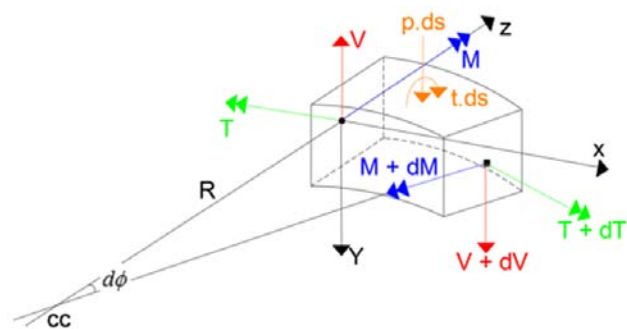


Figura 1 Elemento infinitesimal de uma viga curva

Do equilíbrio em torno dos eixos Z e X, obtêm-se, respectivamente, as Equações 1 e 2.

$$\frac{dM}{ds} = V - \frac{T}{R} \quad (1)$$

$$\frac{dT}{ds} = t - \frac{M}{R} \quad (2)$$

Verifica-se, portanto, que ocorre a participação conjunta entre o momento fletor e o momento torçor, visto que, de acordo com as Equações 1 e 2, o momento fletor gera torção na viga, ao passo que o momento torçor provoca flexão longitudinal. Vale acrescentar que, em ambas as equações supracitadas, há dependência do parâmetro geométrico de raio de curvatura, ou seja, ocorre variação tanto do momento fletor quanto do momento torçor ao longo do segmento (ds), sob influência do raio do segmento curvo (R).

Constata-se, ainda, que, no trecho do elemento infinitesimal reto, os momentos fletores e torçores são paralelos entre si. Isso faz com

que esses momentos passem a gerar rotação apenas em torno de um único eixo. Por outro lado, no trecho curvo, esses momentos deixam de ser paralelos entre si e ambos geram rotação em torno de dois eixos distintos.

No que diz respeito ao uso de transversinas em pontes retas ou curvas, Chandolu [4] afirma que, esses elementos previnem possíveis torções nas longarinas, além de garantir o devido posicionamento das vigas nos apoios, evitando excentricidades que venham a causar tombamento. Na fase de serviço, as transversinas auxiliam na distribuição dos esforços internos provenientes das cargas móveis aplicadas no tabuleiro, além de atuarem absorvendo, por flexão, as reações de torção das vigas principais. No entanto, o pesquisador sustenta que o uso das transversinas aumenta os custos e o tempo de execução, ocasionando perda de competitividade.

Araújo [5] relata que, visando maior simplicidade construtiva e consequente redução de custos, há uma tendência crescente da supressão de transversinas intermediárias em pontes de concreto. No entanto, tal simplificação não permite que se tire proveito da ação combinada das transversinas e da laje do tabuleiro na distribuição transversal da carga móvel, além do fato de reduzir a rigidez da estrutura e, portanto, torná-la mais deformável. Contudo, deve-se avaliar a relação custo-benefício estrutural que as transversinas proporcionam aos modelos estruturais.

3 Métodos de análise estrutural em pontes curvas

Segundo Logan [6], a análise estrutural é um processo de avaliação e compreensão de uma estrutura, de tal modo que se torne possível prever suas respostas e comportamentos com base em leis físicas e equações matemáticas. O principal objetivo da análise estrutural é determinar forças internas, tensões e deformações de estruturas sob vários efeitos de carga. Todos os sistemas estruturais de pontes apresentam-se constituídos no espaço tridimensional e, assim sendo, seus comportamentos também devem ser avaliados tridimensionalmente. No entanto, dependendo da complexidade estrutural da ponte, o modelo matemático pode ser reduzido a modelos bidimensionais ou unidimensionais, adotando algumas simplificações. Conforme Zureick e Naqib [1], os métodos de análise encontrados na literatura podem ser classificados em duas categorias principais: métodos aproximados e refinados.

De acordo com Fu e Wang [7], a modelagem de um sistema estrutural de ponte pode ser realizada em uma dimensão (1D) – definida como método de análise aproximada –, duas dimensões (2D) ou três dimensões (3D) – consideradas métodos de análise refinada.

Dentre os métodos de análise aproximada, existe o *V-Load*, que é um método analítico de análise da distribuição de carga móvel em pontes horizontalmente curvas, com vigas de seção transversal em "I". As cargas do método são desenvolvidas a partir de requisitos de equilíbrio entre as longarinas curvas e as transversinas. Segundo White *et al.* [8], esse método foi, inicialmente, utilizado apenas para pontes horizontalmente curvas, com seção transversal aberta de concreto armado de raio fixo, porém, a partir dos anos 1970, passou a ser utilizado para pontes mistas com laje de concreto armado e vigas de aço submetidas a cargas permanentes e móveis. O método

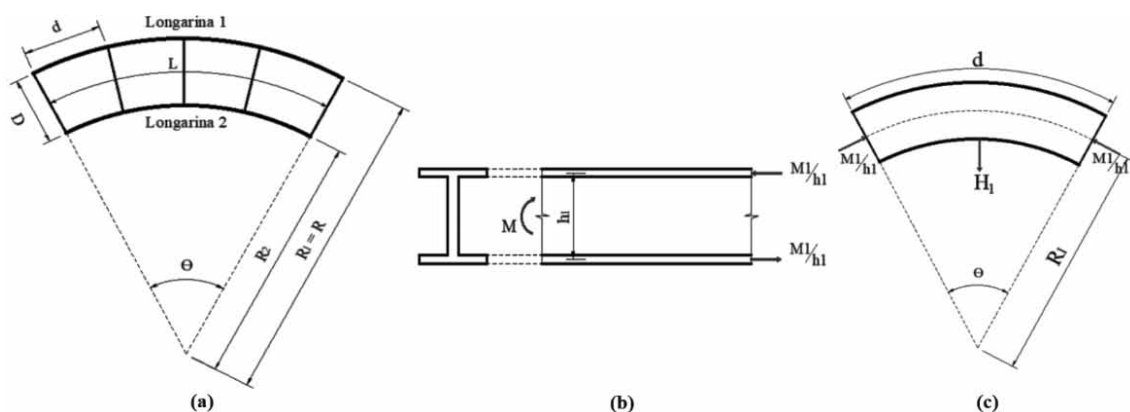


Figura 2 Ilustração dos esforços internos atuantes em uma ponte curva: a) trecho de ponte curva com duas longarinas; b) flexão longitudinal e forças na mesa da seção transversal de uma viga; e c) trecho entre transversinas com mesa superior da longarina submetida a momento fletor (Adaptado de Fiechtl *et. al.* [9])

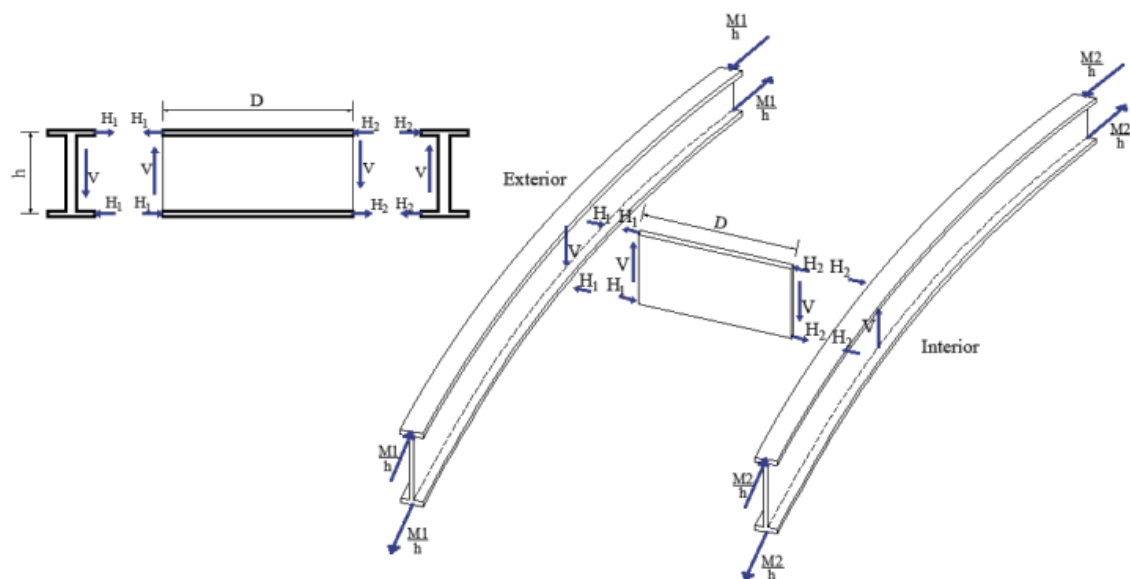


Figura 3 Seção transversal da ponte com foco nas transversinas (Adaptado de Fiechtl *et. al.* [9])

não é válido para a análise de estruturas com seção transversal fechada e considera as seguintes hipóteses simplificadoras:

- 1) Todas as longarinas devem ter a mesma rigidez a flexão longitudinal;
- 2) As forças cortantes atuantes nas longarinas, através da seção transversal, devem ser autoequilibradas; e
- 3) A distribuição das *V-Loads* é linear na seção transversal.

Vale ressaltar que as *V-Loads* são desenvolvidas a partir do equilíbrio em função do raio de curvatura (R), da largura da ponte (D) e do espaçamento das transversinas posicionadas entre as longarinas (d).

A Figura 2a mostra um trecho de ponte curva com duas longarinas e cinco transversinas espaçadas tangencialmente. Considerando que as seções das longarinas resistem ao momento fletor

inteiramente por forças longitudinais, nas mesas, a força em cada mesa da longarina 1 é M_1/h_1 , sendo h_1 a distância vertical entre os centros geométricos das mesas superior e inferior da longarina e M_1 o momento fletor. Entretanto, como as mesas das longarinas são curvas, as forças longitudinais devidas à flexão em seções distintas não se encontram em equilíbrio. A Figura 2b mostra um trecho da longarina 1, entre as duas transversinas centrais, em que as forças longitudinais na mesa superior das seções, nas extremidades do trecho, não são colineares. Para manter o equilíbrio radial da mesa, deve existir uma força na direção da transversina, que na Figura 2c é representada como H_1 . Forças similares devem ser desenvolvidas na mesa inferior da longarina.

As forças H_1 e H_2 fornecerão sempre o mesmo sentido de rotação e, nesse caso, para que o equilíbrio da transversina seja estabelecido,

é necessário que apareçam forças cortantes, chamadas de *V-Loads*, conforme indicado na Figura 3.

Segundo Monzon *et. al.* [10], para a determinação da *V-Load* em pontes com três ou mais longarinas, deve ser realizada a soma dos momentos devidos às cargas aplicadas, com a adição de um coeficiente que depende do número de longarinas. Portanto, a carga correspondente à *V-Load* é calculada pela Equação 3, em que: *D* é a distância entre os eixos das longarinas interna e externa; *R* é o raio; *d* é o espaçamento entre os contraventamentos, ou transversinas, ao longo do arco na posição da viga externa; *M_p* são os momentos primários (momentos fletores devidos às cargas externas); e *C* é o coeficiente que considera a distribuição linear das *V-Loads* de acordo com a quantidade de longarinas na seção transversal (Quadro 1).

$$V = \frac{\sum M_p}{CRD} d \quad (3)$$

Quadro 1 Coeficiente *C* para aplicação na Equação 3 (Adaptado de Fiechtl *et. al.* [9])

Número de vigas (<i>N_g</i>)	<i>C</i>
2	1,0000
3	1,0000
4	1,1111
5	1,2500
6	1,4000
7	1,5556
8	1,7143

4 Modelagem numérica via método dos elementos finitos (MEF)

A modelagem numérica desta pesquisa foi realizada com o auxílio do software CSiBridge® [11], versão 20, que é baseado no método dos elementos finitos (MEF). De acordo com Fu e Wang [7], a escolha do método de modelagem mais apropriado depende do tipo de informação que se deseja encontrar.

Como o objetivo do presente estudo foi analisar a distribuição de esforços internos transversais em pontes curvas, através dos fatores de distribuição de momentos fletores (FDMFs) devidos às cargas móveis, optou-se por utilizar modelos tridimensionais no regime linear elástico, principalmente pela capacidade de visualização concisa dos resultados, não sendo consideradas as não-linearidades física e geométrica dos elementos estruturais. Ademais, é importante ressaltar que eventuais reduções de rigidezes provocadas pela fissuração e demais efeitos reológicos do concreto também foram desconsiderados, não comprometendo os resultados obtidos nas análises.

4.1 Idealização dos modelos

Neste item, são apresentados os modelos idealizados para o estudo, no intuito de avaliar os fatores de distribuição de momentos fletores

(FDMFs) devidos às cargas móveis em pontes curvas, considerando os casos de secções transversais pré-moldadas e moldadas *in loco*.

Para tanto, inicialmente, buscou-se realizar uma análise paramétrica, variando a relação de curvatura (*L/R*) e mantendo o comprimento do vão em 60 m. Ademais, avaliou-se a influência da adição de transversinas intermediárias (TIs), bem como a precisão do método analítico aproximado *V-Load* quando comparado ao método numérico (MEF). Para captar a influência das transversinas, foram idealizados modelos, nos quais se propôs a variação da quantidade de transversinas intermediárias em 0, 1, 4 e 11 TIs – considerando a existência de duas transversinas de apoio, TAs –, para cada grupo de curvatura específica (a partir do raio infinito até um raio de 100 m), diversificando, ainda, o método construtivo (estrutura pré-moldada ou moldada *in loco*). Para tais análises, foram idealizados 4 grupos de curvatura:

- Grupo 1 (G1): Raio de curvatura infinito (ponte com traçado longitudinal reto);
- Grupo 2 (G2): Raio de curvatura igual a 300 metros (ângulo interno de 12°);
- Grupo 3 (G3): Raio de curvatura igual a 150 metros (ângulo interno de 23°); e
- Grupo 4 (G4): Raio de curvatura igual a 100 metros (ângulo interno de 34°).

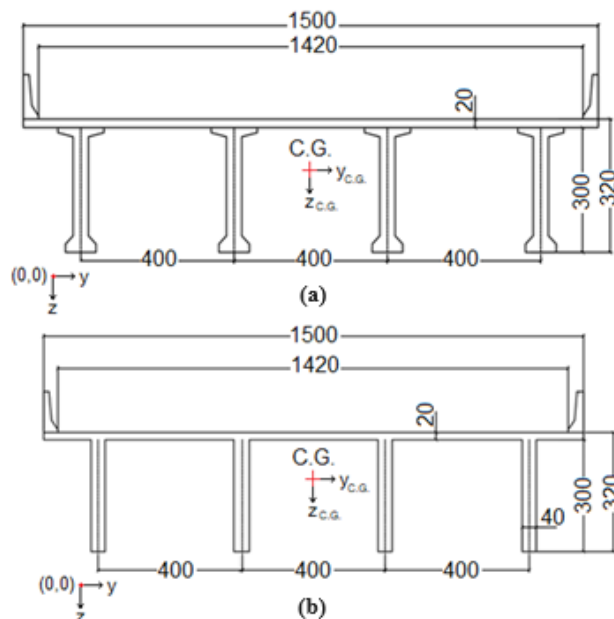


Figura 4 Seções transversais (em cm): (a) vigas I pré-moldadas (seção 1) e (b) vigas T moldadas *in loco* (seção 2)

O Quadro 2 apresenta uma síntese dos modelos propostos, bem como suas devidas nomenclaturas.

Em cada um dos quatro grupos de curvatura, optou-se por definir secções transversais com, aproximadamente, as mesmas rigidezes à flexão longitudinal, que foram medidas através do momento de inércia em relação ao eixo *y* do centro de gravidade da seção, como apresentada na Figura 4.

Quadro 2 Síntese dos modelos propostos

Grupo	Vão (m)	Raio de curvatura (m)	Ângulo central (°)	Modelo	Nomenclatura	Longarinas						Laje	Transversinas					
						Geometria	Tipo	Secção	Altura (m)	Quantidade	Espaçamento (m)	Altura (m)	Altura (m)	Quantidade TAs	Quantidade TIs	Espaçamento (m)		
1	60	∞	0	1	G1-M1	Reta		Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2		0	60
				2	G1-M2			Moldada <i>in loco</i>	T									
				3	G1-M3			Pré-moldada	I									
				4	G1-M4			Moldada <i>in loco</i>	T									
				5	G1-M5			Pré-moldada	I									
				6	G1-M6			Moldada <i>in loco</i>	T									
				7	G1-M7			Pré-moldada	I									
				8	G1-M8			Moldada <i>in loco</i>	T									
2	60	300	11,46	1	G2-M1	Curva		Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2		0	60
				2	G2-M2			Moldada <i>in loco</i>	T									
				3	G2-M3			Pré-moldada	I									
				4	G2-M4			Moldada <i>in loco</i>	T									
				5	G2-M5			Pré-moldada	I									
				6	G2-M6			Moldada <i>in loco</i>	T									
				7	G2-M7			Pré-moldada	I									
				8	G2-M8			Moldada <i>in loco</i>	T									
3	60	150	22,92	1	G3-M1	Curva		Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2		0	60
				2	G3-M2			Moldada <i>in loco</i>	T									
				3	G3-M3			Pré-moldada	I									
				4	G3-M4			Moldada <i>in loco</i>	T									
				5	G3-M5			Pré-moldada	I									
				6	G3-M6			Moldada <i>in loco</i>	T									
				7	G3-M7			Pré-moldada	I									
				8	G3-M8			Moldada <i>in loco</i>	T									
4	60	100	34,38	1	G4-M1	Curva		Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2		0	60
				2	G4-M2			Moldada <i>in loco</i>	T									
				3	G4-M3			Pré-moldada	I									
				4	G4-M4			Moldada <i>in loco</i>	T									
				5	G4-M5			Pré-moldada	I									
				6	G4-M6			Moldada <i>in loco</i>	T									
				7	G4-M7			Pré-moldada	I									
				8	G4-M8			Moldada <i>in loco</i>	T									

4.2 Materiais utilizados

Em todos os modelos, foram utilizadas as mesmas características de material, referentes ao concreto, definidas de acordo com a prática de projeto nacional e com a ABNT NBR 6118:2023 [12]. O Quadro 3 apresenta as propriedades do material.

Quadro 3 Propriedades físicas e mecânicas do material

Resistência Característica (f_{ck})	40 MPa
Módulo de Elasticidade	31870 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Peso Específico	25 kN/m ³

Os valores de resistência à compressão do concreto utilizados foram adotados tomando como referência o escopo do trabalho, bem como as classes de resistências prescritas na ABNT NBR 6118:2023 [12].

4.3 Ações atuantes

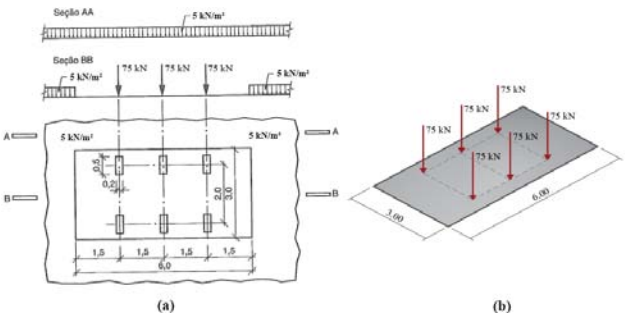


Figura 5 Carga móvel empregada (em m): a) TB-450 e b) vista 3D do veículo-tipo (Adaptado de ABNT NBR 7188:2013 [2])

Para os modelos de estudo, foi considerada somente a carga de roda do veículo-tipo TB-450, definida pela ABNT NBR 7188:2013 [2], sendo excluídas as cargas de multidão e de passeio (Figura 5). Para o cálculo dos FDMFs devidos à carga móvel, foi utilizado o caso de

carga geral, definido como aquele no qual o veículo-tipo passeia por toda a estrutura, tanto na direção transversal quanto na longitudinal.

4.4 Aparelhos de apoio e condições de contorno

As longarinas foram apoiadas diretamente sobre os encontros, através de aparelhos de apoio, de modo que todos os aparelhos de apoio restringem a translação vertical. No entanto, apenas dois aparelhos de apoio restringem, além da translação vertical a translação horizontal. A Figura 6 identifica os graus de liberdade que foram restringidos em U1, U2 e U3.

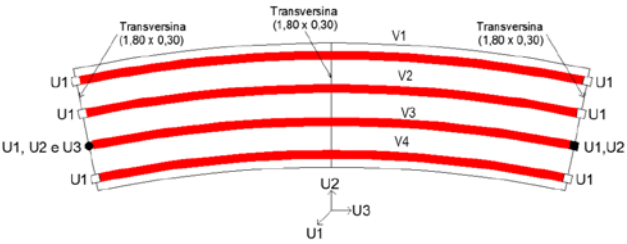


Figura 6 Condições de contorno e posicionamento das transversinas

4.5 Elementos finitos empregados

Para a ponte pré-moldada, foram adotados elementos de casca (*shell element*) com 4 nós para a modelagem das lajes e transversinas de apoio e intermediárias, ao passo que elementos de barra (*frame element*) foram empregados na representação das longarinas pré-moldadas. Esse tipo de modelagem foi utilizado nos modelos M1, M3, M5 e M7 (que constituem as pontes pré-moldadas para diferentes quantidades de TIs), para os grupos G1, G2, G3 e G4.

Para a ponte moldada *in loco*, os elementos de casca com 4 nós foram utilizados na representação das lajes, transversinas de apoio e intermediárias e vigas. Esse tipo de modelagem foi utilizado nos modelos M2, M4, M6 e M8 (que constituem as pontes moldadas *in loco* para diferentes quantidades de TIs), para os grupos G1, G2, G3 e G4.

A Figura 7 apresenta o esquema das discretizações realizadas.

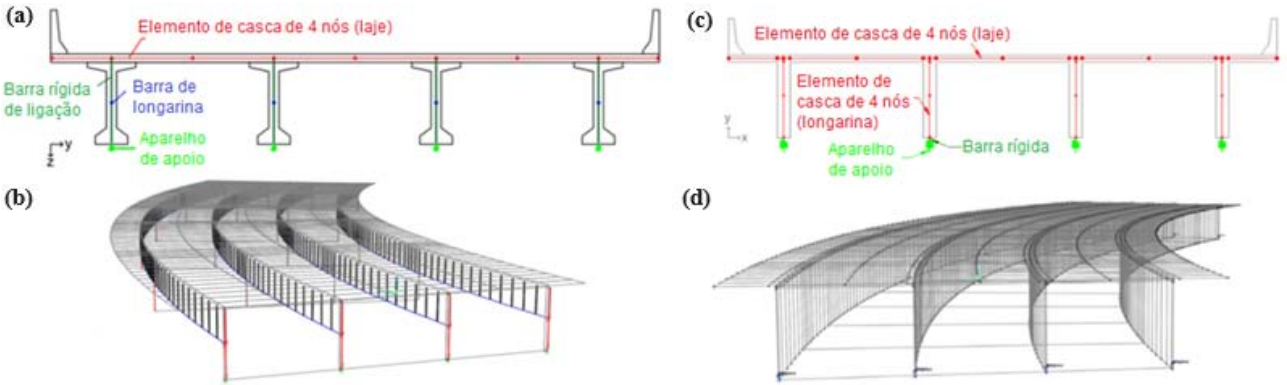


Figura 7 Discretização dos modelos de estudo: a) representação dos elementos adotados para a seção 1; b) modelagem da seção 1; c) representação dos elementos adotados para a seção 2; e d) modelagem da seção 2

5 Fatores de distribuição dos esforços

De acordo com Barker e Puckett [13], o fator de distribuição de esforços internos é definido através da relação entre o esforço interno (EI) em determinada posição longitudinal da ponte, geralmente na posição crítica, determinado através de um método refinado de análise (2D ou 3D) e o mesmo esforço interno definido através da análise 1D da ponte em estudo, como mostra a Equação 4. Nas duas situações a ponte deverá ser submetida ao mesmo carregamento.

$$FD = \frac{EI_{\text{refinado}}}{EI_{1D}} \quad (4)$$

Desse modo, conhecidos os fatores de distribuição, a parcela de esforços devida à carga móvel direcionada para cada uma das longarinas é determinada através da simples multiplicação do fator de distribuição pelo esforço interno obtido através da análise 1D da estrutura, sem a necessidade de modelar a largura da ponte ou sua altura, o que torna o processo de cálculo mais ágil, sendo ideal para pontes de geometria e capacidade de carga usuais, bem como para pré-dimensionamentos. Essa metodologia é proposta pela AASHTO LRFD [14].

6 Análise dos resultados

Para a análise dos resultados, foram definidas duas formas de captar as diferenças percentuais entre os FDMFs dos modelos concebidos: (1) análise global e (2) análise local.

Por análise global, entende-se um fator percentual que capta a ordem de grandeza de acréscimo ou decréscimo do momento fletor que chega a uma longarina de referência quando comparado ao momento fletor que chega às demais longarinas da ponte, de mesmo grupo de curvatura. Portanto, na análise global, o critério de comparação limita-se apenas a um único grupo de ponte, de mesma curvatura.

Em se tratando da análise local dos FDMFs, esse é um fator percentual que capta a ordem de grandeza de acréscimo ou decréscimo do momento fletor que chega a uma longarina de referência quando comparado ao momento fletor que chega às demais longarinas, de mesma posição local em pontes de grupos de curvatura diferentes. Sendo assim, na análise local, o critério de comparação abrange diversos grupos de pontes com diferentes curvaturas.

Para a verificação da influência da utilização de transversinas intermediárias nos modelos propostos, foram estabelecidas as comparações expostas nos itens a seguir.

6.1 Análise global dos FDMFs obtidos via MEF

A análise global dos FDMFs visou compreender a variação percentual, de acréscimo ou decréscimo, desses fatores ao ter como referência a viga mais interna à curva, na ponte a ser analisada (viga V4), ou seja, verificar como se comporta a distribuição das cargas entre a viga interna e a viga externa de uma ponte curva.

Ao analisar as variações percentuais globais dos FDMFs para a ponte curva com raio de curvatura de 100 m, pré-moldada

(Figura 8), verificou-se, preliminarmente um comportamento desigual e assimétrico desses percentuais para todas as vigas quando comparadas à viga de referência V4, em todos os modelos propostos.

Esse comportamento foi evidenciado pela curvatura horizontal da ponte, visto que tal efeito altera os fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas à curva. Salienta-se que esses valores de FDMFs tendem a possuir variações percentuais diferentes (quando comparados à viga de referência V4) com a variação do número de TIs do modelo. Após a verificação das variações percentuais de cada modelo, constatou-se que, no modelo G4-M1, ocorre uma tendência crescente de incremento dos FDMFs da viga mais interna à curva (V4) para a viga mais externa (V1). Tal tendência de comportamento é replicada para as pontes com 1 TI (G1-M3), 4 TIs (G1-M5) e 11 TIs (G1-M7).

Avaliando as variações percentuais dos FDMFs apresentados na análise global da ponte curva, com raio de 100 m, moldada *in loco*, verificou-se um comportamento semelhante àquele da ponte pré-moldada. Observou-se, também, uma tendência crescente de incremento dos percentuais dos FDMFs da viga mais interna à curva (V4) para a viga mais externa (V1).

Comparando as diferenças dos percentuais obtidos nas pontes curvas, com raio de 100 m, pré-moldadas e moldadas *in loco*, constatou-se que, no caso dos modelos sem TIs, pré-moldados, os valores percentuais absolutos são superiores para as vigas mais externas (tendo como referência a viga interna V4), quando comparados com os modelos sem TIs, moldados *in loco*. No entanto, à medida que se acrescentam TIs, os modelos moldados *in loco* apresentam valores percentuais absolutos superiores para as vigas mais externas, em comparação aos modelos pré-moldados, também com TIs.

Acrescenta-se ainda que, segundo Albaijat [15], enquanto todas as vigas em uma ponte reta levam aproximadamente a mesma quantidade de momento de flexão, nas pontes curvas, as vigas externas frequentemente experimentam um momento de flexão maior do que as vigas internas, portanto, em consequência, os FDMFs apresentam-se superiores nas vigas externas. Tal comportamento foi evidenciado, de modo que, para as pontes curvas, tanto nos sistemas pré-moldados como nos moldados *in loco*, verificou-se a tendência de acréscimo de FDMFs em direção às vigas mais externas.

6.2 Análise local dos FDMFs obtidos via MEF

Verificou-se, na comparação entre pontes retas e curvas, com 0 TIs (Figura 9a), que existe uma tendência de regressão dos percentuais em direção à viga interna V4, com valores de 13,33% (acrécimo em relação à ponte reta), para a viga externa V1, e de -31,56% (decrécimo em relação à ponte reta), para a viga externa V4.

Nos casos dos modelos com 1 e 4 TIs (Figuras 9b e 9c), o comportamento observado foi semelhante àquele dos modelos com 0 TIs. Contudo, esses modelos apresentam menores picos de variação dos FDMFs por viga, bem como melhor distribuição entre as variações percentuais dos FDMFs, à medida que se incorporam TIs aos modelos analisados. O modelo com 11 TIs apresenta a mais uniforme distribuição entre as variações percentuais dos FDMFs em cada viga.

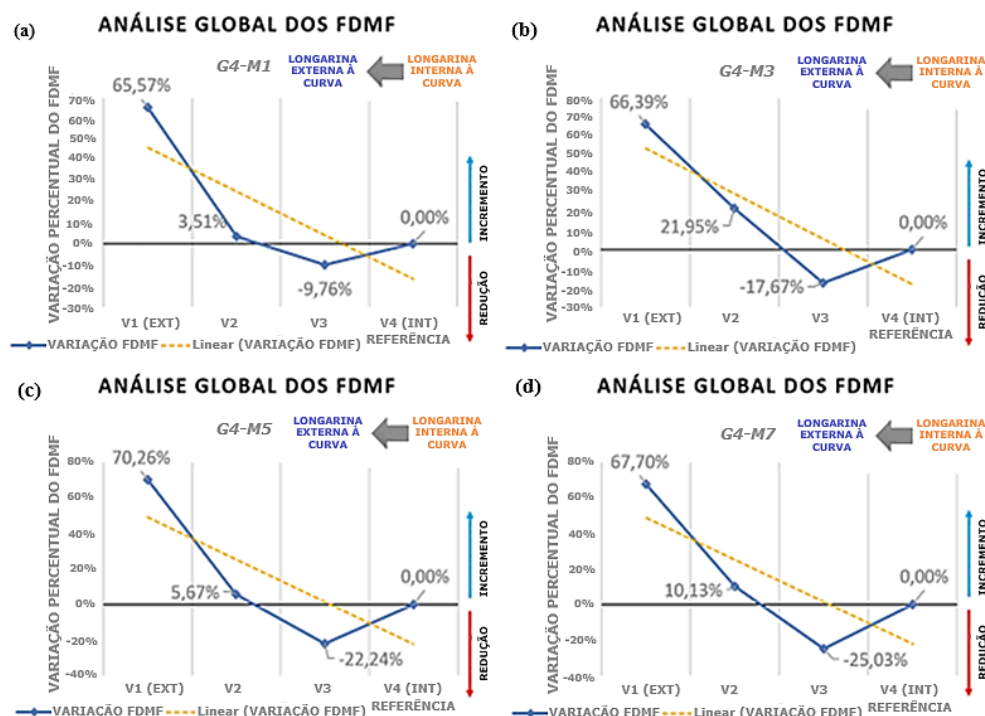


Figura 8 Análise global dos FDMFs obtidos via CSiBridge® [11] para a ponte curva (R = 100 m) pré-moldada, tomando com referência para comparação a V4: a) G4-M1; b) G4-M3; c) G4-M5; e d) G4-M7

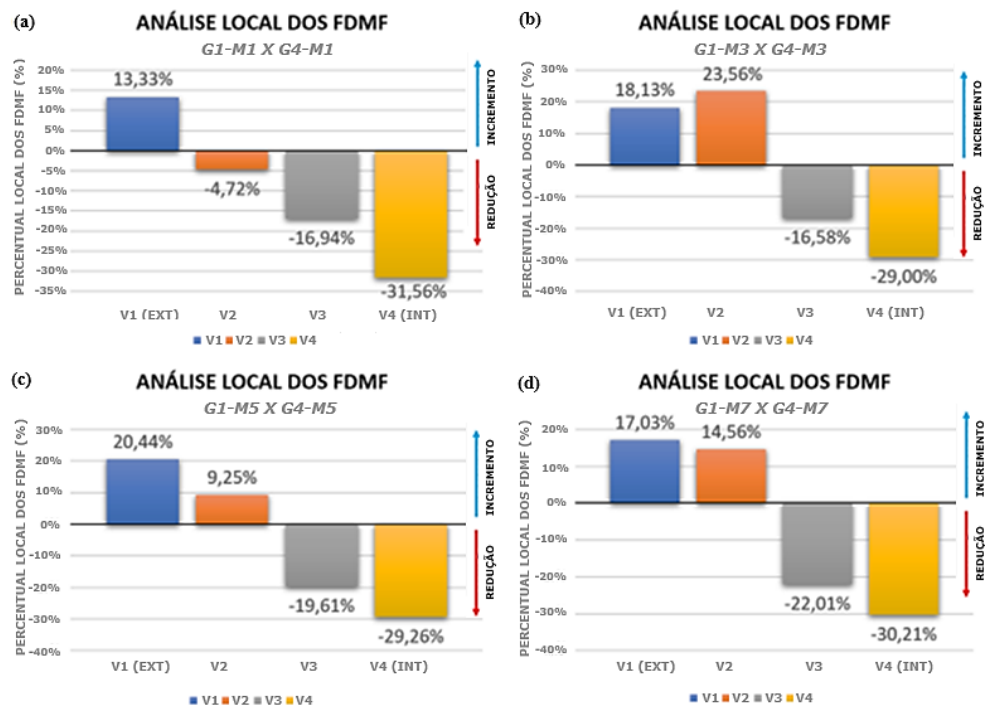


Figura 9 Análise local dos FDMFs obtidos via CSiBridge® [11], por longarina, comparando pontes retas e curvas pré-moldadas (R = 100 m) para modelos com 0, 1, 4 e 11 TIs: (a) G1-M1 x G4-M1; (b) G1-M3 x G4-M3; (c) G1-M5 x G4-M5; e (d) G1-M7 x G4-M7

Em complemento, a mesma análise local, comparando a ponte reta de referência e a ponte curva, com a mesma variação na quantidade de TIs, mas, nesse caso, para sistemas moldados *in loco*, apresenta comportamento semelhante ao comparativo equivalente para a ponte pré-moldada.

Esses resultados se confirmam aos resultados obtidos por Albaijat [15] e Rebouças [16], que constatou a ocorrência de maiores valores de fatores de distribuição para as vigas mais externas à curva, em relação à viga mais interna. Tal comportamento é ratificado no presente estudo, visto que tanto pontes pré-moldadas quanto moldadas *in loco*, com geometria longitudinal curva, apresentam acréscimo dos percentuais dos FDMFs em direção à viga externa V1, ao serem comparados com a ponte de referência com geometria longitudinal reta.

6.3 Análise comparativa entre os métodos de análise estrutural MEF e *V-Load* na obtenção dos FDMFs

6.3.1 Comparativo da análise global dos FDMFs (MEF e *V-Load*)

As variações percentuais dos FDMFs obtidos através do método *V-Load* são apresentados na Figura 10.

Verificou-se, inicialmente, um comportamento semelhante aos resultados obtidos via MEF, visto que ocorre similaridade das linhas de tendência entre os modelos provenientes de ambos os métodos. No entanto, existe variação percentual diferente entre os métodos quando comparadas as vigas de referência V4. Vale ressaltar que, devido às limitações de curvatura do método analítico, promoveu-se a comparação apenas entre os grupos de curvatura G2

($R = 300$ m), G3 ($R = 150$ m) e G4 ($R = 100$ m). Ressalta-se que, à medida que se reduz o raio de curvatura, o método *V-Load*, apresenta elevadas disparidades quando comparado ao MEF, demonstrando, na maioria das análises, valores de variação percentual dos FDMFs não conservadores em comparação aos valores da variação percentual dos FDMFs via MEF. Tal discrepância foi majorada à medida que foram incorporadas TIs aos modelos (conforme Figuras 10b, 10d e 10f).

Quanto ao comportamento da ponte curva, averiguando como parâmetro principal a quantidade de TIs, verificou-se um sobressalto de elevada magnitude dos FDMFs (via *V-Load*) ao se analisar a mudança dos fatores percentuais da ponte com 0 TIs para a mesma ponte com 11 TIs.

6.3.2 Comparativo da análise local dos FDMFs (MEF e *V-Load*)

Observa-se que, para as pontes analisadas, referentes ao G2 ($R = 300$ m), nos modelos com maior quantidade de TIs (M6 e M8), são verificados incrementos nos FDMFs para todas as vigas, mas predominantemente para as vigas mais internas (Figuras 11c e d).

Para as pontes do G3 ($R = 150$ m), ocorre, de maneira geral, uma proximidade entre as variações percentuais dos FDMFs (em ambos os métodos de análise) para as vigas mais externas. Tal proximidade se dá devida à melhor precisão dos FDMFs via *V-Load* para vigas mais externas à curva. No entanto, para as vigas mais internas, houve maior disparidade entre os valores do MEF e do *V-Load* (Figura 12).

Para as pontes do G4 ($R = 100$ m), ocorre um comportamento semelhante àquele do G3, contudo com valores mais acentuados, ou seja, verifica-se uma proximidade entre os FDMFs (percentuais próximos de zero) para as vigas mais externas e uma maior discrepância para as vigas mais internas à curva.

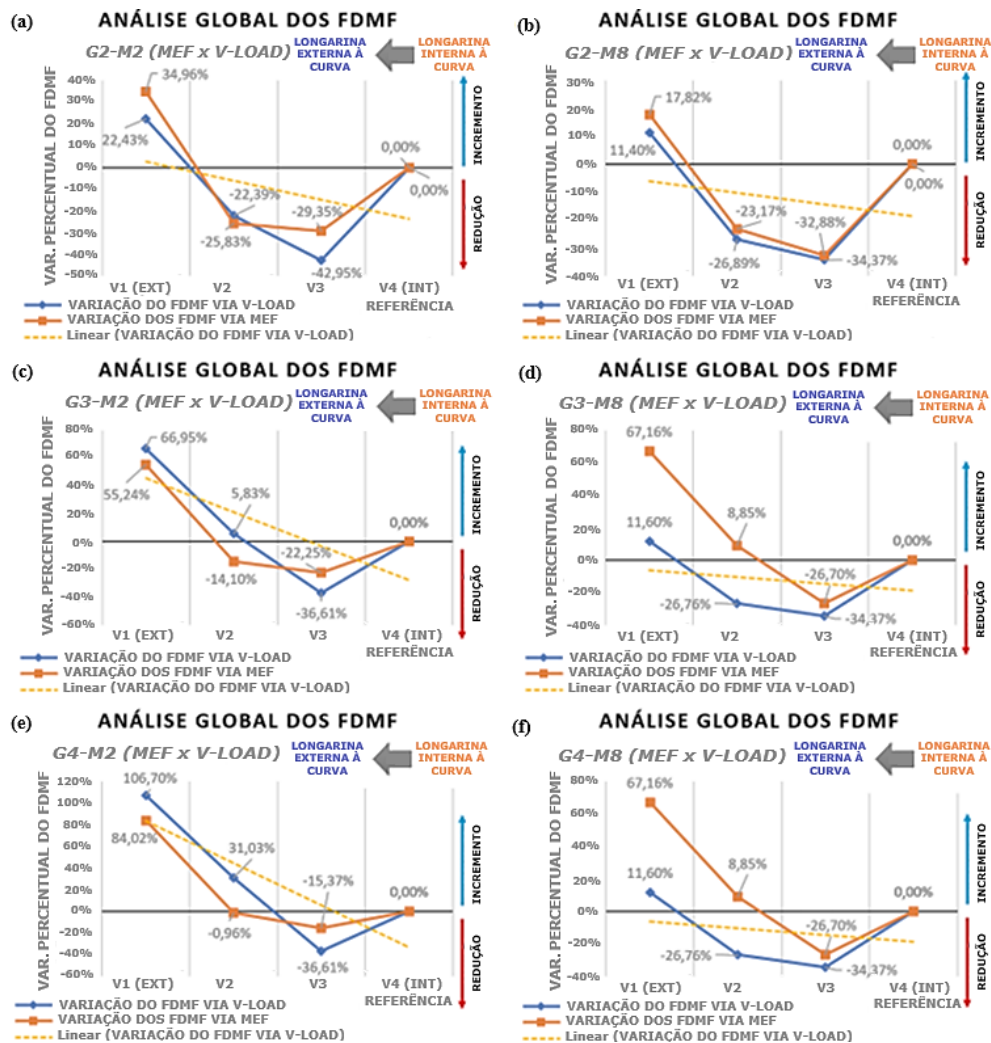


Figura 10 Análise global dos FDMFs obtidos via método V-Load para as pontes curvas moldadas *in loco*, com referência para comparação na V4 e quantidade variável de TIs: a) G2-M2; b) G2-M8; c) G3-M2; d) G3-M8; e) G4-M2; e f) G4-M8

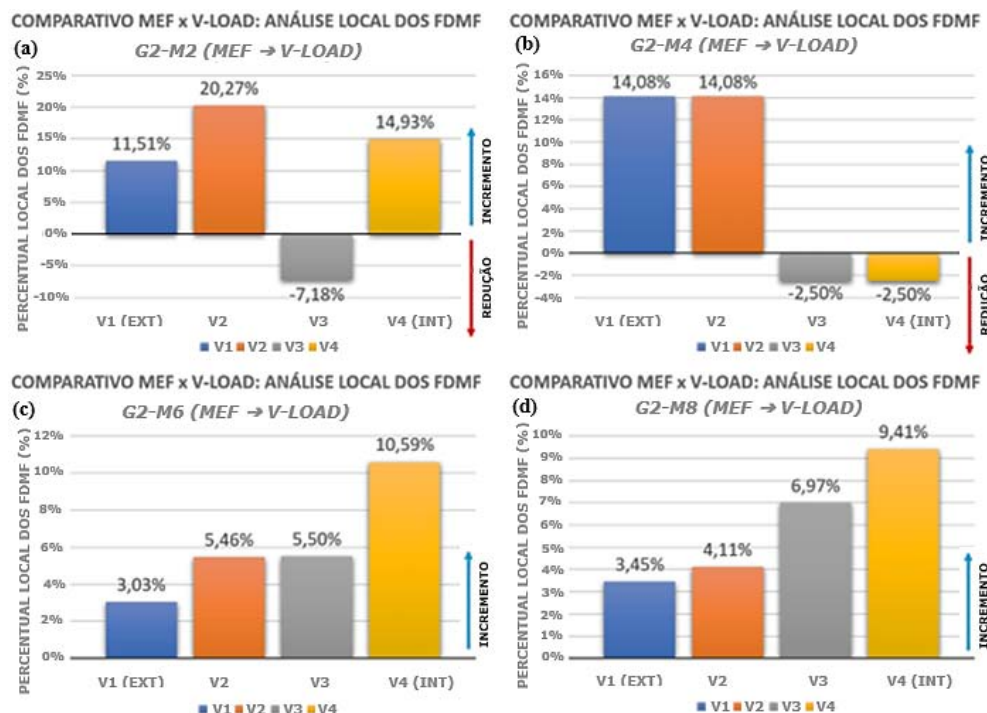


Figura 11 Análise local dos FDMFs, com comparativo entre MEF e V-Load, para pontes do G2, moldadas *in loco*, com 0, 1, 4 e 11 TIs: a) G2-M2; b) G2-M4; c) G2-M6; e d) G2-M8

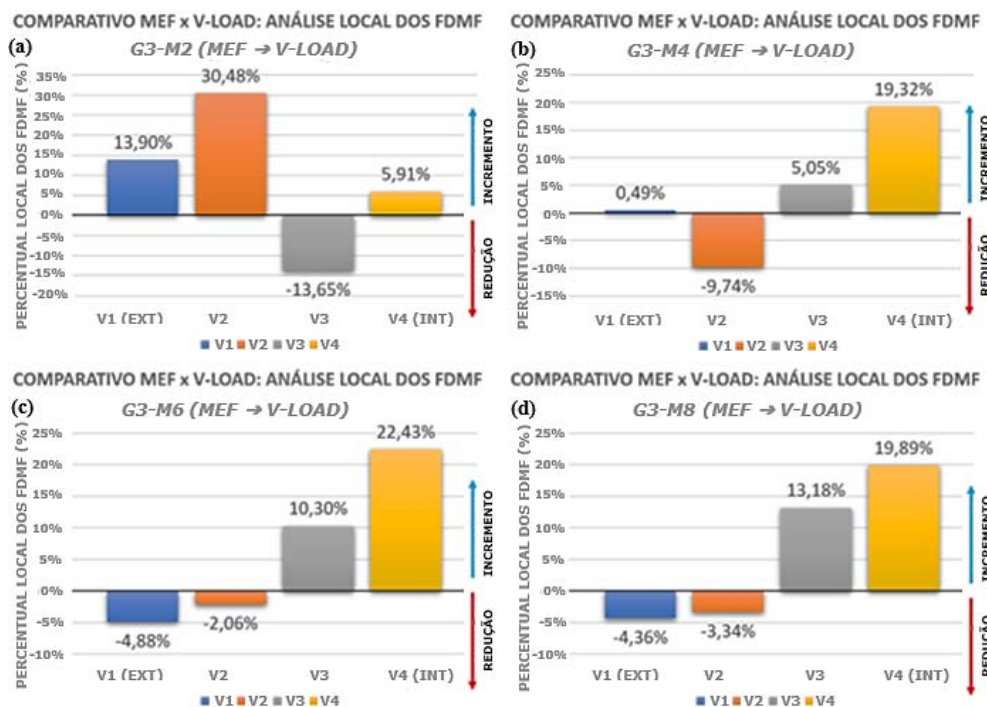


Figura 12 Análise local dos FDMFs, com comparativo entre MEF e V-Load, para pontes do G3, moldadas *in loco*, com 0, 1, 4 e 11 TIs: (a) G3-M2; (b) G3-M4; (c) G3-M6; e (d) G3-M8

7 Conclusões

A inclusão de transversinas intermediárias (TIs) tornou a distribuição de momento fletor mais uniforme para maioria dos modelos analisados, visto que parte do esforço que, nos modelos sem transversinas intermediárias, estava alocado na longarina mais carregadas, migrou para as menos carregadas. Quanto à distribuição dos FDMFs em pontes curvas, à medida que se eleva a quantidade de TIs, os FDMFs para as vigas mais internas à curva tendem a reduzir, ao passo que os FDMFs para as vigas mais externas tendem a aumentar. As consequências obtidas no comportamento das pontes curvas, ocasionadas pela elevação da quantidade de TIs, tornam-se essenciais para pontes submetidas a menores raios de curvatura, uma vez que, além do aumento substancial da rigidez do tabuleiro, possibilitando a melhor distribuição do carregamento, as transversinas intermediárias funcionam como contraventamentos da superestrutura, sendo fundamentais para o equilíbrio global.

Além disso, do comparativo entre os métodos MEF e *V-Load*, constata-se que os resultados obtidos foram semelhantes, dada a similaridade entre as linhas de tendência dos modelos obtidos com ambos os métodos de análise. No entanto, tais comparações demonstraram discrepâncias pontuais consideráveis entre ambos. Acrescenta-se, ainda, que, para todas as curvaturas analisadas, verifica-se a tendência de redução das diferenças percentuais locais entre o MEF, quando comparado ao *V-Load*, à medida que se eleva a quantidade de TIs dos modelos, ou seja, os resultados dos FDMFs via método *V-load* tendem a se aproximar dos resultados dos FDMFs via MEF ao se incorporar TIs aos modelos analisados.

Os resultados obtidos corroboram com aqueles expostos por por Albaijat [15] e Rebouças [16], que constata a ocorrência de maiores valores de fatores de distribuição para as vigas mais externas à curva, em relação à viga mais interna. No presente estudo, observa-se, ainda, que tanto pontes pré-moldadas quanto moldadas *in loco*, com geometria longitudinal curva apresentam acréscimo dos percentuais dos FDMFs em direção à viga externa V1 quando em comparação com a ponte reta.

Portanto, pode-se concluir que a utilização de transversinas intermediárias é de grande relevância, sobretudo em pontes com seção transversal aberta e para menores raios de curvatura. No caso dos modelos de pontes com traçados longitudinais retos, a elevação da quantidade de TIs possibilita a melhor distribuição dos FDMFs, contudo, apresenta pequena relevância no tocante à estabilidade global, visto que essas estruturas não estão submetidas aos efeitos inerentes à curvatura.

Referências

- [1] Zureick, A.; Naqib, R.A. – "Horizontal curved steel I-girders state-of-the-art analysis methods", *Journal of Bridge Engineering*, 1999, Vol. 4, No. 1, p. 38-47. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(1999\)4:1\(38\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(1999)4:1(38))
- [2] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7188 – *Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas*, Rio de Janeiro, 2013.
- [3] Martins, T.F.C.S. – *Pré-esforço transversal em vigas em caixão sujeitas à torção*. Dissertação de mestrado, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal, 2012.
- [4] Chandolu, A.K. – *Assessing the needs for intermediate diaphragms in prestressed concrete girder bridges concrete girder bridges*. Master's thesis, Louisiana State University, Louisiana, United States of America, 2005.
- [5] ARAÚJO, M.C.; CAI, S.C.S.; TEIXEIRA, P.W.G.N.; NEIVA, V.M. – "Distribuição transversal de cargas em ponte de concreto protendido pré-moldada: avaliação da influência das transversinas com uso de procedimentos da NBR 6118/2003, do LaDOTD e de modelos de elementos finitos sólidos". *1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado*, 2005, São Paulo, Brasil.
- [6] Logan, D.L. – *A first course in the finite element method*. 5th ed. Cengage Learning, 2006. 976 p.
- [7] Fu, C.C.; Wang, S. – *Computational analysis and design of bridge structures*. CRC Press, 2015, 631 p.
- [8] White, D.W.; Sanchez, A.; Ozgur, C.; Chong, J.M.J. – "Evaluation of analytical methods for construction engineering of curved and skewed steel girder bridges". *National Cooperative Highway Research Program*, Project 12-79, 2012.
- [9] Fiechtel, A.L.; Fennes, G.L.; Frank, K.H. – "Approximate analysis of horizontally curved girder bridges". *US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Research Report 360-2F*, 1987, Austin, Texas.
- [10] Monzon, E.V.; Itani, A.M.; Reno, M.L. – "Horizontally curved girder bridges" in *Bridge Engineering Handbook*. 2nd ed. CRC Press, 2014, p. 259-281.
- [11] CSI – Computers & Structures, Inc. CSiBridge®. Versão 20.
- [12] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 – *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*, Rio de Janeiro, 2023.
- [13] Barker, R.M.; Puckett, J.A. – *Design of highway bridges: an LRFD approach*. John Wiley & Sons, 2014, 528 p.
- [14] AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (8th ed.), Washington, USA, 2017.
- [15] Albaijat, H. M. O. – "Behavior of horizontally curved bridges under static load and dynamic load from earthquakes". PhD thesis, Illinois Institute of Technology, Chicago, United States of America, 1999.
- [16] Rebouças, A.S. – *Análise da distribuição de momento fletor devido a carga móvel em pontes curvas de concreto armado*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte, Brasil, 2017.

Experimental analysis of two pile caps with embedded socket - an experimental confirmation

Análise experimental de blocos sobre duas estacas com cálice embutido - uma confirmação experimental

Rodrigo Gustavo Delalibera
José Samuel Giongo

Abstract

This paper presents the behavior of pile caps with a fully embedded socket and precast column. The structural behavior changes when roughness at the pile-cap interface is considered. An experimental analysis was performed with the objective of studying the structural behavior of two pile caps with fully embedded socket, varying the roughness of the socket walls and lateral faces of precast column. It was found that the strength of the experimentally studied models with rough surfaces of the socket and precast column walls was higher than the strength of the experimentally studied pile caps with smooth surfaces of the socket and precast column walls.

Resumo

Este artigo apresenta o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice embutido. O comportamento estrutural pode ser influenciado pela presença, ou ausência, de rugosidade na interface entre o pilar pré-moldado e o cálice. Realizou-se a análise experimental de dois blocos sobre duas estacas com cálice totalmente embutido, variando-se a rugosidade da interface do pilar pré-moldado com o cálice. Constatou-se que o bloco com a interface rugosa entre o pilar pré-moldado e o cálice apresentou maior capacidade resistente, em relação ao bloco com interface lisa.

Keywords: Pile caps / Experimental analysis / Precast concrete / Strut and tie model

Palavras-chave: Blocos sobre estacas / Análise experimental / Concreto pré-moldado / Modelo de bielas e tirantes

Rodrigo Gustavo Delalibera

PhD
Civil Engineering Faculty, Uberlândia Federal University
Uberlândia, Brazil
delalibera@ufu.br

José Samuel Giongo

PhD
Civil Engineering Faculty, São Paulo University
São Carlos, Brazil
jsgiongo@sc.usp.br

1 Introduction

The choice of foundation type is made after an analysis that considers the technical and economic conditions of the construction. Pile foundations are chosen when the soil in its superficial layers is not able to accommodate the forces exerted by the superstructure. In the case of a deep foundation with piles, it is necessary to build another structural element: the piles cap.

Pile caps are important structural elements whose function is to transfer superstructure forces to a group of piles (NBR 6118:2014 [1], ACI 318R-19 [2]). Although these structural elements are essential for the superstructure safety, they are typically not able to be visually inspected during operation. Therefore, it is crucial to understand their actual behavior in both serviceability and ultimate limit states. Figure 1 illustrates this structural element.

If the superstructure is precast, the column must be embedded in the pile cap. The length of embedment for the column inside the pile, to consider it as rigid connection, is a function of the internal forces of the precast frame and column (bending moment, axial force, and shear force) and the type of surface finish of the walls (rough or smooth). The embedded lengths are defined in NBR 9062:2017 [3].

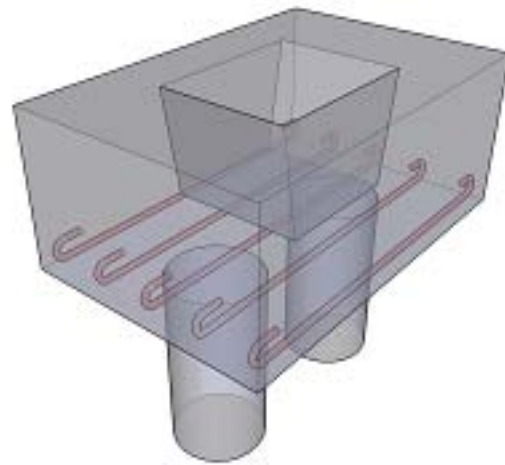


Figure 1 Pile cap with embedded socket

There are some variations in the types of pile caps with socket (external socket, partially embedded socket and fully embedded socket). The technical world uses external and partially embedded socket pile caps most intensively.

The European code (EUROCODE 2) EN 1992-1-1 [4] contains recommendations for the design of socket for column-foundation connections, considering the monolithic behavior of the assembly when shear keys are used. For smooth surfaces of the socket and column, the coefficient of friction between the faces of the column and the faces of the socket must be greater than 0,3 and the embedment length of the column must be at least 1.2 times the column cross section dimension.

Campos [5] analyzed the behavior of pile caps on two piles with external socket and rough walls. Three models were tested, varying the socket height. It was found that the higher the socket height,

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.

DELALIBERA, R. [et al.] – Experimental analysis of two pile caps with embedded socket - an experimental confirmation. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 67-80.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-006>

the greater the bearing capacity of the pile cap since the struts have a greater angle of inclination with respect to the horizontal plane. Based on the variables mentioned earlier, the pile caps exhibited rigid behavior.

Carvalho and Canha [6] analytically analyzed the behavior of pile caps on two, three and four piles with external socket using the strut and tie model. The authors presented a methodology for the design of pile caps with external socket, with smooth and rough wall condition, based on the strut and tie method.

Delalibera and Giongo [7] performed a statistical analysis based on numerical results of pile caps on two piles with fully embedded sockets, subjected to a centered compressive force. They varied the conformation of the socket walls between rough and smooth, as well as the embedment height of the socket in the pile cap. The authors found that for pile caps with a smooth interface between the socket walls and the column, the embedment length of the column and the thickness of the bottom slab were important factors for the load capacity of the models. For models with rough and smooth interfaces, the pile caps exhibited rigid behavior, making the strut and tie method suitable for design.

Barros and Giongo [8] presented an experimental study of pile caps with two piles with external socket, partially embedded and embedded, subjected to a centered action, using 1:2 scale models, considering the smooth conformation in the walls of both the socket and the column. The results were compared with a reference model with monolithic connection between the column and the pile cap. The authors found that the pile cap with external socket presented ultimate strength of the same order of magnitude as the reference pile cap, while the pile caps with partially embedded and embedded socket presented lower ultimate strength than the other models.

Delalibera and Giongo [9] conducted a numerical and experimental analysis of the behavior of pile caps on two piles with fully embedded socket, varying the configuration of the socket walls between smooth and rough. The force-displacement curve obtained from the numerical simulation was efficient, and it was observed that the pile cap with a smooth surface between the walls of the socket and the column had a lower bearing capacity, compared to the pile cap with a rough surface.

Delalibera *et al.* [10] performed a statistical study based on numerical simulation results of two pile caps with fully embedded socket, subjected to a horizontal force at the top of the column, where the conformations of the walls of the socket and the column varied between smooth and rough. The authors concluded that the embedment of the column inside the pile cap was a preponderant factor in the structural behavior of the studied elements.

Mesquita *et al.* [11] experimentally analyzed the behavior of two pile

caps with partially embedded socket, subjected to centered force application. Three models were tested in which the texture of the walls of the columns and the base varied: a smooth, a rough, and a monolithic pile cap that served as a reference. The roughness of the interface between the column and the pile base was analyzed to verify the difference in the distribution of compressive and tensile stress fluxes in the strut and tie model used for the design and, consequently, the structural behavior. The experimental analysis showed that the model with a rough shape of the walls of the strut and base had a higher resistance capacity than the model with a smooth shape. However, both models had lower resistance capacity than the monolithic pile caps models.

Souza and Delalibera [12] analytically analyzed the new recommendations of NBR 9062:2017 [3] for the design of sockets used to connect the column to the foundation elements. The authors concluded that considering the friction coefficient in the calculation of the transmitted shear force can have a beneficial effect in some cases, reducing the horizontal force transmitted to the socket and consequently, reducing the required reinforcement rate.

Barros *et al.* [13] conducted an experimental study on two pile caps with partially embedded sockets. The results were compared to those of foundation pile caps with monolithic connections. The authors concluded that pile caps with shear wedges have higher ultimate strength than pile caps with monolithic connections, and pile caps with a smooth interface have lower ultimate strength than pile caps with monolithic connections.

Since there is no consensus in engineering and scientific community on the section of the pile cap where the strut is formed, an experimental analysis was performed to observe the structural behavior of the pile caps. Two pile caps were tested, one with a rough surface (B66P30E20PR) and one with a smooth surface (B66P30E20PL). The embedment length of the precast columns (ℓ_{emb}) was 36 cm and the thickness of the bottom slab (h_s) were equal to 20 cm. In this article, the results of the experimentally tested models are presented.

2 Geometric and mechanical properties of the models

The socket wall thickness, (h_c) (see Figure 2), should be greater than or equal to ten centimeters and $\frac{1}{3} \cdot h_{int}$ (column dimensions), according to the recommendations of El Debs [14]. Therefore, 15 cm was assumed for the thickness of the socket wall. The distance between the axes of the piles was determined as a function of the angle of inclination of the strut with the horizontal plane. The distance between the axes of the piles was assumed to be 130 cm,

Table 1 Geometric properties of the experimentally analyzed models

Pile caps	Pile (h_p) (cm)	Column (cm)	B_{Lx} (cm)	B_{Ly} (cm)	L_{est} (mm)	h (cm)	h_c (cm)	h_s (cm)	ℓ_{emb} (cm)	Interface Pillar-pile cap
B66P30E20PL	20 × 20	30 × 30	180	70	130	66	15	20	36	Smooth
B66P30E20PR	20 × 20	30 × 30	180	70	130	66	15	20	36	Rough

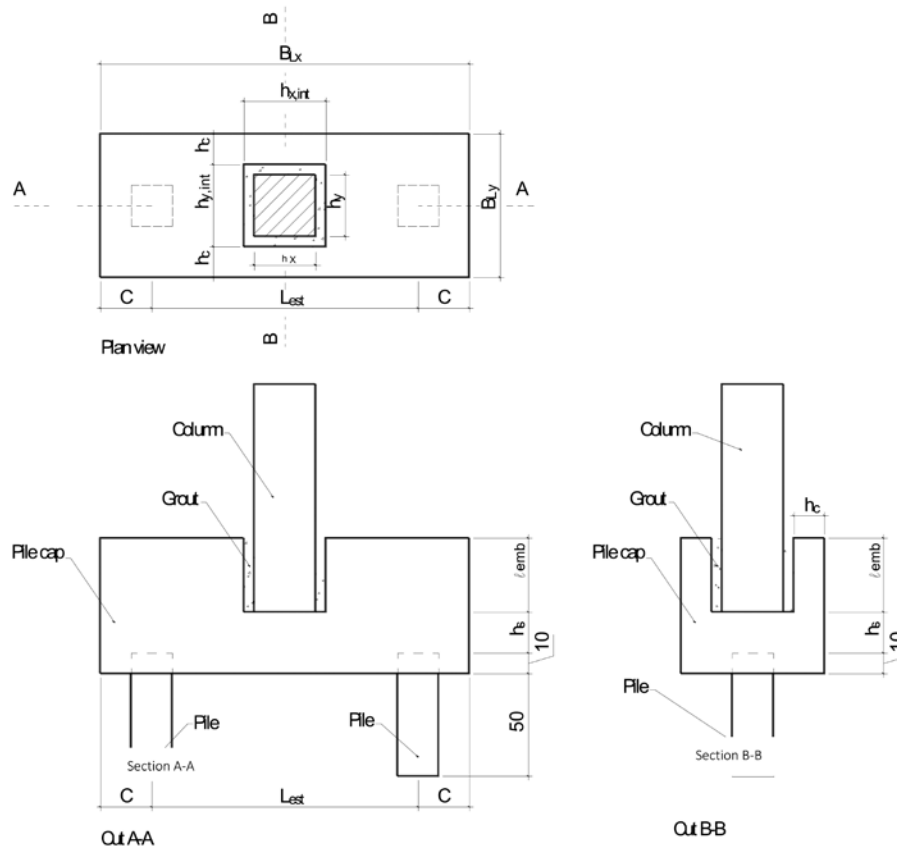


Figure 2 Dimensions of pile caps (cm)

10 cm centimeters were assumed for embedding the piles in the pile cap and five centimeters of space for installing the column in the socket.

According to the requirements of NBR 9062:2017 [3], the embedment length of the column is a function of the eccentricity of the normal force and the type of the interface between the walls of the socket and the column. For the design of the pile caps under test, it was assumed that the walls of the socket and column are rough, and that the eccentricity of the normal force is less than $0,15 \cdot h$ (largest column size). This value implies that the eccentricity of the normal force causes only compressive stresses in the column. Table 1 contains the geometrical characteristics of the pile caps to be tested and Figure 3 shows details of the rough surface incorporated in the walls of the precast pile cap and abutment.

Standard NBR 9062:2017 [3] does not specify the type and shape of roughness to be incorporated into the walls of the socket and column. It only suggests that there should be a roughness of 1 cm every 10 cm. In addition, the standard specifies that the embedment length of the column should be greater than 40 cm. As a design criterion, an embedment length of 36 cm and a roughness of 1 cm every 5 cm were adopted. These values were chosen because this surface can be easily produced in industry or on the construction site, since wooden strips can be used whose dimensions are 5 cm and 1 cm.

Although the embedded length of the column is less than the minimum length specified in NBR 9062:2017 [3], it is consistent with the minimum length of $1.2 \cdot h_x$ (or h_y) specified in EN 1992 [4], where h_x and h_y are the largest dimensions of the cross-section. The assumed length also agrees with the value of $1.2 \cdot h_x$ determined by Leonhardt and Mönning [24] for sockets with a rough surface.

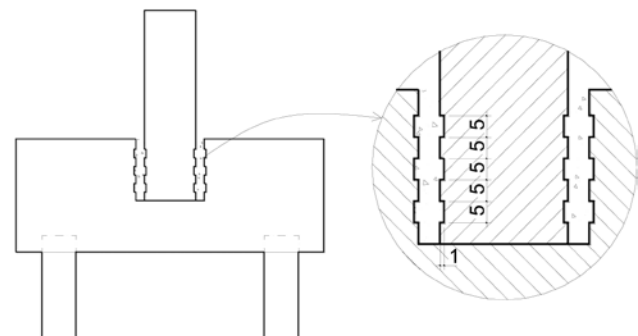


Figure 3 Rough surface detail (cm)

Another factor not considered in determining the embedded length of the column is related to the anchorage length of the steel bars of the column reinforcement. NBR 9062:2017 [3] recommends that the embedded length of the column should be greater than the

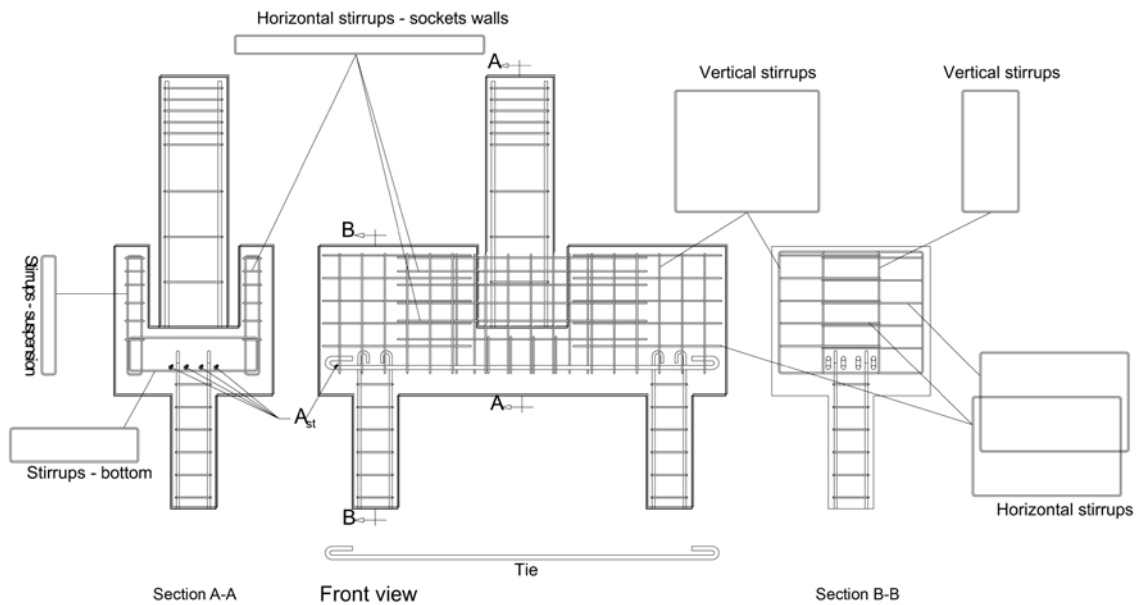


Figure 4 Schematic detail of the experimentally tested pile caps

anchorage length required for the total transfer of stresses from the column to the pile cap. For the studied case, the value of this length would be 60.8 cm, considering: the diameter of the longitudinal bars of the column of 16 mm, the compressive strength of the concrete of 25 MPa, the reinforcing steel of class CA-50 and the condition of zone of good adhesion. Since the required reinforcement area of the column is 9,50 cm² and the existing reinforcement is 24 cm², the anchorage length of the steel bars of the column was reduced considering on the ratio between the area of the required reinforcement bars and the area of the bars of the effective reinforcement: $9.50 \text{ cm}^2 / 24 \text{ cm}^2 = 0.39$.

Another reduction that can be considered and is given in NBR 6118:2014 [1] refers to the beneficial effect of the strut near the column. Since there is a large concentration of compressive stresses in this area, the anchorage length can be reduced. Fusco [25] gives a coefficient of 0.6, sending to i.e.: $\ell_{b'} = 0.6 \cdot \ell_b$, which gives a value of 36.5 cm. The design of the pile caps was based on the recommendations of Blévet & Frémy [15] and the arrangement of the reinforcing steel was made considering the information from NBR 6118:2014 [1]. Figure 4 shows the arrangement of the steel bars before pouring the concrete.

The pile caps were detailed with 4 bars of 20 mm made of CA-50 steel for the main tensile reinforcement (tie). Horizontal stirrups with a diameter of 6,3 mm at intervals of 10 centimeters. The piles were built with 6 bars of 20 mm and stirrups with a diameter of 6.3 mm at intervals of 20 cm. The columns were built with 12 bars of 16 mm diameter and stirrups of 6.3 mm diameter spaced at 20 cm intervals. Figure 5 shows the blocks with smooth and rough surfaces before the precast column was assembled. Figure 6 shows the details of the columns with smooth and rough surfaces. Figure 7 and 8 show the installation of a column in the socket.

The average compressive strength of the concrete, in cylindrical specimens, used to cast the pile caps was 34 MPa. The compressive strength of the concrete used for the columns was 47 MPa and the compressive strength of the concrete used for the piles was 48 MPa. The compressive and tensile strength of the concrete in the columns and piles was higher so that the failure would occur only in the region of the pile caps. The average tensile strength of the concrete in the pile caps, columns, and piles were 2.6 MPa, 3.2 MPa, and 3.7 MPa, respectively. Table 2 shows the mechanical properties of the steel bars used in the tested models.



Figure 5 Arrangements of the pile caps' steel bars

The mass mix for concrete with a compressive strength of 48 MPa at 28 days of age was 1:2,42:3,58:0,52 (cement, sand, crushed stone,

and w/c), where w/c is the water to cement ratio. The pile caps were made with the produced concrete. The modulus of elasticity of steel (E_s), determined experimentally, showed average values around 200 GPa.



a) Smooth interface



b) Rough interface

Figure 6 Details of the embedded sockets



Figure 7 Details of the precast columns



Figure 8 Positioning and installation of the column

Table 2 Mechanical properties of steel bars

C. P.	ϕ_{nom} (mm)	Length (cm)	Weight (g)	$\phi_{effective}$ (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	$f_{y,m}$ (MPa)	$\epsilon_{y,m}$ (‰)	f_u (MPa)	Class
01	6.3	81.5	201.9	6.64	610	3.05	597	2.99	733	CA-50
02		87.5	213.9	6.60	609	3.05				
03		81.0	200.7	6.64	571	2.86				
01	16	80.5	1030.0	16.05	543	2.72	547	2.74	671	CA-50
02		80.7	1035.8	15.93	542	2.71				
03		79.6	1006.2	15.78	556	2.78				
01	20	79.9	1951.7	20.86	550	2.75	550	2.75	719	CA-50
02		79.8	1954.0	20.88	548	2.74				
03		79.9	1956.7	20.88	551	2.76				

Note: ϕ_{nom} , nominal diameter of the steel bars or wires; $\phi_{effective}$, effective diameter of the steel bars or wires; f_y , yield strength of the steel bars; ϵ_y , specific yield strain of the steel; $f_{y,m}$, average yield strength of the steel bars; $\epsilon_{y,m}$, average yield strain of the steel; f_u , tensile strength of the steel bars.

3 Instrumentation and test setup

To analyze the stress distribution near the bottom face, the head of the most compressed pile was measured with two strains gauges. Figure 9 shows the position of the strain gauges in the pile head. For economic reasons and to facilitate the setup of the tests, it was decided to instrument only the most compressed pile, since only one data acquisition device was used.

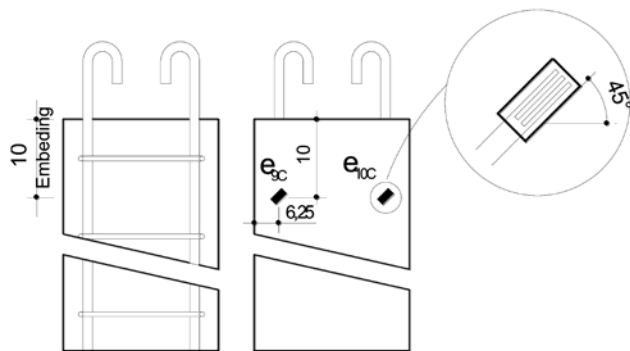


Figure 9 Position of the strain gauges near the pile top (dimensions in cm)

Figure 9 shows that the strain gages were placed with an inclination of 45° with respect to the horizontal plane, i.e., parallel to the axis of the strut. From the strains measured with the strain gages, it is possible to confirm the results obtained by Delalibera and Giongo [16].

Figure 10 shows the strain gauges attached to the piles before the pile caps were cast.

Strain gauges were placed on the bars at the main tensile reinforcement (tie) and at the vertical and horizontal stirrups.

Based on the deformations observed in the reinforcing bars, the behavior of the main tensile reinforcement and the supplementary reinforcement bars were analyzed. The instrumented points on the main tensile reinforcement correspond to the middle section of

the pile cap and cross sections that coincide with the end, middle, and beginning of the pile (refer to Figure 10). As shown, only half of the tensile reinforcement was instrumented to reduce the testing cost. Figure 11 illustrates the locations where the strain gauges were installed, including the horizontal and vertical stirrups. The strain gauges were positioned to measure the strains in the horizontal and vertical planes near the center of the strut.

Strain gauges installed in one of the bars of the main tensile reinforcement allowed the deformation analysis along this bar to be analyzed. The results found were analogous to those obtained by Adebar *et al.* [17], Rusch *et al.* [18], Miguel [19], and Delalibera and Giongo [20].

The displacement transducer used to determine the vertical displacement (Y direction) was placed at the center of the pile cap. The displacement transducers installed to measure the horizontal displacements in the X and Z directions were positioned to record displacements parallel and transverse to the longitudinal axis of the tested models. These displacement transducers were used to check whether the blocks experienced horizontal displacements.

The displacement transducer labelled T2 was responsible for recording the vertical displacement values, the displacement transducer T4 was responsible for recording the displacements in the Z direction (horizontal displacement), the displacement transducer T3 was responsible for recording the horizontal displacements in the X direction, and finally the displacement transducer T1 was responsible for measuring the horizontal displacement in the X direction, at the top of the column. Figure 12 shows the displacement transducers installed at the positions described.

The force was measured with a 5000 kN load cell installed at the top of the column. Two support devices were installed under the piles to limit vertical displacements and allow horizontal displacements. The purpose of the support devices was to simulate the rotation of the piles near the ground after the pile cap was subjected to a normal force, a shear force, and a bending moment.

The force acting on the pile cap was applied using a hydraulic piston with a capacity of 5000 kN and a maximum stroke of 160 mm. The



Figure 10 Strain-gages installed the pile head

reaction structure used was a steel frame with a capacity of 5000 kN and the reaction slab of the Structures Laboratory of the São Carlos Engineering School of the University of São Paulo (see Figure 13).

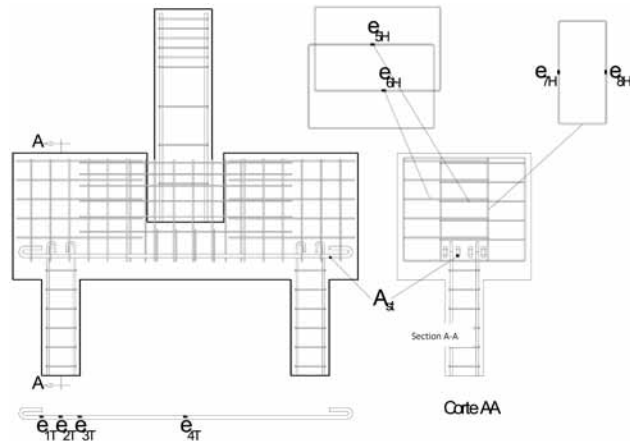


Figure 11 Position of strain gauges on the reinforcing steel bars of the pile caps

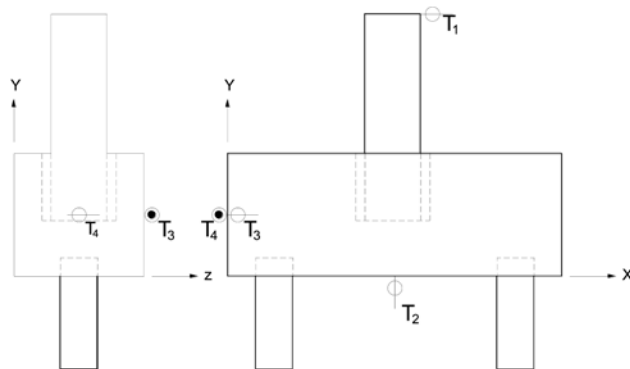


Figure 12 Position of displacement transducers

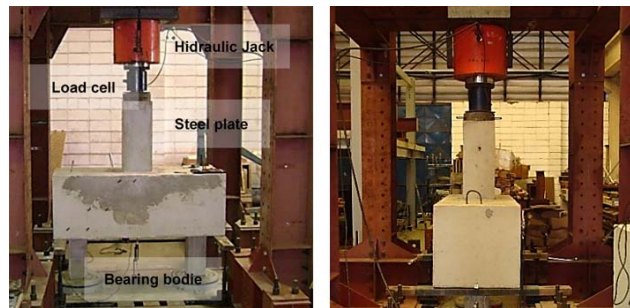


Figure 13 Test setup

4 Experimental results

The pile cap with rough texture between the socket and the column walls had higher bearing capacity than the pile cap with smooth texture.

The pile cap with smooth texture showed ductile failure. This failure resembles the behavior of linear structural elements subjected to bending. This fact is explained by the lack of adhesion between the walls of the socket and the column, which caused a large part of the force acting on the column to pass directly into the bottom slab of the pile cap (thickness h_f).

The pile cap with rough texture showed brittle fracture. The load capacity of the pile cap with rough surface was 1700 kN, while the block with smooth surface had a load capacity of 1354 kN, resulting in a difference in load capacity of about 25%.

The compressive force that caused the first crack in the pile cap with the rough shape was 600 kN. For the pile with a smooth surface, the compressive force that caused the first crack was 175 kN.

Figure 14 shows a diagram correlating the force applied at the column with the displacement measured at midspan of the pile cap, near its bottom (transducer T2). From this figure, the ductile and brittle behavior can be seen, as well as the force that caused the first crack.

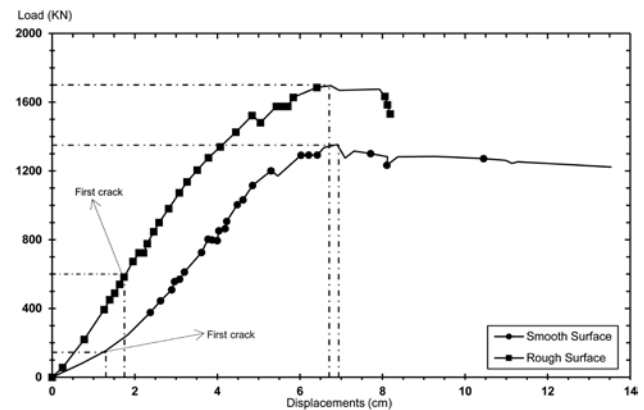


Figure 14 Load vs. displacement

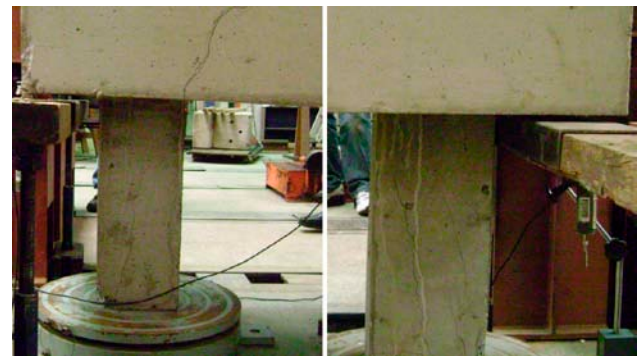


Figure 15 Cracks in the pile (rough surfaces)

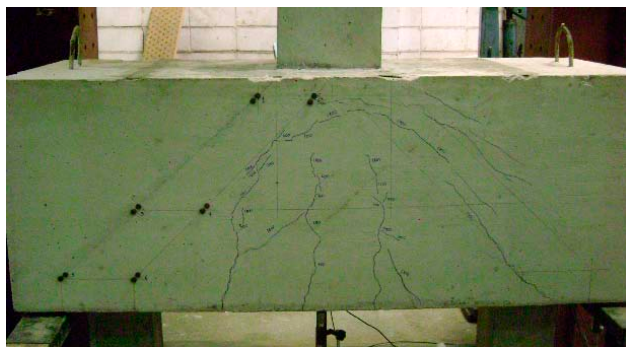
Another interesting result, consistent with the findings of Gonçalves *et al.* [21], Delalibera *et al.* [22], Mesquita *et al.* [11], Delalibera and Giongo [9], Delalibera and Giongo [20], and Adebar *et al.* [17], combined bending and compression near the pile of the pile cap with rough shaping, and oblique cracks were observed near the piles, indicating bending-compression. Figure 15 shows this effect near

the piles. This phenomenon occurred in pile caps classified as rigid according to NBR 6118:2014 [1] and ACI 318R [2].

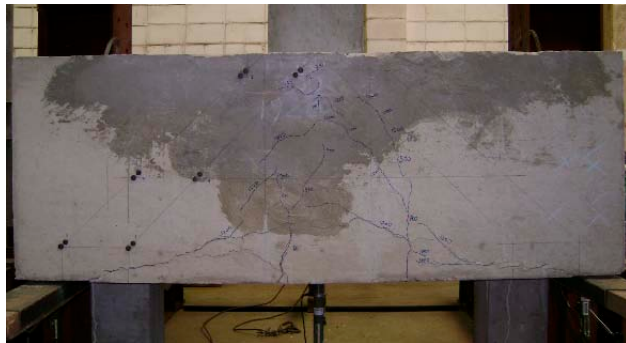
Figure 16 shows the crack patterns in the pile caps. The formation of struts near the rough pile cap (right pile cap) and the typical cracking of flexural elements in the pile cap with smooth conformation (left pile cap) can be observed.

An important result refers to the strains measured tie, by strain gages. The results found are analogous to the results obtained by Gonçalves *et al.* [21], Delalibera *et al.* [22], Mesquita *et al.* [11], Delalibera and Giongo [9], Delalibera and Giongo [20] and Adebar *et al.* [17].

Figures 17 and 19 show the strains in the ties. From Figures 17 and 18 it is observed that the strains in the ties are practically constant in the region delimited between the piles and with the increase of the compression force coming from the strut there is a significant reduction in the tensile force in the tie.



a) Rough surface



b) Smooth surface

Figure 16 Crack patterns at the pile caps

Another result that confirms the ones obtained by Delalibera and Giongo [20] refers to the pile caps deformations. The Figures 17 to 19 show the pile caps deformations for pile caps with smooth and rough surfaces. It can be observed the existence of bending-compression in the piles, even allowing the rotation at the base of the piles. This is important because the design models for pile caps do not consider the eccentricity of the pile vertical reaction.

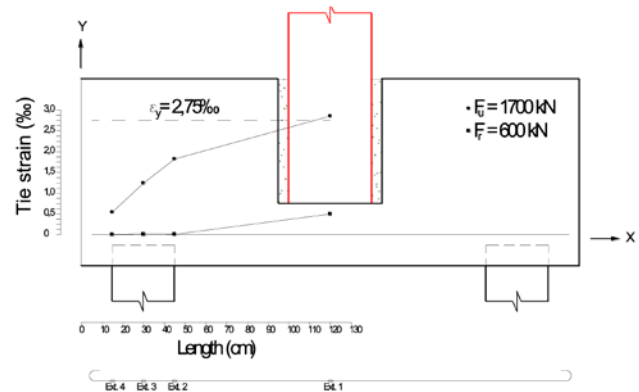


Figure 17 Deformation in tie – rough surface

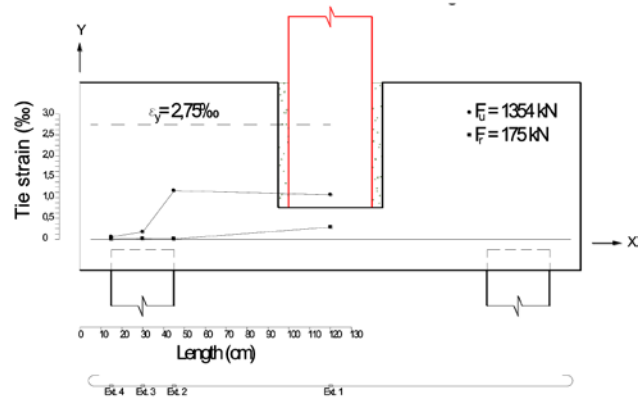


Figure 18 Deformation in tie – smooth surface

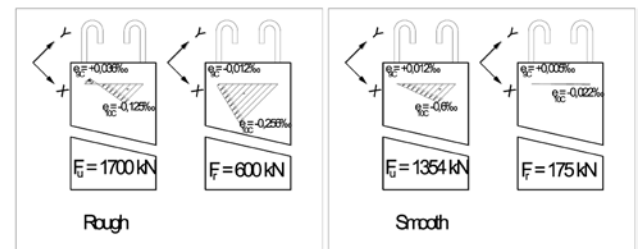


Figure 19 Deformation in pile

4 Results analysis

Figure 20 presents the analyzed failure modes (strut-and-tie and punching models).

The ultimate forces of the experimentally analyzed models, were compared with the models of Blévet and Frémy [15], Delalibera *et al.* [22] and Meledez *et al.* [23].

The model of Delalibera *et al.* [22] complements the Delalibera and Giongo [20] model is based on the Blevôt and Frémy Model [15] can be modified by changing the values of the limit stresses at the upper and lower nodes. Delalibera *et al.* [22] considered that the upper nodal zone (nodal region at the interface of the column with the pile cap) is subjected to the multiaxial effect of the concrete and Delalibera and Giongo [20] indicate that the pile is subjected to flexure-compression (Figure 20). Table 3 presents the nodal stresses in the models of Blévôt and Frémy [15], Delalibera *et al.* [22], NBR 6118:2014 [1] and ACI 318R [2].

Equations 1 and 2 present the values of the ultimate forces at the column (upper nodal zone) and at the pile (lower nodal zone). These equations were made with the recommendations of Blévôt & Frémy [15].

Table 3 Limiting stresses in nodal regions

Model	Limit stress in the upper nodal region ($\sigma_{lim.sup}$)	Limit stress in lower nodal region ($\sigma_{lim.inf}$)
Blévôt and Frémy [15]	$\sigma_{lim.sup} = 1.4 \cdot f_c$	$\sigma_{lim.inf} = f_c$
Delalibera <i>et al.</i> [22]	$\sigma_{lim.sup} = \alpha_{v2} \cdot (f_c + 4 \cdot f_{ct})$	$\sigma_{lim.inf} = 1.2 \cdot 0.6 \cdot f_c$
EN 1992-1-1	$\sigma_{lim.sup} = \alpha_{v2} \cdot f_c$	$\sigma_{lim.inf} = \alpha_{v2} \cdot 0.85 \cdot f_c$
NBR 6118:2014 [1]	$\sigma_{lim.sup} = 0.85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_c$	$\sigma_{lim.inf} = 0.6 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_c$
ACI 318 [2]	$\sigma_{lim.sup} = 0.85 \cdot f_c$	$\sigma_{lim.inf} = 0.68 \cdot f_c$

Note: f_c , concrete compressive strength; f_{ct} , concrete tensile strength; α_{v2} , coefficient of concrete strength reduction, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ct}/250)$, with f_{ct} in MPa.

$$F_{u,analytic,sup} = \sigma_{lim,sup} \cdot A_{col} \cdot \sin^2 \theta \quad (1)$$

$$F_{u,analytic,inf} = \sigma_{lim,inf} \cdot 2 \cdot A_{pile} \cdot \sin^2 \theta \quad (2)$$

In Equation 1, A_{col} is the column cross-sectional area, θ is the strut angle (see Figure 20).

The model of Meléndez *et al.* [23], considers the interaction of three failure modes (concrete yielding, tie bars yielding and strut splitting), as a function of the variation of the angle of inclination of the strut in relation to the horizontal plane.

Thus, Figure 21 presents the value of the analytical ultimate force, obtained through the model of Meléndez *et al.* [23], whose value is the greater at the intersection between the two lines of the graphs, being equal to 400 kN.

In Figure 21, Fns,1, correlates with concrete crushing, Fns,2, correlates with strut splitting, and Fnt correlates with yielding of the tie reinforcement. Figure 21a, shows the maximum force resisted by pile cap in relation to the strut and tie. Figure 21b shows the maximum force of the pile cap in relation to the diagonal pull and the tie.

Table 4 and Table 5 present the results of the analytical ultimate forces, obtained through the models described in Table 3. Since this is a parametric analysis with experimental values, the coefficient α_{v2} , existing in the models of Delalibera *et al.* [22] and NBR 6118:2014 [1], was not considered.

By referring to Tables 4 and Table 5, it can be observed that the model which closely matched the experimental results was the one proposed by Blévôt and Frémy [15].

To determine the analytical ultimate strength as a function of punching, the existing equations in NBR 6118:2014 [1] were adapted (see Equations 3 and 4), for two failure surfaces: at the contact of the column with the pile cap (disregarding the existence of the grout) and at the expanded surface as a function of arctan (1/2) (see Figure 20).

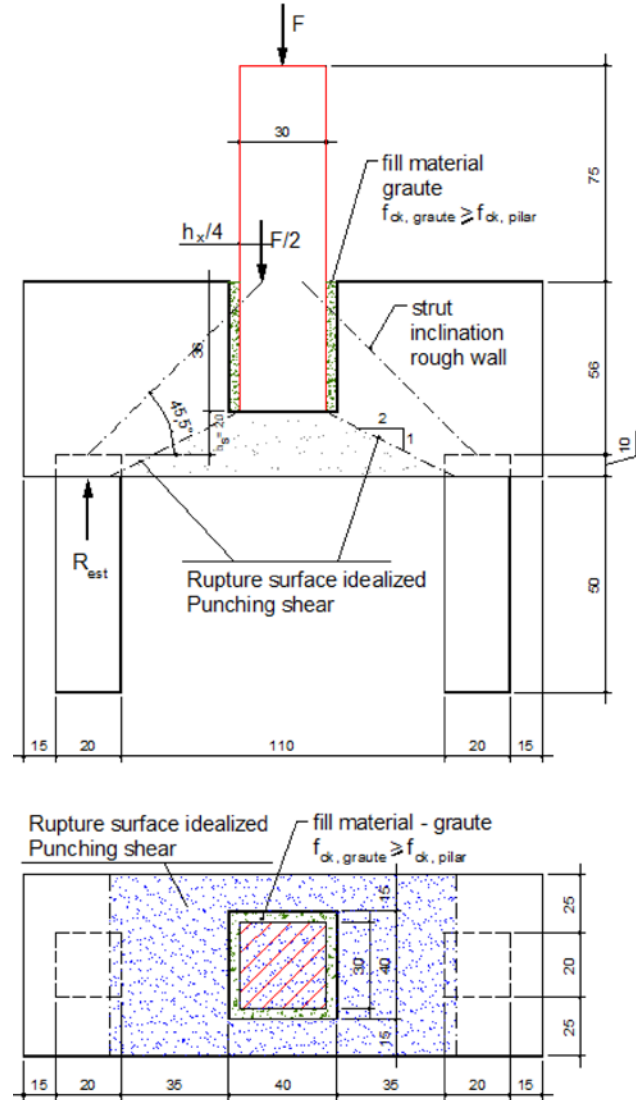


Figure 20 Strut and tie model for two pile cap design and punching surface (dimensions in cm)

Table 4 Ultimate values for rough interface (kN/cm² e kN)

Rough interface - without consideration of the grout ($\theta = 44.24^\circ$)						
Models	$\sigma_{lim.sup}$	$\sigma_{lim.inf}$	$F_{ult.sup}$	$F_{ult.inf}$	$F_{u.analytic}$	$F_{u.exp}/F_{u.analytic}$
Blévot and Frémy [15]	4.76	3.40	2085.18	1323.92	1323.92	1.28
Delalibera et al. [22]	4.44	2.45	1945.00	953.23	953.23	1.78
NBR 6118:2014 [1]	2.89	2.04	1266.00	794.35	794.35	2.14
ACI 318 [2]	2.89	2.31	1266.00	900.27	900.27	1.89
EN 1992-1-1	2.89	2.50	1266.00	1218.35	1218.35	1.40
Meléndez et al. [23]					400	4.25
Experimental					1700	1.00
Rough interface - with consideration of the grout ($\theta = 45.5^\circ$)						
Models	$\sigma_{lim.sup}$	$\sigma_{lim.inf}$	$F_{ult.sup}$	$F_{ult.inf}$	$F_{u.analytic}$	$F_{u.exp}/F_{u.analytic}$
Blévot and Frémy [15]	4.76	3.40	2179.38	1383.74	1383.74	1.23
Delalibera et al. [22]	4.44	2.45	2032.87	996.29	996.29	1.71
NBR 6118:2014 [1]	2.89	2.04	1323.20	830.24	830.24	2.05
ACI 318 [2]	2.89	2.31	1323.20	940.94	940.94	1.81
EN 1992-1-1	2.89	1.36	1323.20	1191.73	1191.73	1.43
Meléndez et al. [23]					400	4.25
Experimental					1700	1,00

Table 5 Ultimate values for smooth interface

Smooth interface - without consideration of the grout ($\theta = 44.24^\circ$)						
Models	$\sigma_{lim.sup}$	$\sigma_{lim.inf}$	$F_{ult.sup}$	$F_{ult.inf}$	$F_{u.analytic}$	$F_{u.exp}/F_{u.analytic}$
Blévot and Frémy [15]	4.76	3.40	2085.93	1324.40	1324.40	1.02
Delalibera et al. [22]	4.44	2.45	1945.70	953.57	953.57	1.42
NBR 6118:2014 [1]	2.89	2.04	1266.46	794.64	794.64	1.70
ACI 318 [2]	2.89	2.31	1266.46	900.59	900.59	1.50
EN 1992-1-1	2.89	2.50	1266.00	1218.35	1218.35	1.40
Meléndez et al. [23]					400	3.39
Punching (NBR 6118)			532.98	1657.47	1657.47	1.03
Experimental					1354	1.00
Smooth interface - with consideration of the grout ($\theta = 45.5^\circ$)						
Models	$\sigma_{lim.sup}$	$\sigma_{lim.inf}$	$F_{ult.sup}$	$F_{ult.inf}$	$F_{u.analytic}$	$F_{u.exp}/F_{u.analytic}$
Blévot and Frémy [15]	4.76	3.40	2179.38	1383.74	1383.74	0.98
Delalibera et al. [22]	4.44	2.45	2032.87	996.29	996.29	1.36
NBR 6118:2014 [1]	2.89	2.04	1323.20	830.24	830.24	1.63
ACI 318 [2]	2.89	2.31	1323.20	940.94	940.94	1.44
EN 1992-1-1	2.89	1.36	1323.20	1191.73	1191.73	1.43
Meléndez et al. [23]					400	3.39
Punching (NBR 6118)			532.98	1657.47	1657.47	0.78*
Experimental					1354	1.00

(*) Unfavorable result (against security).

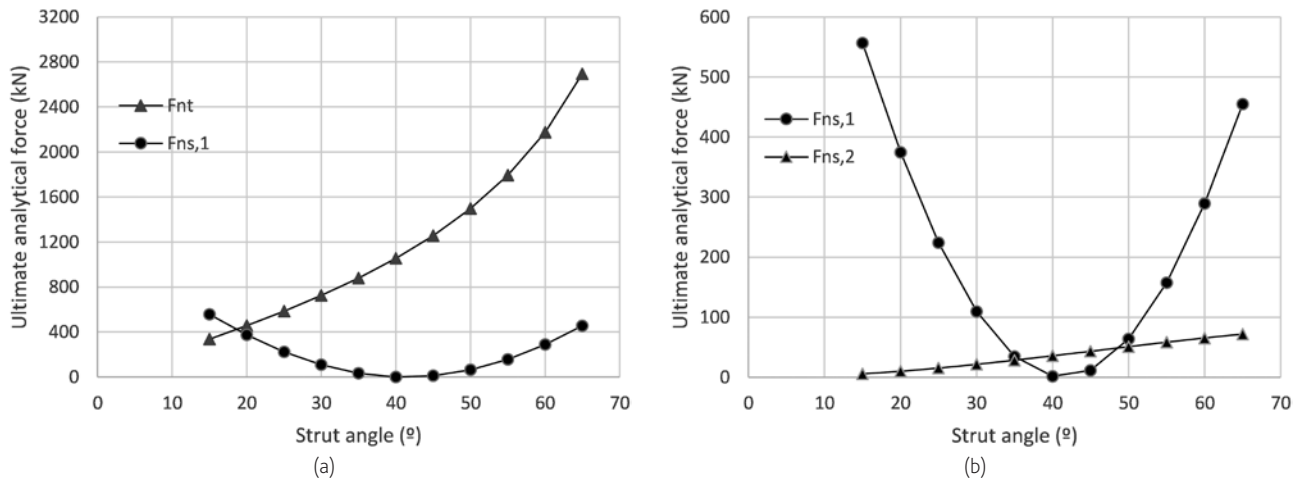


Figure 21 Ultimate strength, model by Meléndez *et al.* [23]

In Equation 4, A_{st} is the reinforcement area of the steel bars of the tie reinforcement and the value of f_c should be expressed in MPa.

The ultimate analytical force at the base of the column ($F_{u,a,1}$) was equal to 5329,98 kN, while the ultimate analytical force in the expanded area ($F_{u,a,2}$) had a value equal to 1657.47 kN.

Thus, it can be stated that the strut and tie model presented satisfactory results and can be used in pile caps with fully embedded socket.

Through Figure 17 and 18, it is recommended that the anchorage length of the tie steel bars (ℓ_b), should be calculated from the internal face of the pile (see Figure 4).

$$F_{u,a,1} = 0.27 \cdot \alpha_v \cdot f_c \cdot 2 \cdot (h_x + h_y) \cdot d$$

$$F_{u,a,2} \cdot [B_{ly} + (L_{est} - h_p)] \cdot 0.13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_x \cdot f_c)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

$$\rho_x = \frac{A_{st}}{B_{ly} \cdot d}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) f_c \text{ in MPa.}$$

h_p is the pile dimension.

B_{ly} , L_{est} and h_p in m.

In equation $\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right)$, d is cm.

Other variables are in Figure 2 and Figure 20.

Through Figure 18, it was observed that the piles are subjected to an eccentric load and therefore, it is suggested that they should be designed using the model proposed by Delalibera and Giongo [22], as demonstrated through Figures 22 and 23, where a_x is the dimension or diameter of the pile, F_{est} is the reaction in the pile, and σ_{zi} is stress in the inferior nodal region. In addition, a criticism is made to NBR 6118:2014 [1], regarding the need to use hooks in the steel bars of the tie, since the deformation (and, therefore, the stress) at the tip of

the steel bars tends to zero, in rigid pile caps. The eccentric force in the pile, in Delalibera and Giongo Model [22], is a function of the pile flexure-compression observed in the experimental results.

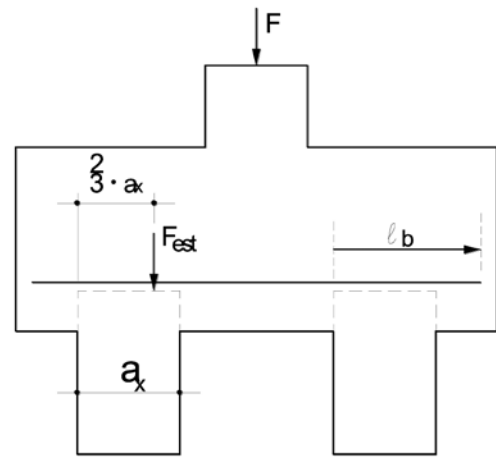


Figure 22 Anchoring length

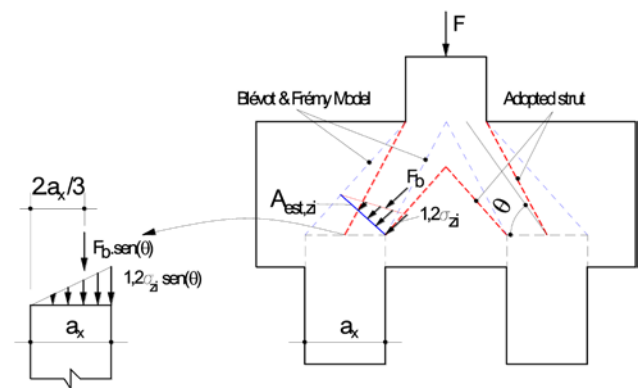


Figure 23 Delalibera and Giongo Model [22]

5 Conclusions

Through the presented experimental results, it was possible to confirm the results obtained by other researchers, such as:

- The embedded length of the precast column, can be decreased due to the favorable effect of compression stresses at the connection of the column with the pile cap;
- The calculation model of Blevôt & Frémy [15] presents better results in relation to the models experimentally tested in this work;
- It was verified that the piles are submitted to eccentric compression force;
- It was verified that there is no need to use hooks in the steel bars of the tie, to rigid pile caps, corroborating the conclusions of Taylor & Clarke [26], Adebar *et al.* [27], Delalibera & Giongo [20], Barros & Giongo [8], Mesquista *et al.* [11], Delalibera & Tomaz [22] and Gonçalves *et al.* [21], because the strain at the tip of the tie was zero in all tests performed for rigid pile caps;
- The pile cap with rough surfaces presented higher bearing capacity than the pile cap with smooth surfaces.

Further testing is needed to develop a specific model for pile caps with fully embedded socket.

Acknowledgements

This work was supported by FAPESP (São Paulo State Research Foundation) and FAPEMIG (Foundation for Research Support of the State of Minas Gerais).

Financial support: This work was supported by FAPESP (São Paulo State Research Support Foundation) and FAPEMIG (Foundation for Research Support of the State of Minas Gerais).

Conflict of interest: Nothing to declare.

References

- [1] Brazilian Association of Technical Standards. NBR 6118:2014 – Design of concrete structures, Rio de Janeiro, 2014. (in portuguese)
- [2] American Concrete Institute. ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete, Michigan, 2019. (in portuguese)
- [3] Brazilian Association of Technical Standards. NBR 9067:2017 – Design and execution of precast concrete structures, Rio de Janeiro, 2017. (in portuguese)
- [4] EUROCODE 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2004.
- [5] Campos, L.A.; Marcellino, N.A. – “Experimental analysis of foundation blocks on two piles for precast structures under centered force action”. Annals of the 49th Brazilian Concrete Congress, Bento Gonçalves, 2007. (in portuguese)
- [6] Carvalho, R.R.; Canha R.M.F. – “Analysis of the link embedded in the glass block foundation”, Scientia Plena, 2012.
- [7] Delalibera, R.G.; Giongo, J.S. – “Variance analysis of two pile caps with socket embedded subject the compression centered”, Revista eletrônica de engenharia civil, Vol. 5, N. 1, 2012.
- [8] Barros, R.; Giongo, J.S. – “Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface”, Ibracon Structures and Material Journal. Vol. 6, N. 5, 2013.
- [9] Delalibera, R.G.; Giongo, J.S. – “Pile caps with sockets embedded – numerical and experimental analysis”. Cadernos de Engenharia de Estruturas, Vol. 15, n. 64, 2013.
- [10] Delalibera, R.G.; Da Silva, W.A.; Giongo, J.S. – “Numerical analysis of two pile caps with socket embedded subject to horizontal force”, Science & Engineering Journal, Vol. 23, N. 1, 2014.
- [11] Mesquita, A.C.; Rocha, A.S.; Delalibera, R.G.; Da Silva, W.A. – “The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps”, Ibracon Structures and Material Journal. Vol. 9, N. 6, 2016.
- [12] Sousa, G.F.; Delalibera, R.G. – “Análise das novas prescrições da ABNT NBR 9062:2017 para o dimensionamento de cálices externos de fundações submetidos a ações de grande excentricidade”, Revista Portuguesa de Engenharia Estrutura. Vol. III, N. 8, 2018.
- [13] Barros, R.; Maciel, D.N.; Giongo, J.S. – “Comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido: estudo experimental”. Revista Portuguesa de Engenharia Estrutura, Vol. III, N. 10, 2019.
- [14] El Debs, M.K. – “Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações”, Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. (in portuguese)
- [15] Blévôt, J.; Frémy, R. – “Semelles sur pieux”. Annales d’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, 1967.
- [16] Delalibera, R.G.; Giongo, J.S. – “Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behaviour of two pile caps”, Ibracon Structures and Material Journal, Vol. 2, N. 4, 2019.
- [17] Adebar, P.; Kuchma, D.; Collins, M.P. – “Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study”. ACI Journal, v. 87, 1990.
- [18] Rush, A.; D’Ascenso, N.; Goldschmidt, P.; Natalini, M. – “Análisis experimental sobre cabezales de pilotes sometidos a cargas verticales”. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural, v. 1, 1997.
- [19] Miguel, G.M. – “Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas”. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. (in portuguese)
- [20] Delalibera, R.G.; Giongo, J.S. – “Deformations in the strut of two pile caps”, Ibracon Structures and Material Journal. Vol. 1, N. 2, 2008.
- [21] Gonçalves, V.F.; Delalibera, R.G.; Oliveira Filho, M.A. – “Analysis of the pile-to-cap connection of pile caps on two steel piles – An experimental and numerical study”, Engineering Structures, Vol. 252, 2022.
- [22] Delalibera, R.G.; Tomaz, M.A.; Gonçalves, V.F.; Giongo, J.S. – “Analysis of the nodal stresses in pile caps”. Ibracon Structures and Material Journal, v. 11, p. 1208-1257, 2018.
- [23] Meléndez, C.; Sagasetta, J.; Sosa, P.F.M.; Rubio, L.P. – “Refined three-dimensional strut-and-tie model for analysis and design of four-pile caps”, ACI Structural Journal, v. 116, n. 04, p. 15-29, Jul. 2019.
- [24] Leonhardt, F.; Mönig, E. – “Construções de Concreto”, Ed. Interciência, São Paulo, 1978 (in portuguese).
- [25] Fusco, P.B. – Técnicas de Armar Estruturas de Concreto. Ed. Pini, São Paulo, 1995 (in portuguese).
- [26] Taylor, H.P.J.; Clarke, J.L. – “Some detailing problems in concrete frame structures”. The Structural Engineer. Jan. 1976.
- [27] Adebar, P.; Kuchma, D.; Collins, P.M. – “Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. ACI Journal, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb. 1990.

Análise numérica e estatística da influência da taxa de armadura longitudinal sobre a resistência à força cortante em lajes de betão armadas em uma direção

Numerical and statistical analysis of the influence of longitudinal reinforcement rate on shear strength in one-way reinforced concrete slabs

Rodrigo Gustavo Delalibera

Silvio Quirino da Silva

Adriel Augusto dos Santos Silva

Resumo

A literatura apresenta diversos fatores que afetam a capacidade resistente à força de corte dos elementos estruturais de betão armado. Estes fatores incluem a resistência à compressão do betão, a quantidade de armadura longitudinal, o intertravamento dos agregados, a altura da seção transversal, entre outros. Usualmente é comum não encontrar armadura transversal em lajes maciças de betão armado, isso acontece devido às complexidades associadas na montagem desse tipo de armadura. Como resultado, a tensão de cisalhamento é resistida, principalmente, pela própria resistência do betão. O objetivo deste estudo foi realizar uma análise numérica e estatística em lajes maciças armadas em uma direção para entender o seu comportamento mecânico e qual a influência da armadura longitudinal para resistir os esforços de força cortante. Os resultados demonstraram que a taxa de aço da armadura longitudinal influenciou na distribuição dos esforços, nas forças últimas e nos deslocamentos, porém, o principal fator que afetou resistência à força cortante foi a espessura da laje. A taxa de armadura longitudinal contribuiu na transferência das tensões de cisalhamento e na da capacidade resistente da laje à força cortante.

Abstract

The literature presents various factors that affect the shear strength resistance capacity of reinforced concrete structural elements. These factors include the compressive strength of concrete, the amount of longitudinal reinforcement, aggregate interlock, cross-sectional height, among others. It is generally common to not find transverse reinforcement in solid slabs of reinforced concrete; this is due to the complexities involved in assembling this type of reinforcement. As a result, the shear force is primarily resisted by the inherent strength of the concrete itself. The objective of this study was to perform a numerical and statistical analysis on one-way reinforced solid slabs to understand their mechanical behavior and the influence of longitudinal reinforcement on resisting shear forces. The results demonstrated that the steel ratio of longitudinal reinforcement influenced the distribution of forces, ultimate strengths, and displacements. However, the main factor affecting shear strength resistance was the slab thickness. The rate of longitudinal reinforcement contributed to the transfer of shear stresses and the slab's ability to resist shear forces.

Palavras-chave: Análise de variância / Força cortante / Laje maciça / Simulação numérica / Taxa de armadura

Keywords: Analysis of variance / Shear force / Solid slab / Numerical simulation / Reinforcement ratio

Rodrigo Gustavo Delalibera

Doutor/ Docente
Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) – Universidade Federal de Uberlândia (UFU)
Uberlândia, Brasil
delalibera@ufu.br

Silvio Quirino da Silva

Mestre
Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) – Universidade Federal de Uberlândia (UFU)
Uberlândia, Brasil
Silviosilva110@hotmail.com

Adriel Augusto dos Santos Silva

Mestrando
Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) – Universidade Federal de Uberlândia (UFU)
Uberlândia, Brasil
adrielaugusto.santos@ufu.br

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.

DELALIBERA, R. [et al.] – Análise numérica e estatística da influência da taxa de armadura longitudinal sobre a resistência à força cortante em lajes de betão armadas em uma direção. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 81-104.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-007>

1 Introdução

A força cortante tem sido amplamente estudada em vigas de betão armado por diversos autores, tais como Resende [1], Kim *et al.* [2], Samora [3], Xia *et al.* [4], entre outros. Contudo, essa análise tem pouco contemplado as lajes de betão armadas em uma ou duas direções, principalmente na verificação do efeito da taxa de armadura longitudinal. A capacidade resistente à força cortante é determinada basicamente por duas parcelas resistentes, sendo a primeira referente ao conjunto de mecanismos complementares como: zona de compressão do betão, intertravamento do agregado, efeito de pino e outra em função da armadura transversal.

Estudos sobre transferência de cisalhamento em viga sem armadura transversal, demonstram que os mecanismos complementares englobados na análise são complexos. Por não haver um modelo satisfatório que possa ser aceito no âmbito científico, há dificuldade em fazer uma análise da eficiência de cada parâmetro para definir qual a parcela contribuinte para cada componente Sousa [5].

Cavagnis *et al.* [6] afirma que a dificuldade da análise dos mecanismos de transferência de cisalhamento, está relacionada com a falta de medições detalhadas do desenvolvimento das fissuras e do processo associado a ruptura do elemento. Seguindo o mesmo pensamento, Sagaseta [7], relatou que o processo de transferência de cisalhamento é complexo, por existirem vários mecanismos complementares, onde as tensões normais e de cisalhamento ficam envolvidas nesse mecanismo. El-Ariss [8], esclareceu que os esforços mecânicos de uma viga de betão armado à flexão são de simples previsão, diferente do comportamento referente à força cortante, por envolverem vários mecanismos de transferência de cisalhamento. Com intuito de analisar a influência da taxa de armadura longitudinal em lajes de betão armado, desenvolveu-se um estudo numérico e estatístico.

2 Materiais e métodos

Para realização da modelagem numérica utilizou-se o software ANSYS® Workbench e os dados experimentais do estudo desenvolvido por Oliveira Filho [9], estabelecendo um modelo representativo ao experimental por meio dos gráficos de curvas força × deslocamento. Após esse processo, foram realizadas simulações numéricas com a variação dos fatores: altura da seção, resistência característica à compressão do betão e a taxa de aço da armadura longitudinal. Além disso, desenvolveu-se uma aplicação de análise estatística, com o uso dos valores das tensões de cisalhamento, variável de resposta, considerando nessa análise o nível de significância de 5%.

3 Ensaio experimental de referência

Os ensaios de Oliveira Filho [9] tiveram como objetivo analisar o comportamento de lajes maciças de betão armado em uma direção, submetida a força cortante, sendo o seu principal objetivo avaliar a contribuição do efeito de pino, além de verificar quais são os fatores que influenciam esse parâmetro na capacidade resistente do elemento. O programa experimental foi constituído por nove lajes

Tabela 1 Dados das lajes do ensaio experimental realizado por Oliveira Filho [9]

Laje	Altura (cm)	$A_{s, \min.}$ (cm ²)	f_{cj} (MPa)	J (dias)	$A_{s, \text{cál.}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s, \text{efet.}}$ (cm ²)	Armadura longitudinal
L1	8,00	1,20	17,93	48,00	0,00	–	–	–
L2	8,00	1,20	17,93	48,00	1,20	6	1,178	6 Ø 5,0 mm c/13,0
L3	8,00	1,20	17,93	48,00	2,40	12	2,356	12 Ø 5,0 mm c/6,5
L4	11,00	1,65	17,93	48,00	0,00	–	–	–
L5	11,00	1,65	17,93	48,00	1,65	9	1,767	9 Ø 5,0 mm c/8,0
L6	11,00	1,65	17,93	48,00	3,30	17	3,338	17 Ø 5,0 mm c/4,0
L7	14,00	2,10	17,93	48,00	0,00	–	–	–
L8	14,00	2,10	17,93	48,00	2,10	11	2,160	11 Ø 5,0 mm c/6,5
L9	14,00	2,10	17,93	48,00	4,20	22	4,320	22 Ø 5,0 mm c/3,0

de betão, armadas em única direção e sem armadura transversal, sendo sua geometria retangular com as dimensões em planta de 70 cm × 140 cm e altura variável, conforme demonstrada na Figura 1. A taxa de aço da armadura longitudinal foi variável e a resistência característica à compressão do betão constante, de acordo com a Tabela 1. Na NBR 6118:2023 [12], a resistência mínima à compressão para estruturas de betão armado é de 20 MPa, considerando a classe de agressividade ambiental I (fraca). Como havia restrições nos equipamentos do laboratório, restringiu-se a resistência do betão à compressão para valores de 20 MPa. Após os estudos do traço do betão e a aplicação do mesmo nos modelos ensaiados experimentalmente, obteve-se resistência média à compressão do betão igual a 17,93 MPa (ver Tabela 1).

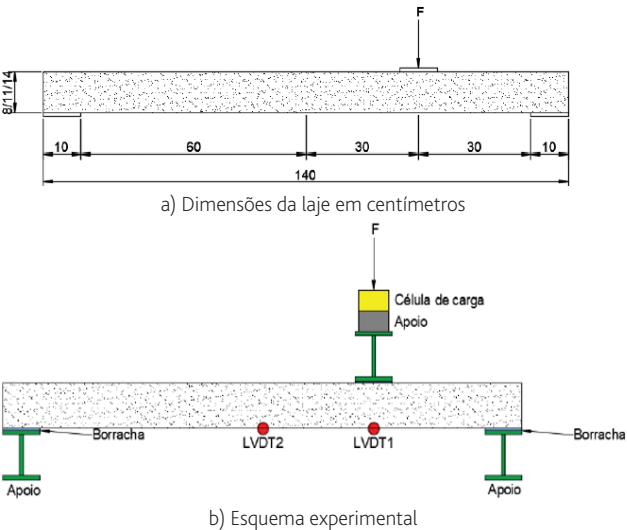


Figura 1 Configuração teórica do ensaio experimental realizado por Oliveira Filho [9]

Durante o processo de desenvolvimento do programa experimental, realizaram-se ensaios para a determinação das propriedades mecânicas do betão e os resultados são apresentados na Tabela 2. O motivo de não existir armaduras até os apoios (apenas das recomendações normativas) foi a necessidade de analisar a

influência da força cortante no apoio da laje, sem a presença de barras de aço longitudinais. Desta forma, considerou-se apenas as barras de ação, na região de meio de vão da laje, necessário para realizar o transporte desta laje.

Tabela 2 Resultados obtidos no ensaio do betão (Oliveira Filho [9])

ENSAIO	f_c (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)
Compressão axial	17,79	17,93
	17,93	
	18,07	
Compressão diametral	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)
	2,29	2,22
	1,91	
Módulo de elasticidade longitudinal	E_c (GPa)	$f_{c,m}$ (GPa)
	16,00	14,65
	11,10*	
	13,30	

* Valor desconsiderado pelo autor

O ensaio de tração axial das barras de aço da categoria CA – 60, com diâmetro de 5,0 mm, apresentaram os resultados do módulo de elasticidade longitudinal e tensão de escoamento, conforme demonstrado na Tabela 3.

Tabela 3 Resultados obtidos no ensaio do betão (Oliveira Filho [9])

Corpo de prova	E (GPa)	σ_y (MPa)	$\sigma_{máx}$ (MPa)	σ_{ult} (MPa)
1	199,32	772,37	789,46	511,06
2	211,89	759,71	777,28	512,66
3	200,49	744,35	752,63	495,89
4	214,84	795,52	798,08	545,06
5	221,87	811,03	815,72	550,60
6	203,41	777,48	782,57	524,43
Médias	208,64	776,74	785,96	523,28

Na análise numérica foram considerados os valores médios do módulo de elasticidade do aço e da resistência ao escoamento, respectivamente de 208,64 GPa e 776,74 MPa, conforme o estudo experimental.

2.2 Modelagem numérica

Para a simulação numérica utilizou-se elementos finitos volumétricos para a modelagem das lajes e elementos finitos de barra para a simulação das barras de aço. O elemento finito "Solid 65" foi empregado para simular a laje, sendo definido por oito nós, com três graus de liberdade em cada nó. A aplicação do "Solid 65", está associado a resultados de deformação plástica, fissuração e esmagamento nas três direções globais. Para os coeficientes de transferência de cisalhamento de cisalhamento foram empregados valores que variaram de 0 a 1, sendo que o valor 0 (zero) sem transferência de cisalhamento, ou seja, a superfície perde a rugosidade e valor 1 correspondendo a transferência total de cisalhamento, ou seja, a superfície é rugosa, (ANSYS WORKBENCH [10]). Considerou-se aderência perfeita entre as barras de aço da armadura e o betão do entorno.

Os modelos "Concrete e Multilinear Isotropic Hardening" foram aplicados para simular o betão da laje. O modelo "Concrete" é baseado no critério de falha de William & Warnock, sendo necessário a inserção de dados das propriedades mecânicas do betão, como: o módulo de elasticidade, resistência última à compressão e à tração e coeficientes de transferência de cisalhamento. O modelo "Multilinear Isotropic Hardening" foi definido pela curva de tensão x deformação do betão, sendo utilizadas as considerações do Código (CEB-FIP. Model Code [11]) para determinação dos dados dessa curva. Vale ressaltar, que foi inserido o valor "-1" no campo correspondente a resistência última de compressão uniaxial, no modelo "Concrete" para o programa considerar a resistência à compressão do betão do modelo multilinear.

O elemento finito "Link 180" foi utilizado para simular as barras de aço da armadura longitudinal da laje, esse elemento tem dois graus de liberdade por nó (ver Figura 2), sendo o modelo "Bilinear Isotropic Hardening" empregado no material aço, que considera os valores da tensão de escoamento e do módulo de elasticidade tangencial (ANSYS WORKBENCH [10]). Os critérios de rupturas considerados foram: esmagamento do betão e/ou escoamento excessivo das barras de aço, de acordo com os modelos de falha utilizados (Concrete e Bilinear Isotropic Hardening).

O "Solid 185" foi o elemento finito aplicado nos apoios, na placa de aço e nas borrachas inseridas entre o apoio e a laje, conforme o ensaio experimental. Esse elemento é definido por oito nós com três graus de liberdade, tendo as translações nas direções X, Y e Z. A sua aplicação permite a consideração da hiperelasticidade, rigidez de tensão, grande deflexão, deformação e plasticidade (ANSYS WORKBENCH [10]). Na região dos apoios e no ponto de aplicação de deslocamento (ponto de aplicação da força no modelo experimental), considerou-se material com comportamento elástico e linear.

Durante o processamento da simulação quando se observou problemas de convergência da solução no modelo, utilizou-se a recomendação do manual do (ANSYS WORKBENCH [10]), em que o

parâmetro "KEYOPT (3)" fosse igual a 2 e o incremento de carga seja o menor possível, podendo também, ser adotado o relaxamento de tensão relacionado ao parâmetro "KEYOPT (7)" que deve ser igual a 1. Contudo, quando o elemento é fissurado ou há um esmagamento, uma pequena quantidade de rigidez é inserida para se ter uma estabilidade numérica, sendo que para o elemento fissurado o valor padrão é de $1,0E-6$. Na Figura 2, é apresentado os elementos finitos definidos na análise numérica.

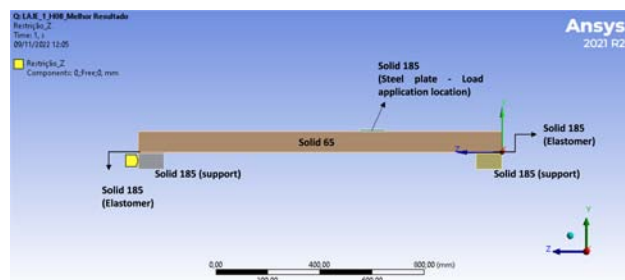


Figura 2 Elementos finitos definidos na modelagem numérica

2.3 Configuração do modelo estrutural

A caracterização do elemento na análise numérica é demonstrada na Figura 3, considerando a laje como bi apoiada. No lado esquerdo da peça tem um apoio fixo que restringe os movimentos de translação dos eixos e permite a rotação. No lado direito próximo à chapa de aço possui um apoio móvel, sendo as bordas livres nas laterais de maior dimensão. O cobrimento da armadura adotado foi de 2,5 cm. Além da chapa de aço com geometria retangular, tendo a dimensão de $70 \times 10 \times 1$ cm para aplicação do deslocamento, local de aplicação da força no ensaio experimental. Vale ressaltar que foi colocado entre o apoio e a laje um material de elastômero com dimensão de $10 \times 70 \times 0,5$ cm, com módulo de elasticidade igual a 25 MPa.

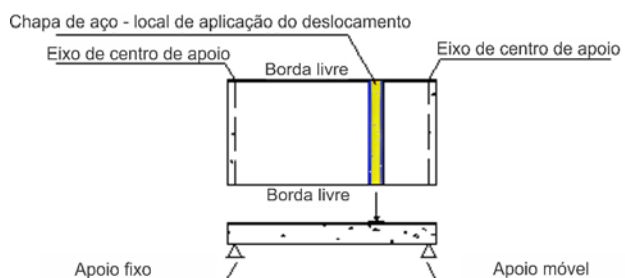


Figura 3 Configuração do modelo estrutural considerada da simulação

Os vínculos da laje em todos os modelos foram aplicados em linhas, conforme é ilustrado na Figura 4. O módulo de elasticidade empregado nos apoios foi de 20.000 kN/cm^2 e a tensão de escoamento igual a 50 kN/cm^2 . Além disso, o módulo de elasticidade considerado nos elastômeros foi igual a 25 MPa, em exceção nas lajes que não possuem armadura longitudinal e aquelas com o número de barras inferior a nove que variaram de 2,5 a 5,0 MPa, pois, foi observado durante a simulação realizada que a variação do módulo de elasticidade desses elementos exerceu influência nos

resultados, permitindo que houvesse um deslizamento horizontal na laje junto aos apoios, conforme é demonstrado na Figura 5.

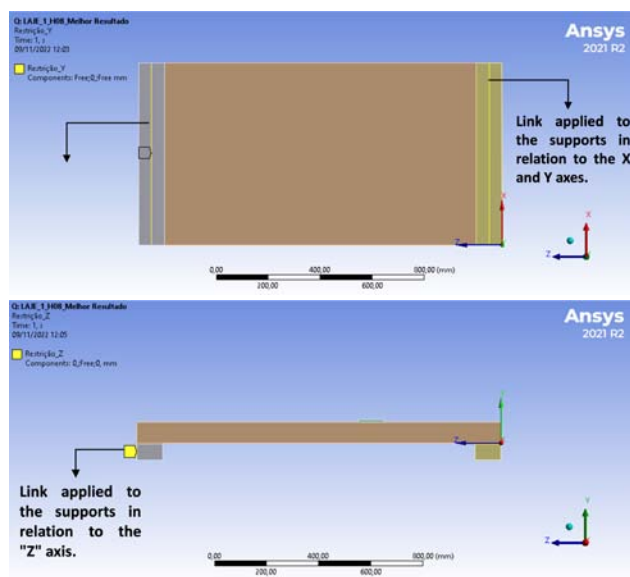


Figura 4 Vínculos aplicados nos apoios na laje em relação ao eixo Y e Z

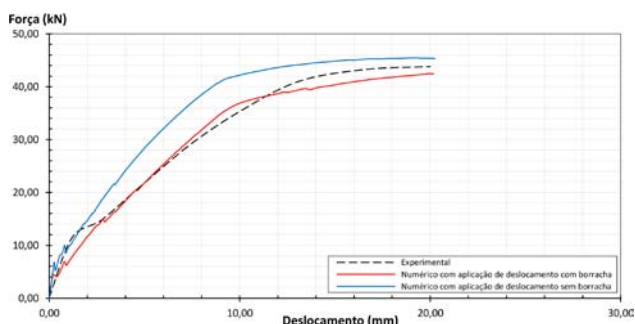


Figura 5 Comportamento da laje com e sem as borrachas

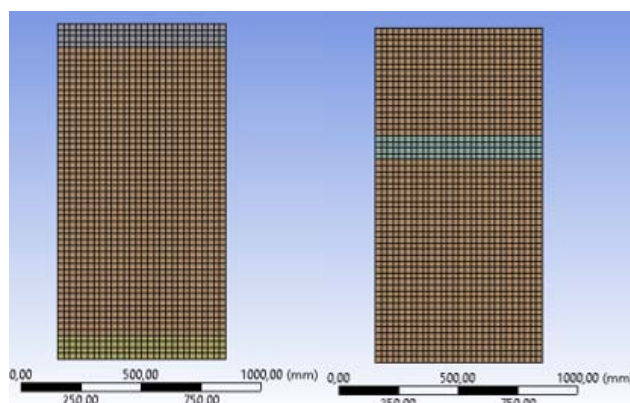


Figura 6 Vista inferior e superior da laje com a malha aplicada

A discretização dos elementos foi um dos processos mais relevantes para a modelagem, visto que, precisão dos resultados aumenta conforme reduz a dimensão da malha. Além disso, uma caracterização mais homogênea da malha provocou uma melhor convergência. Diante disso, foi considerado no modelo uma malha quadrada com dimensão de 25 mm, conforme é ilustrada na Figura 6.

2.4 Simulação com a variação dos fatores

Com base nos parâmetros utilizados para a aferição do modelo experimental, realizaram-se simulações numéricas variando-se os fatores que influenciam diretamente na capacidade resistente da laje à força cortante. Esses fatores foram: a altura da secção; a resistência característica à compressão do betão; e a taxa de aço da armadura longitudinal. As barras de aço que compuseram a armadura longitudinal tiveram diâmetros de 6,3 mm e seu arranjo é mostrado na Tabela 4. Todos os modelos simulados têm a mesma geometria, características das lajes ensaiadas experimentais, sendo as propriedades mecânicas dos materiais calculadas de acordo com a ABNT (NBR 6118:2014 [12]).

A simulação numérica foi composta por dois grupos representados pela letra A e B. Esses grupos se diferenciam pela disposição da armadura inferior, ou seja, nos modelos do grupo A, as armaduras foram dispostas na face inferior do elemento, já no grupo B, as armaduras foram dispostas nas faces inferior e superior, sendo que na face superior foi estabelecida uma taxa de aço mínima em todos os modelos, conforme a Tabela 4.

Para melhor compreensão ou interpretação dos resultados e identificação dos modelos, foi estabelecida uma legenda ilustrada na Figura 7.

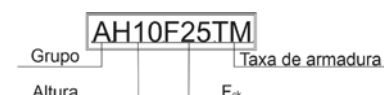


Figura 7 Nomenclatura dos modelos numéricos

2.5 Análise estatística

Na análise estatística foi aplicado o Método de Planejamento de Experimentos (DOE), essa técnica é uma forma de planejar os experimentos para compreender a influência dos fatores na variável de resposta e no parâmetro resultante. Nesse planejamento foi considerado o procedimento de experimentos fatoriais, que permite observar a influência que vários fatores podem ter na variável de resposta para auxiliar na tomada de decisões.

A construção do modelo foi relacionada ao comportamento da tensão de cisalhamento. Nesse modelo foi admitido uma única variável de resposta, ou seja, dependente y (tensão de cisalhamento) que está sujeita as variáveis " x_k " que neste estudo é altura, a resistência característica à compressão do betão e a taxa de armadura longitudinal. Segundo (Montgomery [13]), esse processo de análise é uma característica baseada pelo modelo matemática chamado de "modelo de regressão", sendo aplicado neste estudo o modelo de regressão ajustado a um conjunto de dados amostrais.

Tabela 4 Variação dos fatores considerados na simulação numérica

Modelos		Altura (cm)	f_{ck} (MPa)	Taxa de armadura	
Grupo A	Grupo B			Borda superior	Borda inferior
AH10F25TM	BH10F25TM	10,0	25,0	Mínima	Mínima
AH10F25T2M	BH10F25T2M	10,0	25,0	Mínima	2 × mínima
AH10F25T3M	BH10F25T3M	10,0	25,0	Mínima	3 × mínima
AH10F35TM	BH10F35TM	10,0	35,0	Mínima	Mínima
AH10F35T2M	BH10F35T2M	10,0	35,0	Mínima	2 × mínima
AH10F35T3M	BH10F35T3M	10,0	35,0	Mínima	3 × mínima
AH10F45TM	BH10F45TM	10,0	45,0	Mínima	Mínima
AH10F45T2M	BH10F45T2M	10,0	45,0	Mínima	2 × mínima
AH10F45T3M	BH10F45T3M	10,0	45,0	Mínima	3 × mínima
AH15F25TM	BH15F25TM	15,0	25,0	Mínima	Mínima
AH15F25T2M	BH15F25T2M	15,0	25,0	Mínima	2 × mínima
AH15F25T3M	BH15F25T3M	15,0	25,0	Mínima	3 × mínima
AH15F35TM	BH15F35TM	15,0	35,0	Mínima	Mínima
AH15F35T2M	BH15F35T2M	15,0	35,0	Mínima	2 × mínima
AH15F35T3M	BH15F35T3M	15,0	35,0	Mínima	3 × mínima
AH15F45TM	BH15F45TM	15,0	45,0	Mínima	Mínima
AH15F45T2M	BH15F45T2M	15,0	45,0	Mínima	2 × mínima
AH15F45T3M	BH15F45T3M	15,0	45,0	Mínima	3 × mínima
AH20F25TM	BH20F25TM	20,0	25,0	Mínima	Mínima
AH20F25T2M	BH20F25T2M	20,0	25,0	Mínima	2 × mínima
AH20F25T3M	BH20F25T3M	20,0	25,0	Mínima	3 × mínima
AH20F35TM	BH20F35TM	20,0	35,0	Mínima	Mínima
AH20F35T2M	BH20F35T2M	20,0	35,0	Mínima	2 × mínima
AH20F35T3M	BH20F35T3M	20,0	35,0	Mínima	3 × mínima
AH20F45TM	BH20F45TM	20,0	45,0	Mínima	Mínima
AH20F45T2M	BH20F45T2M	20,0	45,0	Mínima	2 × mínima
AH20F45T3M	BH20F45T3M	20,0	45,0	Mínima	3 × mínima

O modelo de regressão linear múltipla, ajustado para vários fatores pode ser determinado pela relação da variável de resposta y com as variáveis k denominadas de regressoras, apresentada na equação 1.

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k + \varepsilon \quad (1)$$

Em que:

y Variável de resposta (tensão de cisalhamento);

x_1, x_2, x_k Variáveis independentes (altura, fck e taxa de armadura longitudinal);

$\beta_1, \beta_2, \beta_k$ Coeficientes de regressão;

ε Erro experimental (correspondem aos erros aleatórios).

Segundo (Montgomery [13]), os coeficientes de regressão representam a mudança causada na variável de resposta por unidade de mudança em x_k , quando todas as variáveis independentes restantes são mantidas constantes, ou seja, o coeficiente de regressão (β_i) determina a mudança na variável de resposta por unidade de mudança na variável independente (x_i) e as outras variáveis independentes (x_2 e $x_3, \dots, x_k$) são mantidas constantes. Seguindo o mesmo procedimento, a componente β_2 determina o efeito esperado em y e x_2 , quando x_1 e x_3 é mantido constante.

Os coeficientes de regressão são estimados por meio do método dos quadrados mínimos, calculados como a diferença entre os valores observados. Dessa forma, esse método sugere determinar os valores dos parâmetros de regressão ($\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_k$), por meio da equação 2, em que a soma dos quadrados dos resíduos (SQE) é mínima.

$$SQE = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \beta_0 - \beta_1 x_1 - \dots - \beta_k x_k)^2 \quad (2)$$

Para avaliação dos resultados, é fundamental observar o valor $-P$, definido como a probabilidade que mede a evidência contra a hipótese nula, ou seja, segundo (Montgomery [13]), o uso do valor $-P$ é uma forma de verificar os resultados de um teste de hipótese, declarando que a hipótese nula foi ou não rejeitada em um certo valor ou nível de significância (α) adotado. A seguir é demonstrado as hipóteses que podem ser consideradas.

$$\text{valor} - P \leq \alpha \quad (3)$$

Quando o valor $-P$ for menor ou igual ao nível de significância, pode-se concluir que o fator ou a sua interação entre eles, tem efeitos significativos na variável de resposta.

$$\text{valor} - P > \alpha \quad (4)$$

Quando o valor $-P$ for maior que nível de significância, pode-se concluir que o fator ou a sua interação entre eles, não tem efeitos significativos na variável de resposta.

A aplicação da análise estatística de Planejamento Experimental (DOE) com regressão fatorial linear múltipla e Análise de Variância (ANOVA) demonstra se os efeitos são significativos na variável de resposta em um determinado nível de significância considerado, ou seja, quais fatores principais ou de interação influenciam na tensão de cisalhamento das lajes simuladas numericamente.

3 Resultados e discussões

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos na validação numérica do modelo estrutural, demonstrando a comparação dos gráficos de curvas força $\times$ deslocamento com os ensaios experimentais. Além disso, é demonstrado os resultados da simulação numérica com a variação dos fatores que, segundo o estudo de Afefy e El-Tony [14] e Torabian *et al.* [15], influenciam na capacidade resistente à força cortante nos elementos estruturais sem armadura transversal. Por fim, é apresentado os resultados da análise estatística que envolvem esses fatores e a tensão de cisalhamento da simulação da segunda etapa.

3.1 Modelo estrutural

De acordo com o ensaio experimental e as considerações dos códigos normativos, bem como a metodologia empregada para a realização da modelagem numérica por meio do programa ANSYS® Workbench, foram obtidas as curvas de Força $\times$ Deslocamento.

A comparação das curvas força $\times$ deslocamento dos modelos numérico e experimental de cada laje são mostradas no arquivo anexo (Figuras 22 a 30 em anexo).

Com base nas Figuras 22 a 30 no anexo A, observou-se que os modelos numéricos apresentaram comportamento similar aos dos

Tabela 5 Comparação da força e deslocamento máximo: experimental $\times$ numérico

Laje	Força máxima (KN)		Variação (%)	Deslocamento máximo (mm)		Variação (%)
	Experimental	Númérico		Experimental	Númérico	
L1	6,90	5,30	23,19	0,56	0,48	14,29
L2	23,31	26,80	-14,97	14,86	15,03	-1,14
L3	43,81	42,41	3,19	20,00	20,17	-0,85
L4	12,73	11,84	6,99	0,75	0,65	12,93
L5	44,53	47,07	- 5,70	15,71	15,64	0,48
L6	79,16	82,39	- 4,08	8,75	9,09	- 3,89
L7	26,81	21,41	20,13	1,01	0,66	34,55
L8	74,27	74,70	- 0,57	5,81	5,87	- 1,03
L9	158,31	145,04	8,38	9,23	9,35	- 1,30

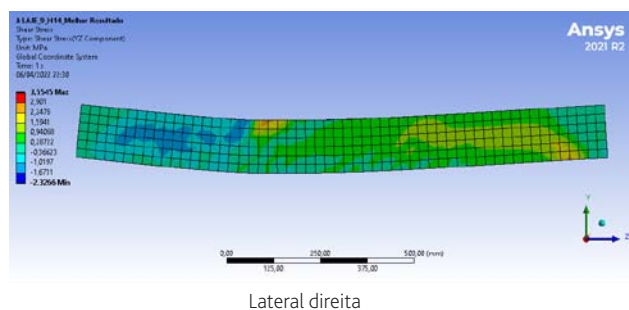
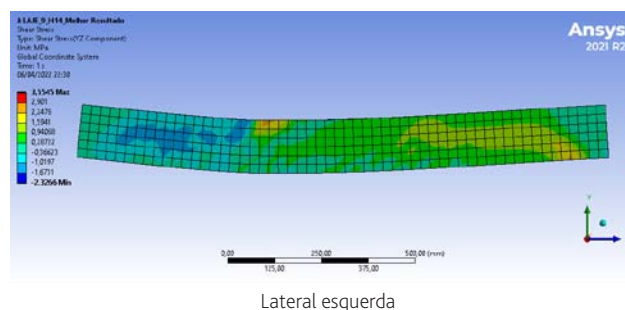


Figura 8 Tensão de cisalhamento da laje L9



Lateral esquerda

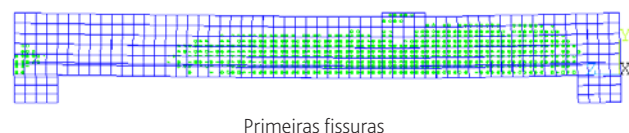
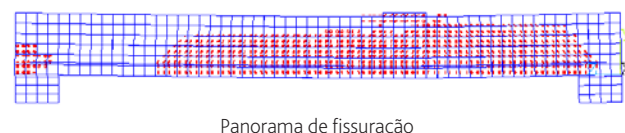


Figura 9 Panorama de fissuração da laje L9



Panorama de fissuração

modelos experimentais, com exceção dos modelos sem armadura longitudinal, pois, esses tiveram ruptura brusca mesmo com baixo carregamento. Consequentemente foram obtidos menores resultados de forças e deslocamentos, com diferenças entre 24% a 35% em relação aos valores experimentais. Vale ressaltar, que nesses modelos numéricos com taxa de armadura longitudinal igual a 0% não foi considerado a armadura construtiva (armadura apenas no meio do vão, não prolongada até os apoios – armadura utilizada para transporte), existente nos modelos experimentais. Na Tabela 5 é apresentado uma comparação da força e do deslocamento máximo entre os ensaios experimentais e as análises numéricas.

Ao analisar a Tabela 5, observa-se as diferenças obtidas entre o modelo experimental e numérico, que são inferiores a 15%, com exceção dos modelos em que a taxa de armadura longitudinal é igual a 0%. Nesses casos não há influência das barras de aço nas lajes, consequentemente não existe contribuição do efeito de pino na capacidade resistente nesses elementos à força cortante.

Na Figura 8, é apresentado o resultado da tensão de cisalhamento da laje 9 (L9), demonstrando o seu comportamento, como a formação das bielas de compressão ao longo do elemento. A Figura 9 é ilustrado o panorama de fissuração. Nota-se que a fissura se inicia próximo ao local de aplicação do deslocamento e dos apoios.

3.2 Simulação numérica com variação dos fatores

Em função dos parâmetros utilizados nas modelagens anteriores, expandiu-se as análises numéricas com intuito de analisá-los. Nesta etapa de simulação é demonstrado o resultado da curva força x deslocamento, composta por três modelos, com variação na taxa de armadura, na altura e na resistência característica à compressão do betão das lajes.

3.2.1 Resultados das simulações do grupo A

No grupo A estão inclusos todos os modelos de lajes que possuem armadura longitudinal somente na borda inferior da laje. Analisando as curvas de força x deslocamento dos modelos numéricos por meio das Figuras 31 a 38 (em anexo), nota-se que o aumento gradual da taxa de armadura longitudinal contribui no aumento da rigidez do elemento, dessa forma, a peça é capaz de resistir a forças maiores e alcançar menores deslocamentos.

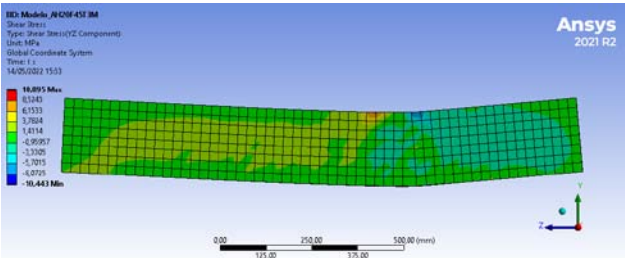
Observando as Figuras 31 a 38 no anexo B, verificou-se que o aumento da taxa de armadura longitudinal aumentou a rigidez do elemento, consequentemente, os elementos apresentam maior tenacidade, melhor controle no desenvolvimento de fissuras e melhores distribuições dos esforços, principalmente das tensões de cisalhamento. Verificou-se a diminuição dos deslocamentos verticais, entretanto, as lajes mantiveram o comportamento de ruptura frágil.

Foram obtidos os valores das tensões de cisalhamento em todas as análises numéricas, os quais serão apresentados na Tabela 6. Uma vez que todos os modelos apresentaram comportamento semelhante, para fins de ilustração, será mostrado o panorama de fissuração e as tensões de cisalhamento apenas no modelo AH20F45T3M. Na Figura 10 é possível observar como é a formação das bielas de compressão. Além disso, na Figura 11 é apresentado o panorama de fissuração dessa mesma laje, sendo possível observar o como é a evolução das fissuras e suas direções, nota-se que, as principais direções das fissuras são diagonais, típicas de tensões de cisalhamento.

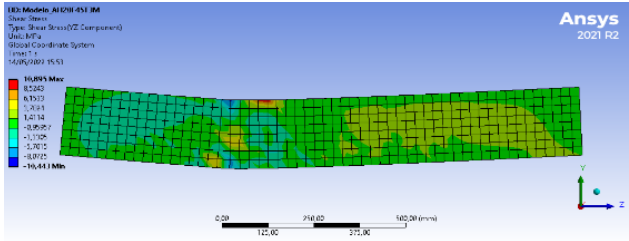
Tendo em vista os resultados das tensões de cisalhamento alcançados na simulação numérica, pode-se concluir que o aumento apenas a taxa de armadura longitudinal, mantendo constante a resistência característica à compressão do betão e altura da seção, não teve influência significativa no aumento da capacidade

Tabela 6 Resultados das tensões de cisalhamento máximas e mínimas de cada modelo do grupo A

Modelos	Altura (cm)	f_{ck} (MPa)	Taxa de armadura	Tensão de cisalhamento máxima (MPa)
AH10F25TM	10,0	25,0	Mínima	3,6550
AH10F25T2M	10,0	25,0	2 × mínima	3,0135
AH10F25T3M	10,0	25,0	3 × mínima	4,0331
AH10F35TM	10,0	35,0	Mínima	3,2756
AH10F35T2M	10,0	35,0	2 × mínima	3,5957
AH10F35T3M	10,0	35,0	3 × mínima	3,8758
AH10F45TM	10,0	45,0	Mínima	3,6672
AH10F45T2M	10,0	45,0	2 × mínima	3,3818
AH10F45T3M	10,0	45,0	3 × mínima	4,0691
AH15F25TM	15,0	25,0	Mínima	5,6154
AH15F25T2M	15,0	25,0	2 × mínima	5,2674
AH15F25T3M	15,0	25,0	3 × mínima	6,7245
AH15F35TM	15,0	35,0	Mínima	6,7731
AH15F35T2M	15,0	35,0	2 × mínima	8,7979
AH15F35T3M	15,0	35,0	3 × mínima	7,5243
AH15F45TM	15,0	45,0	Mínima	6,4260
AH15F45T2M	15,0	45,0	2 × mínima	6,9889
AH15F45T3M	15,0	45,0	3 × mínima	6,9069
AH20F25TM	20,0	25,0	Mínima	6,8642
AH20F25T2M	20,0	25,0	2 × mínima	8,6169
AH20F25T3M	20,0	25,0	3 × mínima	8,6366
AH20F35TM	20,0	35,0	Mínima	9,6527
AH20F35T2M	20,0	35,0	2 × mínima	9,6836
AH20F35T3M	20,0	35,0	3 × mínima	11,1050
AH20F45TM	20,0	45,0	Mínima	9,2685
AH20F45T2M	20,0	45,0	2 × mínima	11,4310
AH20F45T3M	20,0	45,0	3 × mínima	10,8950

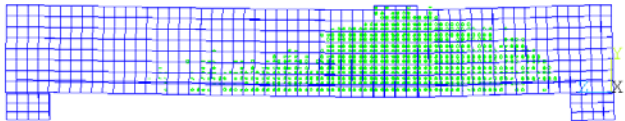


Vista lateral esquerda

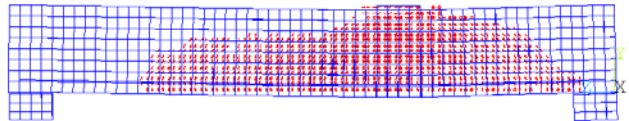


Vista lateral direita

Figura 10 Tensão de cisalhamento em MPa do modelo AH20F45T3M



Primeiras fissuras



Panorama de fissuração

Figura 11 Panorama de fissuração do modelo AH20F45T3M

resistente da laje. Porém, quando se altera a espessura do elemento, mantendo constantes a taxa de armadura longitudinal e a resistência característica à compressão do betão, há um aumento expressivo na capacidade da peça resistir as tensões de cisalhamento.

3.2.2 Resultados das simulações do grupo B

No grupo B estão inclusos os modelos de lajes que contêm armaduras longitudinais inferiores e superiores (superior somente taxa de aço mínima). A seguir, serão apresentadas as figuras as curvas de força x deslocamento (Figura 40 a 48 em anexo), as tensões de cisalhamento e o panorama de fissuração.

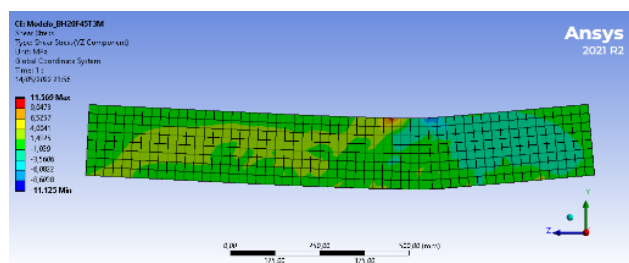
Com base nas Figuras 40 a 48 no anexo C de força x deslocamento apresentadas anteriormente, observou-se que conforme aumentou

a taxa de armadura longitudinal a rigidez do elemento aumentou, consequentemente, os elementos também apresentam maior tenacidade, melhor controle no desenvolvimento de fissuras e melhores distribuições dos esforços, principalmente das tensões de cisalhamento, seguindo o mesmo padrão dos resultados do grupo A. Os valores obtidos nas análises numéricas das tensões de cisalhamento das lajes serão apresentados na Tabela 7. Novamente, todos os modelos exibiram um comportamento similar. Portanto, com o intuito de ilustração, será apresentado o panorama de fissuração e as tensões de cisalhamento referente apenas ao modelo BH20F45T3M.

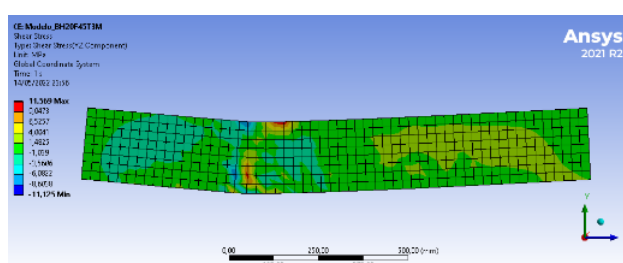
Na Figura 12 é possível observar novamente como é a formação das bielas de compressão. Na Figura 13 é mostrado o panorama de fissuração, permitindo a observação da evolução das fissuras e

Tabela 7 Resultados das tensões de cisalhamento máximas e mínimas de cada modelo do grupo B

Modelos	Altura (cm)	f_{ck} (MPa)	Taxa de armadura na borda		Tensão de cisalhamento máxima (MPa)
			Inferior	Superior	
BH10F25TM	10,0	25,0	Mínima	Mínima	3,6312
BH10F25T2M	10,0	25,0	2 × mínima	Mínima	3,9264
BH10F25T3M	10,0	25,0	3 × mínima	Mínima	4,5100
BH10F35TM	10,0	35,0	Mínima	Mínima	3,6372
BH10F35T2M	10,0	35,0	2 × mínima	Mínima	3,8913
BH10F35T3M	10,0	35,0	3 × mínima	Mínima	4,5178
BH10F45TM	10,0	45,0	Mínima	Mínima	3,9560
BH10F45T2M	10,0	45,0	2 × mínima	Mínima	6,5664
BH10F45T3M	10,0	45,0	3 × mínima	Mínima	4,4545
BH15F25TM	15,0	25,0	Mínima	Mínima	6,5442
BH15F25T2M	15,0	25,0	2 × mínima	Mínima	7,4393
BH15F25T3M	15,0	25,0	3 × mínima	Mínima	6,8449
BH15F35TM	15,0	35,0	Mínima	Mínima	8,0612
BH15F35T2M	15,0	35,0	2 × mínima	Mínima	9,2747
BH15F35T3M	15,0	35,0	3 × mínima	Mínima	7,6962
BH15F45TM	15,0	45,0	Mínima	Mínima	7,3993
BH15F45T2M	15,0	45,0	2 × mínima	Mínima	8,1287
BH15F45T3M	15,0	45,0	3 × mínima	Mínima	7,8398
BH20F25TM	20,0	25,0	Mínima	Mínima	8,4696
BH20F25T2M	20,0	25,0	2 × mínima	Mínima	9,2681
BH20F25T3M	20,0	25,0	3 × mínima	Mínima	9,9567
BH20F35TM	20,0	35,0	Mínima	Mínima	11,8970
BH20F35T2M	20,0	35,0	2 × mínima	Mínima	10,2490
BH20F35T3M	20,0	35,0	3 × mínima	Mínima	12,1150
BH20F45TM	20,0	45,0	Mínima	Mínima	11,4030
BH20F45T2M	20,0	45,0	2 × mínima	Mínima	16,3400
BH20F45T3M	20,0	45,0	3 × mínima	Mínima	11,5690

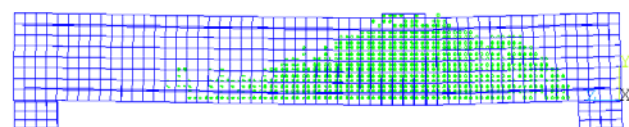


Vista lateral esquerda

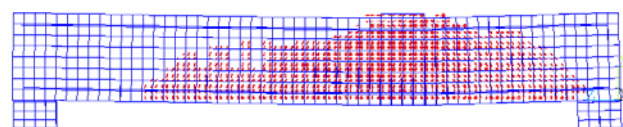


Vista lateral direita

Figura 12 Tensão de cisalhamento em MPa do modelo BH20F45T3M



Primeiras fissuras



Panorama de fissuração

Figura 13 Panorama de fissuração do modelo BH20F45T3M

suas direções, nota-se que, mais uma vez as principais direções das fissuras são diagonais, estas que são características de tensões de cisalhamento.

3.2.3 Análise comparativa entre os modelos do grupo A e B

Com base nos resultados obtidos dos grupos A e B, por meio da simulação numérica, realizou-se uma análise comparativa (Figuras 49 a 57 em anexo) para verificar quais são os efeitos do acréscimo de armadura longitudinal na borda superior da laje.

Ao analisar figuras de força x deslocamento comparando os modelos numéricos do grupo A com os do grupo B, por meio das Figuras 49 a 57 no anexo D, verificou-se que a armadura inserida na borda superior da laje não influenciou na rigidez do elemento, entretanto, os modelos de lajes com altura de 10 cm com a armadura superior, apresentaram forças últimas maiores que os sem a armadura superior. Dessa forma, há necessidade de realizar novas análises com espessuras menores para se definir qual seria o limite de altura em que a armadura longitudinal superior terá influência na capacidade resistente à força cortante.

3.3 Análise estatística

Para realização do planejamento estatístico fatorial utilizando a análise de variância, foram empregados os resultados obtidos nas simulações numéricas. Na análise foi considerado um nível de significância de 5%. O gráfico de Pareto indica quais os fatores que afetam a resposta, inclusive a ordem importância de significância.

Observa-se que a princípio todos os fatores como: altura da seção, resistência característica à compressão do betão e taxa de armadura longitudinal influenciam diretamente na tensão de cisalhamento máxima dos modelos.

O gráfico dos efeitos principais avalia como esses fatores afetam a variável de resposta. Nota-se que o fator altura é quem mais contribui para controlar as tensões de cisalhamento, logo depois é a resistência característica à compressão do betão, por fim, a taxa de armadura longitudinal. Para a análise estática, utilizaram-se os valores das máximas tensões de cisalhamentos dos modelos numéricos.

3.3.1 Análise estatística das tensões de cisalhamento máximas do grupo A

Os resultados apresentados da análise das interações demonstraram que o fator B, resistência característica à compressão do betão, passa a não afetar significativamente a variável de resposta, contudo, sua combinação com o fator A, altura, influenciou na variável de resposta que é a tensão de cisalhamento máxima.

Portanto, as únicas interações relevantes foram dadas pelos fatores A e B, apresentada na Figura 14 e na Tabela 8 da análise de variância. Já na Figura 15, exibem os gráficos dos efeitos da interação dos fatores, sendo possível verificar como essa interação afeta a tensão de cisalhamento máxima. Entretanto, vale destacar que a taxa de armadura longitudinal foi um fator relevante na análise estatística, porém, foi o parâmetro que menos exerceu influência nas tensões de cisalhamento máximas.

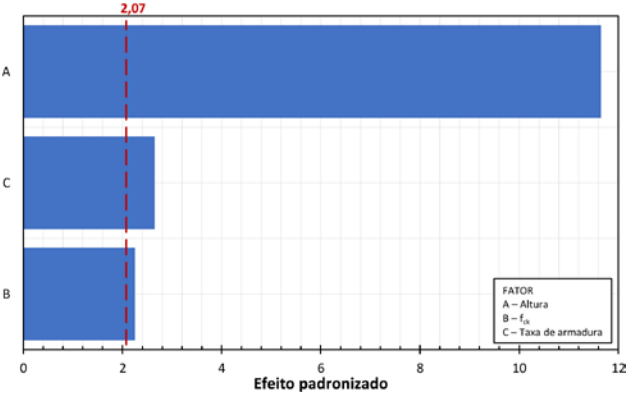


Figura 14 Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados das tensões de cisalhamento máximas

Tabela 8 Resultados da análise de variância das tensões de cisalhamento máximas

Fonte	Grau de liberdade	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	Valor F	Valor - P
Modelo	3	170,628	56,8759	85,29	0,000
Linear	3	170,628	56,8759	85,29	0,000
Altura	1	89,667	89,6674	134,47	0,000
f_{ck}	1	3,595	3,5949	5,39	0,029
Taxa	1	4,846	4,8465	7,27	0,013
Erro	23	15,337	0,6668		
Total	26	185,965			

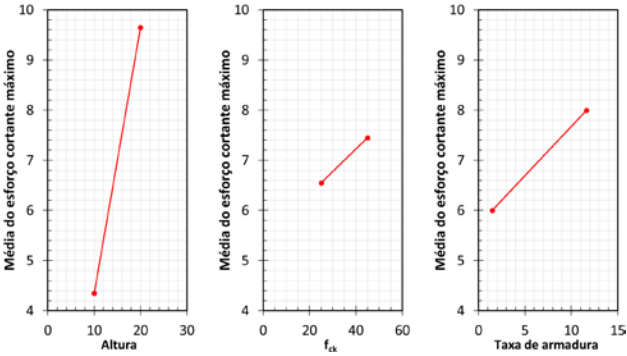


Figura 15 Efeitos principais das tensões de cisalhamento máximas

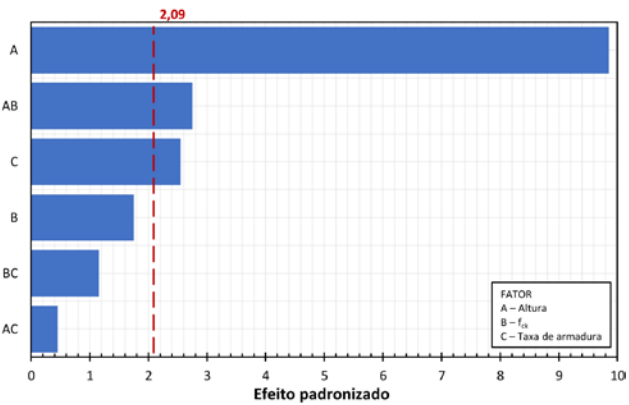


Figura 16 Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados com interações das tensões de cisalhamento máximas

Tabela 9 Resultados da análise de variância com interação das tensões de cisalhamento máximas

Fonte	Grau de liberdade	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	Valor F	Valor - P
Modelo	6	174,908	29,1513	52,73	0,000
Linear	3	139,563	46,5211	84,15	0,000
Altura	1	53,833	53,8325	97,37	0,000
F_{ck}	1	1,332	1,3325	2,41	0,136
Taxa	1	3,442	3,4418	6,23	0,021
Interações de 2 fatores	3	4,28	1,4267	2,58	0,082
Altura $\times f_{ck}$	1	3,814	3,8137	6,90	0,016
Altura $\times$ Taxa	1	0,056	0,0564	0,10	0,753
$f_{ck} \times$ Taxa	1	0,638	0,6378	1,15	0,296
Erro	20	11,057	0,5529		
Total	26	185,965			

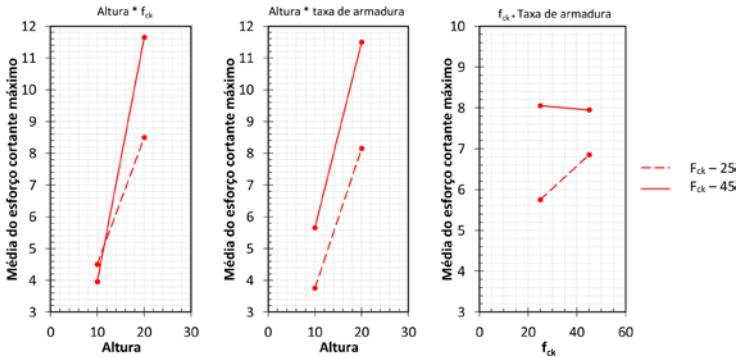


Figura 17 Efeito da Interação dos fatores das tensões de cisalhamento máximas

3.3.2 Análise estatística das tensões de cisalhamento máximas do grupo B

A seguir, são apresentados os resultados do processo estatístico do grupo B, que se distingue do grupo A pelo fato de possuir quatro fatores. Neste caso, a variável considerada nesta análise é a taxa de armadura na borda superior (TS) da laje, sendo que a taxa de armadura na borda inferior (TI) já estava incluída no processo estatístico.

Conforme a Figura 18 do gráfico de Pareto, observa-se que a inserção da armadura longitudinal superior não alterou o comportamento da laje, mantendo o comportamento estrutural dos modelos do grupo A. Essa observação também pode ser constatada pela Tabela 10 da análise de variância, em que todos os valores - P foram maiores que o nível significância adotado. Contudo, a taxa de aço da armadura superior, mostrou um melhor comportamento entre os fatores, que podem ser vistos na Figura 19, pois é possível identificar que a taxa de armadura teve a maior participação na média das tensões máximas,

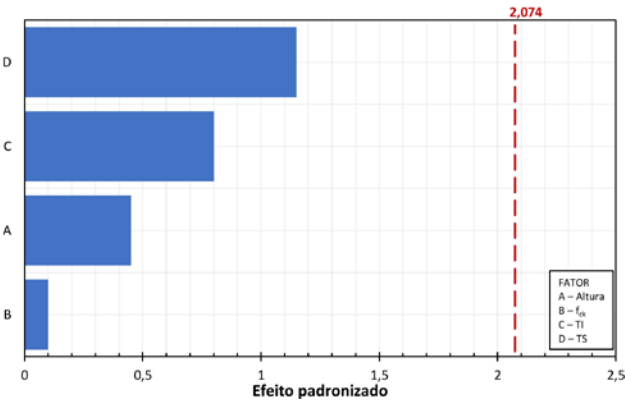


Figura 18 Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados das tensões de cisalhamento máximas

enquanto os outros fatores demonstram as menores médias.

Embora os resultados da primeira análise com os fatores principais sem suas combinações terem demonstrado que não causam efeitos significativos, foi realizado para fins de demonstração a análise com as interações dos fatores, sendo os resultados apresentados a seguir.

Conforme era esperado, é possível observar, por meio da Figura 20, que as interações entre os fatores não apresentaram efeitos estatisticamente significativos na variável de resposta. No entanto, a interação entre a altura e a resistência à compressão do betão demonstrou a melhor relação quando comparada com os outros fatores. Essa observação também pode ser verificada na Tabela 11 da análise de variância, onde o menor valor de p foi obtido para a altura e sua interação com o f_{ck} .

Além disso, na Figura 21, é evidente que os efeitos das interações dos fatores na média da tensão de cisalhamento máxima não apresentaram diferença significativa do ponto de vista estatístico. No entanto, foi observado que o melhor desempenho ocorreu na interação entre a altura e o f_{ck} .

Tabela 10 Resultados da análise de variância das tensões de cisalhamento máximas

Fonte	Grau de liberdade	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	Valor F	Valor - P
Modelo	4	234,032	58,5079	37,94	0,000
Linear	4	234,032	58,5079	37,94	0,000
Altura	1	0,258	0,2577	0,17	0,687
f_{ck}	1	0,005	0,0052	0,00	0,954
TI	1	0,892	0,8921	0,58	0,455
TS	1	1,934	1,9343	1,25	0,275
Erro	22	33,927	1,5422		
Total	26	267,959			

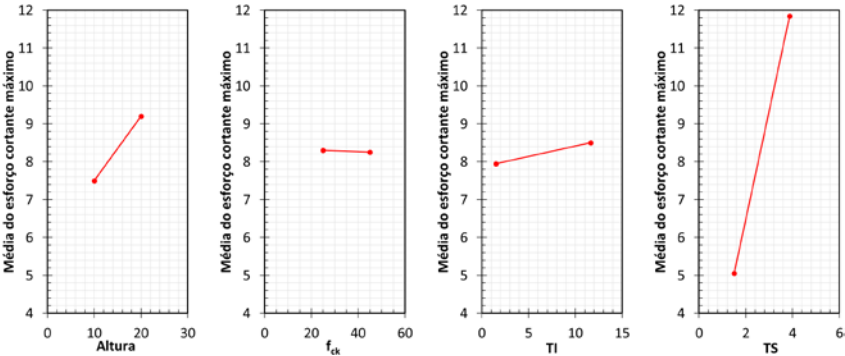


Figura 19 Efeitos principais das tensões de cisalhamento máximas

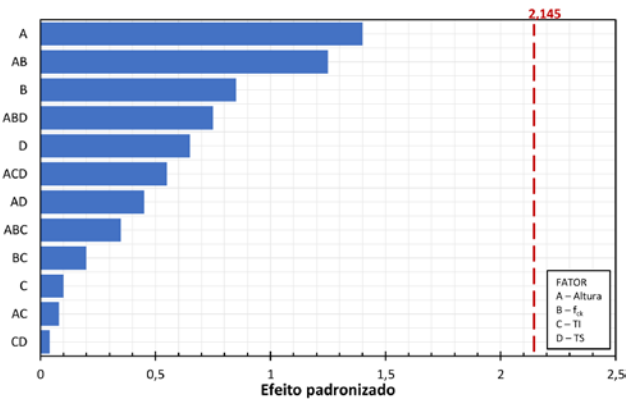


Figura 20 Gráfico de Pareto dos efeitos padronizados com interações das tensões de cisalhamento máximas

Tabela 11 Resultados da análise de variância com interação das tensões de cisalhamento máximas

Fonte	Grau de liberdade	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	Valor F	Valor - P
Modelo	12	241,878	20,1565	10,82	0,000
Linear	4	57,255	14,3138	7,68	0,002
Altura	1	3,663	3,6635	1,97	0,183
f_{ck}	1	1,469	1,4686	0,79	0,390
TI	1	0,010	0,0101	0,01	0,942
TS	1	0,879	0,8794	0,47	0,503
Interações de 2 fatores	5	5,148	1,0296	0,55	0,734
Altura x f_{ck}	1	2,851	2,8509	1,53	0,236
Altura x TI	1	0,007	0,0074	0,00	0,951
Altura x TS	1	0,384	0,3841	0,21	0,657
f_{ck} x TI	1	0,035	0,0346	0,02	0,894
TI x TS	1	0,002	0,0024	0,00	0,972
Interações de 3 fatores	3	2,269	0,7562	0,41	0,751
Altura x f_{ck} x TI	1	0,253	0,2525	0,14	0,718
Altura x f_{ck} x TS	1	1,234	1,2342	0,66	0,429
Altura x TI x TS	1	0,606	0,606	0,33	0,577
Erro	14	26,081	1,8629		
Total	26	267,959			

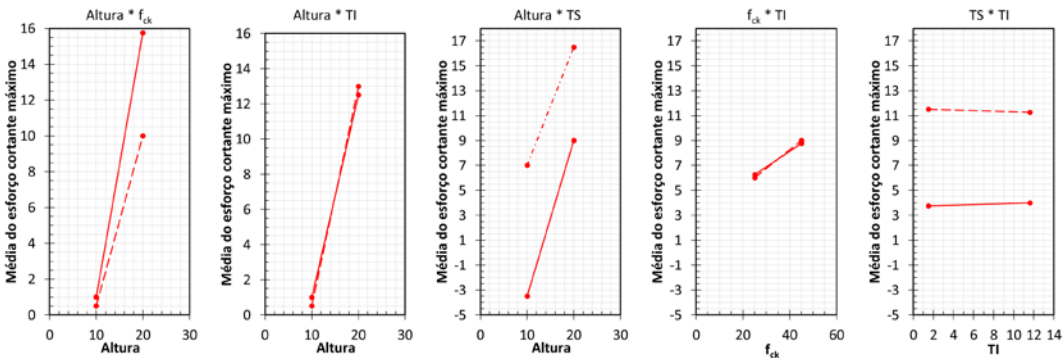


Figura 21 Efeito da Interação dos fatores das tensões de cisalhamento máximas

4 Conclusão

Em virtude dos fatos argumentados e apresentados, além das observações dos aspectos analisados pela simulação numérica e estatística, aplicada nas lajes de betão armadas em uma direção e sem armadura transversal, foram obtidas as seguintes conclusões:

O modelo numérico desenvolvido demonstrou o comportamento semelhante ao da laje ensaiada experimentalmente, o que pode ser constatado por meio das curvas força x deslocamento. Desta forma, os resultados das simulações numéricas mostraram que o aumento da espessura da laje proporcionou o aumento da resistência dos mecanismos complementares, evidenciando assim maior mobilização pela zona de compressão do betão não fissurado.

O aumento da taxa de armadura longitudinal, mantida constante a resistência característica à compressão do betão e altura da seção, provocou um pequeno aumento da capacidade resistente da laje e da transferência das tensões de cisalhamento. Isso está relacionado pela maior rigidez das barras de aço e no controle das fissuras o que possibilitou maior contribuição da zona de compressão do betão não fissurado e do efeito de pino.

A armadura da borda na face superior da laje não provocou efeito significativo na capacidade resistente, não sendo necessária essa armadura no seu dimensionamento como uma possível solução no ganho de resistência à força cortante. Contudo, é preciso realizar mais análises com espessuras menores se definir se o efeito dessa variável será relevante.

Por meio da análise estatística, verificou-se que a taxa de armadura longitudinal exerceu influência significativa nas lajes analisadas. Constatou-se que o fator relevante foi a espessura da laje, evidenciando que dependendo da dimensão da espessura da laje a taxa de armadura longitudinal não terá efeitos significativos nas tensões de cisalhamento.

Ressalta-se que estes valores são inerentes a esta análise, sendo necessário, análises experimentais complementares para a confirmação destes resultados.

REFERÊNCIAS

- [1] RESENDE, T.L.D.; CARDOSO, D.C.T.; SHEHATA, L.C.D. – “Influence of steel fibers on the dowel action of RC beams without stirrups”, *Engineering Structures*, v. 221, 2020.
- [2] KIM H-G, J.; KIM M-J, L.; PARK J-H, K. – “Prediction of shear strength of reinforced concrete beams without shear reinforcement considering bond action of longitudinal reinforcements”, *Advances in Structural Engineering*, v. 21, p. 30-45, 2018.
- [3] SAMORA, M.S. – “Avaliação dos mecanismos resistente ao cisalhamento em betão armado sem armadura transversal”, p. 140, dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.
- [4] XIA, J.; XIAO, Y.; MACKIE, K.R.; AL-RAMAHEE, M. *et al.* – “Dowel action and shear strength contribution of high strength rebar embedded in ultra-high performance fiber reinforced concrete”, *Engineering Structures*, v. 83, p. 223-232, 2015.
- [5] SOUSA, A.M.D.; DEBS, M.K.E.L. – “Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014”, *Revista IBRACON de Estrutura e Materiais*, v. 12, n. 3, pp. 658-693, 2019.
- [6] CAVAGNIS, F.; RUIZ, M.F.; MUTTONI, A. – “An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements”, *Structural Concrete*, v. 19, pp. 49-64, 2018.
- [7] SAGASETA, J.; VOLLUM, R.L. – “Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete”, *Magazine of Concrete Research*, v. 63, pp. 119-137, 2011.
- [8] EL-ARISS, B. – “Behavior of beams with dowel action”, *Engineering Structures*, v. 29, pp. 899-903, 2007.
- [9] OLIVEIRA FILHO, M.A. – “Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de betão armado”, 185 p., dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2019.
- [10] ANSYS WORKBENCH. – Versão 21. Ansys Inc., 2021.
- [11] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE – *CEB FIP*. Model Code 2010: First complete draft. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2010, 311 p.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – *ABNT*. NBR 6118:2023: Projeto de estruturas de betão – Procedimento, Rio de Janeiro: 2014, 256 p.
- [13] MONTGOMERY, D.C. – *Design and Analysis of Experiments* – Fourth Edition. Arizona State University, John Wiley & Sons, 1996.
- [14] AFEFY, H.M., EL-TONY, E.M. – “Retrofitting of Interior Slab-to-Column Connections for Punching Shear Using Different Techniques”. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 33, n. 1, 04018088, 2019.
- [15] TORABIAN, A.; ISUFI, B.; MOSTOFINEJAD, D., *et al.* – “Behavior of thin lightly reinforced flat slabs under concentric loading”, *Engineering Structures*, v. 196, 109327, 2019.

Anexo A Modelo estrutural

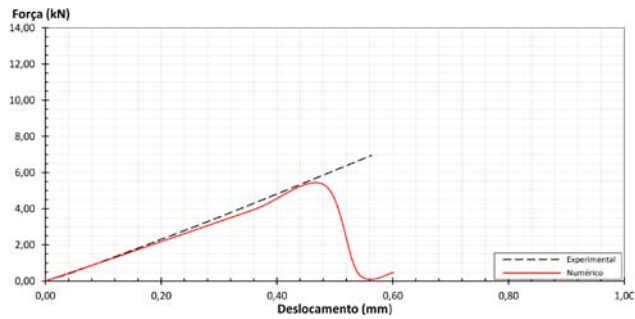


Figura 22 Força x deslocamento - L1

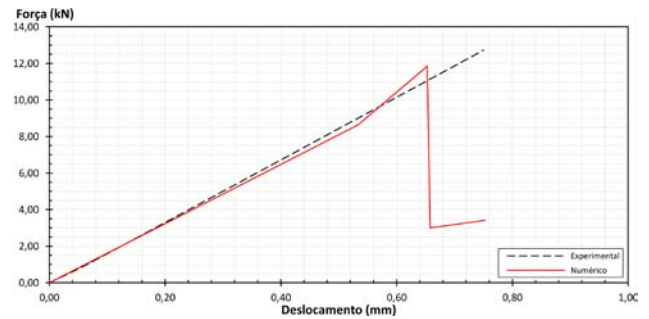


Figura 25 Força x deslocamento - L4

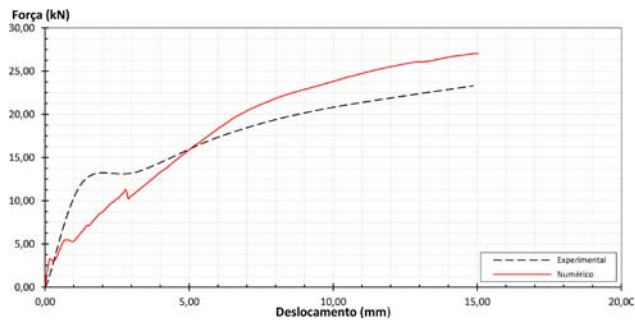


Figura 23 Força x deslocamento - L2

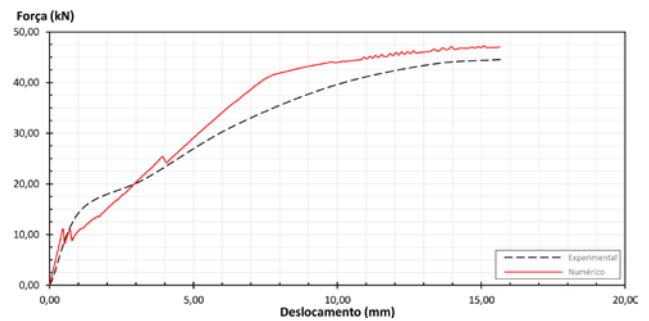


Figura 26 Força x deslocamento - L5

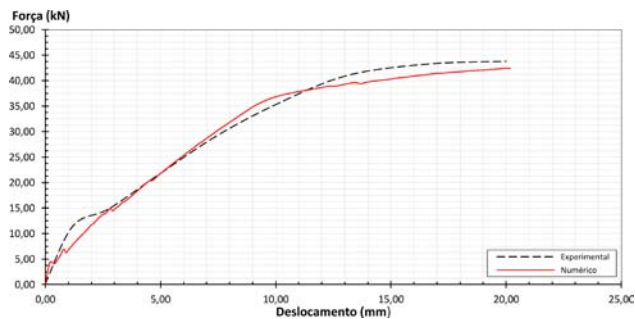


Figura 24 Força x deslocamento - L3

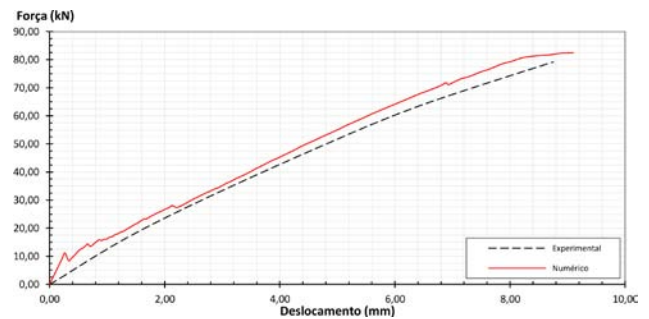


Figura 27 Força x deslocamento - L6

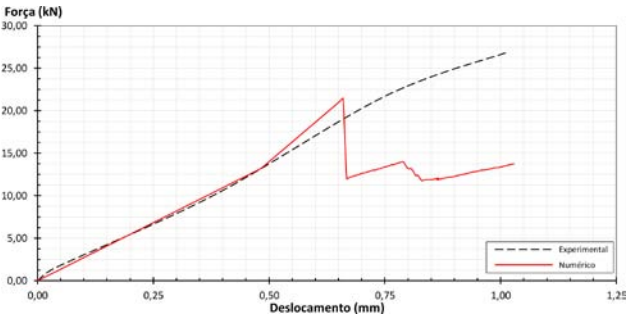


Figura 28 Força x deslocamento - L7

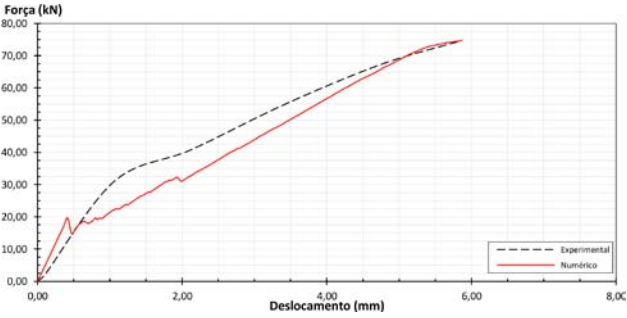


Figura 29 Força x deslocamento - L8

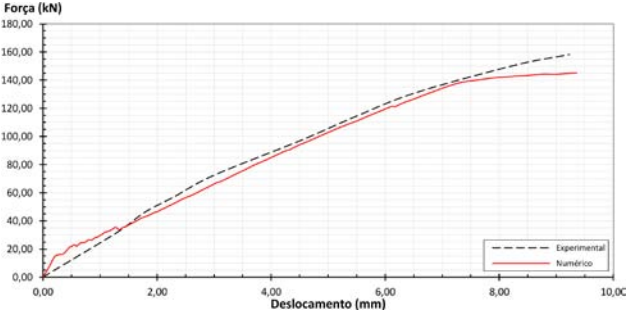


Figura 30 Força x deslocamento - L9

Anexo B Resultados das simulações do grupo A

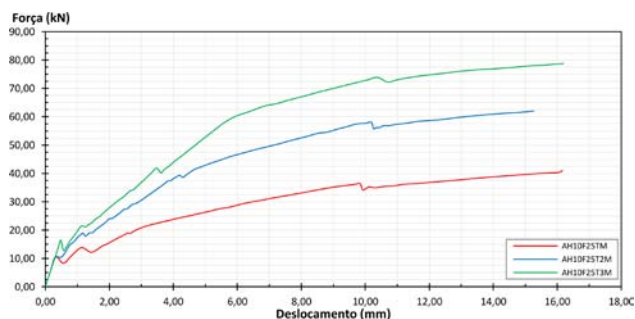


Figura 31 Força x deslocamento - Lajes AH10F25

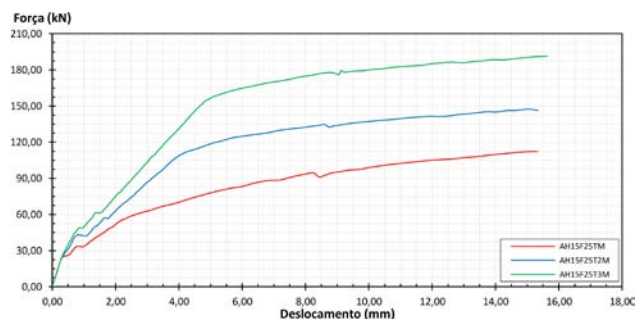


Figura 34 Força x deslocamento - Lajes AH15F25

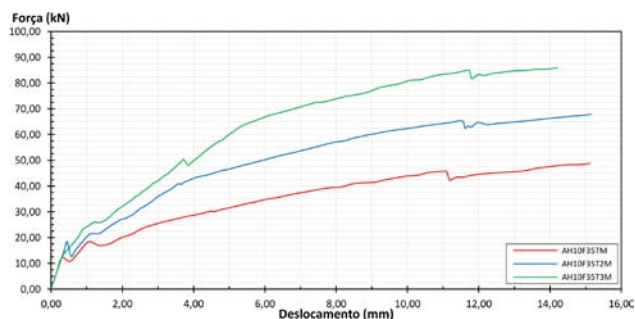


Figura 32 Força x deslocamento - Lajes AH10F35

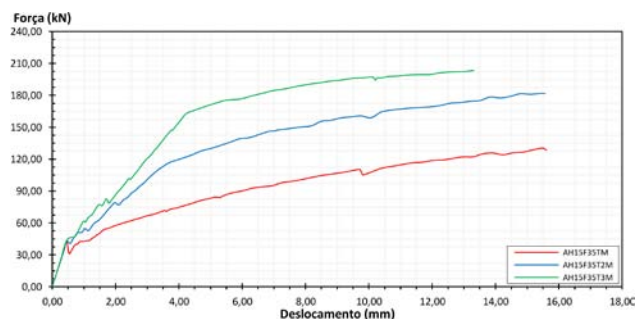


Figura 35 Força x deslocamento - Lajes AH15F35

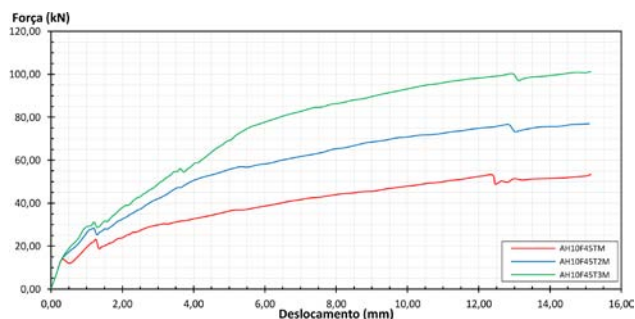


Figura 33 Força x deslocamento - Lajes AH10F45

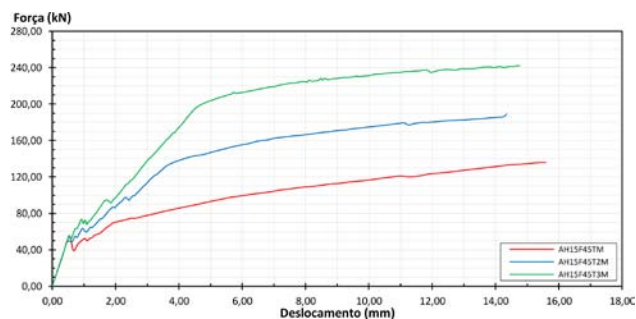


Figura 36 Força x deslocamento - Lajes AH15F45

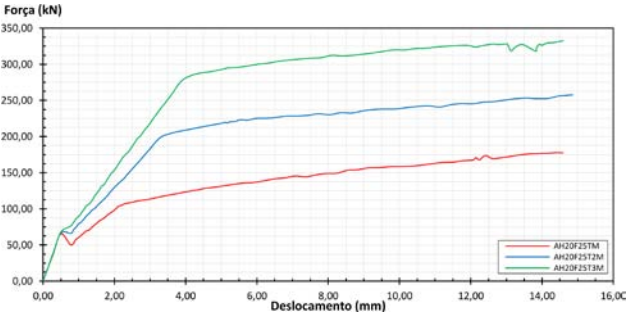


Figura 37 Força x deslocamento - Lajes AH20F25

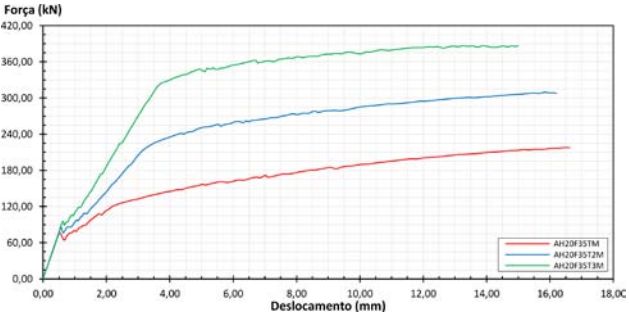


Figura 38 Força x deslocamento - Lajes AH20F35

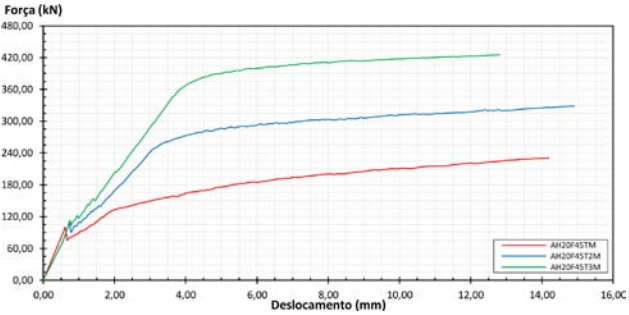


Figura 39 Força x deslocamento - Lajes AH20F45

Anexo C Resultados das simulações do grupo B

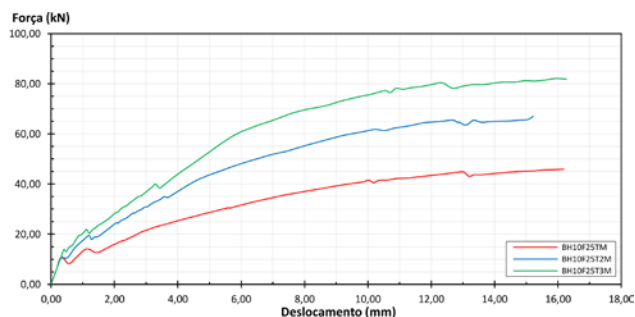


Figura 40 Força x deslocamento - Lajes BH10F25

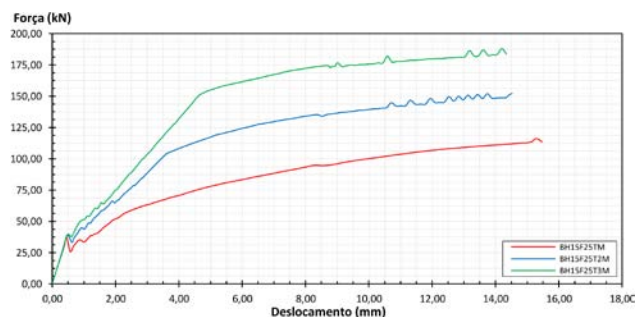


Figura 43 Força x deslocamento - Lajes BH15F25

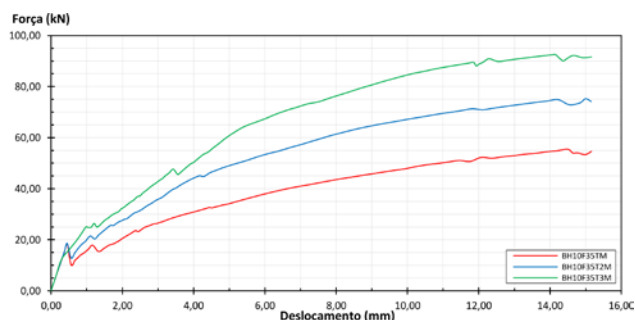


Figura 41 Força x deslocamento - Lajes BH10F35

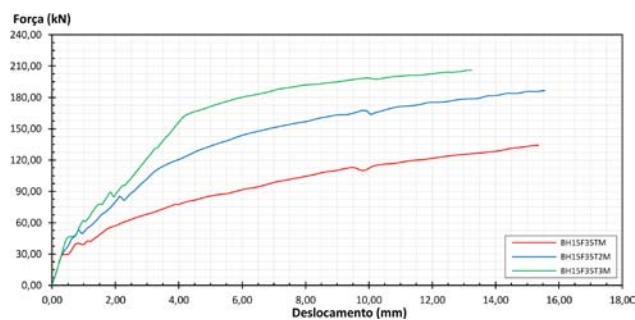


Figura 44 Força x deslocamento - Lajes BH15F35

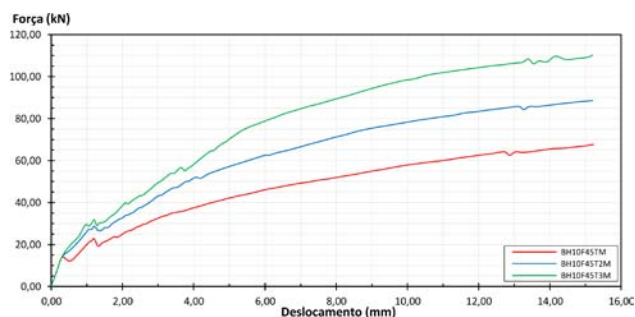


Figura 42 Força x deslocamento - Lajes BH10F45

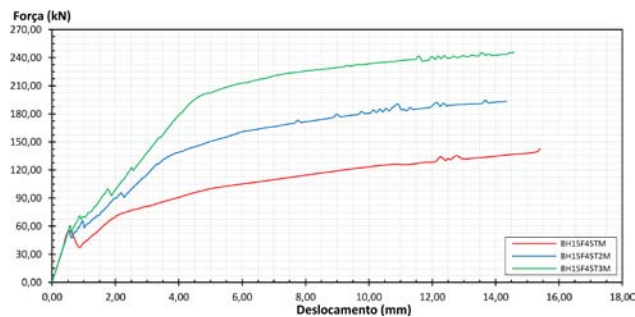


Figura 45 Força x deslocamento - Lajes BH15F45

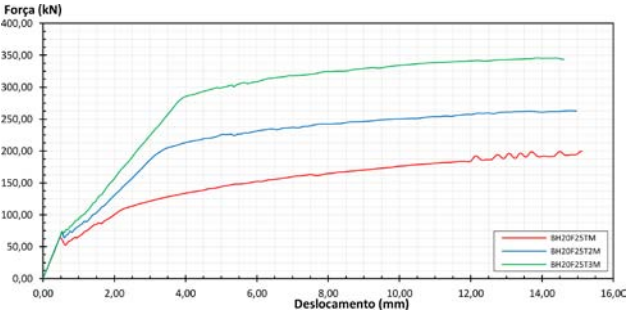


Figura 46 Força x deslocamento - Lajes BH20F25

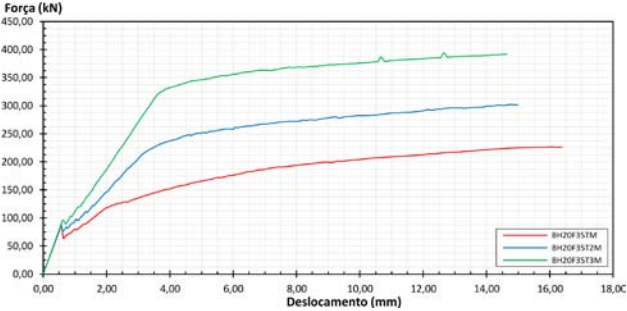


Figura 47 Força x deslocamento - Lajes BH20F35

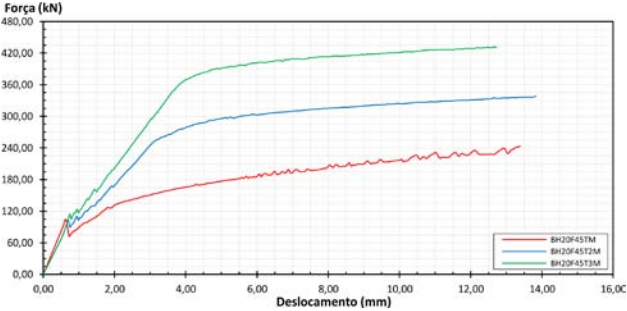


Figura 48 Força x deslocamento - Lajes BH20F45

Anexo D

Análise comparativa entre os modelos do grupo A e B

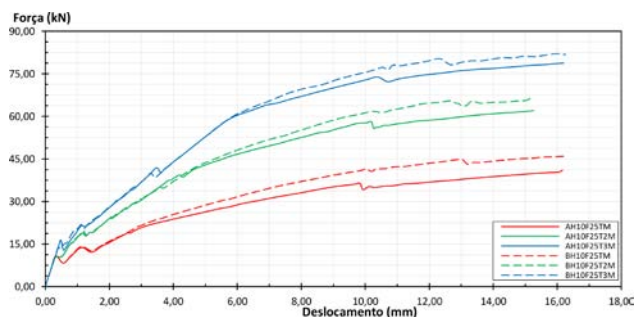


Figura 49 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH10F25 e BH10F25

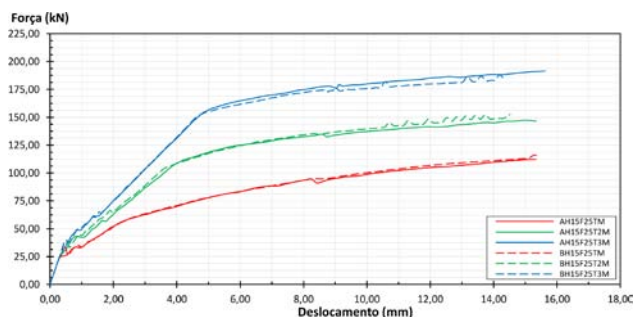


Figura 52 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH15F25 e BH15F25

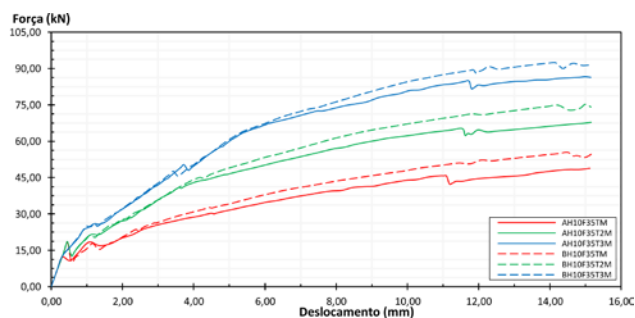


Figura 50 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH10F35 e BH10F35

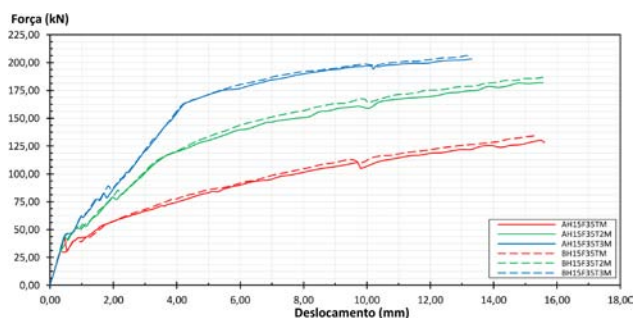


Figura 53 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH15F35 e BH15F35

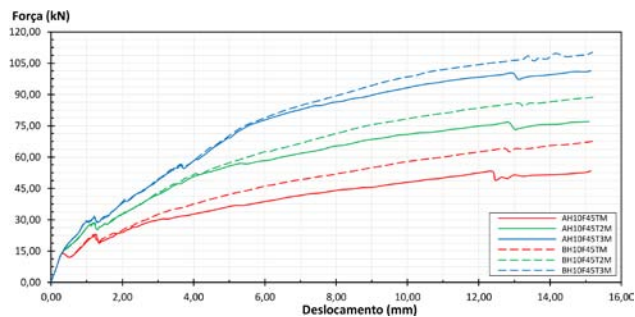


Figura 51 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH10F45 e BH10F45

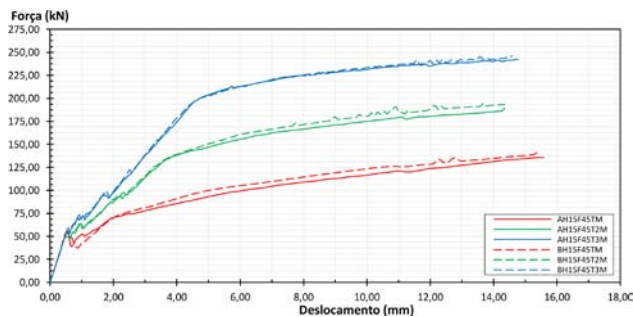


Figura 54 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH15F45 e BH15F45

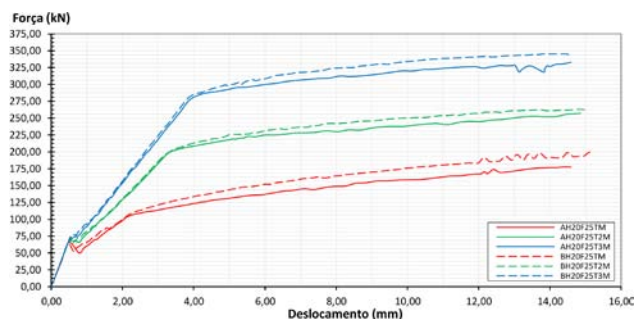


Figura 55 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH20F25 e BH20F25

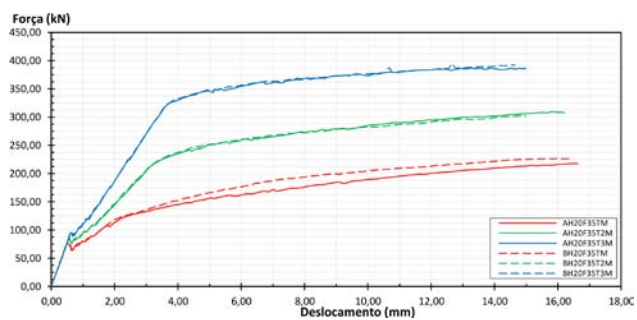


Figura 56 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH20F35 e BH20F35

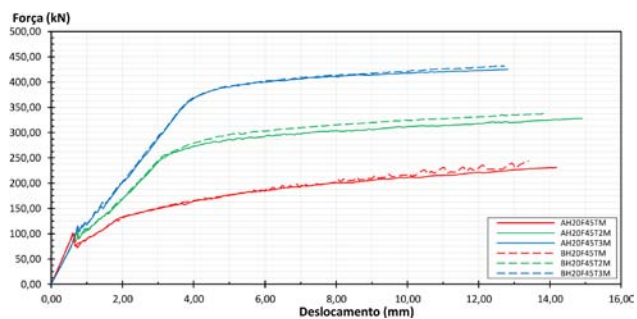


Figura 57 Comparativo de força x deslocamento - Lajes AH20F45 e BH20F45

Desenvolvimento de modelos de interpretação quantitativa do tipo HTT com recurso a medições da temperatura do ar. Aplicação aos deslocamentos horizontais observados na barragem do Baixo Sabor

Development of HTT-type quantitative interpretation models using air temperature measurements. Application to the horizontal displacements observed in the Baixo Sabor dam

José António Silva

Juan Mata

Sérgio Pereira

Álvaro Cunha

Resumo

A interpretação do comportamento observado de uma barragem de betão pode ser, em muitas situações, suportada em modelos de dados, sem recorrer explicitamente aos princípios da Mecânica, calibrados com recurso aos dados da monitorização do sistema barragem-fundação-albufeira. O comportamento observado resulta da atuação simultânea de um conjunto de ações, entre as quais se destacam a variação do nível da água na albufeira e as variações de temperatura. A exploração de modelos de *Machine Learning* pode ser potenciada, neste contexto, a partir de abordagens do tipo HST (*Hydrostatic, Seasonal, Time*) ou HTT (*Hydrostatic, Temperature, Time*) [1]. Neste trabalho apresenta-se uma proposta para o desenvolvimento de uma variante dos modelos de interpretação quantitativa do tipo HTT onde o efeito térmico é caracterizado a partir das medições da temperatura do ar. O caso de estudo apresentado refere-se à análise e caracterização da componente radial do deslocamento de um ponto na barragem do Baixo Sabor.

Abstract

The interpretation of the observed behavior of a concrete dam can be, in many situations, be supported based on data models without explicitly referring to the principles of Mechanics, calibrated using data from the monitoring of the dam-foundation-reservoir system. The observed behavior is due to the simultaneous performance of a set of actions, among which the variation in the water level in the reservoir and temperature variations stand out. The exploration of Machine Learning models can be enhanced, in this context, from approaches such as HST (*Hydrostatic, Seasonal, Time*) or HTT (*Hydrostatic, Temperature, Time*) [1]. This work presents a proposal for developing HTT quantitative interpretation models where air temperature measurements are used to characterize the thermal effect. The case study presented refers to the analysis and characterization of the radial component of the displacement of a point in the Baixo Sabor dam.

Palavras-chave : Barragem de betão / Machine Learning / Deslocamento / Controlo de segurança / Interpretação do comportamento observado

Keywords: Concrete dam / Machine Learning / Displacement / Safety control / Interpretation of observed behaviour

José António Silva

Engenheiro Civil
CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
(FEUP)
Porto, Portugal
joseantonio1999silv@gmail.com

Juan Mata

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Lisboa, Portugal
jmata@lnec.pt

Sérgio Pereira

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

Álvaro Cunha

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

SILVA, J. [et al.] – Desenvolvimento de modelos de interpretação quantitativa do tipo HTT com recurso a medições da temperatura do ar. Aplicação aos deslocamentos horizontais observados na barragem do Baixo Sabor. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 105-114. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-008>

1 Introdução

As barragens de betão reúnem diversos desafios particulares no campo da análise e interpretação do comportamento observado, quer devido à alteração das propriedades dos materiais ao longo do tempo, quer resultantes da variabilidade das ações a que a estrutura está sujeita e que deverão ser acuteladas no sentido de se poder inferir sobre a segurança estrutural da barragem.

O controlo de segurança é efetuado de uma forma planificada, sendo realizado com o apoio de um Plano de Observação. Em Portugal, o Plano de Observação é um documento vinculativo, consignado no Regulamento de Segurança de Barragens [2], obrigatório quer para obras novas quer para as existentes, e visa, essencialmente, o controlo de segurança durante as várias fases de vida da obra. A instrumentação que compõe o sistema de observação de uma barragem de betão assume um papel importante para a caracterização do comportamento de todo o conjunto barragem-fundação-albufeira em relação às exigências da segurança estrutural [3]. Ao longo do tempo, os sistemas de observação começaram a integrar capacidades tecnológicas para auxiliar o trabalho humano, desde as visitas técnicas até à receção dos dados.

O controlo de segurança, do ponto de vista estrutural, durante o período de exploração normal, é uma atividade suportada principalmente pela observação da obra e apoia-se em modelos de comportamento. A utilização de modelos matemáticos, baseados nos princípios da Mecânica, para a interpretação do comportamento das obras tem-se vindo a generalizar desde o desenvolvimento de métodos numéricos e dos meios de cálculo necessários à resolução de grandes sistemas de equações. Durante a fase de exploração da obra, é também comum o recurso a modelos de dados, onde se incluem os apresentados neste trabalho, assim chamados porque se baseiam no tratamento dos resultados da observação. Estes modelos, utilizados na interpretação do comportamento estrutural, constituem idealizações (com maiores ou menores simplificações) da realidade, tanto no que respeita às ações como no que respeita à barragem. Em situações normais, podem fazer-se previsões do comportamento da estrutura com elevado grau de confiança ao longo do seu ciclo de vida, tirando partido do registo das grandezas observadas através do sistema de observação da obra. Os modelos expeditos, tradicionalmente utilizados para a avaliação e previsão do comportamento, são desenvolvidos com base em modelos estatísticos de regressão, usualmente designados por modelos de interpretação quantitativa. As abordagens mais utilizadas para o desenvolvimento dos modelos de interpretação quantitativa têm sido as HST e HTT ([1], [4] e [5]), que serão explicadas com maior detalhe na secção seguinte.

A inovação no campo da inteligência artificial, no geral, e do *Machine Learning*, em particular, tem possibilitado a integração de novos métodos com as abordagens anteriormente referidas, de forma eficiente e eficaz, promovendo a construção de novos modelos de interpretação do comportamento estrutural. Além do aumento do desempenho que pode ser conseguido nos novos modelos, o facto de passarem a estar disponíveis modelos redundantes que explicam o mesmo fenómeno é uma mais-valia para as atividades de controlo de segurança.

Neste trabalho propõe-se uma nova variante dos modelos de interpretação quantitativa do tipo HTT, com recurso a medições da temperatura do ar utilizando métodos de *Machine Learning*. No caso de estudo será analisado o deslocamento radial observado, através do sistema de recolha automática de dados do sistema de observação, numa base de fio de prumo da barragem do Baixo Sabor.

2 Modelos expeditos de interpretação do comportamento estrutural

As respostas do sistema barragem-fundação devem-se à atuação simultânea de um conjunto de ações, entre as quais se destacam a variação do nível de água na albufera e as variações de temperatura.

A separação das parcelas relativas a cada uma das ações é bastante útil do ponto de vista da interpretação do comportamento observado e, portanto, do controlo de segurança. Embora esta separação possa ser obtida através da comparação dos resultados em duas épocas, em que se verifique apenas a variação predominante de uma das ações, a forma mais geral de separar os efeitos de cada ação consiste na utilização de métodos designados por interpretação quantitativa de resultados.

Estes métodos de interpretação quantitativa têm como objetivo identificar um modelo de comportamento, com base na história da obra, o qual se traduz numa relação estatística entre as principais variáveis ambientais (nível de água na albufera e variações térmicas) e o efeito do tempo e as grandezas observadas.

Os métodos estatísticos podem ser utilizados em modelos de comportamento representados por expressões analíticas paramétricas [6], em que as relações entre a variação de cada ação e a correspondente resposta são previamente definidas, com base em experiência adquirida, e cujos parâmetros resultam de relações estatísticas entre as observações efetuadas, as respostas e as ações predominantes. Os parâmetros assim obtidos, embora não tenham significado físico em si próprios, representam em conjunto o comportamento estrutural das obras.

Em geral, os modelos utilizados na previsão de uma determinada grandeza, para os diversos efeitos associados a uma dada época de observação e num determinado ponto, estão relacionados por uma expressão do tipo:

$$U(h_i, s_i, t_i) = U_h(h_i) + U_s(s_i) + U_t(t_i) + k + \varepsilon_i \quad (1)$$

em que,

$U(h_i, s_i, t_i)$ Valor observado da grandeza em análise na observação i , que depende da pressão hidrostática, da temperatura e do instante em que se realiza a observação;

$U_h(h_i), U_s(s_i), U_t(t_i)$ São, respetivamente, as parcelas das grandezas correspondentes ao efeito elástico do nível de água na albufera, ao efeito elástico da variação sazonal da temperatura e ao efeito do tempo na *jésima* observação;

k Constante que corresponde à diferença entre os valores observados e os calculados no início do período utilizado para o ajuste do modelo;

ε_i Diferença entre valores observados e calculados.

A concretização deste modelo pressupõe a admissão de um conjunto de hipóteses [6]. Em primeiro lugar referem-se as duas hipóteses de carácter geral:

- 1) Os efeitos analisados dizem respeito a um período relativamente ao qual não há modificações estruturais sensíveis da obra (embora se possam admitir, em certos modelos, variações das propriedades dos materiais ao longo do tempo);
- 2) Para condições de exploração normal as ações predominantes são as variações das pressões da água e da temperatura.

A primeira hipótese justifica-se pelo facto de as restantes ações, ou estão relacionadas com as ações predominantes (como é o caso das subpressões) ou provocam efeitos cuja separação seria inviável face às ordens de grandeza dos erros de observação e aos erros de adequação dos próprios modelos.

Outras hipóteses são, no entanto, necessárias, admitindo-se que:

- 3) As grandezas representativas do comportamento estrutural (deslocamentos, extensões e tensões), em condições de exploração normal, podem decompor-se em duas parcelas independentes, uma de natureza elástica (reversível e instantânea), provocada fundamentalmente pelas variações da pressão hidrostática e da temperatura, e outra considerada apenas função do tempo;
- 4) Os efeitos das variações da pressão hidrostática e da temperatura podem ser estudados separadamente, sendo válido o princípio da sobreposição de efeitos.

Em relação à terceira hipótese, os efeitos ditos do tempo são considerados independentes da variação das principais ações, o que corresponde a uma aproximação, uma vez que uma parte destes efeitos depende da história das ações. É o caso, por exemplo, dos efeitos resultantes da fluência do betão, que estão intimamente relacionados com a evolução das ações da água. Por outro lado, parte dos “efeitos do tempo” são reversíveis, uma vez que as componentes viscoelásticas são recuperáveis, total ou parcialmente, na ausência das ações que as originam.

No entanto, nas condições normais de exploração das barragens de betão, estes métodos conduzem a resultados satisfatórios na separação dos efeitos observados desde que não se verifiquem variações muito significativas das ações atuantes, nomeadamente da pressão hidrostática.

Em relação à quarta hipótese, ela equivale à consideração de um comportamento linear para os materiais e para a estrutura, o que, para o nível de tensões nas barragens de betão em condições de serviço, também é razoável [7].

As abordagens mais comuns para o desenvolvimento deste tipo de modelos designam-se por HST (*Hydrostatic, Season, Time*) e por HTT (*Hydrostatic, Thermal, Time*). A abordagem HST baseia-se na hipótese da grandeza em estudo, como exemplo o deslocamento horizontal, ser o resultado da combinação dos efeitos da carga hidrostática, da

variação sazonal da temperatura, representada através de funções sinusoidais de período anual, e do tempo.

A abordagem do tipo HTT difere da abordagem HST já que o termo da temperatura é representado através das temperaturas medidas no corpo da obra. Esta abordagem, na sua aplicação mais comum, traz consigo uma dificuldade da escolha dos termómetros instalados na barragem mais apropriados para o desenvolvimento do estudo ([8] e [9]). A temperatura no corpo da barragem resulta da incidência da radiação solar no paramento da estrutura, da temperatura do ar e da temperatura da água, podendo ser medida diretamente através de termómetros embebidos no betão.

Para a construção dos modelos para essa avaliação, utilizando estas abordagens, pode recorrer-se a ferramentas de *Machine Learning*. Esta ferramenta apresenta uma divisão na elaboração dos algoritmos consoante o tipo de aprendizagem, sendo utilizados neste trabalho métodos dentro do tipo de aprendizagem supervisionada, do tipo regressão. A aprendizagem supervisionada emprega algoritmos que na fase de treino rastreiam todas as entradas (variáveis independentes) que irão resultar em saídas desejadas (variáveis dependentes ou de resposta), sendo todas as entradas e as saídas utilizadas no processo conhecidas [10]. Os modelos supervisionados têm à sua disposição vários algoritmos. No âmbito deste trabalho serão utilizadas regressões lineares múltiplas e redes neuronais do tipo perceptrão multicamada.

2.1 Regressão Linear Múltipla

A Regressão Linear Múltipla tem por base um conjunto de conceitos e técnicas estatísticas cuja finalidade é analisar a relação linear entre uma variável dependente e uma ou mais variáveis independentes. Esta relação é feita por meio de expressões analíticas paramétricas que contêm funções associadas a coeficientes determinados por calibração estatística. Os coeficientes da regressão, β_j , e a constante, β_0 , são tradicionalmente obtidos através da aplicação do método dos mínimos quadrados. Esses modelos de comportamento são facilmente generalizados para uma determinada grandeza Y conforme indicado na Eq. (2):

$$Y = \beta_0 + \beta_1 * X_1 + \beta_2 * X_2 + \dots + \beta_j * X_j + \dots + \beta_p * X_p + \varepsilon \quad (2)$$

onde p é o número de variáveis independentes ($p + 1$ é o número de parâmetros livres), X_j é a $j^{\text{ésima}}$ variável independente, β_j ($j = 0, \dots, p$) é o $j^{\text{ésimo}}$ parâmetro desconhecido (coeficiente da regressão) e ε é o erro aleatório associado a cada componente de observação [6].

A abordagem HST considera que a resposta estrutural observada é o resultado da combinação de três efeitos: o efeito da carga hidrostática [e.g. $U_h(h) = \beta_1 * h^4$, em que h é a altura de água na albufera], o efeito da variação sazonal da temperatura, através de funções sinusoidais de período anual [e.g. $U_\theta(\theta_1)_{\text{anual}} = \beta_2 * \cos(\theta_1) + \beta_3 * \sin(\theta_1)$, com $\theta_1 = \frac{2 * \pi * t_d}{365}$, $1 \leq t_d \leq 365$, sendo t_d o número de dias decorridos desde o início do ano até à data da observação] e o efeito do tempo [e.g. $U_t(t) = \beta_4 * \ln \left(1 + \frac{t}{a} \right)$, sendo a o número de dias entre o 1º enchimento e a data do início da análise, e t o número de dias entre a campanha em apreço e o início da análise].

Para a abordagem HTT propõe-se que o efeito da temperatura seja representado através de um termo que é função da temperatura do ar [e.g. $U_T(T) = \beta_5 * \ddot{T}_{ar}$, em que $\ddot{T}_{ar}$ representa a temperatura do ar].

2.2 Redes Neuronais Artificiais

Baseados na eficiência dos processos levados a cabo pelo cérebro humano e inspirados no seu funcionamento, vários investigadores têm vindo a desenvolver, há várias décadas, a Teoria das Redes Neuronais Artificiais ou *Artificial Neural Networks* (NN), as quais, em geral, pretendem simular as redes neuronais biológicas [11]. As redes neuronais artificiais proporcionaram uma alternativa à computação clássica, com maior impacto para os problemas nos quais os métodos tradicionais não produzem resultados convincentes. Uma das propriedades mais importantes das redes neuronais artificiais é a capacidade de aprendizagem com os dados fornecidos e com isso melhorarem o seu desempenho. Isto é, elas aprendem com os exemplos (padrões) apresentados, criando uma representação própria do problema. Estes modelos são treinados para posteriormente poderem fazer previsões. Há diversos tipos de Redes Neuronais, tais como Perceptrão, Perceptrão Multicamada e Convolucionais, entre outros. Para o presente trabalho, foram utilizadas redes neuronais do tipo Perceptrão Multicamada (NN - MLP) [12]. Este tipo consiste numa estrutura resultante da combinação de vários neurónios distribuídos por várias camadas (camada de entrada, intermédia e de saída) e que estão todas interligadas com a atribuição de pesos e funções de ativação. A arquitetura da rede adotada é do tipo *feedforward*, ou seja, as ligações são propagadas para a frente, sempre na mesma direção.

Na Figura 1 é apresentada a arquitetura de uma rede com N entradas, uma camada intermédia, I , com Q unidades de processamento, neurónios artificiais, e uma camada de saída, L , com M saídas (neste caso uma única saída, $M = 1$). Mais informação sobre o funcionamento das redes pode ser consultada em diversos trabalhos, como exemplo [12], [14] e [15]. Pela camada de entrada são introduzidas as informações na rede, que são depois distribuídas para as camadas seguintes através de uma conexão representada por pesos. Nessas camadas, também apelidadas de camadas escondidas ou intermédias, ocorrem parte dos processos para a resolução dos problemas, onde podem existir várias camadas dependendo da complexidade da arquitetura que se escolheu. Depois de passarem pelas camadas intermédias, as informações são enviadas para a camada de saída onde se obtêm os resultados da rede [14].

Nas Redes Neuronais do tipo Perceptrão Multicamada, onde é utilizado um tipo de aprendizagem supervisionada, escolhe-se uma série de valores de entrada com as respetivas respostas de saída conhecidas e são apresentadas à rede em dois períodos, primeiro o período de aprendizagem e depois o de previsão.

A aprendizagem é o processo que resulta no ajuste dos pesos de forma à rede melhor responder às solicitações a que está sujeita tendo como referência um período de aprendizagem, com o intuito de reduzir a discrepância entre a saída obtida e a desejada. É durante este processo que a rede neuronal aprende o padrão de comportamento existente entre as entradas e a(s) saída(s). Existem várias estratégias para o processo de aprendizagem, sendo que a

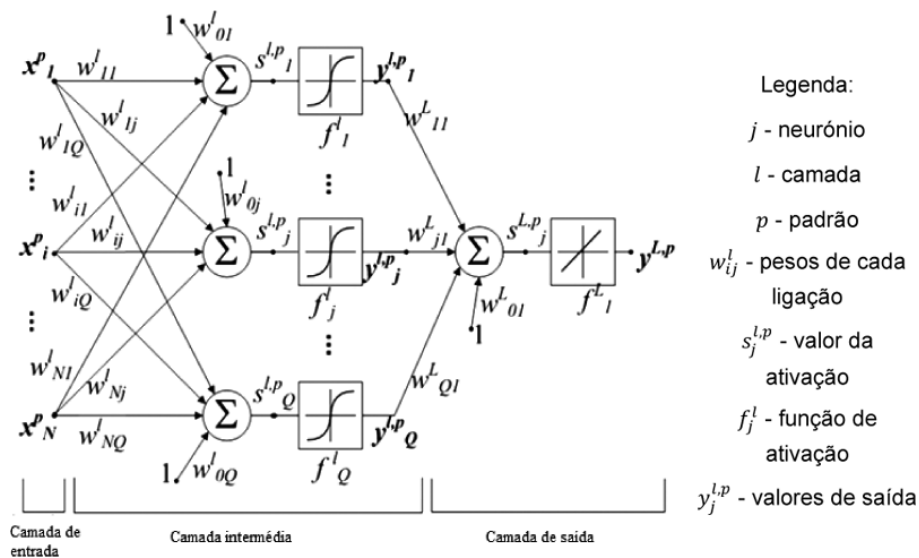


Figura 1 Esquema detalhado da arquitetura de uma rede neuronal do tipo Perceptrão Multicamada, adaptado de [13]

mais utilizada no campo da engenharia de barragens é o método da validação cruzada, que consiste na utilização de três subconjuntos de valores aleatórios do período de aprendizagem: o conjunto de treino, o de validação cruzada e o de teste, sendo vulgar que esta divisão apresente pesos de respetivamente, 65 %, 15 % e 20 % para cada um dos subconjuntos [15]. Para iniciar o treino da rede são atribuídos valores aleatórios aos pesos w^l_{ij} . Depois do início do treino, os pesos são ajustados durante as várias iterações, visando a minimização dos resíduos (diferença entre os valores calculados e os observados), como referido em [16] e [17]. No fim deste passo, os pesos foram adquirindo informação importante sobre o padrão de comportamento apresentado.

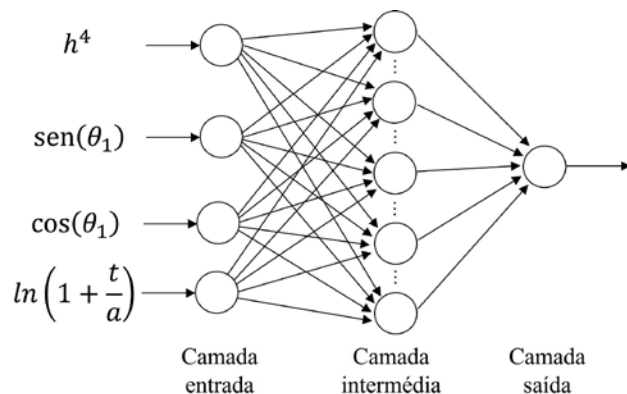


Figura 2 Arquitetura da rede neuronal para a abordagem HST

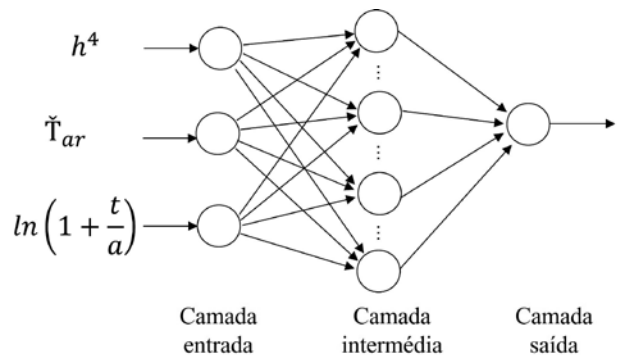


Figura 3 Arquitetura da rede neuronal para a abordagem HTT

Como enunciado em [18], é usualmente utilizado um algoritmo denominado *back-propagation*, uma técnica de gradiente descendente para minimizar a função de custo, ou os resíduos, que sirva para formular um critério de paragem.

Nas figuras 2 e 3, apresentam-se as arquiteturas das redes com base nos modelos a utilizar, HST e HTT.

3 Metodologia proposta para o desenvolvimento de modelos HTT com recurso às medições da temperatura do ar

Neste trabalho foi aprofundada uma variante à abordagem HTT com recurso às medições da temperatura do ar, obtidas na estação

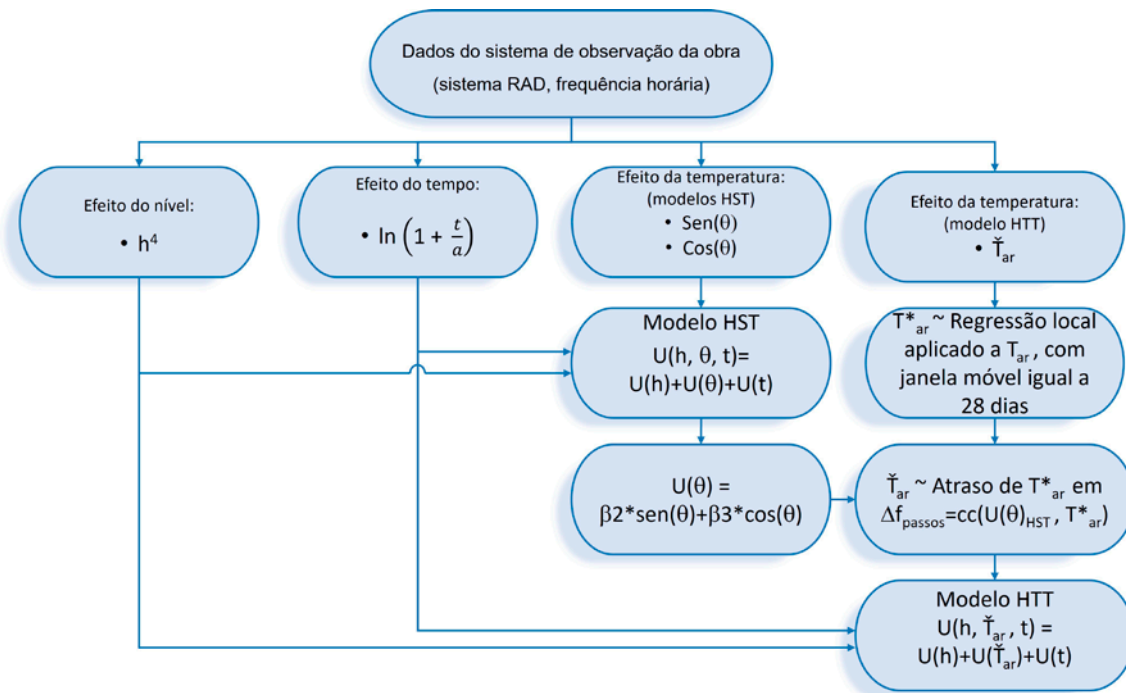


Figura 4 Metodologia proposta para o desenvolvimento de modelos HTT com recurso às medições da temperatura do ar

meteorológica do sistema de observação da barragem, como dados de entrada para a variável da temperatura. Embora a variante aqui apresentada aparente revelar vantagens logo numa formulação teórica, como seja uma melhor caracterização da resposta térmica da estrutura com base em ações a que efetivamente esteve sujeita, comparando com a abordagem HST, existem algumas dificuldades práticas associadas à utilização direta desses dados, como a definição do valor de entrada a adotar e que serão devidamente ultrapassadas com a metodologia proposta. As maiores dificuldades prendem-se com o facto de a componente do efeito térmico da resposta apresentar-se como uma variação “suavizada” e desfasada relativamente à onda térmica do ar, devido às características da estrutura (obra com grandes volumes de betão, com espessura variável em altura e com ações térmicas distintas nos paramentos de montante e de jusante, provocando um campo térmico próprio no corpo da obra).

Assim, para ultrapassar as dificuldades apresentadas propõe-se a seguinte metodologia, elencada por um conjunto de passos e representada na Figura 4, para o desenvolvimento dos modelos com a abordagem HTT com recurso aos registos da temperatura do ar, conforme se descreve:

- Recolha dos dados da resposta em análise, do nível da albufera (h) e da temperatura do ar (T_{ar}), com uma frequência de aquisição horária.
- Caracterização de um valor representativo da temperatura, com intuito de formar uma curva temporal “suavizada” da temperatura que represente a variação média anual (T_{ar}^*):
 - Para a resolução deste problema é proposta a aplicação

de uma regressão linear ponderada localmente, também designada por regressão local [19], com uma janela móvel de 28 dias. Esta regressão trabalha localmente, dentro de uma janela móvel definida pelo utilizador, calculando um valor central ponderado pelos pesos dos pontos vizinhos, dentro do intervalo limite definido e dando um maior peso aos pontos centrais.

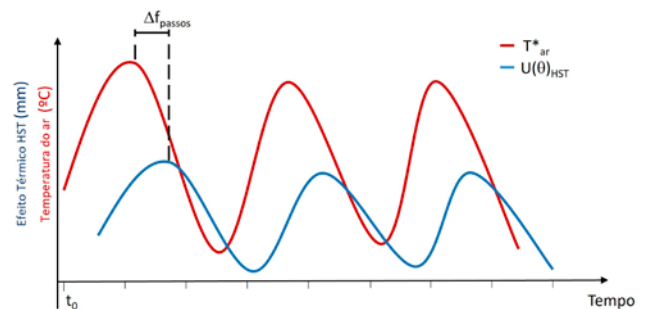


Figura 5 Identificação do desfaseamento (Δf_{passos}) entre as duas curvas

- Identificação do desfaseamento (Δf_{passos}) entre a curva “suavizada” que representa a onda térmica do ar e a curva que representa o efeito térmico da resposta da estrutura, Figura 5:
 - A forma escolhida para tal consiste na aplicação da correlação cruzada (cc) entre os valores discretos da curva suavizada da temperatura do ar (T_{ar}^*) e da resposta sob análise, tendo como base o efeito térmico ($U(\theta)_{\text{HST}}$) obtido a partir de um

modelo do tipo HST. O desfasamento adotado é aquele que origina um maior valor para a correlação cruzada entre as duas séries de valores referidas anteriormente.

- Elaboração do modelo HTT com os dados da temperatura do ar “suavizada” e em fase com o efeito térmico da resposta ($\bar{T}_{ar}$).

De seguida apresenta-se o caso de estudo, sendo que o trabalho foi desenvolvido com recurso ao *software R project* [20] e aos *packages loess* e *nnet* [21] no ambiente de trabalho *Rstudio* [22].

4 Caso de estudo e análise dos principais resultados

4.1 Descrição da barragem do Baixo Sabor

O caso de estudo incorpora o aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor, que é composto por duas barragens de betão, localizado no troço final do Rio Sabor em Torre de Moncorvo, distrito de Bragança. A montante, a barragem do Baixo Sabor (Figura 6), uma barragem de betão de arco com dupla curvatura com uma altura máxima de 123 m, com desenvolvimento do coroamento de 505 m e um volume total de betão de 670 000 m³. Na estrutura da barragem estão incluídas seis galerias de visita horizontais e uma galeria geral de drenagem. A sua albufeira inunda uma área de 3 447 km² e tem uma capacidade útil de 630 hm³ para a água à cota do Nível de Pleno Armazenamento (NPA = 234 m), [23] e [24].



Figura 6 Vista aérea da Barragem do Baixo Sabor, adaptado de [25]

O sistema de observação da barragem do Baixo Sabor, instalado ao abrigo do disposto no Regulamento de Segurança de Barragens

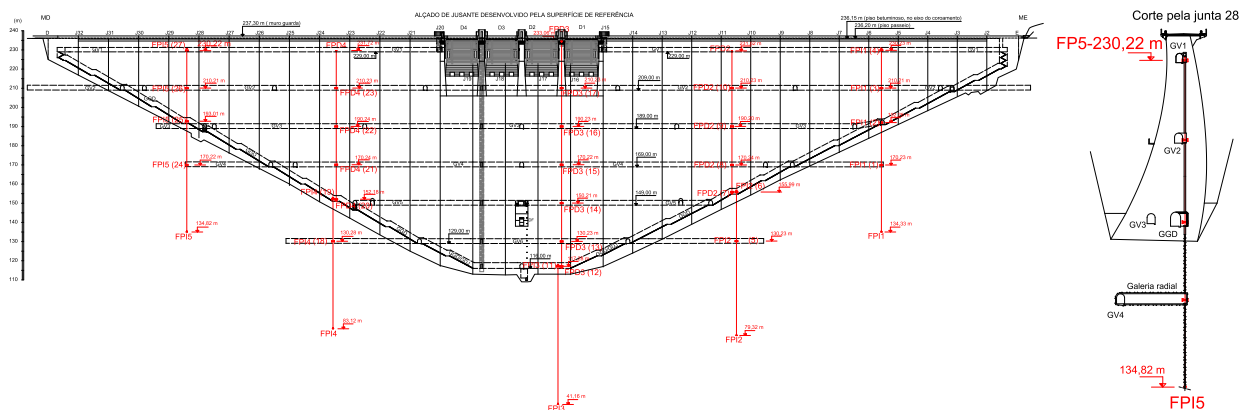


Figura 7 Alçado de jusante com a posição dos fios de prumo e corte pela junta 28

[2], está adaptado para as dimensões e a importância da barragem. As grandezas observadas por este sistema são: nível da albufeira; temperatura e humidade do ar; temperatura do betão; deslocamentos; movimentos relativos em juntas e fissuras; caudais drenados e infiltrados; subpressões; tensões e extensões no betão; e vibrações. A grandeza alvo deste estudo são os deslocamentos horizontais medidos em fios de prumo (ver Figura 7).

Foram escolhidos para o estudo os valores observados no fio de prumo FP5 à cota 230,22 m, recolhidos através do sistema de recolha automática de dados (RAD), entre 06-01-2017 e 29-10-2020, num total de 33408 registos de frequência horária. Na Figura 8 estão representados os dados do deslocamento observado no coordenómetro à cota anteriormente enunciada e o nível da albufeira (curva azul).

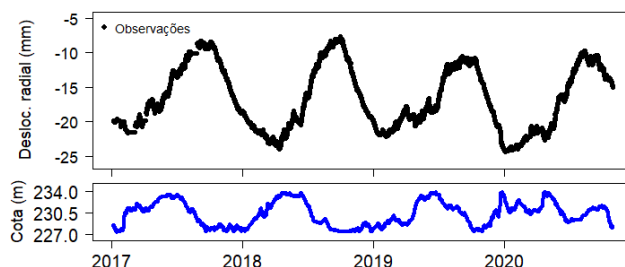


Figura 8 Evolução dos deslocamentos radiais na base de fio de prumo FP5-230,22 m e do nível da albufeira, entre 06-01-2017 e 29-10-2020

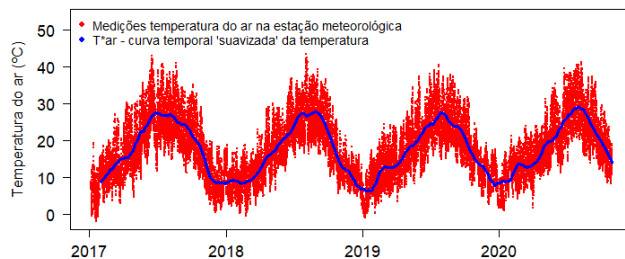


Figura 9 Registo da temperatura do ar

A Figura 9 ilustra os registos horários da temperatura do ar medidas na estação meteorológica da barragem, ao longo do período de análise. A azul está representada a curva polinomial baseada em regressões múltiplas locais, representativa da temperatura do ar, obtida pela aplicação da metodologia proposta para a integração dos valores na elaboração dos modelos HTT.

4.2 Modelos de Regressão Linear Múltipla – modelos HST_{RLM} e HTT_{RLM}

Os modelos desenvolvidos com as abordagens HST e HTT com o método de Regressão Linear Múltipla para a caracterização do deslocamento radial observado no FP5 - 230,22 m, consideraram os termos apresentados no Quadro 1. Conforme referido, foram utilizados os dados RAD, com frequência de registo horária, no período compreendido entre 06-01-2017 e 29-10-2020. Os coeficientes associados a cada um dos termos dos modelos HST e HTT foram estimados a partir do método dos mínimos quadrados.

Na Figura 10 apresentam-se a cor azul as previsões obtidas no modelo HST para o deslocamento radial no fio de prumo FP5, à cota 230,22 (m), e a cor preta as observações do sistema.

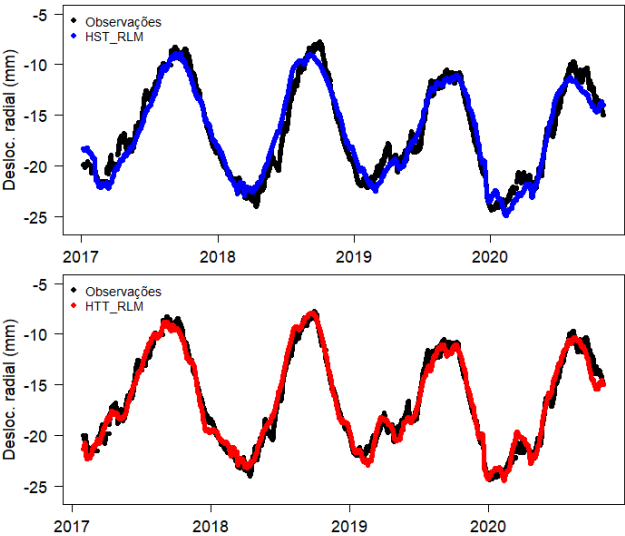


Figura 10 Deslocamento radial no FP5-230,22 m: valores observados e valores previstos com modelos HST_{RLM} e HTT_{RLM}

Na mesma figura comparam-se as previsões obtidas com o modelo HTT (curva vermelha) com as observações do sistema (curva preta).

Quadro 1 Funções utilizadas nos modelos HST e HTT

Modelo	Efeito	Nível da água	Térmico	Tempo
HST			$U_{\theta}(\theta_i)_{\text{anual}} = \beta_2 * \cos(\theta_i) + \beta_3 * \sin(\theta_i)$	
HTT		$U_h(h) = \beta_1 * h^4$	$U_T(T) = \beta_5 * \ddot{T}_{ar}$	$U_t(t) = \beta_4 * \ln\left(1 + \frac{t}{a}\right)$ com $a = 1436$

Neste modelo foi adotada a temperatura resultante da curva “suavizada” da temperatura do ar com uma janela móvel de 28 dias e um atraso de 24 dias e 19 horas (desfasamento que originou o maior valor da correlação cruzada entre a curva “suavizada” e a curva do efeito térmico obtido no modelo HST).

4.3 Modelos de Redes Neurais do tipo Perceptrão Multicamada – modelos HST_{NN} e HTT_{NN}

Estes modelos foram elaborados a partir de um algoritmo, implementando no *software R* a função *nnet*, capaz de otimizar o resultado, ao encontrar a rede com menor valor do erro quadrático dos resíduos para o conjunto de validação cruzada.

Na Figura 11 representam-se os valores previstos, a cor azul, e observados, a cor preta, dos modelos elaborados com as abordagens HST e HTT, respetivamente.

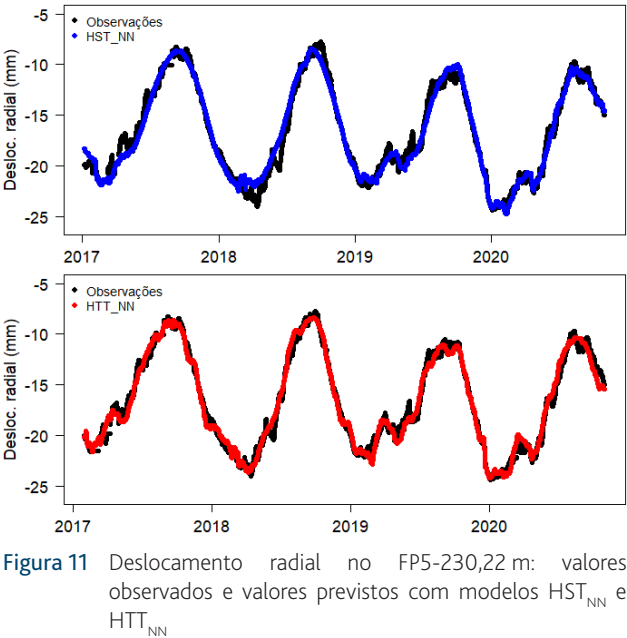


Figura 11 Deslocamento radial no FP5-230,22 m: valores observados e valores previstos com modelos HST_{NN} e HTT_{NN}

5 Comparação dos resultados obtidos

Após a construção dos modelos, utilizando as diferentes abordagens, podemos realizar uma comparação entre os resultados obtidos. Os modelos de interpretação quantitativa com recurso a Regressão

Linear Múltipla seguindo a abordagem HST são os usualmente utilizados numa análise expedita, pelo que os valores obtidos foram considerados como referência.

Na Figura 12 apresentam-se as previsões dos deslocamentos radiais obtidas pelos modelos HST e HTT com os dois métodos usados e os valores observados.

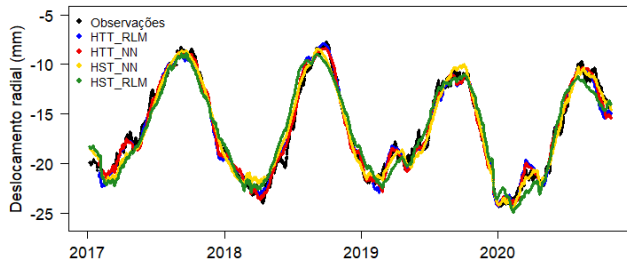


Figura 12 Comparação entre os valores previstos nos modelos HTT e HST e os valores observados

No Quadro 2 são apresentados os coeficientes de determinação, R^2 , e os valores característicos dos resíduos para ambos os modelos. Quando comparado com os modelos HST, os modelos HTT apresentam menor valor de desvio-padrão dos resíduos e também máximos e mínimos dos resíduos de menores valores absolutos. Os modelos obtidos com o método de redes neuronais apresentaram melhores desempenhos que os modelos correspondentes obtidos a partir de regressões lineares.

Quadro 2 Comparação dos resíduos entre os vários modelos com base em registo horários.

Modelo	R^2	Resíduos (mm)		
		Desvio-padrão	Máximo	Mínimo
HST _{RLM}	0,942	1,114	2,67	-3,87
HTT _{RLM}	0,977	0,712	2,25	-2,43
HST _{NN}	0,974	0,752	2,28	-3,02
HTT _{NN}	0,983	0,613	2,06	-2,15

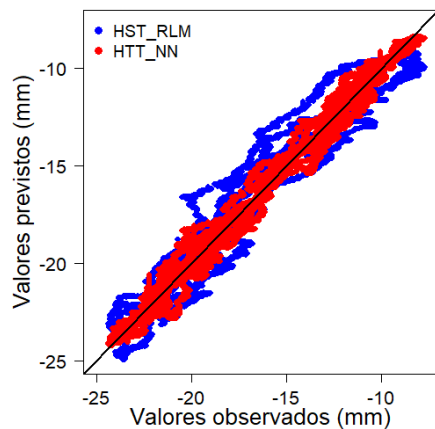


Figura 13 Deslocamento radial no FP5-230,22 m: Comparação dos modelos HST_{RLM} e HTT_{NN}

A partir da Figura 13, podemos finalizar as considerações anteriormente apresentadas, com a representação da distância entre os valores calculados nos modelos HST_{RLM} e HTT_{NN} e os valores observados, refletindo o que o coeficiente de determinação (R^2) e os resíduos traduziram, uma menor dispersão para o modelo com abordagem HTT, com o método de Redes Neuronais.

6 Conclusões

Em resumo, a metodologia proposta neste trabalho aparenta ser adequada para o desenvolvimento de modelos de interpretação quantitativa do tipo HTT com recurso à utilização de medições da temperatura do ar para a interpretação de deslocamentos radiais observados em fios de prumo. Para o caso de estudo os modelos elaborados com esta abordagem HTT, comparativamente aos modelos HST, apresentam globalmente melhor desempenho. Com a utilização de diferentes métodos de *Machine Learning*, concluímos que a aplicação de Redes Neuronais do tipo Perceptrão Multicamada utilizando esta abordagem HTT, comparativamente com o modelo referência HST com Regressão Linear Múltipla, apresenta uma diminuição do desvio-padrão dos resíduos na ordem dos 44 %.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por fundos nacionais através do 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 agradecem à Movhera - Hidroelétricas do Norte, S.A. e Engie - Hidroelétricas do Douro, Lda a disponibilização e autorização da utilização dos dados para o desenvolvimento do caso de estudo.

Referências

- [1] Swiss Committee on Dams – “Methods of analysis for the prediction and the verification of dam behaviour” em *21st Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD)*, Montreal, 2003.
- [2] Diário da República Portuguesa - “Regulamento de Segurança de Barragens”, 2018.
- [3] APA – *Documentos técnicos de apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)*, Agência Portuguesa do Ambiente, I.P., 2018.
- [4] Willm, G.; Beaujoint, N. – “The methods of surveillance of dams to serve hydraulic Production an Électricité de France: Old problems and new solutions (em Francês)” em *International Commission on Large Dams (ICOLD)*, Paris, 1967.
- [5] Breitenstein *et al.* – “Safety control of the dams of the Glockner-Kaprun hydro-eletric development” em *15th Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD)*, Lausanne, 1985.
- [6] Gomes, A. – “Automatização das actividades de observação de barragens e análise quantitativa de resultados”, Lisboa, 1981.
- [7] Castro, A. – “Métodos de Retroanálise na interpretação do comportamento de barragens de betão”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 1998.

- [8] Salazar *et al.* – “Data-Based Models for the Prediction of Dam Behaviour: A Review and Some Methodological Considerations” em *Arch Computat Methods Eng*, 2017, pp. 1-21.
- [9] Léger, P.; Leclerc, M. – “Hydrostatic, Temperature, Time-Displacement Model for Concrete Dams”, *Journal of Engineering Mechanics*, 2007, Vol. 133, pp. 267-277.
- [10] Ayodele, T. – “Types of machine learning algorithms” em *New advances in machine learning*, Rijeka, In Tech, 2010, pp. 19-48.
- [11] Goh, A. – “Back-propagation neural networks for modeling complex systems” em *Artificial Intelligence in Engineering*, Vol. 9, pp. 143-151, 1995.
- [12] Gardner, M.; Dorling, S. – “Artificial neural networks (the multilayer perceptron) - a review of applications in the atmospheric sciences” em *Atmospheric Environment*, Vol. 32, pp. 2627-2636, 1 agosto 1998.
- [13] Mata, J. – “Structural safety control of concrete dams aided by automated monitoring systems”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2013.
- [14] Park, Y.-S.; Lek, S. – “Artificial Neural Networks: Multilayer Perceptron for Ecological Modeling” em *Ecological Model Types*, pp. 123-140, 2016.
- [15] Mata, J. – “Interpretation of concrete dam behaviour with artificial neural network and multiple linear regression models” em *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 903-910, 2011.
- [16] Ettaouil, M.; Ghanou, T. – “Neural architectures optimization and Genetic algorithms” em *Wseas Transactions On Computer*, Vol. 8, pp. 526-537, 2009.
- [17] Ramchoun, *et al.* – “Multilayer perceptron: Architecture optimization and training” em *International Journal of Interactive Multimedia and Artificial Intelligence*, Vol. 4, pp. 26-30, 2016.
- [18] Bishop, C. – *Neural Networks for Pattern Recognition*, Cambridge: Oxford University Press, 1995.
- [19] Cleveland, W.; Devlin, S. – “Locally Weighted Regression: An Approach to Regression Analysis by Local Fitting” em *Journal of the American Statistical Association*, 1988, Vol. 83, pp. 596-610.
- [20] R. C. Team – “A language and environment for statistical computing”, Viena.
- [21] Venables, W.; Ripley, B. – “Modern Applied Statistics with S”, Ed. Springer, Nova Iorque, 2002.
- [22] R. Team – “Rstudio: Integrated Development Environment for R. Rstudio”, PBC, Boston, 2022.
- [23] Gomes *et al.* – “A Barragem de Montante do Baixo Sabor. Aspetos Relevantes de Projeto e Construção” em *Encontro Nacional Betão Estrutural*, FEUP, Porto, 2012.
- [24] Moura *et al.* – “Static and continuous dynamic monitoring of Baixo Sabor arch Dam” em *Third International Dam World Conference*, Foz do Iguaçu, Brasil, 2018.
- [25] SECIL – “Secil-Group”, <http://www.secil-group.com/prizes/engenharia-2014/>, [Online, Acedido a 8 abril 2022].

Plataformas fotovoltaicas flutuantes: A contribuição do LNEC

Floating photovoltaic platforms: The contribution of LNEC

José Manuel Catarino
João André
João Bilé Serra
Susana Cabral da Fonseca
Liliana Pinheiro
André Monteiro
Fernando Marques da Silva
Sílvia Amaral
Elsa Eustáquio
Isabel Martins

Resumo

A instalação de plataformas fotovoltaicas flutuantes em reservatórios de água, albufeiras e lagoas, iniciada na primeira década do século XXI, tem aumentado significativamente nos últimos anos. Em Portugal, o Decreto-Lei n.º 98/2021 de 16 de novembro determinou a abertura de procedimento concorrencial, sob a forma de leilão eletrónico, para atribuição de reserva de capacidade de injeção em pontos de ligação à Rede Elétrica de Serviço Público para eletricidade a partir da conversão de energia solar por centros eletroprodutores fotovoltaicos flutuantes a instalar em albufeiras de barragens. Neste contexto, o LNEC, por solicitação da Agência Portuguesa do Ambiente (APA), elaborou um relatório onde são especificados os requisitos técnicos para a avaliação das condições de segurança de projetos de plataformas fotovoltaicas flutuantes em albufeiras de barragens, e pela posterior apreciação dos projetos de execução destas instalações. A presente Nota Técnica descreve as principais atividades desenvolvidas e os contributos do LNEC neste domínio.

Abstract

The installation of floating photovoltaic platforms in water reservoirs, dams and lagoons, which began in the first decade of the 21st century, has increased significantly in recent years. In Portugal, Decree-Law no. 98/2021 of 16 November determined the opening of a competitive procedure, in the form of an electronic auction, for the allocation of reserve injection capacity at connection points to the Public Service Electricity Grid for electricity from the conversion of solar energy by floating photovoltaic power stations to be installed on dam reservoirs. In this context, by request of the Portuguese Environment Agency (APA), LNEC prepared a report specifying the technical requirements for assessing the safety conditions of floating photovoltaic power station projects on dam reservoirs, and for the subsequent appraisal of the execution projects for these installations. This Technical Note describes the main activities carried out and LNEC's contributions in this field.

Palavras-chave: Plataformas fotovoltaicas flutuantes / Requisitos técnicos /
/ Apreciação de projetos de execução

Keywords: Floating photovoltaic platforms / Technical requirements / Appraisal
of execution projects

Plataformas fotovoltaicas flutuantes: A contribuição do LNEC

José Manuel Catarino, João André, João Bilé Serra, Susana Cabral da Fonseca, Liliana Pinheiro, André Monteiro, Fernando Marques da Silva, Sílvia Amaral, Elsa Eustáquio, Isabel Martins

José Manuel Catarino

Doutor / Investigador-Coordenador
LNEC - Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal

João André

Doutor / Investigador Auxiliar
LNEC - Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal

João Bilé Serra

Doutor / Investigador-Coordenador
LNEC - Departamento de Geotecnia
Lisboa, Portugal

Susana Cabral da Fonseca

Doutora / Investigadora Principal
LNEC - Departamento de Materiais
Lisboa, Portugal

Liliana Pinheiro

Doutora / Investigadora Auxiliar
LNEC - Departamento de Hidráulica e Ambiente
Lisboa, Portugal

André Monteiro

Doutor / Investigador Auxiliar
LNEC - Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal

Fernando Marques da Silva

Doutor / Investigador Auxiliar Aposentado

Sílvia Amaral

Doutora / Investigadora Auxiliar
LNEC - Departamento de Hidráulica e Ambiente
Lisboa, Portugal

Elsa Eustáquio

Doutora / Investigadora Auxiliar
LNEC - Departamento de Materiais
Lisboa, Portugal

Isabel Martins

Doutora / Investigadora Auxiliar
LNEC - Departamento de Materiais
Lisboa, Portugal

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.

CATARINO, J. [et al.] – Plataformas fotovoltaicas flutuantes: A contribuição do LNEC. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 115-122.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-009>

1 Introdução

A capacidade global total instalada de plataformas solares fotovoltaicas flutuantes (FPV¹) atingiu 1,3 gigawatt-pico (GWp) em 2018 e prevê-se que este valor aumente consideravelmente até 2030 [1]. Um dos objetivos para que vários países, entre os quais Portugal, estejam a considerar a implantação de energia solar flutuante em grande escala, em particular em albufeiras de barragens, é o de evitar a utilização dos seus escassos recursos terrestres para a geração de energia solar.

Os grandes reservatórios de água existentes nas albufeiras das barragens são locais especialmente propícios para a instalação destas plataformas, na medida em que pode ser tirado partido da hibridização, em que se aliam as duas fontes de energia, hídrica e solar, num único ponto de acesso à rede.

Embora a tecnologia FPV seja considerada comercialmente viável, subsistem desafios ao seu desenvolvimento, como sejam a complexidade técnica do projeto, a construção, a operação, a manutenção (em particular, envolvendo aspetos de ancoragem e amarração das plataformas flutuantes) e fim-de-vida. Neste contexto, é importante que nos grandes investimentos neste domínio exista uma participação de todas as partes interessadas, públicas e privadas, com o objetivo de promover soluções bem projetadas e minimizar possíveis impactos negativos para as barragens, bem como outros impactos ambientais e sociais.

Em Portugal, o Decreto-Lei n.º 98/2021 de 16 de novembro [2] determinou a abertura de procedimento concorrencial, sob a forma de leilão eletrónico, para atribuição de reserva de capacidade de injeção em pontos de ligação à Rede Elétrica de Serviço Público (RESP) para eletricidade a partir da conversão de energia solar por centros eletroprodutores fotovoltaicos flutuantes a instalar em albufeiras de barragens.

Este leilão insere-se no âmbito do Plano Nacional Energia e Clima 2030, documento que define a estratégia nacional de combate às alterações climáticas, nomeadamente através do apoio às iniciativas da transição energética e do reforço da aposta nas energias de fonte renovável, visando a consequente redução da dependência energética do exterior e o uso eficiente de recursos.

O procedimento concorrencial abrange as albufeiras das barragens referidas no anexo do Decreto-Lei acima referido, e que a seguir se listam (ver Figura 1):

- Paradelá;
- Alto Rabagão;
- Vilar Tabuaço;
- Salamonde;
- Alqueva;
- Cabril;
- Castelo de Bode.

O Caderno de Encargos do procedimento indica no ponto 7 da Cláusula 3.ª da Secção II que a Agência Portuguesa do Ambiente (APA) solicita parecer ao LNEC, para que este se pronuncie sobre

se o projeto da plataforma fotovoltaica flutuante compromete o cumprimento pela barragem e pela albufeira do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), aprovado pelo Decreto-Lei n.º 344/2007 de 15 de outubro e revisto pelo Decreto-Lei n.º 21/2018 de 28 de março [3]. Conforme estabelecido no preâmbulo do RSB, o controlo de segurança das barragens incide sobre aspetos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais.

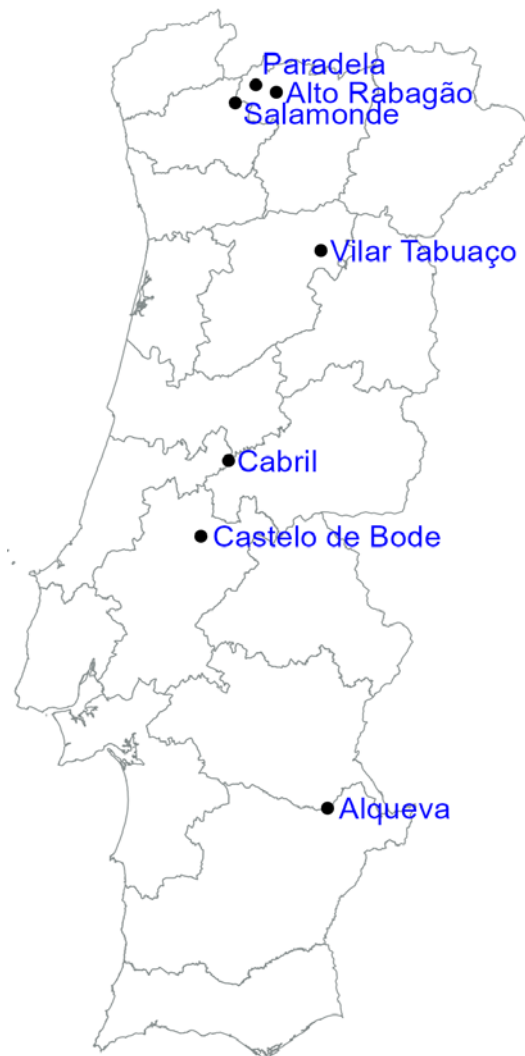


Figura 1 Barragens abrangidas no procedimento concursal

Adicionalmente, salienta-se que nos esclarecimentos do júri do procedimento se refere que no RSB não são definidos critérios específicos relativamente à instalação de plataformas fotovoltaicas flutuantes em albufeiras de barragens. No mesmo documento refere-se ainda que “(...) o projeto será submetido a parecer do Laboratório Nacional de Engenharia Civil I.P. o qual deverá incluir a avaliação das condições de segurança e amarração das estruturas a instalar no plano de água, estando também prevista a monitorização e fiscalização destas estruturas durante a fase de exploração” da plataforma fotovoltaica.

¹ Sigla da designação em língua inglesa: Floating Photovoltaic.

Para efeitos de definição do âmbito da colaboração desenvolvida, considera-se genericamente que as soluções estruturais de plataformas fotovoltaicas flutuantes (doravante estrutura ou plataforma) podem ser tipicamente constituídas pelos seguintes três (sub)sistemas (ver Figura 2):

- 1) sistema flutuante, tipicamente constituído por módulos interligados, sobre os quais são instalados os painéis fotovoltaicos;
- 2) sistema de amarração dos elementos flutuantes;
- 3) sistema de ancoragem dos elementos de amarração ao terreno de fundação.



Figura 2 Subsistemas de uma plataforma FPV

As plataformas são ainda constituídas por painéis fotovoltaicos, cabos, e equipamentos diversos.

Note-se por fim que o projeto de uma plataforma fotovoltaica flutuante na albufeira de uma barragem apresenta aspetos específicos, quando comparada com projetos em lagos naturais. Os sistemas de ancoragem e amarração são necessariamente mais complexos devido às variações do nível da água e às diferentes batimetrias do fundo de uma albufeira. Para além disso, é essencial que o projeto da plataforma fotovoltaica flutuante acautele a segurança da barragem ou barragens existentes na albufeira.

Na presente Nota Técnica apresentam-se as principais atividades desenvolvidas pelo LNEC para dar resposta ao acima referido, apoiando os promotores dos projetos e a APA, nomeadamente no desenvolvimento dos requisitos técnicos para o projeto destas instalações.

2 Requisitos técnicos para projetos de FPV

2.1 Âmbito

Neste contexto, o LNEC elaborou um relatório [4] com os requisitos técnicos para a avaliação das condições de segurança de projetos de plataformas fotovoltaicas flutuantes em albufeiras de barragens, incluindo-se as exigências relativas aos projetos das plataformas fotovoltaicas a instalar nas barragens acima listadas.

Considerando que as albufeiras das barragens acima referidas são distintas e que cada projeto e local apresentam condições e desafios próprios, o relatório pretendeu ser genérico. Por esse motivo não se incluiu referências a soluções específicas.

No referido relatório são estabelecidos os princípios e os requisitos de segurança, de utilização, de robustez e de durabilidade das plataformas a considerar durante as fases de projeto, execução, exploração e desmantelamento.

Salienta-se que não são abrangidos o projeto eletrotécnico e outros aspetos fora do domínio da engenharia civil, mas que constam do Caderno de Encargos. Excluem-se, ainda, do âmbito do relatório possíveis utilizações de plataformas fotovoltaicas em água salgada ou perto da zona costeira.

O relatório foi elaborado com base no estado do conhecimento atual, podendo ser revisto e atualizado em função de novos avanços científicos e tecnológicos e de aprendizagens decorrentes da exploração de projetos de plataformas já implementados. Os requisitos foram estabelecidos com base nos Eurocódigos Estruturais, complementados com o documento DNVGL-RP-0584 [5].

Na definição dos princípios e requisitos, foram considerados os seguintes pressupostos gerais:

- a escolha do sistema estrutural e o projeto da plataforma são realizados por técnicos com qualificação e experiência adequadas;
- a execução da estrutura é realizada por pessoal com competência e experiência adequadas;
- uma supervisão e um controlo da qualidade adequados são assegurados durante toda a execução da estrutura, nomeadamente, nos gabinetes de projeto, nas fábricas, nas empresas, nos estaleiros e no local;
- os materiais e os elementos são utilizados de acordo com as especificações da NP EN 1990 a NP EN 1999 ou de normas de execução ou especificações técnicas aplicáveis;
- as estruturas são objeto de inspeção e de manutenção adequada;
- as estruturas têm uma utilização em conformidade com as hipóteses consideradas no projeto.

2.2 Requisitos gerais

2.2.1 Requisitos para elementos de projeto

Todos os projetos desenvolvidos devem respeitar os requisitos que se apresentam no relatório elaborado pelo LNEC [4], para além das exigências constantes da regulamentação aplicável. Em particular, no que respeita à documentação de cada projeto, esta deve ser completa e clara, incluindo:

- estudos de base;
- documentação das hipóteses consideradas;
- informação sobre caracterização da solução estrutural da plataforma, incluindo peças escritas e desenhadas e especificações técnicas gerais e especiais adotadas no projeto;
- análise de riscos.

2.2.2 Tempo de vida útil de projeto

O tempo de vida útil de projeto deverá ser o especificado pela APA, recomendando-se que, no mínimo, seja de 25 anos.

Poderá ser adotado um menor tempo de vida útil no caso de elementos estruturais substituíveis, desde que a situação de projeto correspondente à sua substituição seja explicitamente tida em consideração no projeto.

2.2.3 Fiabilidade estrutural

A solução estrutural da plataforma deve ser projetada e executada de modo que a plataforma, durante o tempo de vida útil de projeto, com níveis de fiabilidade apropriados e de uma forma económica:

- possa resistir a todas as ações e influências suscetíveis de ocorrerem durante a sua execução, utilização e desconstrução, e
- cumpra os requisitos de utilização e durabilidade especificados para a estrutura ou para qualquer elemento estrutural.

A escolha dos níveis de fiabilidade para uma determinada solução estrutural da plataforma deverá ter em conta os fatores relevantes, incluindo:

- a causa de e/ou os modos possíveis de ser atingido um estado limite;
- as possíveis consequências de ser atingido um estado limite, no que respeita à segurança de pessoas, segurança estrutural e desempenho operacional da barragem ou potenciais prejuízos económicos;
- o grau de aversão pública às possíveis consequências de ser atingido um estado limite;
- a capacidade de deteção atempada da ocorrência de um estado limite;
- os custos e os procedimentos necessários para controlar o nível de risco associado à ocorrência de um estado limite.

As consequências da rotura da estrutura ou de qualquer elemento estrutural devem ser classificadas em uma das três classes de consequências (CC) a seguir indicadas:

- CC3: Consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes;
- CC2: Consequência média em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes;
- CC1: Consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; e consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis.

Releva-se para a seleção da CC, as consequências (diretas e indiretas) de uma eventual não-conformidade funcional da barragem causada pela estrutura ou por um elemento da plataforma fotovoltaica.

A classe de consequência a considerar no dimensionamento deve ser submetida à APA, recomendando-se que não seja inferior à CC2.

2.2.4 Robustez

A solução estrutural da plataforma deve ser projetada com um nível adequado de robustez para que, durante o tempo de vida útil de projeto, seja aceitável o nível de risco associado à perda de integridade estrutural da plataforma devida à ocorrência de eventos adversos, previstos e imprevistos.

Recomenda-se que, no mínimo, sejam verificados os Estados Limites Últimos para uma situação de projeto acidental correspondente à perda nominal de, pelo menos, um elemento com efeitos das ações mais próximos da sua capacidade resistente.

2.2.5 Materiais e componentes

A plataforma poderá ser projetada e executada considerando diferentes tipos de materiais e componentes (e.g. elementos estruturais e ligações), desde que próprios para o fim a que se destinam e com propriedades adequadas às situações de projeto preconizadas e durante o ciclo de vida útil da plataforma.

Todos os produtos utilizados na solução estrutural da plataforma devem ser devidamente caracterizados, quer em termos físico-químicos, de desempenho mecânico e de durabilidade, devendo conhecer-se, por exemplo:

- a resistência e a capacidade de deformação à tração e a resistência à fadiga em tração (de baixo e alto ciclo);
- a resistência e a capacidade de deformação ao choque e ao impacto (e.g. granizo, acostagem);
- a durabilidade face à corrosão dos materiais metálicos com ou sem proteção anticorrosiva;
- a durabilidade face à exposição solar (e.g. raios UV), em especial dos materiais de natureza polimérica;
- a reação e a resistência ao fogo, nomeadamente a capacidade de os materiais resistirem à propagação do fogo e de suportarem as altas temperaturas geradas durante um incêndio;
- a toxicidade dos materiais, nomeadamente o risco de libertação de substâncias tóxicas que possam contaminar a albufeira e colocar em risco a qualidade da água;
- a reciclabilidade e a pegada de carbono dos materiais.

As propriedades acima indicadas deverão ser caracterizadas, quando aplicável, para o curto e para o longo prazo e para a gama de temperaturas atmosféricas que caracterizam a região onde a plataforma será instalada, bem como para regimes quase-estáticos e/ou dinâmicos (incluindo ciclos carga-descarga), conforme aplicável.

Recomenda-se que sejam utilizados materiais (e elementos estruturais) objeto de normas de ensaio e de produto, nacionais ou europeias, ou documentos equivalentes (e.g. Documentos de Avaliação Europeus), envolvendo sistemas e mecanismos de certificação. Em todo o caso, devem ser sempre verificadas as exigências referidas na legislação aplicável.

2.2.6 Gestão da qualidade

Devem ser implementadas medidas apropriadas de gestão da qualidade para se alcançar em obra uma estrutura que corresponda aos requisitos e às hipóteses do projeto. Estas medidas incluem:

- procedimentos organizativos para o projeto, a execução, a utilização e a manutenção;
- controlos nas fases de projeto, incluindo a sua revisão formal, de pormenorização, de execução, de utilização e de manutenção.

A especificação da Classe de Execução deverá ser efetuada com base na legislação em vigor, e ser clara relativamente à identificação dos componentes ou tecnologias/materiais que requerem Classe de Execução com requisito diferente da Classe de Execução da generalidade da obra.

2.2.7 Condições ambientais

O aumento da capacidade de produção de energia elétrica com base na instalação de plataformas solares flutuantes com um tempo de vida útil de pelo menos 25 anos, tem como consequência a curto-médio prazo o aumento da fileira de resíduos fotovoltaicos. Para prevenir a produção de resíduos é necessário definir estratégias desde a fase de conceção até ao final de vida das plataformas flutuantes que permitam circular os materiais de modo a reterem o seu valor económico mais elevado, ou seja, potenciando a valorização. Assim, deverá ser elaborado e apresentado um plano de desativação e de desconstrução da plataforma flutuante no projeto submetido a aprovação pela APA.

2.3 Estudos de base

Os estudos de base têm como objetivo caracterizar as condições ambientais e específicas do local onde se pretende instalar a plataforma. Essas condições incluem todos os fenómenos naturais e aspetos locais que podem influenciar o desempenho da estrutura e, por conseguinte, o seu projeto.

Nas condições específicas do local consideram-se a topografia e a batimetria, as condições do terreno, a sismicidade, as condições ambientais, a biologia e a qualidade da água.

O conjunto das condições ambientais inclui as condições meteorológicas (radiação solar, pluviosidade, vento, neve e gelo) e as condições hidrodinâmicas da albufeira (agitação, correntes e variação do nível de água).

Os estudos de base deverão incluir (lista não exaustiva):

- **Análise de riscos**
Nesta análise, para o sistema completo constituído pela plataforma serão identificados os modos de rotura com risco relevante (e.g. movimentação excessiva da plataforma), os seus eventos iniciadores (e.g. ondulação ou ventos intensos), a sequência de eventos, as consequências e as medidas de mitigação preventivas ou corretivas a adotar.
- **Batimetria da albufeira**
Uma correta determinação da batimetria da albufeira nas proximidades da plataforma é fundamental para se conhecer a gama de profundidades de água existentes e se avaliar a possibilidade de ocorrência de rebentação das ondas em locais de baixa profundidade.
- **Hidrodinâmica da albufeira**
O estudo da hidrodinâmica da albufeira em situação de cheia deve permitir analisar, em particular, se a capacidade de vazão dos órgãos de segurança da barragem é afetada devido à obstrução dos vãos pela estrutura da plataforma ou por qualquer dos seus elementos (e.g. módulos e painéis fotovoltaicos) à deriva por rotura nos subsistemas da plataforma e/ou nas suas interligações.
- **Caracterização do vento**
As direções predominantes e o(s) valor(es) básico(s) da velocidade de referência do vento podem ser determinados a partir de registos obtidos de estações meteorológicas situadas a

menos de 20 km da albufeira em orografias simples desde que, devidamente auditadas por forma a garantir a qualidade e a consistência dos registos.

O cálculo das ações do vento e da interação vento-estrutura podem ser estimados a partir de ensaios em túnel de vento e/ou simulações numéricas (e.g. Computational Fluid Dynamics (CFD)).

- **Caracterização da ondulação**
No caso de albufeiras de dimensões reduzidas ou médias ($\sim < 100\text{km}^2$ de superfície inundável), a altura significativa das ondas geradas pela ação do vento pode ser estimada utilizando formulações empíricas com base no valor do percurso sobre a superfície livre da água (vulgo “fetch”). Em alternativa, se houver medições da altura de onda, que cubram um período representativo de pelo menos 10 anos, podem as estimativas da ondulação ser inferidas pela análise desta série e extração dos valores associados aos períodos de retorno adequados. Adicionalmente, a ondulação gerada pela passagem/acostagem de embarcações, bem como pela ação de aeronaves deverá ser igualmente caracterizada.
- **Estudo geológico-geotécnico**
Deve ser elaborado um relatório geológico e geotécnico interpretativo das condições dos terrenos de fundação do sistema de ancoragens. Esta informação deverá permitir a seleção dos tipos de ancoragem e a verificação de segurança geotécnica e estrutural das que vierem a ser adotadas. O relatório deverá respeitar as disposições da NP EN 1997-1 [6] e da EN 1997-2 [7]. Deverá conter informação de base sobre a planimetria e altimetria do local, a caracterização geológica do local, as unidades geotécnicas identificadas e sua distribuição espacial e dois anexos com informação geológica e geotécnica e o com o relatório factual dos trabalhos de prospeção e dos ensaios de campo e de laboratório realizados.
- **Ensaio de caracterização de desempenho**
Caracterização experimental do desempenho de materiais, elementos e ligações não enquadrados por normas e outros documentos regulamentares.

2.4 Princípios para o dimensionamento em relação aos estados limites

2.4.1 Estados limites últimos

Quando for pertinente, devem ser verificados os seguintes estados limites últimos:

- rotura da estrutura ou do terreno de fundação, total ou parcial, por falta de capacidade resistente dos materiais, deformação excessiva, perda de estabilidade da estrutura ou de parte da estrutura, incluindo apoios e fundações;
- perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido;
- rotura provocada por fadiga, vibração ou por outros efeitos dependentes do tempo.

2.4.2 Estados limites de utilização

Devem ser classificados como estados limites de utilização os que se referem:

- ao desempenho da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização (deslocamentos, vibrações, fendilhação, etc.);
- à operacionalidade da plataforma (e.g. movimentos).

2.4.3 Definição de situações de projeto

Devem selecionar-se as situações de projeto relevantes, tendo em conta as circunstâncias nas quais a estrutura da plataforma deve desempenhar a sua função, nomeadamente:

- situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização;
- situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias de duração muito inferior ao tempo de vida útil de projeto, como, por exemplo, durante a execução, manutenção, inspeção ou a substituição de elementos, acostagem de embarcações utilizadas nestas operações, utilização da albufera para abastecimento de aeronaves de combate a incêndios;
- situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis à estrutura ou à sua exposição, como, por exemplo, incêndios, explosões, colisão de embarcações/aeronaves ou outros objetos e ainda consequências de rotura localizada.

2.4.4 Modelação e análise estrutural

Para cada situação de projeto, o dimensionamento em relação aos estados limites deve basear-se na utilização de modelos estruturais e de modelos de ações que sejam adequados em relação aos estados limites a considerar.

Os seguintes modelos de verificação poderão ser utilizados:

- modelos experimentais;
- modelos numéricos.

A análise estrutural deverá permitir obter uma simulação fidedigna do desempenho do sistema global, inclusive a longo prazo. Para tal, os modelos devem ser validados, para averiguar se reproduzem com exatidão e precisão adequadas os fenómenos físicos relevantes.

O modelo estrutural deve simular o desempenho do sistema global da plataforma, considerando todos os subsistemas.

No caso de serem utilizados modelos numéricos podem ser utilizados um dos seguintes métodos:

- método de dimensionamento indireto, no qual a verificação é feita com base nos efeitos das ações (por exemplo, forças internas e tensões) obtidos a partir do modelo e na resistência obtida pela fórmula relevante especificada no Eurocódigo apropriado (e.g. NP EN 1993-1-1 [8]);
- método de dimensionamento direto, no qual a verificação é feita com base nos efeitos das ações (por exemplo, forças interiores e tensões) e na resistência obtida diretamente a partir do modelo.

Os modelos das ações e resistências a considerar devem ser compatíveis com o método de dimensionamento e tipo de análise estrutural utilizado.

Para cada projeto, deverá ser utilizado apenas um único método de dimensionamento e tipo de análise estrutural.

2.4.5 Formatos de verificação da segurança

Deverá ser preferencialmente utilizado o formato dos coeficientes parciais. Em alternativa, poderá ser utilizado o formato do coeficiente de resistência global e, em casos especiais, o formato do coeficiente global.

Em cada projeto, deverá ser utilizado apenas um único formato de verificação. Não obstante, para certos elementos, a verificação da segurança poder ser complementada com base num formato baseado em ensaios experimentais.

As verificações devem ser efetuadas para todos os estados limites aplicáveis, cobrindo todas as situações de projeto e combinações relevantes de ações.

Todas as fontes relevantes de incertezas, incluindo as do modelo, devem ser tidas em conta nas verificações.

Refira-se que os valores dos coeficientes parciais especificados nos Eurocódigos Estruturais não foram especificamente calibrados para a tipologia de estruturas objeto do presente relatório. Não obstante, e na falta de melhor informação, poderá admitir-se que os mesmos são válidos para o projeto de plataformas fotovoltaicas flutuantes.

2.4.6 Ações e combinações de ações

Devem ser consideradas todas as ações (permanentes, variáveis e acidentais) que contribuem para o comportamento da plataforma e dos seus componentes. Os Eurocódigos Estruturais devem ser seguidos sempre que aplicáveis.

No caso específico do efeito da agitação, devem ser consideradas as ações das ondas geradas pelo vento, geradas pela circulação de embarcações na albufera e ainda, eventualmente, geradas por outro tipo de veículos que possam utilizar a albufera (e.g. motas de água, aeronaves de recolha de água para combate a incêndios).

Os valores de cálculo do efeito desta ação, os coeficientes parciais e as combinações de ações devem ser obtidos de acordo com o especificado nas seguintes normas nacionais europeias em vigor:

- BS 6349-1-1:2013 – British Standards. Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria [9];
- BS 6349-2:2019 – British Standards. Maritime works – Part 2: Code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins [10];
- ROM 2.0-11. Recomendaciones para el proyecto y ejecución de Obras de Atraque y Amarre [11].

As combinações de ações a considerar para cada situação de projeto devem incluir diferentes cenários verosímeis de combinação das ações atuantes (e.g. vento, agitação e correntes). Cada uma destas combinações deve ter associada uma probabilidade de excedência anual em conformidade com a Classe de Consequência (especificada

para o projeto. Os efeitos do nível da água devem ser incluídos, quando relevantes.

2.4.7 Resistência, deformabilidade e vibrações

O valor de cálculo das propriedades resistentes dos materiais deve ser determinado de acordo com o indicado nos Eurocódigos Estruturais.

Relativamente à deformabilidade e vibrações, caso as normas acima referidas não especifiquem valores adequados para um caso particular (e.g. especificidades do material e elemento utilizado, funcionamento de determinado equipamento) poderão ser utilizados os critérios indicados na documentação técnica do fabricante/produzidor, bem como o definido pelo dono de obra como requisitos de funcionamento e operação da plataforma.

2.4.8 Requisitos para a fase de exploração

Deve ser elaborado um Plano de Observação, o qual deve incluir:

- a identificação dos modos de rotura e das grandezas decorrentes a controlar durante a fase de exploração da plataforma;
- os requisitos dos equipamentos e sistemas a instalar para registar e analisar os registos as grandezas a controlar, respetivamente;
- os parâmetros de avaliação das grandezas a controlar para diferentes níveis de desempenho (e.g. alerta e alarme);
- o posicionamento dos equipamentos e sistemas a instalar;
- o responsável pela segurança da plataforma nos aspetos considerados neste plano.

Deve ser também elaborado um Plano de Inspeção e de Manutenção, o qual deve ser baseado na informação indicada nos documentos técnicos dos materiais e elementos utilizados. Em particular:

- deve ser assegurado o cumprimento dos requisitos indicados nos documentos acima referidos quanto às atividades preventivas de rotina de inspeção e de manutenção (e.g. reparações e substituições), quer em relação à sua periodicidade, extensão, detalhe e metodologia.
- as ações de inspeção e manutenção devem ser escrupulosamente registadas, para memória futura.

3 Apreciação de projetos FPV

Na sequência do indicado no Caderno de Encargos do procedimento concorrencial Leilão Solar Flutuante 2021, o LNEC colabora com diversas entidades promotoras na apreciação dos anteprojetos de plataformas fotovoltaicas flutuantes, com o objetivo de verificar o cumprimento do RSB e dos requisitos técnicos acima resumidos, bem como a necessária viabilidade construtiva, operacional e económica destas instalações.

4 Conclusão

A presente Nota Técnica sumariza as principais atividades desenvolvidas pelo LNEC no âmbito do Decreto-Lei n.º 98/2021

de 16 de novembro que determinou a abertura de procedimento concorrencial, sob a forma de leilão eletrónico, para atribuição de reserva de capacidade de injeção em pontos de ligação à Rede Elétrica de Serviço Público para eletricidade a partir da conversão de energia solar por centros eletroprodutores fotovoltaicos flutuantes a instalar em albufeiras de barragens.

Em particular, apresentou-se, de forma condensada, os requisitos técnicos definidos pelo LNEC para a avaliação das condições de segurança de projetos de plataformas fotovoltaicas flutuantes em albufeiras de barragens, e pela posterior apreciação dos projetos de execução destas instalações.

Referências

- [1] World Bank Group, ESMAP and SERIS – *Where Sun Meets Water: Floating Solar Handbook for Practitioners*. World Bank, 2019, 155 p.
- [2] Diário da República – *Decreto-Lei n.º 98/2021 de 16 de novembro*.
- [3] Diário da República – *Decreto-Lei n.º 21/2018 de 28 de março*.
- [4] LNEC – *Projetos de centrais fotovoltaicas flutuantes em albufeiras de barragens requisitos técnicos para a avaliação das condições de segurança*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 335/23 DE-Chefia, 2023, 55 p.
- [5] DNV GL – *Design, development and operation of floating solar photovoltaic systems*. DNV GL, DNVGL-RP-0584, 2021, 152 p.
- [6] IPQ – *Eurocódigo 7 - Proyecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais (NP EN 1997-1)*. Instituto Português da Qualidade, 2013.
- [7] CEN – *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing (EN 1997-2)*. European Committee for Standardization, 2010.
- [8] IPQ – *Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (NP EN 1993-1-1)*. Instituto Português da Qualidade, 2017.
- [9] BSI – *Maritime works - General. Code of practice for planning and design for operations (BS 6349-1-1)*. London: British Standards Institution, 2013.
- [10] BSI – *Maritime works - Code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins (BS 6349-2)*. London: British Standards Institution, 2019.
- [11] Puertos del Estado – *Obras de Atraque y Amarre: Criterios generales y Factores del Proyecto (ROM 2.0-11)*. Puertos del Estado, 2011.

Declaração ambiental de produto: Ferramenta essencial para a sustentabilidade no setor do cimento cinzento português

Environmental Product Declaration: Essential Tool for Sustainability in the Portuguese Grey Cement Sector

Francisco Capucha

Fátima Rato

Margarida Mateus

Resumo

O presente artigo analisa a eficácia das Declarações Ambientais de Produtos (DAP) na promoção da sustentabilidade na indústria cimenteira portuguesa. Discute a forma como as DAP oferecem informação verificada e detalhada sobre o impacto ambiental dos produtos cimentícios ao longo do seu ciclo de vida. O artigo também aborda os desafios enfrentados pela indústria cimenteira, em particular as suas emissões de CO₂, e analisa as iniciativas globais e europeias destinadas a reduzir estes impactos. O documento discute ainda as principais estratégias para promover a sustentabilidade na indústria cimenteira, incluindo a melhoria da eficiência energética, a utilização de clínquer e combustível alternativos e o avanço da captura e reutilização de carbono. Salienta a importância das DAP para informar as partes interessadas e ajudar a atingir os objetivos de sustentabilidade nacionais e internacionais.

Abstract

This paper examines the effectiveness of Environmental Product Declarations (EPDs) in promoting sustainability in the Portuguese cement industry. It discusses how EPDs offer verified and detailed information on the environmental impact of cement products throughout their lifecycle. The study also addresses the challenges faced by the cement industry, particularly its CO₂ emissions, and analyses global and European initiatives aimed at reducing these impacts. The paper discusses key strategies for promoting sustainability in the cement industry, including improving energy efficiency, using alternative clinker and fuel, and advancing carbon capture and reuse. It emphasizes the importance of EPDs in informing stakeholders and aiding in achieving national and international sustainability goals.

Palavras-chave: Declaração ambiental de produto / Avaliação de ciclo de vida / Clínquer / Cimento / Desenvolvimento sustentável

Keywords: Environmental product declaration / Life cycle assessment / Clinker / Cement / Sustainable development

Francisco Capucha

Investigador
c⁵Lab, Construction Sustainable Material Association
Lisboa, Portugal
fcapucha@c5lab.pt

Fátima Rato

Head of Sustainability and Communications
ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento
Lisboa, Portugal
fatimrato@atic.pt

Margarida Mateus

Directora Executiva/Coordenadora Técnico Científica
c⁵Lab, Construction Sustainable Material Association
Lisboa, Portugal
mmateus@c5lab.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.

CAPUCHA, F. [et al.] – Declaração ambiental de produto: Ferramenta essencial para a sustentabilidade no setor do cimento cinzento português. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 24. ISSN 2183-8488. (março 2024) 123-126. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n24-010>

1 Introdução

A Declaração Ambiental de Produto (DAP) emerge como uma ferramenta vital no caminho para a sustentabilidade no setor da construção, em particular na produção de cimento. A DAP, um documento verificado de forma independente, fornece informações transparentes sobre o impacto ambiental dos produtos ao longo do seu ciclo de vida [1]. No contexto do cimento cinzento português, a DAP é especialmente relevante devido à natureza intensiva em recursos e energia deste setor, que é responsável por emissões significativas de CO₂ e outras pegadas ecológicas [2], [3]. O setor cimenteiro enfrenta um desafio crescente em termos de sustentabilidade, particularmente no que diz respeito ao seu impacto ambiental e à contribuição para as mudanças climáticas. Esta secção apresenta uma revisão bibliográfica que explora os esforços e estratégias adotados no contexto europeu e mundial para mitigar os impactos ambientais do cimento, um material fundamental na indústria da construção.

A análise das fontes literárias selecionadas fornece uma perspetiva profunda sobre as práticas atuais e as diretrizes futuras para alcançar a neutralidade de carbono no setor. No panorama que define o setor cimenteiro em Portugal, a Associação Técnica da Indústria do Cimento (ATIC), em 2019, oferece uma descrição detalhada das práticas de produção, padrões de consumo e as iniciativas sustentáveis em vigor [4]. Esta análise é imprescindível para entender a conjuntura atual do mercado cimenteiro português, bem como o seu alinhamento com as diretivas ambientais internacionais. Complementarmente, o documento da Comissão Europeia sobre as Melhores Técnicas Disponíveis para a produção de cimento, cal e óxido de magnésio, publicado em 2013, sublinha as práticas de produção mais sustentáveis e eficientes e é um pilar fundamental para decifrar as normativas europeias que influenciam o setor cimenteiro, com implicações ambientais significativas [5].

Por sua vez, o "Green Deal" da Comissão Europeia, lançado em 2019, estabelece um roteiro ambicioso para a neutralidade carbónica enfatizando o papel crucial da indústria cimenteira na adoção de práticas sustentáveis e na mitigação das mudanças climáticas [6]. Este compromisso com a sustentabilidade é reiterado e ampliado pelo "2050 Roadmap for a Low Carbon Economy" da CEMBUREAU, que propõe uma visão onde a indústria de cimento atinge emissões líquidas zero ao longo de toda a cadeia de valor até 2050 [7]. Este roteiro detalha medidas em cada etapa do processo produtivo e apela a uma ação política decisiva para implementar uma rede de transporte e armazenamento de CO₂ na Europa, promover uma economia circular robusta e desenvolver políticas que reduzam a pegada de carbono das construções [7].

O "Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050", embora não detalhado nos seus conteúdos específicos, alinha com a visão da CEMBUREAU, delineando estratégias para a redução das emissões de carbono na indústria do cimento em Portugal [8]. Espera-se que inclua a adoção de práticas como a eficiência energética, a substituição de combustíveis e de clínquer, além de avanços na captura e reutilização de carbono e inovações no uso de betão e nas técnicas de construção, com o objetivo de alcançar a neutralidade carbónica até 2050 [8]. A implementação desta solução permite não apenas uma avaliação detalhada e precisa do impacto ambiental do

cimento, mas também providencia um meio para os produtores demonstrarem o cumprimento das normas ambientais promovendo o seu desenvolvimento sustentável.

A transparência e a credibilidade proporcionadas pela DAP facilitam a escolha informada por parte dos consumidores e incentivam as práticas de produção ambientalmente responsáveis. A Declaração Ambiental de Produto assume assim um papel crucial na indústria do cimento cinzento português, especialmente à luz dos desafios ambientais contemporâneos. Neste contexto, o cimento cinzento português, um produto com significativa pegada ambiental, que recai maioritariamente das emissões de CO₂, beneficia de forma positiva da implementação da DAP [1], [9].

Este documento permite quantificar e comunicar de forma transparente os esforços do setor na redução dos impactos ambientais, incentivando a adoção de práticas mais sustentáveis. Por exemplo, o relatório destaca a relevância das emissões de CO₂ no processo de calcinação e combustão do forno (ver Figura 1 em Anexo), uma das fases mais críticas na produção de cimento. Com a DAP, há uma oportunidade para as empresas de cimento demonstrarem como estão a abordar esses desafios e contribuindo para um setor mais sustentável [1], [9]. A DAP destaca-se como uma ferramenta essencial na comunicação do desempenho ambiental de produtos na indústria do cimento cinzento, passando a ser um meio eficaz para informar *stakeholders* e o público sobre práticas sustentáveis, e como catalisador para a inovação e melhoria contínua nos processos de produção de materiais cimentícios. Numa era onde a consciência ambiental é crescente, a declaração alinha-se com as exigências de consumidores e empresas por produtos ecologicamente responsáveis, facilitando decisões informadas e contribuindo para o alcance de metas de sustentabilidade a nível nacional e internacional [1], [9].

2 A importância da DAP no contexto do cimento cinzento

A dinâmica produção de cimento cinzento em Portugal, alinhada com a crescente demanda do mercado por habitação e infraestruturas públicas, reflete um compromisso com a construção de infraestruturas robustas e adaptáveis. Conforme evidenciado no relatório sobre a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) do cimento cinzento português, a indústria enfrenta os desafios ambientais com responsabilidade, onde mais de 90% das emissões diretas de CO₂ derivam das reações no forno rotativo. A produção, embora intensiva em energia, principalmente na etapa de clínquerização, está na vanguarda da adoção de práticas sustentáveis, visando minimizar o impacto ambiental [9].

A eficiência energética é uma preocupação central, com o setor procurando reduzir o consumo de energia e aumentar fração de energias renováveis [9]. A Declaração Ambiental de Produto tem também um papel crucial na mitigação destes impactos, pois proporciona informações detalhadas sobre as emissões de CO₂ e o consumo de energia, permitindo que fabricantes, construtores e consumidores façam escolhas mais informadas. Em geral, a DAPs e iniciativas semelhantes estão a transformar o setor. Na

Europa, a economia circular promove o uso de resíduos como combustíveis alternativos na produção de cimento, e inserido neste contexto, a indústria portuguesa, tem investido claramente no desenvolvimento de novas tecnologias para a descarbonização do CO₂, nomeadamente através do laboratório colaborativo c⁵Lab [8], [10]. Estando ativamente em investigar em áreas relevantes como a aplicação de substitutos de clínquer como argilas calcinadas, a utilização de matérias-primas e combustíveis alternativos, ou ainda a captura, utilização e uso de carbono.

Estes esforços podem ser refletidos nas DAPs dos produtos, incentivando práticas sustentáveis na indústria. A precisão dessas informações é garantida pela verificação de terceiros independentes, assegurando a confiabilidade dos dados [1].

Para os profissionais do sector da construção, a DAP serve como um guia essencial na escolha de materiais, permitindo que arquitetos, engenheiros e construtores selecionem materiais com base no seu perfil ambiental, facilitando a construção sustentável e a conformidade com as regulamentações ambientais. Esta escolha informada é particularmente relevante, dada a crescente procura por edificações mais sustentáveis e com menor pegada de carbono. Do ponto de vista do consumidor, a DAP aumenta a conscientização sobre as questões ambientais e influencia decisões de compra. A transparência proporcionada pela DAP permite que consumidores e empresas façam escolhas mais sustentáveis, criando uma procura por produtos que respeitem o meio ambiente e promovam práticas de construção mais responsáveis.

3 DAP do cimento cinzento português

A DAP foi elaborada em conformidade com a emenda A2 da norma EN 15804 [11], baseando-se principalmente em dados primários consolidados e anónimos que representam a produção de 12 tipos diferentes de cimento cinzento produzido em seis unidades industriais pertencentes a dois fabricantes, CIMPOR e SECIL. Esta abordagem de consolidação garante que a DAP forneça um retrato representativo do desempenho ambiental médio, apesar deste não permitir uma desagregação por tipo de cimento ou unidade fabril [9].

Os resultados da análise de impacto ambiental para o produto médio 'cimento cinzento português' encontram-se num intervalo que permite a utilização da DAP representativa para a avaliação ambiental de edifícios e outras obras de construção em contextos típicos portugueses, embora exista alguma variabilidade de fábrica para fábrica e de cimento para cimento [9]. A ACV foi executada utilizando o software SimaPro 9.5, com dados de energia elétrica modelados a partir de informações obtidas diretamente da entidade responsável pela gestão global do Sistema Elétrico Nacional, considerando-se os resultados como robustos (ver Figura 2 em Anexo). O teor de clínquer, que é um componente com impacto ambiental significativo associado à atividade do forno rotativo, bem como a mistura de combustíveis e os aditivos utilizados, podem influenciar a variabilidade dos resultados da ACV [9]. No modelo de ACV utilizado para a DAP, o teor médio de clínquer assumido é de 77.9% [9].

Em relação à comparabilidade das DAPs de produtos de construção, estas podem ser comparáveis apenas se produzidas de acordo com

as normas EN 15804 [11] e EN 15942 [12], e em conformidade com as condições estabelecidas pela ISO 14025 [13], [14]. No entanto, é de notar que, em outubro 2022, uma nova revisão da norma EN 15804 (a emenda 'A2') entrou em vigor, sendo que DAPs elaboradas de acordo com a nova revisão (como o caso da DAP do cimento cinzento português) não são comparáveis com DAPs elaboradas de acordo com a edição anterior da norma [11].

A utilização do desempenho médio ambiental é uma prática comum para refletir o desempenho do cimento cinzento no contexto português, proporcionando assim uma base confiável para decisões relacionadas à sustentabilidade na construção.

4 Conclusão

Em conclusão, a DAP não é apenas uma ferramenta de avaliação ambiental, mas um impulsionador de mudanças sustentáveis na indústria da construção. Desempenha um papel vital em orientar a indústria do cimento e outros setores da construção em direção a práticas mais sustentáveis, alinhando-se com as metas globais de sustentabilidade. Em conclusão, a DAP é uma ferramenta poderosa para promover a sustentabilidade na indústria cimenteira, permitindo a transição para uma indústria mais ecológica e responsável.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio dado pela indústria cimenteira portuguesa, representados pela ATIC, CIMPOR e SECIL pelo apoio prestado na elaboração inédita da declaração ambiental de produto para o cimento cinzento português.

Referências

- [1] EPD® – “General Programme Instructions for the International EPD® System. Version 4.0, dated 2021-03-29,” p. 80, 2021, [Online]. Available: <http://www.environdec.com/>.
- [2] Benhelal, E.; Zahedi, G.; Shamsaei, E.; Bahadori, A. – “Global strategies and potentials to curb CO₂ emissions in cement industry,” *J. Clean. Prod.*, vol. 51, pp. 142–161, 2013, doi: 10.1016/j.jclepro.2012.10.049.
- [3] Wei, Y.M.; Chen, K.; Kang, N.; Chen, W.; Wang, X.Y.; Zhang, X. – “Policy and Management of Carbon Peaking and Carbon Neutrality: A Literature Review,” *Engineering*, vol. 14, pp. 52–63, 2022, doi: 10.1016/j.eng.2021.12.018.
- [4] ATIC – Associação Técnica da Indústria do Cimento, “Importância do sector para a Economia Nacional,” 2019.
- [5] European Commission – “Best Available Techniques (BAT) Reference Document for the Production of Cement, Lime and Magnesium Oxide,” 2013. doi: 10.2788/12850.
- [6] European Commission, “The European Green Deal– ” *Eur. Comm.*, 2019, doi: 10.1017/CBO9781107415324.004.
- [7] CEMBUREAU – “Cementing the European Green Deal, REACHING CLIMATE NEUTRALITY ALONG THE CEMENT AND CONCRETE VALUE CHAIN BY 2050,” *Eur. Cem. Assoc. Brussels*, pp. 1–38, 2020, [Online]. Available: https://cembureau.eu/media/kuxd32gi/cembureau-2050-roadmap_final-version_web.pdf.
- [8] ATIC and ATIC – Associação Técnica da Indústria do Cimento, “ROTEIRO PARA A NEUTRALIDADE CARBÓNICA 2050,” 2021. [Online]. Available: <http://www.atic.pt/wp-content/uploads/2021/03/Roteiro.pdf>.
- [9] ATIC – Associação Técnica da Indústria do Cimento, “Declaração Ambiental de Produto – Cimento Cinzento Português,” 2023.
- [10] CEMBUREAU – “The Role of Cement in the 2050 Low Carbon Economy,” pp. 1–64, 2013, [Online]. Available: <http://www.cembureau.be/role-cement-2050-low-carbon-economy>.
- [11] Technical Committee CEN/TC 350 – “EN 15804:2012+A2:2019 - Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Core rules for the product category of construction products,” 2019.
- [12] Technical Committee CEN/TC 171, “EN 15942:2021 Sustainability of Construction Works - Environmental Product Declarations - Communication format business-to-business.”
- [13] ISO/TC 207/SC 3, “ISO 14025:2006 - Environmental labels and declarations Type III environmental declarations Principles and procedures,” 2006.
- [14] DAPHabitat, “Regras para a Categoria de Produto (RCP) – Modelo Base – Produtos e Serviços de Construção,” CentroHabitat - Plataforma para a Construção Sustentável, pp. 1–39, 2015, [Online]. Available: <http://www.daphabitat.pt/>.

Anexo

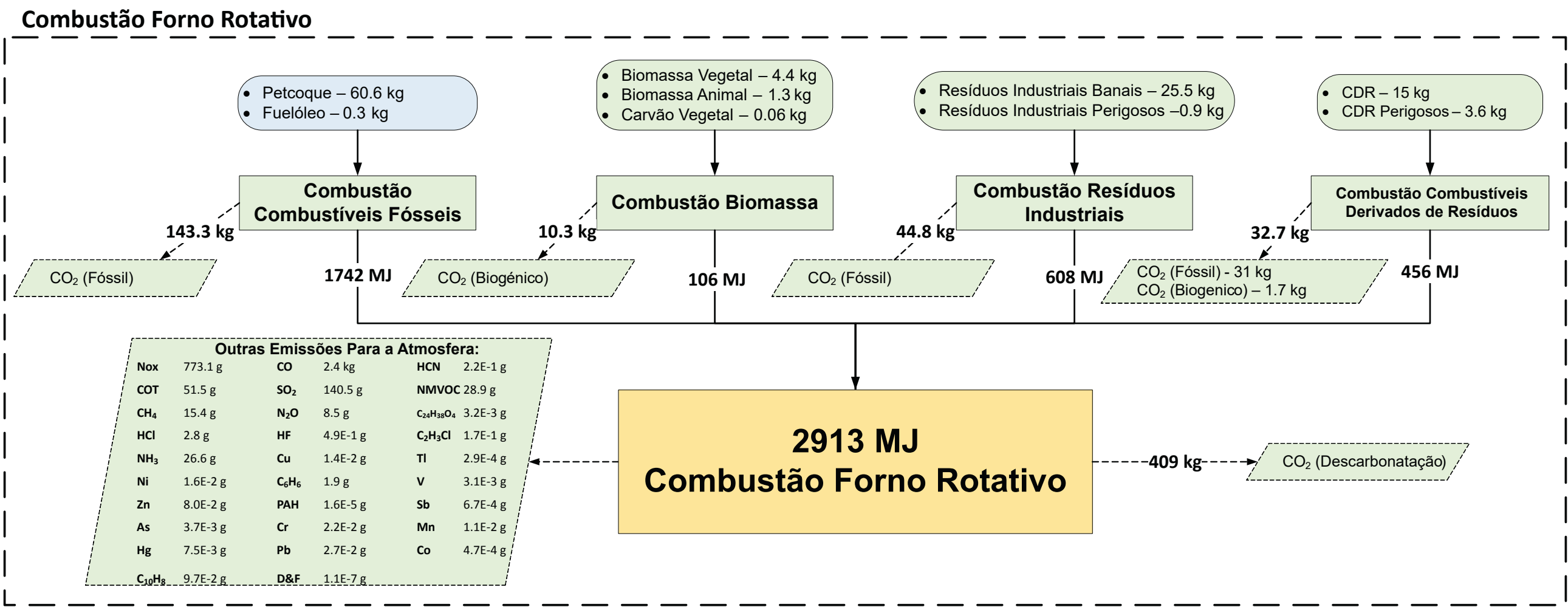


Figura 1 Diagrama das reações de combustão e descarbonatação que ocorrem no forno rotativo para a produção de uma tonelada de cimento cinzento em Portugal [9]

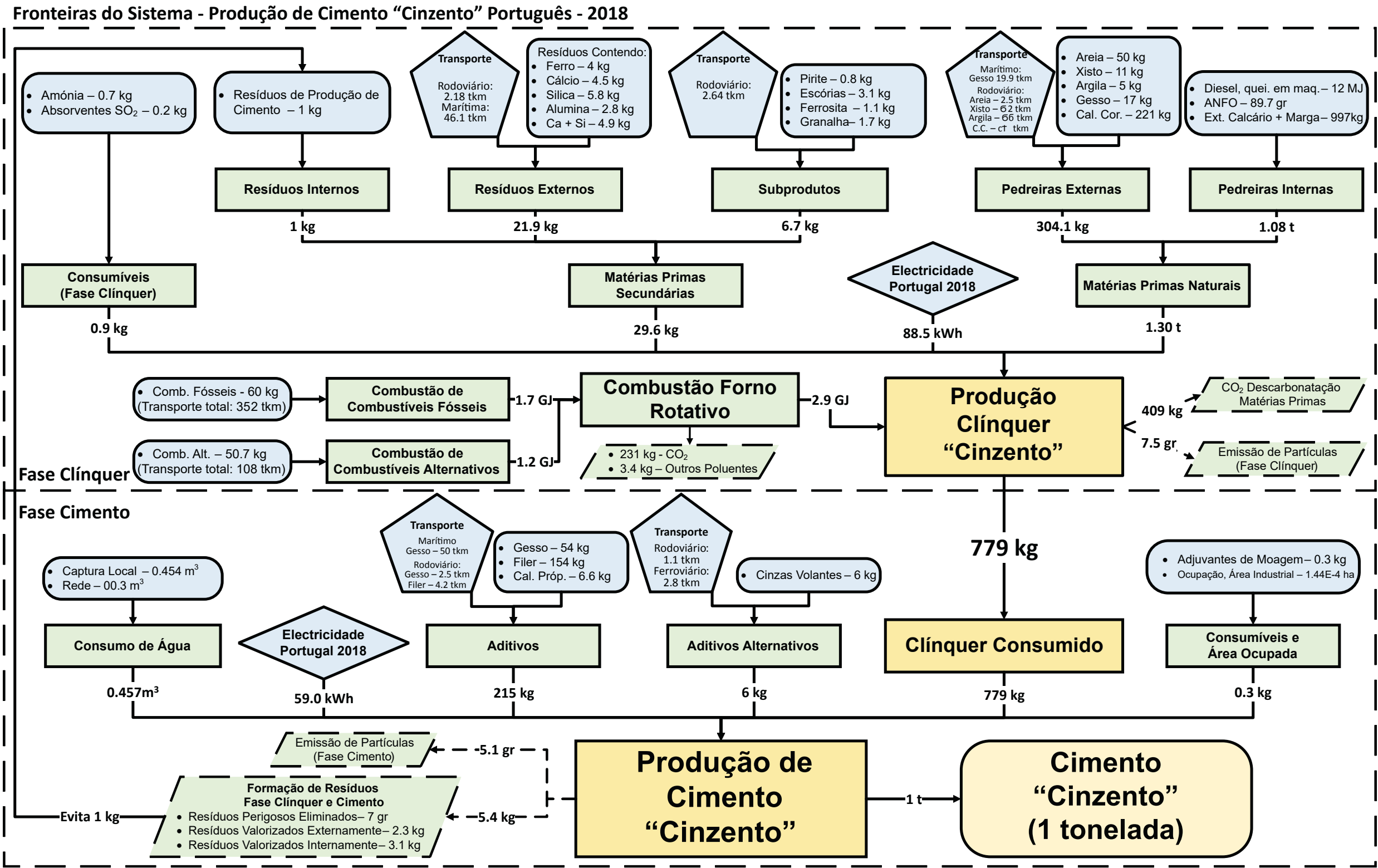
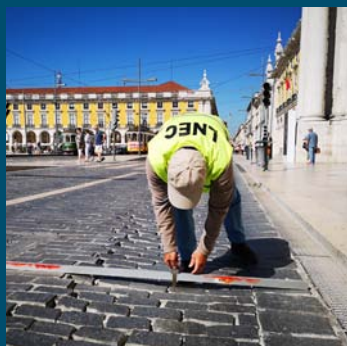
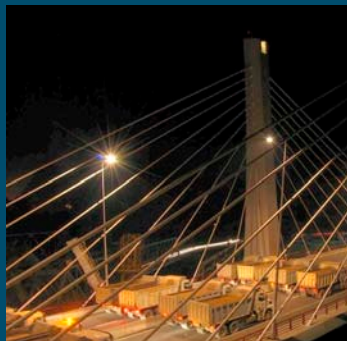
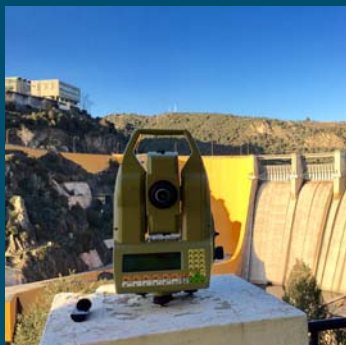


Figura 2 Diagrama do modelo de ACV para utilizado para simular o fabrico de cimento demonstrando os fluxos de matéria e energia [9]



investigação

inovação

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa, Portugal, criado em 1946, é um instituto público de Ciência e Tecnologia (C&T), com o estatuto de Laboratório de Estado, que desenvolve investigação em todos os domínios da Engenharia Civil, o que lhe confere uma perspetiva única e multidisciplinar.

O LNEC desenvolve atividades de Investigação, Desenvolvimento e Inovação - I&D&I - ligadas à engenharia civil, essencialmente nos domínios das obras públicas, da habitação e urbanismo, do ambiente, da indústria dos materiais, componentes e outros produtos para a construção. A atividade do LNEC visa, no essencial, a qualidade e segurança das obras, a proteção e reabilitação do património natural e construído e a modernização e inovação tecnológica no sector da construção.

Ao longo da sua existência, o LNEC tem desenvolvido a sua atividade em mais de 40 países de todos os continentes, tanto em estudos de I&D&I, com predominância na União Europeia, como em estudos e pareceres orientados para a consultoria tecnológica avançada. Esta atividade de consultoria tecnológica tem incidido num conjunto muito diversificado de obras, nomeadamente: edifícios, pontes, barragens, portos, praias, obras subterrâneas e infraestruturas de transportes, bem como aspetos relacionados com recursos hídricos e ambiente.

cooperação

divulgação



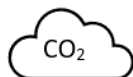


Prioridades para o Futuro Sustentável da Indústria Cimenteira

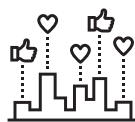
A Indústria Cimenteira nacional considera que os valores aspiracionais do Pacto Ecológico Europeu, concretizados em ambiciosas metas quantificadas e calendarizadas, só serão possíveis de atingir se alicerçados em políticas ambientais e industriais consistentes integradas que combinem, entre outras, as seguintes dimensões:



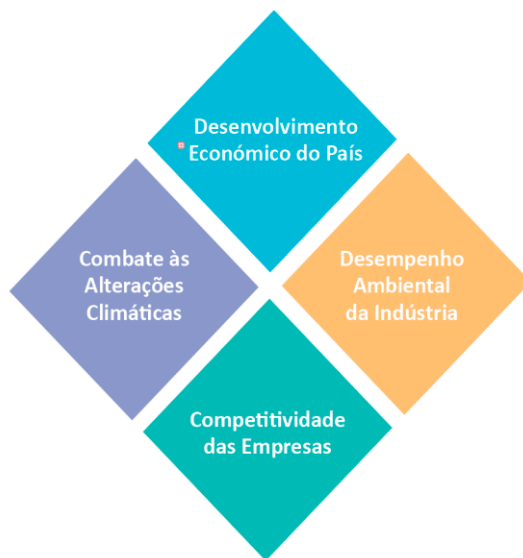
Aceleração da transição energética, nomeadamente através do recurso à utilização de combustíveis alternativos e ao coprocessamento.



Financiamento à transição climática, em particular no que respeita a Investigação, Desenvolvimento e Inovação e a tecnologias disruptivas de captura, armazenamento e utilização de CO2.



Promoção da avaliação de ciclo de vida e da eficiência energética dos edifícios, numa perspetiva de dupla transição, verde e digital, do ecossistema da construção





A Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) é uma associação de carácter científico e técnico, fundada em 1968, que tem como objetivo a cooperação entre os engenheiros civis da área de engenharia de estruturas. A APEE é o representante português da *International Association for Bridge and Structural Engineers* (IABSE).

As iniciativas da APEE, regularmente divulgadas na página eletrónica da APEE (www.apee.org.pt), compreendem a organização de eventos técnicos e científicos, a promoção do Prémio Ferry Borges e a promoção das atividades da IABSE no meio técnico nacional.

Uma atividade relevante da IABSE é a atribuição anual de prémios destinados a distinguir os trabalhos mais relevantes no âmbito da engenharia de estruturas. Os prémios em causa estão reunidos em dois grupos:

IABSE People and Paper Awards

Honorary Membership
International Award of Merit
Early Career Prize
Member of the Year
Person of the Year
National Group of the Year
Outstanding Paper Award
Best PhD Thesis Award
YEP Awards

IABSE Projects and Technology Awards

Small Projects
Small Building Structures (Area $\leq 10,000 \text{ m}^2$)
Large Building Structures (Area $> 10,000 \text{ m}^2$)
Pedestrian and Cycle Bridges
Small Road and Rail Bridges (Area $\leq 5,000 \text{ m}^2$)
Large Road and Rail Bridges (Area $> 5,000 \text{ m}^2$)
Infrastructure
Rehabilitation
Innovation in Construction
International Community Development
Gold Star

Informações detalhadas estão disponíveis na página eletrónica da IABSE em:
www.iabse.org/Awards

Os colegas interessados em apresentar candidaturas deverão contactar a APEE, a quem compete reunir as candidaturas nacionais e submetê-las junto da IABSE.



IABSE

International Association for
Bridge and Structural Engineering

Próximos eventos

IABSE SYMPOSIUM MANCHESTER 2024

10-12 April 2024

Manchester Metropolitan University,
Manchester UK

Construction's Role for a World in Emergency



Mais informações em: <https://www.iabse.org/Manchester2024>

IABSE

Congress 2024

San Jose, Costa Rica



Beyond Structural Engineering

Costa Rica Convention Centre
25 - 27 September 2024

Submissão de resumos até 10 de novembro de 2023

Mais informações em: <https://www.iabse.org/Sanjose2024>



IABSE Symposium Tokyo 2025

May 18 - May 21, 2025
Waseda University and Rihga Royal Hotel, Tokyo

**Environmentally Friendly Technologies and Structures
-Focusing on Sustainable Approaches-**

Submissão de resumos até 31 de julho de 2024

Mais informações em: <https://www.iabse.org/tokyo2025>



ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL

13—15
NOV

FEUP
PORTO



O Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL – BE2024 decorrerá na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) de 13 a 15 de novembro de 2024, dando continuidade aos Encontros Nacionais promovidos bianualmente pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE).

Numa organização conjunta do GPBE e da FEUP, o BE2024 constituirá um amplo fórum de discussão técnica sobre a temática do Betão Estrutural, com partilha de experiências e conhecimentos das empresas, da academia e da comunidade técnica. O BE2024 proporcionará igualmente, em ambiente de franco convívio, uma oportunidade de diálogo entre todos os profissionais de engenharia ligados ao Betão Estrutural.

Atravessando Portugal um momento de grande vitalidade no domínio das Obras Públicas, o BE2024 será igualmente uma oportunidade para apresentação e divulgação de casos de estudo envolvendo grandes empreendimentos, a par do aprofundamento dos mais recentes conhecimentos ligados à conceção e projeto de estruturas, aos novos materiais, aos Eurocódigos e à reabilitação.

De relevância para o público-alvo do BE2024 são igualmente os desafios com que se debate o setor da Construção, num contexto de mudança impulsionada pela transformação digital, pela industrialização 4.0 e pelo imperativo da sustentabilidade ambiental, em que se destacam temas como a construção modular, a pré fabricação, a manufatura aditiva e a tecnologia BIM.

Conferencistas estrangeiros e nacionais serão convidados para as Sessões Plenárias, e para abrir a apresentação dos temas principais do BE2024. Um conjunto de Sessões Temáticas proporcionará um alargado fórum de debate, em que empresas, técnicos e investigadores poderão apresentar os trabalhos em que têm estado envolvidos.

Uma Exposição Técnica e a atribuição de prémios aos jovens mestres completarão as iniciativas para assegurar que o BE2024 se constitua num Encontro de elevado interesse para todos os participantes.

TEMAS

- Tema 1 | Materiais e produtos. Sustentabilidade.
- Tema 2 | Análise e dimensionamento. Normas e regras de projeto.
- Tema 3 | Construção modular. Pré-fabricação. Manufatura aditiva.
- Tema 4 | Reabilitação de estruturas. Manutenção e gestão do ciclo de vida.
- Tema 5 | Realizações. Grandes obras em Portugal.

DATAS LIMITE

Submissão resumos	31/03/2024
Submissão artigos	30/06/2024
Notificação da aceitação artigos	15/09/2024
Submissão final	30/09/2024

EXPOSIÇÃO TÉCNICA

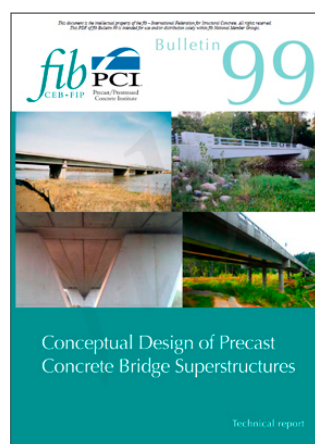
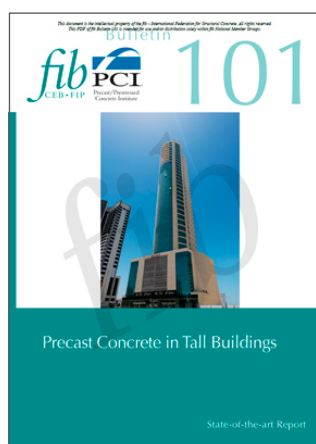
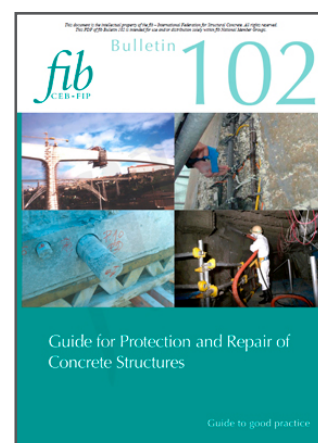
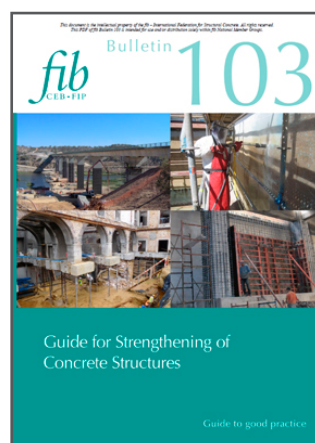
As empresas interessadas em participar na Exposição Técnica podem desde já contactar o secretariado: be2024@fe.up.pt

ORGANIZAÇÃO



ÚLTIMOS BOLETINS DA *fib* DISPONÍVEIS NA **ÁREA RESERVADA A SÓCIOS DO GPBE**

<http://www.gpbe.pt/index.php/consulta-de-boletins-da-fib>



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: € 25,00

Quota 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.

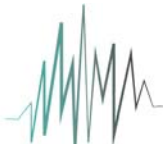


A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) foi criada em 1973, com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica.

A SPES é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e coletivas, com os propósitos de: (a) Fomentar o desenvolvimento da engenharia sísmica, sismologia e prevenção e defesa contra os sismos em Portugal, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e na sociedade; (b) Assegurar a representação portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

Poderá entrar em contacto com a SPES através do email spes@lnec.pt ou da página web <https://spessismica.pt/>

SÍSMICA
2024



SOCIEDADE
PORTUGUESA
DE ENGENHARIA
SÍSMICA



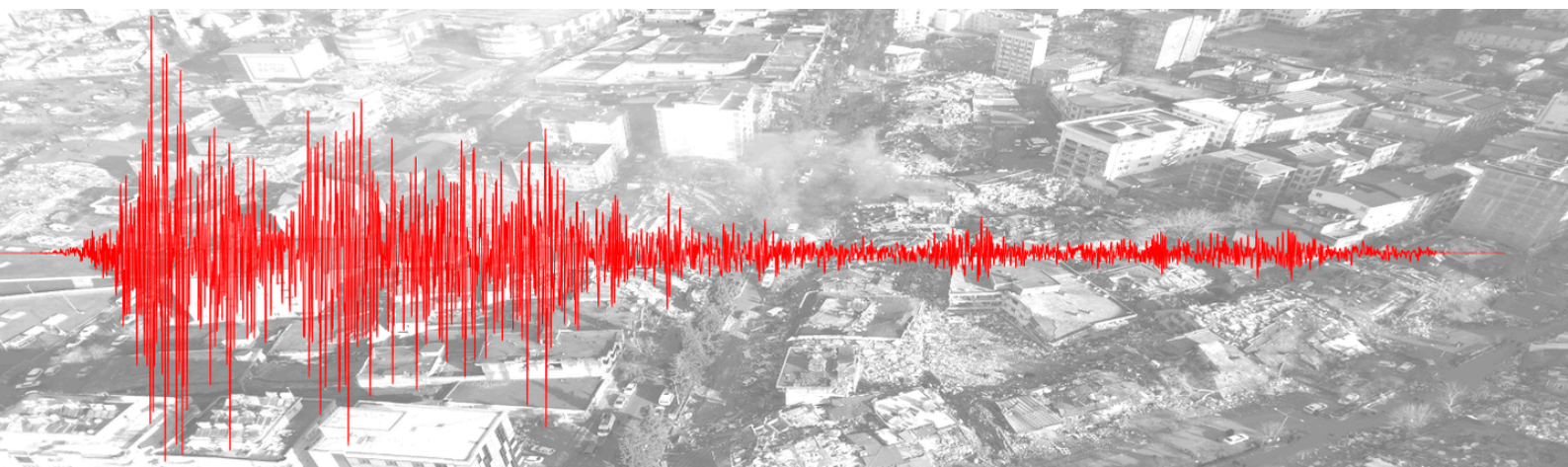
Universidade do Minho
Escola de Engenharia

A Universidade do Minho, em colaboração com a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, está a organizar o 13º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (SÍSMICA 2024), que decorrerá em Guimarães, de 17 a 19 de abril de 2024 (<https://sismica2024.pt/>).

À semelhança dos eventos nacionais de sismologia e engenharia sísmica anteriores, o SÍSMICA 2024 pretende constituir-se um fórum nacional de debate e divulgação dos desenvolvimentos mais recentes no âmbito da investigação e prática da sismologia e da engenharia sísmica, oferecendo um ambiente propício à troca de ideias e atualização de conhecimentos.

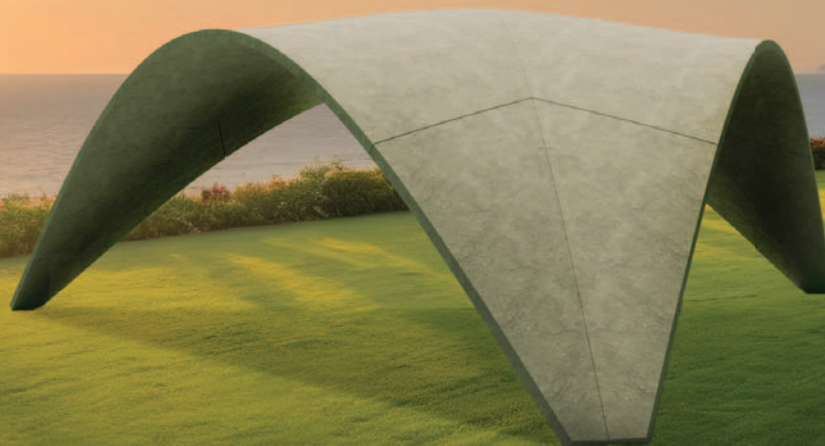
Serão abordados problemas clássicos, como o projeto e execução de infraestruturas e a reabilitação do edificado, mas também questões recentes como o reforço combinado sísmico e energético, a construção modular, a caracterização mecânica da alvenaria em Portugal, bem como os recentes sismos da Turquia e Síria de 2023.

Este Congresso irá reunir investigadores, engenheiros, geofísicos, sismologistas, arquitetos e outros técnicos, gestores e decisores, cujas atividades permitem contribuir para a redução do risco sísmico em Portugal.





A CONSTRUIR O FUTURO AO SEU LADO



Inovação em Cascas de Betão Ultrafinas

Em parceria com cinco instituições de ensino superior e financiado pela ANI, a SPRAL liderou o consórcio do revolucionário projeto I&I (Investigação & Inovação) Pre-Shell. Este ambicioso objetivo visa transformar o cenário da construção civil ao desenvolver tecnologias inovadoras e economicamente viáveis para cascas ultrafinas de betão pré-fabricado.

Com mais de cinco décadas de experiência em pré-fabricação, a SPRAL assume um papel central neste projeto pioneiro. Ao lado de outras instituições de renome, está comprometida em revitalizar as cascas de betão ultrafinas, tornando-as competitivas em termos tecnológicos, científicos e económicos.

O projeto Pre-Shell procura reduzir os custos em pelo menos 25% em comparação com métodos tradicionais, mas aspira também a oferecer soluções estruturais pré-fabricadas que promovem formas arquitetónicas modernas e sustentáveis.

Unindo inovação, experiência e excelência, a SPRAL está na vanguarda desta evolução tecnológica. O projeto Pre-Shell não é apenas uma promessa de avanço na construção civil, mas uma garantia de espaços arquitetónicos deslumbrantes, eficientes e sustentáveis. Junte-se a nós nesta jornada para moldar o futuro da construção civil, abrindo caminho para uma nova era de possibilidades estruturais e estéticas.



Rua Lagoa do Junco, 119 Moitinhos
3830-265 Ílhavo
PORTUGAL

T: (+351) 234 329 450
F: (+351) 234 329 451
spral@spral.pt





Instituto para
a Construção
Sustentável



Áreas

Energia e Ambiente
Transportes e Mobilidade
Gestão e Informação
Materiais e Sustentabilidade
Reabilitação Urbana e Património
Riscos e Segurança



Associados

U.PORTO



Serviços

Consultoria Avançada
Investigação, Desenvolvimento
e Inovação
Formação e Eventos
Ensaaios



Contactos



R. Dr. Roberto Frias, s/n
Campus da FEUP
Edifício G – Piso 1
4200-465 Porto



22 508 1856 / 22 508 2190



www.fe.up.pt/ics



ics@fe.up.pt



Sistema
**CONSOLIDAÇÃO
E REFORÇO ESTRUTURAL**

ARGAMASSA ESTRUTURAL NHL 712

Bio-argamassa
fibrorreforçada
estrutural à base de cal
hidráulica natural NHL
3,5 para interiores e
exteriores



LIGANTE PARA INJEÇÃO 790

Bio-ligante à base de
cal hidráulica natural
NHL 3,5, para injeções
em alvenarias antigas,
resistente aos sulfatos



www.fassabortolo.com

**FASSA
BORTOLO**



SERVIÇO DE TESTES EM OBRA DE VARÕES E ANCORAGENS



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 ►

www.hilti.pt | 222 414 100



Consolidação e reforço estrutural

Betão armado, paredes de enchimento, alvenarias resistentes

As combinações das matrizes Kerakoll com os tecidos em fibra de aço e em fibra de basalto constituem os inovadores sistemas de reforço estrutural de baixa espessura, que oferecem múltiplas vantagens tais como: simplicidade de aplicação e comportamento resistente, módulo de elasticidade menor e tenacidade superior aos dos sistemas compósitos de reforço estrutural mais comuns.



kerakoll

Elastocolor Pittura

Mapelastic Guard Zero

Mapegrout Easy Flow Zero

Mapeshield I 30/20

Mapefix EP 100

Mapefer 1k Zero

Betão hidro-escarificado

SOLUÇÕES PARA REPARAÇÃO E PROTEÇÃO DE BETÃO



É TUDO **OK**
COM A **MAPEI**

Para mais informações em mapei.pt



ISOLAMENTO DE BASE

Falhar não é opção!

- A forma mais eficaz de proteger infra-estruturas críticas a sismos
- Operacionalidade garantida e comprovada
- Baixo custo em relação ao valor da estrutura

Apoio local da **Pretensa**

- Representante **FIP MEC** em **Portugal**
- Juntas de dilatação Sísmicas
- Monitorização Estrutural



Pêndulo FIP-D



HDRB



LRB



PRETENZA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL
☎ +351 229 416 633 ✉ comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt



Inovação

Reforço Sismico com FRP's



A S&P é uma empresa líder no campo do reforço de estruturas com compósitos. Disponibilizamos soluções de reforço para estruturas em betão armado, aço alvenarias, madeira e pavimentos betuminosos.

Saiba mais: www.sp-reinforcement.pt



A Simpson Strong-Tie® Company

©2023 S&P Clever Reinforcement

COM O APOIO DE:

A400
Projetistas e Consultores de Engenharia

ARMANDO ARIITO
ENGENHARIA

ATIC
ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA
INDÚSTRIA DE CIMENTO

Betar
CONSULTORES

CACAO
CIVIL ENGINEERING

**FASSA
BORTOLO**
QUALIDADE PARA CONSTRUÇÃO

HILTI

ICS Instituto para
a Construção
Sustentável

kerakoll

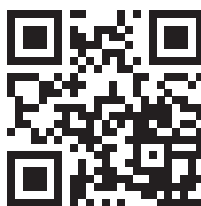
MAPEI

**NCR
EP** CONSULTORIA
EM REABILITAÇÃO
DO EDIFICADO
E PATRIMÓNIO

PRETENSA

S&P
A Simpson Strong-Tie® Company

SPRAL®



<http://rpee.lnec.pt/>



AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00
lnec@lnec.pt www.lnec.pt