

SÉRIE III NÚMERO 29 NOVEMBRO 2025

rpee

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

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: Luís Oliveira Santos



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
artigos científicos	5	Formulações ternárias de cimento, filler calcário e resíduos de vidro moído para impressão 3D Ana Mafalda Matos ∞ Paula Milheiro-Oliveira ∞ Nuno Pinto ∞ Mário Pimentel
	17	Método para simulação numérica de paredes divisórias em alvenaria afetadas pelas flechas de estruturas de betão armado Rui Sousa ∞ Hipólito Sousa ∞ Humberto Varum ∞ José Melo ∞ Luísa Sousa
	29	Ligações aparafusadas em estruturas de madeira. Dimensionamento segundo a EN 1995 e a NBR 7190. Efeito de corda e número efetivo de ligadores Manuella Queiroz ∞ Helena Cruz
	39	Avaliação numérica avançada do comportamento não linear e capacidade de suporte de estruturas de madeira em situação de incêndio Jackson Rocha Segundo ∞ Caroline Ferreira ∞ Dalilah Pires ∞ Ricardo Silveira ∞ Rafael Barros ∞ Ígor Lemes
	51	Multi-objective optimization for the structural design of steel high-rise buildings Claudio Resende ∞ Afonso Lemonge ∞ Luiz Fernando Martha
	63	Methodology for reliability analysis of reinforced concrete structures over time considering combined corrosion Ana Moraes ∞ Renato Motta ∞ Silvana Bastos Silva ∞ Eleni Toumpanaki ∞ Raffaele de Risi
divulgação científica/técnica	69	O novo Bauhaus e a construção inovadora, eficiente e facilitadora Margarida Mateus ∞ Fátima Rato
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

Luís Oliveira Santos

Administração

Luís Oliveira Santos

(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

Capa

Pavilhão Atlântico, Lisboa

(fotografia cedida por Eng.^a Helena Cruz)

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-n29>

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 presente número 29 da Série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) reúne seis artigos científicos e um artigo de divulgação científica & técnica.

Três dos artigos científicos abordam temas de atualidade no setor da construção, nomeadamente a aplicação da impressão 3D, a simulação numérica de paredes divisórias de alvenaria e o dimensionamento de ligações aparafusadas em estruturas de madeira.

Os restantes artigos científicos foram selecionados entre os trabalhos apresentados no XLV *Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering* (CILAMCE 2024), posteriormente desenvolvidos e submetidos ao corpo editorial da **rpee**. Estes estudos centram-se na avaliação numérica avançada do desempenho estrutural de elementos de madeira em situação de incêndio, no projeto de edifícios altos sob efeitos de segunda ordem e na análise de fiabilidade de estruturas de betão armado afetadas por corrosão. A administração da revista expressa o seu agradecimento ao Prof. Eduardo Toledo, da Comissão Organizadora do CILAMCE 2024, pela colaboração e empenho na seleção dos artigos submetidos.

No artigo de divulgação científica & técnica são discutidos materiais de baixo carbono e *bio-based*, processos digitais como o *Building Information Modelling* (BIM) e a impressão 3D em betão, e ainda estratégias de neutralidade carbónica já delineadas em roteiros setoriais.

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 Comissão Científica, cujo contributo tem sido essencial para assegurar a qualidade e rigor dos artigos científicos publicados.

A administração da **rpee**

Luís Oliveira Santos (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Ana Sofia Louro (GPBE)

Luís Guerreiro (SPES)

Formulações ternárias de cimento, filler calcário e resíduos de vidro moído para impressão 3D

Ternary blends of cement, limestone filler and waste glass powder for 3D printing

Ana Mafalda Matos
Paula Milheiro-Oliveira
Nuno Pinto
Mário Pimentel

Resumo

O presente estudo, realizado no âmbito do Projeto DigiCrete, teve como objetivo desenvolver formulações ternárias eficientes em carbono para impressão 3D de materiais cimentícios (3DPC). A sustentabilidade das fórmulas baseou-se em três aspetos principais: a utilização de matérias-primas nacionais, a substituição parcial significativa do cimento Portland (> 50%) e a otimização do teor de cimento. Numa primeira fase, estudaram-se as propriedades das pastas cimentícias, avaliando o comportamento no estado fresco, a evolução da hidratação e o desempenho mecânico, bem como o Potencial de Aquecimento Global (GWP). Recorreu-se ao planeamento de experiências para analisar a influência dos diferentes parâmetros da mistura nas propriedades finais, identificando os principais efeitos e eventuais interações. As formulações mais promissoras foram depois estudadas ao nível da argamassa, de forma a otimizar o teor de agregado e validar a viabilidade da impressão.

Os resultados mostraram que existe uma correlação entre os ensaios em pastas e argamassas, permitindo definir uma composição imprimível. Verificou-se que a utilização de materiais locais, incluindo um resíduo industrial, pode ser uma solução viável para a produção local de 3DPC, reduzindo significativamente a dependência do cimento Portland e o GWP, sem comprometer o desempenho do material.

Palavras-chave: Materiais cimentícios / Formulações ternárias / Resíduo de vidro / Eficiência carbónica / Impressão 3D

Abstract

The present study, conducted within the scope of the DigiCrete Project, aimed to develop carbon efficient ternary mixtures for 3D printing of cementitious materials (3DPC). The approach was based on three main aspects: the use of national raw materials, the significant partial replacement of Portland cement (> 50%), and the optimization of the cement content. In the first stage, the properties of cement pastes were studied to optimize the binder, evaluating the behaviour of the pastes in the fresh state, durability, mechanical performance, as well as the Global Warming Potential (GWP). An experimental design method was used to analyze the influence of different mixture parameters on the final properties, identifying the main effects and possible interactions. The most promising formulations were then studied at the mortar level to optimize the aggregate content and validate the printability.

The results showed a correlation between the test results on pastes and mortars, allowing for the definition of a printable composition. It was found that the use of locally available materials, including an industrial waste, is a promising solution for 3DPC local production, significantly reducing dependence on Portland cement and GWP without compromising material performance.

Keywords: Cementitious materials / Ternary blends / Waste glass / Carbon-efficiency / 3D printing

Ana Mafalda Matos

Doutora em Engenharia Civil
CONSTRUCT, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0002-1646-4665
anamatos@fe.up.pt

Paula Milheiro-Oliveira

Doutora em Matemática Aplicada
FEUP-CONSTRUCT e CMUP
Porto, Portugal
poliv@fe.up.pt

Nuno Pinto

Licenciado em Física Aplicada
CONSTRUCT, FEUP
Porto, Portugal
npinto@fe.up.pt

Mário Pimentel

Doutor em Engenharia Civil
CONSTRUCT, FEUP
Porto, Portugal
mjsp@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.

MATOS, A. [et al.] – Formulações ternárias de cimento, filler calcário e resíduos de vidro moído para impressão 3D. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 5-16.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-001>

1 Contexto e estratégia da investigação

A integração de processos de fabrico digitais, como a impressão 3D de materiais cimentícios (3DPC), oferece vantagens significativas, incluindo maior liberdade arquitetónica sem necessidade de cofragens, aumento potencial da produtividade, redução de custos e prazos de execução, bem como a melhoria das condições de segurança nos locais de trabalho [1], [2].

A nível mundial, várias instituições, universidades e algumas empresas têm demonstrado o potencial da impressão 3D através da produção de protótipos de pequenos componentes estruturais, mobiliário urbano, elementos decorativos e até alguns edifícios. No entanto, a expansão comercial e a sustentabilidade desta tecnologia continuam a representar desafios críticos [3], [4]. Ao nível material, apesar da existência de algumas fórmulas comerciais sob a forma de argamassas secas ensacadas, não existe controlo sobre os constituintes, a que acresce um custo elevado de importação e limitada assistência técnica. A utilização de materiais locais no desenvolvimento de argamassas para impressão 3D irá facilitar a sua implementação, reduzir o custo de produto e a pegada carbónica e criar novas áreas de negócio, além de contar com apoio técnico nacional.

A formulação das misturas para 3DPC desempenha um papel fundamental na viabilidade da impressão, na resistência estrutural e na qualidade do acabamento das peças produzidas, além de influenciar diretamente os custos e o impacto ambiental do produto final. Sabe-se que a impressão 3D impõe requisitos específicos aos materiais, que devem apresentar uma consistência adequada para permitir a bombagem desde o sistema de alimentação até ao extrusor. Simultaneamente, os materiais imprimíveis devem garantir estabilidade dimensional, assegurando que as camadas depositadas mantêm a sua forma sem deformações excessivas ou colapso.

O ligante é o principal constituinte dos materiais cimentícios imprimíveis, e a elevada quantidade de cimento Portland, que pode atingir mais de 700 kg/m³ [5], [6], [7], [8], tem o maior peso no custo e no impacto ambiental do produto final [6], [9], [10]. Assim, são necessários materiais alternativos para a substituição parcial de cimento.

As adições mais utilizados em materiais cimentícios incluem filler calcário, escória e cinzas volantes. No entanto, a quantidade de escória e cinzas volantes disponível já é amplamente consumida pela indústria do betão convencional e não está facilmente acessível em todo o mundo. Em Portugal, por exemplo, as adições comercialmente disponíveis são quase limitadas a filler calcário. Desta forma, o 3DPC pode possibilitar a produção de um material mais sustentável, por meio da reutilização de resíduos industriais locais e abundantes [11], com baixo valor acrescentado. Esta estratégia pode também fomentar sinergias entre outras indústrias (produtores de resíduos) e criar novas áreas de negócio (como o tratamento e a venda de resíduos como adições). Todavia, no caso dos materiais à base de cimento branco, os requisitos de controlo da cor impõem restrições adicionais aos materiais finos utilizados para substituir o cimento.

Os resíduos de vidro moídos (*GP – Glass Powder*) podem ser uma opção promissora para incorporar em 3DPC, proporcionando um elevado valor acrescentado ao caco de vidro e apresentando também

uma cor clara. Estudos anteriores, incluindo no CONSTRUCT-FEUP [12], [13], [14], [15], [16], demonstram que resíduo de vidro finamente moído é maioritariamente constituído por sílica reativa, o que o torna um material pozolânico, embora o nível de pozolanicidade dependa do tamanho das partículas [12], [17].

O projeto DigiCrete [18] teve como principal objetivo o desenvolvimento de duas fórmulas cimentícias eficientes em carbono para impressão 3D, uma fórmula utilizando cimento branco e uma fórmula utilizando cimento convencional. A ecoeficiência focou-se em três eixos principais: a utilização de matérias-primas nacionais, a otimização do teor de cimento Portland e a introdução de adições, tanto convencionais (filler calcário) como não convencionais (resíduo de vidro finamente moído), para uma substituição parcial massiva do cimento (> 50%).

No presente estudo, foi aplicada a metodologia de Planeamento de Experiências (*Design of experiments – DOE*), permitindo ajustar modelos que descrevem o comportamento do material, e que são capazes de prever e otimizar as proporções de misturas ternárias de cimento, filler calcário e resíduo de vidro moído. Ao nível da pasta, estudaram-se as relações entre as variáveis de resposta (fluidez, resistividade elétrica, resistência à compressão e Potencial de Aquecimento Global – GWP) e as variáveis de formulação: razão volumétrica água/finos (Vw/Vp); razão água/cimento, em massa (w/c); razão superplastificante/finos, em massa (Sp/p); e razão pó de vidro/cimento (GP/c), em massa. Após a definição de relações explícitas entre as variáveis de resposta e as variáveis de formulação, os modelos obtidos podem ser utilizados para prever e/ou otimizar as misturas, tendo em conta os requisitos de desempenho ao nível das propriedades de engenharia e/ou ecológico (através da otimização da função *desirability function*).

Na segunda fase do estudo, prosseguiu-se para a escala da

argamassa, com vista à seleção do teor de agregado. Formularam-se argamassas fixando-se as proporções das pastas otimizadas e introduzindo-se o agregado. O volume de areia foi selecionado com base no espalhamento inicial da argamassa fresca. Finalmente, para obter uma argamassa trabalhável durante cerca de 1 hora (*open time*, i.e., o tempo durante o qual a argamassa mantém propriedades adequadas para ser imprimível), adicionou-se um segundo adjuvante, e foram realizados ensaios de impressão. A metodologia de desenvolvimento está representada na Figura 1.

2 Materiais constituintes

Os materiais utilizados no âmbito do Projeto DigiCrete encontram-se disponíveis no mercado nacional, nomeadamente, CEM I 42.5R (fórmula cimento convencional), CEM II 52.5N A/L br (fórmula cimento branco), filler calcário, areia de quartzo (utilizada na formulação com cimento branco), areia siliciosa (utilizada na formulação com cimento convencional), dois adjuvantes à base de éteres de policarboxilato.

O pó de vidro, utilizado como adição, foi obtido de resíduo industrial de vidro recolhido no Grande Porto, e posteriormente moído em escala industrial (1 tonelada) em parceria com uma empresa que produz filler calcário. O produto final apresentou uma dimensão máxima de partícula de 80 micron e as características químicas e físicas apresentam-se no Quadro 1. A pozolanicidade do pó de vidro foi verificada pelo método de Chapelle modificado, com um valor de 584 mg de Ca(OH)_2 , fixado por grama de amostra. O pó de vidro está conforme à norma ASTM C1866/C1866M e CSA A3000, sendo uma adição normalizada para betão nos Estados Unidos da América e Canadá, respetivamente. A distribuição granulométrica dos materiais sólidos apresenta-se na Figura 2.

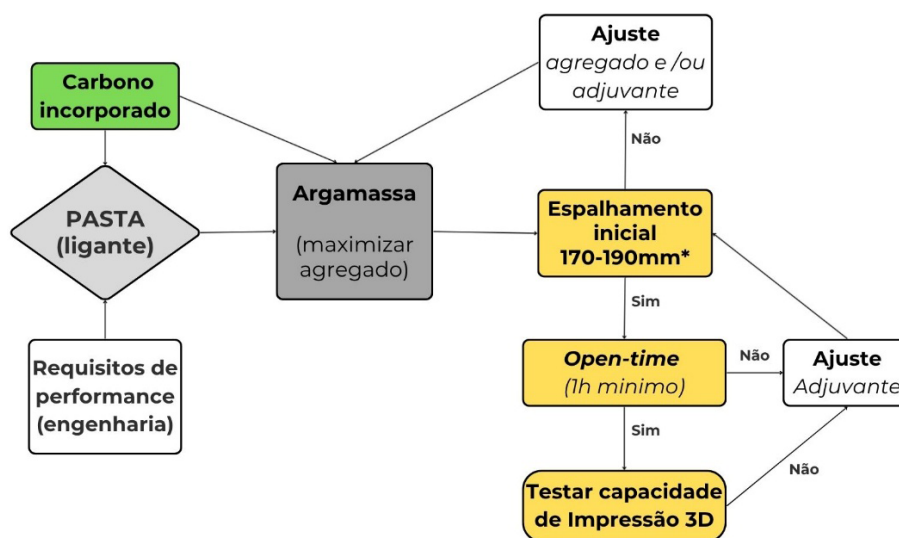


Figura 1 Fluxograma da metodologia de desenvolvimento. O termo “open time” refere-se ao tempo durante o qual a argamassa mantém propriedades adequadas para ser imprimível

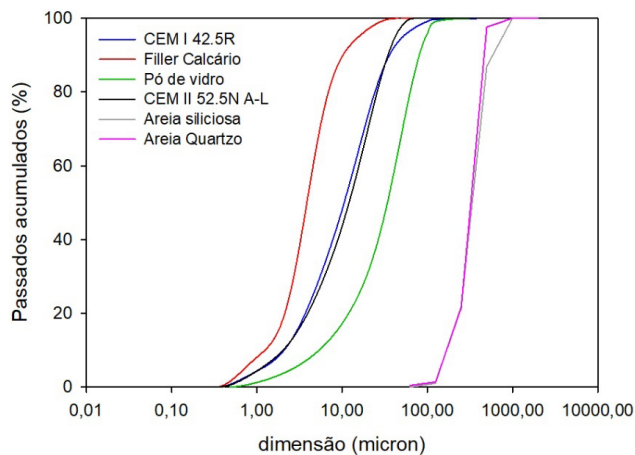


Figura 2 Distribuição da dimensão das partículas dos materiais sólidos (cimentos, pó de vidro e filler determinados por método laser, agregados por método de peneiração)

3 Desenvolvimento das formulações

3.1 Estudos ao nível da pasta

3.1.1 Planeamento de Experiências

As formulações estudadas, foram concebidas utilizando a equação fundamental:

$$V_s + V_p + V_w + V_a = 1,0 \text{ m}^3 \quad (1)$$

onde V_s é o volume de agregado, V_p o volume de finos, V_w é o volume de água e V_a o volume de ar. Assim, numa primeira fase do trabalho, desenvolveu-se um estudo ao nível da pasta ($V_s = 0$), segundo um plano fatorial centrado (CCD) com 5 pontos centrais (designados por Ci), 16 pontos fatoriais (designados por Fi) e aumentado em 8 pontos axiais (designados por CCi). Este plano teve como objetivo estudar o efeito dos seguintes parâmetros da mistura (fatores): razão volumétrica água/finos (V_w/V_p); razão água/cimento, em massa (w/c); razão superplastificante/finos, em massa (Sp/p); e razão pó de vidro/cimento (GP/c), em massa. [19]. Os intervalos dos fatores adotados para as formulações foram os mesmos para as formulações de cimento branco e cimento convencional, conforme apresentado no Quadro 2, exceto no que se refere ao superplastificante, que foi ajustado para obtenção de espalhamento mínimo de 100 mm e máximo de 400 mm. Estes valores foram adotados considerando estudos anteriores que indicam que o espalhamento ótimo ao nível da pasta deve estar entre 250-350 mm. Deste modo, os resultados experimentais são adequados ao ajuste de modelos do comportamento da pasta apanhando a zona indicada como ótima. Com base nos valores dos fatores e nas massas volúmicas dos materiais constituintes (secção 2), utilizando a Equação 1, é possível calcular a composição das pastas.

As respostas medidas ao nível da pasta foram as seguintes: espalhamento de acordo com a norma EFNARC (Dflow), resistividade elétrica pelo método dos dois elétrodos (Resist_28d)

[19] utilizada como indicativo da durabilidade [20], [21], [22] bem como acompanhar o processo de hidratação e a reação pozolânica ao longo do tempo, e resistência à compressão de acordo com a norma NP EN 196-1 (Rc_28d).

Para avaliar a eficiência carbónica das fórmulas em desenvolvimento, utilizou-se o potencial de aquecimento global (GWP). Esta análise restringiu-se à fase de produto, considerando a extração das matérias-primas, o transporte e a fabricação de cada material constituinte. O GWP do cimento Portland, filler calcário, pó de vidro, superplastificante, agregados e água apresentam-se no Quadro 3. Os valores de GWP de cada coconstituinte foram obtidos a partir de Declarações Ambientais de Produto (DAP). Dado que a maioria dos materiais portugueses utilizados neste trabalho ainda não possui DAP, procedeu-se a uma pesquisa exaustiva para identificar materiais similares, excetuando os valores relativos à água e ao cimento que são nacionais. No que diz respeito ao pó de vidro, adição normalizada para betão nos EUA, foi utilizada a DAP disponível de um fornecedor [23]. O GWP dos agregados foi utilizado para calcular o GWP ao nível da argamassa (secção 3.2).

Quadro 2 Valores dos parâmetros da mistura (fatores) adotados no presente estudo

Fatores	Axial (-2)	Fatorial (-1)	Centro 0	Fatorial (+1)	Axial (+2)
CEM I 42.5R					
A: V_w/V_p	0,560	0,580	0,600	0,620	0,640
B: w/c	0,350	0,375	0,400	0,425	0,450
C: Sp/p	0,540	0,570	0,600	0,630	0,660
D: GP/c	0,250	0,325	0,400	0,475	0,550
CEM II 52.5N A/L (br)					
A: V_w/V_p	0,560	0,580	0,600	0,620	0,640
B: w/c	0,350	0,375	0,400	0,425	0,450
C: Sp/p	0,310	0,330	0,350	0,370	0,390
D: GP/c	0,250	0,330	0,400	0,470	0,550

3.1.3 Resultados experimentais e ajuste de modelos

O resumo dos resultados experimentais obtidos para os CCDs relativos ao cimento convencional e ao cimento branco, para as respostas Dflow, Resist_28d (ohm.m), Rc_28d (MPa) e GWP apresentam-se no Quadro 4. Quando menor a linha verde (GWP) e maior as linhas vermelha e azul (resistência e resistividade, respetivamente), melhor será a eficiência carbónica da formulação.

O plano CCD adotado permitiu obter uma ampla gama de trabalhabilidade, com diâmetros de espalhamento no intervalo de [101; 371] mm e [102; 409] mm, para as formulações com cimento convencional e cimento branco, respetivamente. A fluidez encontrada nos CCDs cobre a gama de adequada, tendo em conta

Quadro 3 Valores de GWP adotados para os materiais constituintes utilizados

	Cimento	Filler Calcário	Pó de vidro	Adjuvante (PCE)	Água	Areia siliciosa	Areia quartzo
GWP (kgCO ₂ eq/kg)	0,75	0,0557	0,0958	0,867	0,000133	0,00987	0,0187
Referência	[24]	[25]	[23]	[26]	[27]	[28]	[29]

que se espera que o ponto ótimo de Dflow entre 250-300 mm [5], [30]. Todavia, os valores de espalhamento foram posteriormente adaptados e ajustados aos materiais constituintes utilizados (secção 3.1.5).

Como esperado, os resultados apresentados na Figura 3 demonstram que a resistividade elétrica evolui com o tempo. De facto, as misturas em estudo exibem um aumento quase linear, significativo, da resistividade ao longo do tempo, nomeadamente de 17,6 e 15,7 Ω m, aos 7 dias, para 46,2 e 42,3 Ω m aos 28 dias,

respetivamente para formulações cinzentas e brancas. A resistência mecânica apresentou variação moderada, entre 66,4 e 84,9, e entre 59,0 e 73,9 MPa, para as formulações com cimento convencional e cimento branco, respetivamente.

Uma análise comparativa entre GWP ($\times 10^{-1}$ kg/CO₂ eq), resistência à compressão (MPa) e resistividade (Ω m) aos 28 dias está representada sob a forma de gráfico radar na Figura 4. Quanto menor a linha verde (GWP) e maior as linhas vermelha e azul (resistência e resistividade, respetivamente), melhor será a eficiência carbónica da formulação.

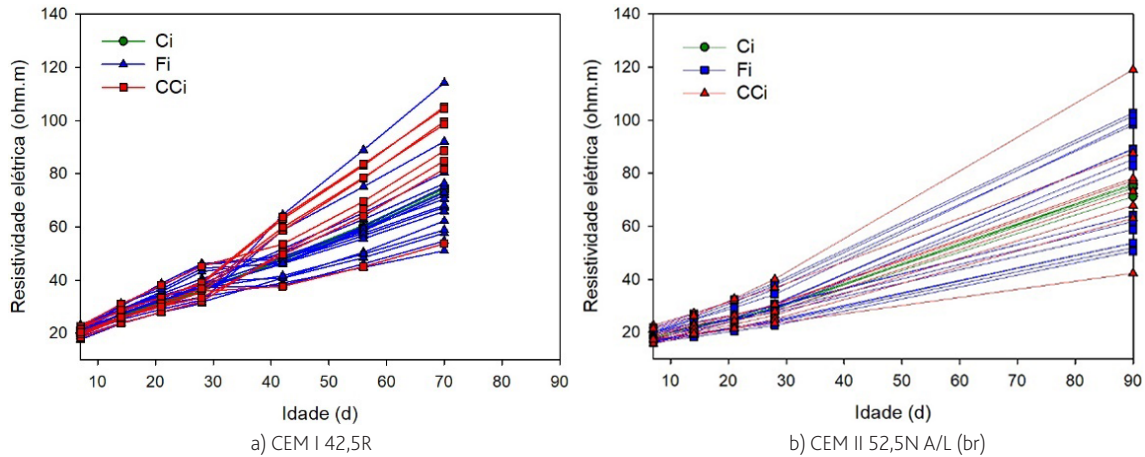


Figura 3 Evolução da resistividade elétrica das formulações com a) CEM I 42,5R; b) CEM II 52,5N A/L (br)

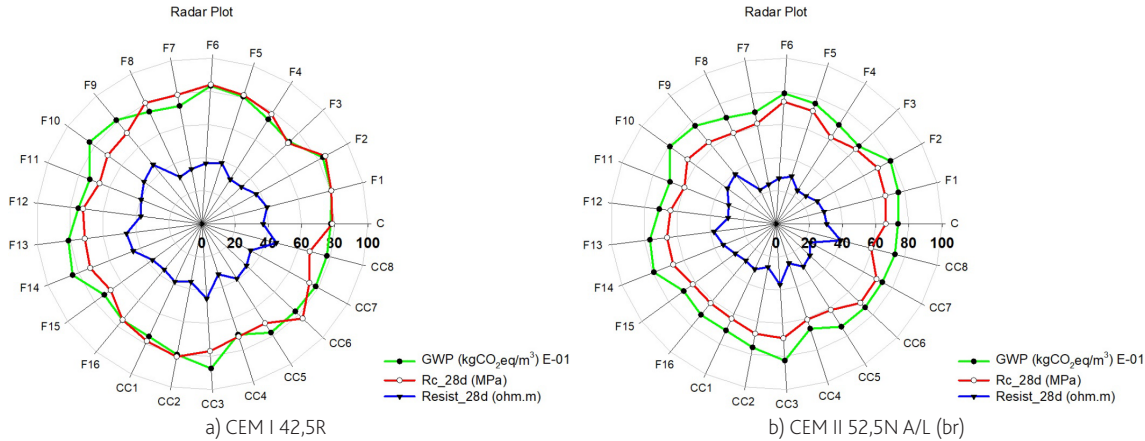


Figura 4 Gráfico de radar com resultados de GWP, resistência à compressão aos 28 dias e resistividade elétrica aos 28 dias das formulações com a) CEM I 42,5R; b) CEM II 52,5N A/L (br)

Quadro 4 Resumo dos resultados experimentais obtidos para os cimentos CEM I 42,5R e CEM II 52,5N A/L (br)

	Dflow (mm)	Resist_28d (ohm.m)	Rc_28d (MPa)	GWP (Kg CO ₂ /m ³)
CEM I 42,5R				
Média	212,07	37,98	75,90	778,44
Máximo	371,50	46,22	84,87	872,50
Mínimo	101,00	31,20	66,40	701,62
CEM II 52,5N A/L (br)				
Média	238,93	29,72	65,26	772,96
Máximo	419,50	40,08	73,69	866,76
Mínimo	102,50	22,64	59,04	696,35

Com base nos CCDs realizados, foram ajustados modelos quadráticos para cada variável de resposta de cada formulação, de acordo com a seguinte equação (2):

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i < j} \sum \beta_{ij} x_i x_j + \varepsilon \quad (2)$$

em que y representa a variável de resposta, x_i são as variáveis independentes, β_0 é o termo independente, β_i , β_{ii} e β_{ij} são os coeficientes das variáveis independentes e interações e ε é o termo que representa o erro de ajuste.

Os modelos que apresentamos neste artigo para descrever as variáveis de resposta Dflow, Resist_28d e Rc_28d foram ajustados utilizando o software Design Expert. Estes modelos são apresentados no Quadro 5, com base nos valores dos fatores codificados (ver

Quadro 2 para a correspondência com os valores reais), sendo os modelos referentes ao cimento branco identificados pela sigla “W”.

A utilização da equação codificada permite identificar facilmente o impacto relativo de cada fator através da comparação dos respetivos coeficientes. Além disso, o sinal do termo indica o sentido do efeito do fator: positivo, quando o aumento do fator conduz a um aumento da resposta, ou negativo, quando o aumento do fator resulta numa diminuição da resposta.

No Quadro 5, os dois parâmetros mais significativos para cada equação de resposta são apresentados a negrito, estando o mais significativo também sublinhado. Os coeficientes não significativos são assinalados com “NS”. Numa análise global do modelo, verifica-se que os fatores w/c e GP/c são fatores-chave no desempenho do ligante.

No que se refere à fluidez, nas formulações com cimento convencional, o fator w/c é o mais significativo (contribuição positiva, ou seja, o aumento de w/c aumenta o espalhamento), seguindo-se o fator GP/c (contribuição negativa, ou seja, o aumento de GP/c diminui o espalhamento), ver Figura 5a. No que se refere à fluidez das pastas de cimento branco, observa-se de novo a contribuição mais significativa de w/c, mas o segundo maior efeito é do fator sp/p, ambos com contribuição positiva, ver Figura 5c. Neste caso, foi encontrada também uma interação entre os fatores sp/p e GP/c. Já no que se refere à resistividade, os modelos para as duas formulações, em termos gerais, demonstram a mesma tendência, ie, o fator w/c tem uma contribuição negativa (de notar que o modelo para a formulação branca sofreu uma transformação do tipo potência elevada a 1,3, o que afeta a interpretação) e o fator GP/c em valores elevados leva ao aumento da resistividade, ver Figuras 5b e 5d. No que se refere à resistência à compressão, o fator GP/c, em ambas as formulações, tem um efeito negativo.

Quadro 5 Modelos numéricos ajustados para formulações com cimento convencional e cimento branco (modelos relativos ao cimento branco identificados com a letra W), para valores codificados das variáveis independentes

	Dflow (mm)	Dflow_W (mm)	Resist_28d (ohm.m)	1/(Resist_28d) ^{1/3} _W (mm)	Rc_28d (MPa)	Rc_28d_W (MPa)
Intercept	212,070	284,450	37,120	0,01256	78,460	65,255
Vw/Vp	15,370	21,690	-0,936	0,00053	1,490	NS
w/c	<u>71,040</u>	<u>76,230</u>	<u>-3,360</u>	<u>0,00157</u>	-1,500	<u>-2,720</u>
sp/p	27,040	<u>53,130</u>	NS	0,00027	1,740	0,896
GP/c	<u>-42,670</u>	-46,630	<u>3,030</u>	<u>-0,00197</u>	<u>-3,610</u>	-1,733
w/c × sp/p	NS	NS	NS	NS	NS	-0,971
w/c × GP/c	NS	NS	-0,429	-0,00022	NS	1,138
sp/p × GP/c	NS	-13,130	NS	NS	NS	NS
(w/c) ²	NS	NS	0,364	NS	-1,090	NS
(GP/c) ²	NS	NS	0,676	NS	-2,010	NS
R ²	0,960	0,920	0,970	0,980	0,780	0,790
R ² ajustado	0,950	0,910	0,960	0,970	0,720	0,740

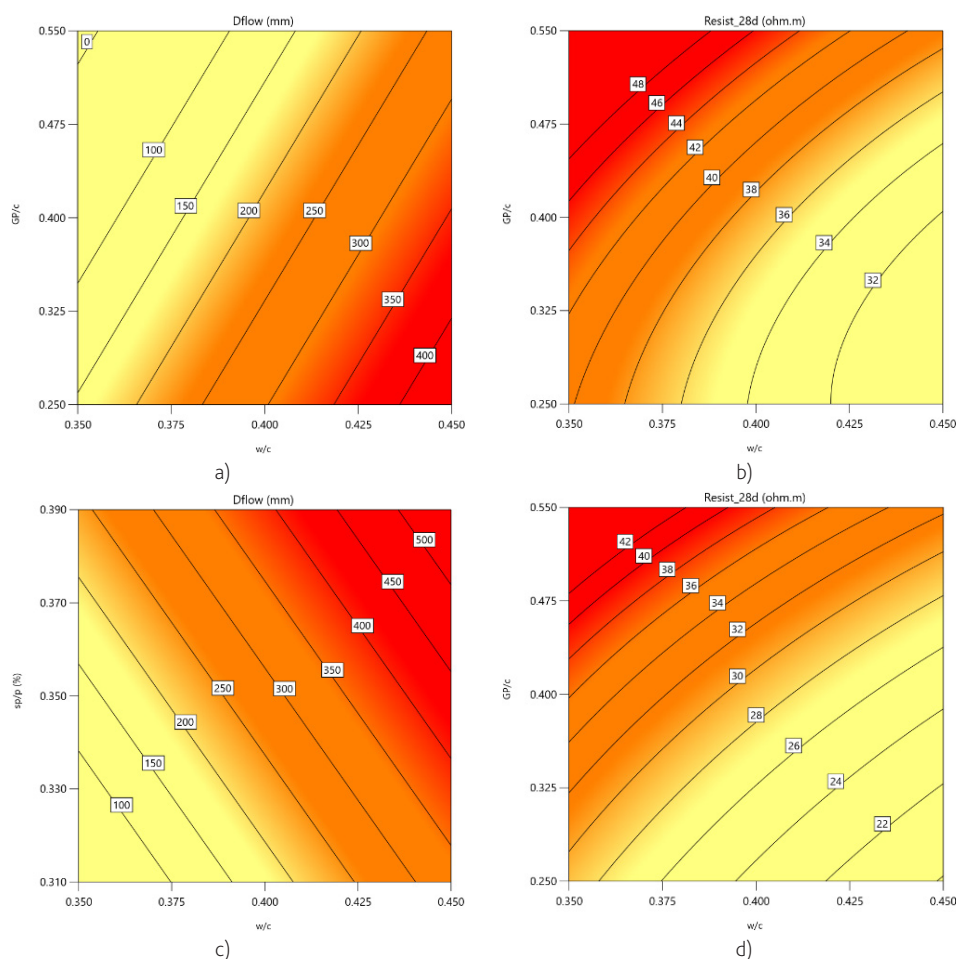


Figura 5 Curvas de nível das respostas a) Dflow - CEM I 42,5R em função dos fatores w/c e GP/c; b) Resist_28d - CEM I 42,5R em função dos fatores w/c e GP/c; c) Dflow - CEM II 52,5N A/L (br) em função dos fatores w/c e sp/p; d) Resist_28d - CEM II 52,5N A/L (br) em função dos fatores w/c e GP/c

3.1.5 Otimização dos ligantes ternários

Utilizando os modelos de superfície de resposta apresentados no Quadro 5, a otimização das misturas pode ser realizada (entre outros cálculos), utilizando a “*desirability function*” do software Design-Expert. Na presente investigação, foram estudados diferentes cenários de otimização para alcançar a melhor combinação ternária de ligante, água e adjuvante, de modo a encontrar uma pasta com viscosidade adequada para estudo posterior ao nível da argamassa [30], [31], [32] (secção 3.2). A fluidez das pastas foi baseada em estudos anteriores [30], [31], [32] e posteriormente adaptada ao conjunto de materiais constituintes utilizados no presente trabalho (apresentados na secção 2), conforme se apresenta na Figura 6.

Concluiu-se que, com a incorporação de pó de vidro, é possível encontrar uma grande variedade de ligantes ternários ótimos para 3DPC, numa gama alargada de resistências, resistividade e GWP. Foram estudados vários cenários de otimização, tendo-se

selecionado uma pasta ótima para cimento branco e outra para cimento convencional.

É importante referir que os modelos apresentados no Quadro 5 são adaptados aos materiais constituintes utilizados neste projeto e descritos sucintamente na secção 2, bem como à gama experimental testada (ver Quadro 2). No entanto, espera-se que as tendências gerais identificadas para a mistura ternária de cimento + filler calcário + GP persistam. Para além disso, sabe-se que, mesmo pequenas variações de lote para lote – cimento e adições - devido a modificações nos processos de produção ou locais de extração, podem influenciar tanto a trabalhabilidade como o processo de hidratação, particularmente quando são usados adjuvantes. Não obstante, quando se utilizam materiais não convencionais como o GP, é prudente esperar-se variações mais elevadas nas propriedades do material. No entanto, o GP já é comercializado como adição para betão nos EUA, com normalização específica.

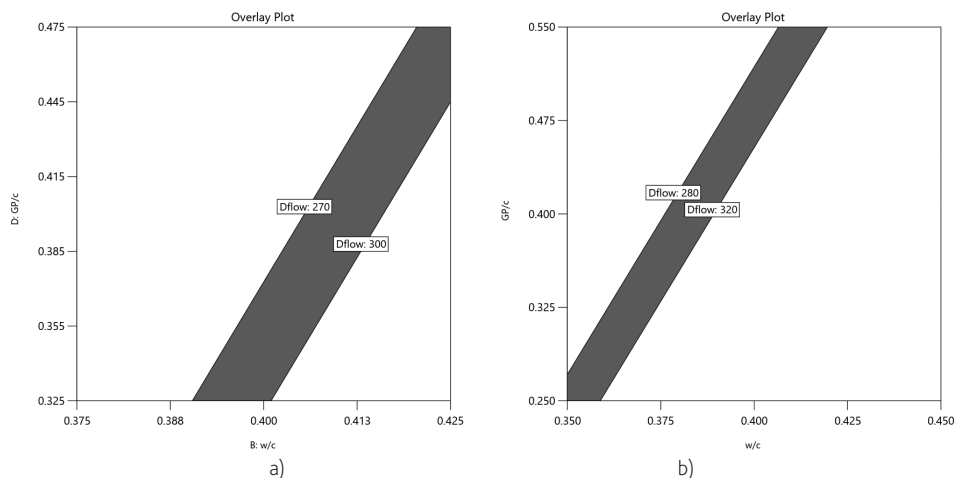


Figura 6 Gama de soluções ótimas de ligante para a) CEM I 42,5R, b) CEM II 52,5N A/L (br)

3.2 Estudo ao nível da argamassa

3.2.1 Formulação e caracterização

Para a conceção da argamassa, foram fixadas as proporções de pastas obtidas a partir de uma das pastas otimizadas seleccionadas, e foi adicionado o agregado de forma independente (areia siliciosa para formulações cinzentas e areia de quartzo para formulações brancas, conforme apresentado na secção 2). Os valores de V_s/V_m (razão entre o volume de areia e o volume de argamassa) foram estabelecidos com base na pesquisa bibliográfica e estudos anteriores dos autores [6], [33], [34]. Os ensaios preliminares consideraram valores para V_s/V_m apresentados no Quadro 6. Assim, utilizando os valores dos fatores e a massa volúmica das matérias-primas, foi possível obter as proporções da mistura de argamassa através da fórmula fundamental (ver equação (1), secção 3.1).

Foram produzidas argamassas com as pastas otimizadas, apresentadas no Quadro 6, e efetuados ensaios de espalhamento de acordo com a norma EN 1015-3. Os valores de espalhamento das argamassas A, B e C estudadas, para cada formulação apresentam-se no Quadro 6.

Para as argamassas com cimento convencional, verificou-se que o volume de areia a introduzir seria mais limitado, considerando um máximo de 0,47 para V_s/V_m . No caso da formulação branca, o aumento do teor de areia diminuiu quase linearmente o espalhamento, com uma diminuição de 50 mm para um aumento de 0,05 do volume de areia. Tendo em conta estes resultados, a argamassa B de cada formulação foi utilizada para a fase de estudo posterior.

Nesta fase, foi utilizado um segundo adjuvante, para reter o espalhamento por um período de pelo menos 1h, de modo a permitir a impressão de alguns objetos à escala laboratorial. Foi implementado um procedimento para avaliar a perda de trabalhabilidade ao longo do tempo. Em resumo, uma vez medido o espalhamento inicial (imediatamente após fabrico), a argamassa foi colocada novamente na cuba e coberta com um pano húmido.

O espalhamento foi então medido novamente aos 30, 40, 50 e 60 minutos, a partir da hora de início (definida como o momento em que a água foi adicionada ao cimento). Antes de cada medição, a argamassa foi misturada a uma velocidade baixa durante 30 segundos. Após 1 h, as argamassas mantiveram um espalhamento superior a 175 mm. Com base nos resultados obtidos e considerando os materiais utilizados neste estudo, foram estabelecidos requisitos mínimos para assegurar a viabilidade da impressão: espalhamento inicial de 190 ± 10 mm, manutenção de espalhamento ≥ 170 mm após 60 minutos. Estes valores de referência orientaram o processo de otimização e correspondem às condições que garantiram a extrudabilidade, a estabilidade dimensional e a imprimibilidade das argamassas durante cerca de 1 h 30.

As proporções finais da mistura das argamassas ótimas revelam uma substituição massiva de cimento Portland, tendo agora 1:1 em massa, e uma relação de massa de areia para ligante de 1,37. Uma formulação incorporando apenas cimento como ligante teria um GWP de cerca de $760 \text{ kg CO}_2 \text{ eq/m}^3$. Assim, a substituição parcial massiva de cimento por filler calcário e pó de vidro demonstra um potencial de redução de mais de 45% no impacto carbónico.

Quadro 6 Argamassas obtidas com as pastas otimizadas

	CEM I 42,5R			CEM II 52,5 A/L (br)		
	A	B	C	A	B	C
V_s/V_m	0,450	0,460	0,470	0,450	0,475	0,500
V_w/V_p		0,589			0,607	
w/c		0,437			0,427	
sp/p (%)		0,620			0,330	
GP/c		0,426			0,502	
Espalhamento (mm)	190	186	175	261	190	155

Quadro 7 Composição das argamassas desenvolvidas

	CEM I 42,5R kg/m ³	CEM II 52,5R A/L (br) kg/m ³
Água	190	194
Cimento	466	464
Filler calcário	304	214
Pó de vidro	198	233
Agregado	1173	1254
Adjuvantes	18	10
Espalhamento (mm)	190	190
Rc_28d (MPa)	67 ± 1,5	59 ± 2,1
GWP (kg CO ₂ eq/m ³)	413	404
Open time (estimado)	1 h 30	1 h 30

3.2.2 Impressão 3D

Para a validação das fórmulas foram realizadas várias impressões numa impressora 3D, concebida no âmbito do projeto, para testar a imprimibilidade de materiais cimentícios (ver Figura 7).

A impressora foi desenvolvida a partir de uma máquina CNC de 3 eixos e apresenta um volume de trabalho de 750 × 800 × 200 mm³. Para o depósito e impressão dos materiais cimentícios foi projetado e desenvolvido um módulo extrusor constituído por várias partes, ver Figura 7): tanque de alimentação para colocação das misturas cimentícias; fuso (parafuso sem-fim, responsável por transportar a argamassa ao longo do tanque de alimentação e empurrá-la até ao “nozzle”) com motor e unidade de controlo para transportar o material e definir a velocidade de extrusão; motor e unidade de controlo de vibração para ajudar o movimento da argamassa no tanque de alimentação durante o processo de extrusão e deposição; e o “nozzle” que pode ter vários diâmetros.

O processo de impressão é realizado através de computador usando o software próprio da CNC ou através de uma interface manual a partir de um ficheiro de formato Gcode (linguagem de programação usada para controlar máquinas CNC). Os modelos 3D podem ser desenhados em vários tipos de software, como o Fusion, sendo posteriormente exportados para Gcode. No decorrer da impressão é possível ajustar/sincronizar o controlo do fuso, da vibração e do movimento de impressão.

As argamassas foram produzidas numa misturadora Hobart com 10 l de capacidade e transferidas para o tanque do módulo extrusor, tendo sido extrudidas através de um nozzle de 20 mm de diâmetro.

A Figura 8 mostra o processo de impressão de alguns objetos. Conforme ilustrado, os objetos impressos demonstraram ter um excelente acabamento e cor, indo ao encontro dos padrões

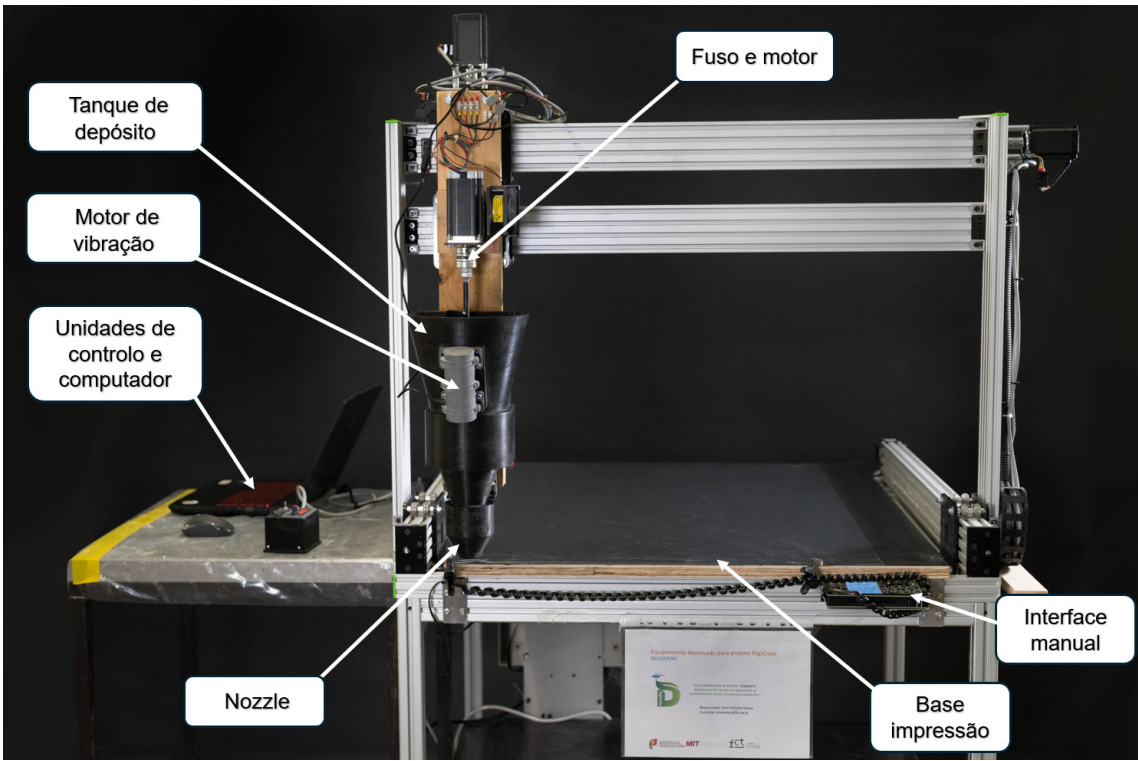


Figura 7 CNC para extrusão de materiais cimentícios desenvolvida no âmbito do Projeto DigiCrete



Figura 8 Validação da capacidade de impressão das formulas cimenticias desenvolvidas

arquitetónicos. Além disso, tanto a extrudabilidade como a estabilidade dimensional foram alcançadas, e a adição de GP não comprometeu o aspeto do material, nomeadamente no que se refere à formulação de cimento branco. De notar que a base branca proporciona flexibilidade para a incorporação de pigmentos, permitindo variações de cor à medida, de modo a satisfazer necessidades específicas de design.

4 Considerações finais

O desenvolvimento de materiais cimentícios para impressão 3D continua a apresentar desafios diversos. No que se refere à formulação de misturas que assegurem propriedades adequadas a este processo produtivo, estas requerem uma elevada proporção de materiais finos para garantir a extrudabilidade e a estabilidade dimensional das camadas impressas. Torna-se, assim, fundamental desenvolver composições que conciliem o desempenho ao nível de engenharia com a redução do impacto ambiental, nomeadamente no que se refere ao carbono incorporado. A substituição parcial do cimento Portland por materiais alternativos, de preferência disponíveis localmente, pode contribuir para a redução dos custos e das emissões de CO₂, além de promover a valorização de resíduos ou subprodutos industriais locais.

Este estudo explorou a viabilidade de misturas ternárias para formulações de 3DPC. As adições locais, o filler calcário e o pó de vidro, foram utilizados como substitutos parciais significativos do ligante (cimento Portland branco), atingindo um rácio de substituição de 1:1 em massa. As argamassas apresentam resistência acima de 55 MPa (com cerca de 460 kg de cimento) e GWP na casa de 400 kgCO₂ eq/m³.

Embora a conversão de outras formulações de pasta em argamassa esteja fora do âmbito deste artigo, é possível produzir misturas

3DPC mantendo as proporções de mistura de pasta otimizadas e adicionando independentemente um agregado. No entanto, sublinha-se que a realização de ensaios ao nível da argamassa é essencial para otimizar tanto o teor de agregado como os ajustes ao nível de adjuvante, conforme detalhado na secção 3.2. Além disso, as misturas otimizadas podem servir como misturas de referência num plano de controlo de qualidade destinado a monitorizar variações nos fornecimentos dos materiais constituintes, tais como cimento, filler, GP ou adjuvantes.

O procedimento apresentado neste trabalho será aprofundado para que possa vir a ser, num futuro próximo, implementado num laboratório de betão de um centro de produção de 3DPC. Note-se que, um tal procedimento, envolve ensaios de pasta e argamassa que requerem apenas equipamentos convencionais.

Agradecimentos

As formulações desenvolvidas neste trabalho encontram-se em vias de proteção intelectual sob um pedido provisório de patente número PT120294. Este trabalho é financiado por: fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do Programa MIT Portugal no âmbito do projeto 2022.15478.MIT – DigiCrete – Nova geração de "betão" digital: formulação e caracterização de materiais cimentícios sustentáveis e circulares; pela FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do estímulo individual ao emprego científico 2021.01765.CEECIND (Ana Mafalda Matos); e Financiamento – UID/04708 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P./ MCTES, através de fundos nacionais. Os autores agradecem a colaboração e fornecimento de materiais às seguintes empresas: Secil, Omya, Chryso e Sika, bem como o apoio do Laboratório de Estruturas da FEUP, em particular à Engenharia Paula Silva e aos técnicos Cláudio Ferraz e Guilherme Nogueira.

Referências

- [1] Sanjayan, J.G.; Nematollahi, B. – “3D Concrete Printing for Construction Applications,” in *3D Concrete Printing Technology*, Elsevier, 2019, pp. 1-11. doi: 10.1016/b978-0-12-815481-6.00001-4.
- [2] Miryousefi Ata, S.; Kazemian, A.; Jafari, A. – “Application of Concrete 3D Printing for Bridge Construction: Current Challenges and Future Directions,” *Construction Research Congress 2022: Computer Applications, Automation, and Data Analytics - Selected Papers from Construction Research Congress 2022*, vol. 2-B, pp. 869-879, 2022. doi: 10.1061/9780784483961.091.
- [3] Liu, D.; Zhang, Z.; Zhang, X.; Chen, Z. – “3D printing concrete structures: State of the art, challenges, and opportunities,” *Constr Build Mater*, vol. 405, p. 133364, Nov. 2023. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.133364.
- [4] Mohan, M.K.; Rahul, A.V.; De Schutter, G.; Van Tittelboom, K. – “Extrusion-based concrete 3D printing from a material perspective: A state-of-the-art review,” *Cem Concr Compos*, vol. 115, p. 103855, Jan. 2021. doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2020.103855.
- [5] Soares, A.C.M.; Costa, H.; do Carmo, R.; Rodrigues, A.; Gaspar, F.; Júlio, E. “Comprehensive design methodology for 3D printing mortars,” *Constr Build Mater*, vol. 401, p. 132804, Oct. 2023. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.132804.
- [6] Fonseca, M.; Matos, A.M. – “3D Construction Printing Standing for Sustainability and Circularity: Material-Level Opportunities,” *Materials*, vol. 16, no. 6, 2023. doi: 10.3390/ma16062458.
- [7] Ahmed, G.H.; Askandar, N.H.; Jumaa, G.B. – “A review of largescale 3DCP: Material characteristics, mix design, printing process, and reinforcement strategies,” *Structures*, vol. 43, pp. 508-532, Sep. 2022. doi: 10.1016/J.ISTRUC.2022.06.068.
- [8] Zhou, Y.; Luo, H.; Anand, K.; Singh, A.; Xie, Y.M. – “Sustainable use of ultrafine recycled glass in additive manufactured (3D printed) reactive powder concrete,” *Constr Build Mater*, vol. 419, p. 135556, Mar. 2024. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2024.135556.
- [9] Jin, W.; Caron, J.F.; Ouellet-Plamondon, C.M. – “Minimizing the carbon footprint of 3D printing concrete: Leveraging parametric LCA and neural networks through multiobjective optimization,” *Cem Concr Compos*, vol. 157, p. 105853, Mar. 2025. doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2024.105853.
- [10] Liu, D.; Zhang, Z.; Zhang, X.; Chen, Z. – “3D printing concrete structures: State of the art, challenges, and opportunities,” *Constr Build Mater*, vol. 405, p. 133364, Nov. 2023. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.133364.
- [11] Dey, D.; Srinivas, D.; Panda, B.; Suraneni, P.; Sitharam, T.G. – “Use of industrial waste materials for 3D printing of sustainable concrete: A review,” *J Clean Prod*, vol. 340, p. 130749, Mar. 2022. doi: 10.1016/J.JCLEPRO.2022.130749.
- [12] Nodehi, M.; Mohamad Taghvaei, V. – “Sustainable concrete for circular economy: a review on use of waste glass,” *Glass Structures and Engineering*, vol. 7, no. 1, pp. 3-22, Apr. 2022. doi: 10.1007/S40940-021-00155-9/TABLES/4.
- [13] Matos, A.M.; Milheiro-Oliveira, P.; Pimentel, M. – “Eco-efficient high performance white concrete incorporating waste glass powder,” *Constr Build Mater*, vol. 411, p. 134556, Jan. 2024. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.134556.
- [14] Nunes, S.; Matos, A.M.; Duarte, T.; Figueiras, H.; Sousa-Coutinho, J. – “Mixture design of self-compacting glass mortar,” *Cem Concr Compos*, vol. 43, pp. 1-11, Oct. 2013. doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2013.05.009.
- [15] Golek, Ł. – “New insights into the use of glass cullet in cement composites – Long term examinations,” *Cem Concr Compos*, vol. 133, p. 104673, Oct. 2022. doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2022.104673.
- [16] Matos, A.M.; Joana, S.C. – “Waste glass powder in cement: Macro and micro scale study,” *Advances in Cement Research*, vol. 28, no. 7, 2016. doi: 10.1680/jadcr.14.00025.
- [17] Federico, L.M.; Chidiac, S.E. – “Waste glass as a supplementary cementitious material in concrete – Critical review of treatment methods,” *Cem Concr Compos*, vol. 31, no. 8, pp. 606-610, Sep. 2009. doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2009.02.001.
- [18] “DigiCrete.” Accessed: Jul. 19, 2024. [Online]. Available: <https://digidcrete.fe.up.pt/>
- [19] Polder, R.B. – “Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation,” *Constr Build Mater*, vol. 15, no. 2-3, pp. 125-131, Mar. 2001. doi: 10.1016/S0950-0618(00)00061-1.
- [20] Azarsa, P.; Gupta, R. – “Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation: A Review,” *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2017, 2017. doi: 10.1155/2017/8453095.
- [21] Zhang, J.; Qin, L.; Li, Z. – “Hydration monitoring of cement-based materials with resistivity and ultrasonic methods,” *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, vol. 42, no. 1, pp. 15-24, Jan. 2009. doi: 10.1617/S11527-008-9363-0/FIGURES/6.
- [22] Lianzhen XIAO, “Interpretation of hydration process of concrete based on electrical resistivity measurement,” 2007. Accessed: Jun. 14, 2017. [Online]. Available: <http://bezone.ust.hk/pdfviewer/web/viewer>.
- [23] Vitro Minerals’ Jackson Plant – “Environmental Product Declaration: Ground Glass Pozzolans produced from E-glass. Vitro Minerals,” 2021, *ASTM International*. Accessed: Mar. 09, 2025. [Online]. Available: <http://www.astm.org>
- [24] “PORTUGUESE ‘GREY’ CEMENT ATIC-ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO Environmental Product Declaration DAPHabitat System,” 2023. Accessed: Oct. 15, 2024. [Online]. Available: www.daphabitat.pt
- [25] AISBL Calcium Carbonate Association – “Environmental Product Declaration - Dry ground calcium carbonate (GCC-Dry) Ultrafine – Sector EPD,” <https://api.environdec.com/api/v1/EPDLibrary/Files/de625bc2-b69f-434f-6990-08d9b3ca1199/Data>.
- [26] Sika – “Environmental Product Declaration – Plasticizing concrete admixtures-Superplasticizers,” <https://api.environdec.com/api/v1/EPDLibrary/Files/34e2f257-3115-4c70-78dd-08da99e2b147/Data>.
- [27] Braga, A. – “Impacte ambiental comparado do ciclo de vida de betão com agregados grossos reciclados e naturais,” Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2015.
- [28] Gaspar De Oliveira Braga, A.M. – “Impacte ambiental comparado do ciclo de vida de betão com agregados grossos reciclados e naturais Engenharia Civil,” MsCThesis, Instituto Superior Técnico, 2015.
- [29] “Kiln-dried quartz sand.” Accessed: Mar. 09, 2025. [Online]. Available: <https://www.epddanmark.dk/uk/epd-database/dansand/kiln-dried-quartz-sand/>
- [30] Zhang, C.; Hou, Z.; Chen, C.; Zhang, Y. Mechtcherine, V.; Sun, Z. – “Design of 3D printable concrete based on the relationship between flowability of cement paste and optimum aggregate content,” *Cem Concr Compos*, vol. 104, p. 103406, Nov. 2019. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2019.103406.
- [31] Q. Liu, Q. Jiang, M. Huang, J. Xin, and P. Chen, “The fresh and hardened properties of 3D printing cement-base materials with self-cleaning nano-TiO₂: An exploratory study,” *J Clean Prod*, vol. 379, p. 134804, Dec. 2022. doi: 10.1016/J.JCLEPRO.2022.134804.

- [32] Li, H.; Addai-Nimoh, A.; Kreiger, E.; Khayat, K.H. – "Methodology to design eco-friendly fiber-reinforced concrete for 3D printing," *Cem Concr Compos*, vol. 147, p. 105415, Mar. 2024.
doi: 10.1016/j.cemconcomp.2023.105415.
- [33] Matos, A.M.; Emiroğlu, M.; Subasi, S.; Marasli, M.; Guimrães, A.S.; Delgado, J. – "Architectonic cement-based composites *3D printing*," in *3D printing for construction*, Bárbara Rangel, Ed., Springer, 2023.
doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-09319-7_4.
- [34] Matos, A.M. – "Waste marble valorisation in 3D cementitious materials printing," in *WASTES: Solutions, Treatments and Opportunities, 6th International Conference*, Coimbra, Portugal, Sep. 2023.
doi: <https://doi.org/10.1201/9781003345084>.

Método para simulação numérica de paredes divisórias em alvenaria afetadas pelas flechas de estruturas de betão armado

Method for numerical simulation of masonry partition walls affected by the deflections of reinforced concrete structures

Rui Sousa
Hipólito Sousa
Humberto Varum
José Melo
Luísa Sousa

Resumo

As paredes divisórias em alvenaria não estrutural podem ser danificadas quando sujeitas a ações no plano causadas pelas flechas das suas estruturas de suporte. A elevada complexidade deste problema, associado à dificuldade em reproduzir protótipos à escala real para realização de ensaios em laboratório, salienta a importância da utilização de modelos numéricos específicos. Neste contexto, apresenta-se um método de simulação do problema em questão baseado num modelo de elementos finitos que inclui um modelo constitutivo não linear calibrado experimentalmente para alvenaria e um modelo de atrito-coesão para simular as juntas de interface. Este método foi utilizado num caso de estudo de paredes divisórias tradicionais afetadas pelas flechas de uma estrutura de betão adjacente. Os resultados obtidos evidenciaram uma elevada possibilidade de ocorrência de danos neste tipo de divisórias quando afetadas pelas flechas estruturais recomendadas na literatura técnica, especialmente se não forem utilizadas juntas de dessolidarização parede divisória/estrutura e/ou técnicas de reforço.

Abstract

Non-structural masonry partition walls can be damaged when subjected to in-plane loads caused by the deflections of their supporting structures. The high complexity of this problem associated with the difficulty in reproducing full-scale prototypes for laboratory testing highlights the importance of using specific numerical models. In this context, a simulation method based on a nonlinear damage constitutive model experimentally calibrated for masonry and a friction-cohesion model to simulate interface joints is presented. This method was used in a case study of traditional partition walls affected by the deflections of a concrete structure. The results obtained demonstrated a high risk of damage for this type of partitions when loaded by the structural deflections recommended in the technical literature, especially if wall partition/structure movement joints and/or strengthening techniques are not used.

Palavras-chave: Paredes divisórias / Alvenaria / Estruturas de betão / Fendilhação / Método de simulação

Keywords: Partition walls / Masonry / Concrete structures / Cracking / Simulation method

Rui Sousa

Investigador auxiliar
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0003-3855-3252
ruysousa@fe.up.pt

Hipólito Sousa

Professor Associado
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0001-8335-0898
hipolito@fe.up.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0003-0215-8701
hvarum@fe.up.pt

José Melo

Investigador auxiliar
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0001-9684-351X
josemelo@fe.up.pt

Luísa Sousa

Professor Associado
LAETA-INEGI, FEUP
 0000-0002-8726-0942
lcsousa@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.

SOUSA, R. [et al.] – Método para simulação numérica de paredes divisórias em alvenaria afetadas pelas flechas de estruturas de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 17-28. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-002>

1 Introdução

A maioria dos edifícios residenciais na Europa foram construídos com estruturas de betão armado (pilares, vigas e lajes) preenchidas com paredes de alvenaria não estrutural (divisórias e envolventes) [1]. Em Portugal, desde o final da década de 60, cerca de 67% dos edifícios foram construídos com esta tecnologia construtiva [2]. As lajes são tipicamente realizadas com sistemas leves de betão armado (p.ex. lajes de vigotas com blocos aligeirados, lajes nervuradas ou fungiformes aligeiradas) com vãos a variar geralmente entre 5 m a 7 m [3]. A solução tradicional utilizada para as divisórias em Portugal são paredes de um pano realizadas com unidades cerâmicas de baixa densidade, ou seja, tijolos vazados com uma percentagem de vazios horizontais de cerca de 60%, assentes em juntas de argamassa corrente e sem a inclusão de elementos de reforço. Estas paredes divisórias são normalmente revestidas com rebocos tradicionais relativamente frágeis (p.ex. argamassas bastardas – estuques e argamassas de cimento e cal hidráulica – ou argamassas correntes com baixa quantidade de cimento) e são assentes na estrutura de betão com juntas de argamassa executadas no contorno das paredes.

Deste modo, as paredes divisórias tradicionais são frágeis e possuem baixa capacidade de deformação, podendo ser facilmente danificadas quando carregadas pelas suas lajes de suporte, conforme se tem vindo a verificar nas últimas 3 décadas em Portugal, em particular o reporte de fendilhação em paredes divisórias de tijolo associadas a flechas de lajes de betão excessivas em edifícios em condições de serviço.

Para evitar danos nas paredes divisórias, algumas medidas de conceção são recomendadas por literatura técnica da especialidade [1,4], nomeadamente o controlo das flechas máximas a longo prazo dos elementos estruturais e implementação de algumas disposições construtivas preventivas nas paredes divisórias. As flechas máximas referidas incluem os efeitos de fluência e variam entre $L/500$ e $L/1000$, dependendo do vão dos elementos estruturais (L), da existência de aberturas e da utilização de disposições preventivas para evitar fissuras nas paredes (p. ex., realizar juntas de dessolidarização para tornar as paredes divisórias independentes da estrutura incluindo, contudo, travamentos laterais no topo e na base das paredes para evitar o seu colapso perante eventuais ações fora do plano, construção alternada das paredes em altura após decorrido um determinado tempo da descofragem da estrutura de betão armado, inclusão de juntas temporárias no topo das paredes para absorver parte da deformação da estrutura, utilizar juntas armadas na alvenaria, entre outras disposições).

Relativamente aos métodos numéricos e experimentais para análise de construções de alvenaria, estes podem ser realizados através de simulações numéricas avançadas ou ensaios em laboratório, porém ambas abordagens apresentam as suas dificuldades. A abordagem numérica envolve a simulação do comportamento anisotrópico não linear da alvenaria e da interação entre as paredes e sua estrutura de suporte, resultando deste modo numa abordagem com elevado grau de não linearidade e de difícil convergência numérica. No caso do método experimental podem surgir dificuldades práticas em reproduzir protótipos à escala real em ambiente laboratorial para testar paredes interagindo com elementos estruturais.

Não obstante, a realização de testes em paredes de alvenaria à escala reduzida pode ser uma opção viável, porém nem sempre reproduzem o comportamento mecânico das paredes de tamanho real de forma suficientemente representativa. Alguns estudos experimentais em paredes de alvenaria à escala reduzida referem que a resistência, rigidez e deformação à compressão ou à tração/corte por compressão diagonal aumentam quando se utilizam provetes com escalas inferiores a 1:2, especialmente quando mais próximo da rotura da alvenaria [5, 6, 7]. Além disso, verificou-se ainda que a meia escala referida apresentou um efeito mínimo na resistência e rigidez à compressão simples, tendo, no entanto, um efeito mais significativo no módulo de distorção e resistência ao corte/tração obtido por compressão diagonal.

Relativamente aos métodos numéricos, as principais estratégias de modelação para estudar o comportamento mecânico das construções de alvenaria baseiam-se no método dos elementos finitos (MEF) ou no método dos elementos discretos (MED), podendo ser resumidas em duas estratégias principais [8, 9]: – micromodelação, onde as unidades e juntas de argamassa são modeladas individualmente; – macromodelação, onde as referidas unidades e juntas são transformadas num único material compósito, cujos parâmetros mecânicos são utilizados na simulação de elementos homogêneos com diferentes escalas (desde paredes até edifícios inteiros).

Em ambas as estratégias, podem ser utilizados modelos descontínuos baseados no método dos elementos discretos (MED), onde são utilizados blocos e juntas rígidas ou deformáveis, ligados entre si por modelos de contacto que representam o comportamento de atrito e coesivo das interfaces bloco/junta ou das próprias juntas. No entanto, modelos baseados na mecânica do contínuo utilizando o MEF são mais frequentemente utilizados na macromodelação, recorrendo a leis constitutivas equivalentes de fendilhação distribuída ou de dano elasto-plástico para simular a alvenaria ou utilizando técnicas de homogeneização baseadas no conceito de energia potencial de deformação, podendo ainda associar-se a utilização de elementos de interface para simular o contacto entre elementos construtivos (p. ex. modelo de juntas com atrito e coesão).

Não obstante, a estratégia e os modelos mais adequados a utilizar dependem dos objetivos específicos da análise, do nível de detalhe necessário e dos recursos computacionais disponíveis.

Deste modo, considerando que em Portugal existe um risco elevado das paredes divisórias em alvenaria serem danificadas pelo carregamento vertical induzido pelas flechas das estruturas, em particular as lajes de betão adjacentes, julga-se importante definir flechas máximas estruturais mais adequadas para lajes que suportem paredes mais frágeis, bem como validar possíveis soluções de reforço destas paredes, de forma a mitigar este problema. Por outro lado, colocam-se dificuldades práticas associadas à validação experimental destas soluções através da realização de ensaios laboratoriais com paredes e estruturas executadas à escala real, pelo que considera-se importante recorrer a simulações numéricas avançadas que permitam incluir modelos constitutivos calibrados com dados experimentais, sendo estes obtidos através de ensaios realizados com provetes com escala reduzida suficientemente representativa, ou seja, sem que essa redução de tamanho resulte

em diferenças significativas de rigidez ou de resistência mecânica em relação aos provetes realizados com dimensões reais.

Neste artigo, um método numérico baseado no MEF dividido em duas fases e que integra modelos constitutivos calibrados com resultados experimentais, foi utilizado num caso de estudo de parede divisórias de alvenaria carregadas por flechas de lajes de uma estrutura de betão armado. O principal objetivo foi a obtenção de limites máximos de flechas para lajes estruturais que suportem as paredes divisórias mais comuns em Portugal, incluindo a utilização nestas paredes de juntas de dessolidarização e de rebocos reforçados com malha de fibra de vidro.

2 Simulações numéricas

2.1 Aspectos gerais

O método proposto divide-se em duas etapas de simulação numérica, nomeadamente:

- 1.^a fase: Avaliação numérica da capacidade de deformação / resistência à flexão de paredes divisórias isoladas, utilizando um modelo homogêneo 3D pelo MEF, incluindo um modelo constitutivo não linear de dano plástico desenvolvido para betão [10] que foi calibrado com dados experimentais obtidos de ensaios laboratoriais realizados com provetes de alvenaria à escala reduzida;
- 2.^a fase: Avaliação numérica do comportamento de paredes divisórias interagindo com uma estrutura de betão armado à escala real utilizando um modelo 3D que combina o MEF com elementos de interface aplicados na periferia das paredes utilizando um modelo de juntas de contacto com atrito e coesão para simular a interação entre as paredes divisórias e a estrutura em betão armado, tendo-se utilizado dados experimentais obtidos de ensaios realizados com provetes de alvenaria à escala reduzida.

Este método de simulação foi utilizado num caso de estudo, onde se consideraram as soluções mais comuns para a construção de estruturas e paredes divisórias em Portugal, incluindo uma solução de reforço nas referidas paredes para melhorar a sua resistência e a capacidade de deformação, nomeadamente:

- (PT) Parede divisória tradicional em alvenaria cerâmica constituída por tijolos vazados com 15 cm de espessura (tijolos com cerca de 60% furação horizontal), assentes em juntas de argamassa de cimento de uso geral (GP da Classe M10), revestida com rebocos frágeis sem qualquer disposição para o controlo da fendilhação, ou seja, rebocos frequentemente utilizados em obra cuja contribuição para a deformação e resistência global das paredes é considerada pouco relevante (p.ex. estuques ou argamassas bastardas com resistência mecânica semelhante ao das alvenarias e aplicados com espessuras inferiores a 10 mm);
- (PT-M1) Parede divisória realizada em alvenaria análoga à anterior (PT), mas possuindo em ambas as faces da parede um reboco realizado com uma argamassa industrial de base cimentícia (argamassa de uso geral – GP, Classe M10 e massa volumica de 1800 kg/m³) com 20 mm de espessura e reforçado

com uma malha de fibra de vidro para controlo da fendilhação (malha M1 com massa superficial 110 g/m² e resistência média à tração de 25,2 N/mm), incluindo conectores de plástico para melhoria das condições ligação mecânica da malha ao reboco e deste à parede (6 conectores / m²);

- (PT-M2) Parede divisória análoga à anterior (PT- M1), mas possuindo um reboco reforçado com uma malha de fibra de vidro mais densa e resistente à tração (malha M2 com massa superficial 330 g/m² e resistência média à tração de 83,5 N/mm).

Ao nível da estrutura de betão armado (BA), esta é constituída por pilares e vigas em betão armado e lajes aligeiradas com vãos máximos de 6m, tendo a estrutura sido concebida para edifícios residenciais ou de escritórios de acordo com os Eurocódigos aplicáveis [4, 11, 12].

2.2 Simulação numérica da deformação/resistência de paredes divisórias isoladas (1.ª fase)

As paredes divisórias de alvenaria foram simuladas com um modelo 3D baseado numa malha FEM de elementos lineares em blocos de 8 nós (C3D8) com dimensão máxima igual a metade da espessura da parede, sem discretização de unidades, juntas e revestimentos, ou seja, utilizando um modelo homogeneizado para as paredes divisórias não reforçadas e reforçadas. As paredes foram simuladas de forma análoga aos ensaios de flexão em vigas-paredes realizados em laboratório, ou seja, paredes com um rácio altura/vão próximas de 0,5, simuladas com um carregamento realizado com forças verticais aplicadas no plano e no topo das paredes, encontrando-se simplesmente apoiadas nas suas extremidades, com o objetivo de calibrar o modelo numérico utilizado para as paredes e obter a lei de tensão-extensão de tração das paredes homogeneizadas testadas em laboratório, bem como para obter os deslocamentos/flechas de fendilhação e de rotura em paredes de maior dimensão (paredes de referência onde o modelo constitutivo calibrado foi utilizado).

O modelo constitutivo escolhido para alvenaria foi um modelo de dano plástico não linear desenvolvido para betão [10] e que pode ser utilizado para outros materiais frágeis ou quase frágeis, cujo mecanismo de fratura é governado principalmente pelo esmagamento à compressão e fendilhação à tração (p.ex. alvenaria, argamassas, rochas). Estes mecanismos de fratura são implementados no modelo através de relações tensão-extensão uniaxiais de tração e compressão ($\sigma_t - \varepsilon_t$, $\sigma_c - \varepsilon_c$, Figura 1. Os mecanismos de fratura são simulados no modelo com a a degradação do módulo de rigidez/elasticidade inicial (E_0), utilizando parâmetros de dano de tração e compressão (d_t , d_c) que são estabelecidos em função das extensões plásticas de tração e compressão ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$). As relações tensão-extensão referidas podem ser obtidas a partir de resultados experimentais de ensaios de tração e compressão uniaxiais e os parâmetros de dano podem ser estimados com base no rácio entre a tensão de rotura e o nível da tensão aplicada (caso não existam dados experimentais de ensaios cíclicos). No modelo as tensões são calculadas como tensões efetivas de compressão e tração ($\sigma_{c,eff}$, $\sigma_{t,eff}$), Figura 1. O comportamento de cedência baseia-se na regra de escoamento plástico de “Drucker-Prager”, nas tensões efetivas

e nas extensões plásticas, sendo possível ajustar alguns parâmetros adimensionais do modelo para calibrar a resposta não linear da alvenaria (detalhes sobre a aplicação deste modelo em paredes de alvenaria podem ser encontrados em alguns trabalhos [13,14]).

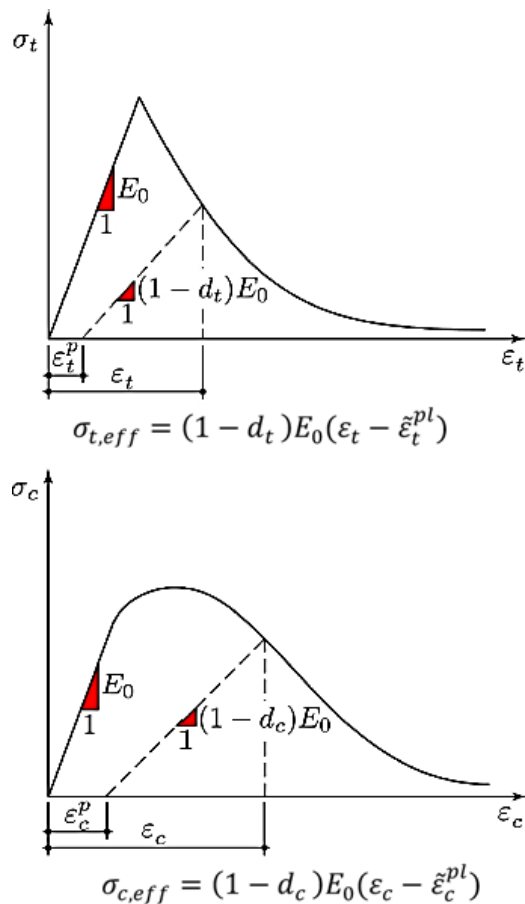


Figura 1 Relações genéricas tensão-extensão de tração e compressão uniaxiais para o cálculo das tensões efetivas no modelo constitutivo

Para calibrar o modelo constitutivo escolhido para as paredes divisórias em alvenaria, foram utilizados dados experimentais obtidos em ensaios de compressão e de flexão realizados em provetes de paredes de alvenaria à escala reduzida, sendo que a calibração foi realizada através da simulação dos ensaios à flexão realizados em laboratório.

Para o comportamento à compressão das paredes foram realizados ensaios laboratoriais padronizados [15], utilizando muretes de alvenaria submetidos a cargas de compressão instaladas paralelamente às juntas horizontais de argamassa, Figura 2. Foram construídos 9 provetes/muretes de alvenaria sensivelmente quadrangulares com 0,8 m de aresta e 0,15 m de espessura, ou seja, 3 três provetes de alvenaria cerâmica tradicional sem reboco (por questões práticas desprezou-se a contribuição dos rebocos tradicionais frágeis, tal como referido em 2.1 para a parede PT) e 6 provetes com reboco com 20 mm de espessura reforçado com os

2 tipos de malha de fibra de vidro (3 muretes com M1 + 3 muretes com M2). As principais propriedades obtidas para os provetes de alvenaria, incluindo outros dados experimentais obtidos para as unidades de alvenaria, argamassa e malhas de fibra vidro são apresentadas no Quadro 1.

Para estimar o comportamento à tração das paredes foram realizados ensaios à flexão em vigas-paredes, ou seja, 3 paredes de alvenaria com comprimento de 3,30 m, altura de 1,62 m e espessura de 0,15 m e 0,19 m (com e sem reboco). Por questões de disponibilidade financeira foi apenas possível testar 1 provete para cada tipo de parede (PT, PT-M1 e PT-M2), facto implica não ser possível estimar experimentalmente a dispersão/desvios associados aos resultados obtidos. Por outro lado, as dimensões superficiais utilizadas para as paredes foram condicionadas pelas dimensões máximas possíveis de testar em laboratório, tendo-se obtido uma escala de 1:2 para as dimensões superficiais das

paredes, mantendo-se, contudo, a espessura real das mesmas por de indisponibilidade de tijolos com dimensões reduzidas. Contudo, de acordo com estudos experimentais realizados noutros estudos com paredes de alvenaria [5, 6, 7], é expectável não existirem diferenças significativas nos resultados obtidos com a utilização da referida escala, comparativamente a paredes análogas realizadas com dimensões superficiais reais.

A configuração do ensaio consistiu numa parede simplesmente apoiada nas suas extremidades sobre chapas e roletes (área de contacto parede/chapa de 30 cm × 15 cm ou 30 cm × 19 cm) realizando um vão de 3,0 m, sendo solicitada por uma carga pontual centrada, imposta no topo da parede por um macaco hidráulico com controlo de deslocamentos (0,1 mm/s). A força aplicada foi medida através de uma célula de carga instalada no macaco hidráulico (capacidade máxima de 100 kN paredes as PT e PT-M1 e de 200 kN para a parede PT-M2) e os deslocamentos verticais e as deformações

Quadro 1 Principais propriedades dos constituintes utilizados nas paredes divisórias (valores médios)

Material		Módulo de elasticidade (N/mm ²)	Resistência à compressão (N/mm ²)	Extensão compressão (mm/mm)
Alvenaria sem reboco (PT)		2885	3,1	0,0028
Alvenaria com reboco reforçado (PT-M1/M2)		3745	3,5	0,0014
Argamassa (juntas e reboco)		8900	10	0,0019
Unidades (tijolo cerâmico)		–	4,3	–

Material		Resistência à tração ⁽¹⁾ (N/mm)	Extensão à tração ⁽¹⁾ (mm/mm)	Massa superficial ⁽¹⁾ (g/m ²)
Rede de fibra de vidro	M1	25,2	0,037	110
	M2	83,5	0,039	330

(1) Valores retirados de documentos de homologação LNEC (DH942 e DH941).

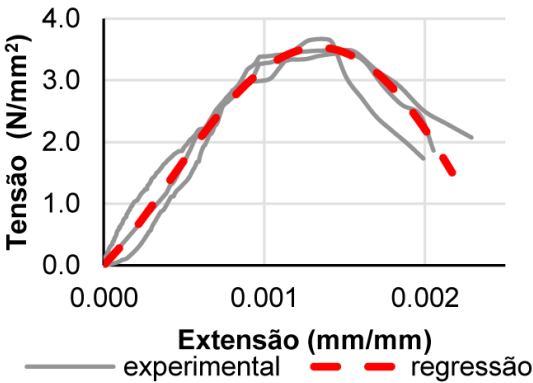


Figura 2 Exemplo da configuração do ensaio de compressão e tensão-extensão obtida para muretes de alvenaria com reboco reforçado M2 (curva tracejada obtida através de técnicas de regressão numérica não linear com base nos resultados experimentais)

internas na parede medidas através de transdutores lineares de deslocamento (LVDTs) instalados no perímetro e na superfície da parede, Figura 3.

Estes ensaios permitiram obter, entre outros resultados, a relação entre a força vertical aplicada no topo da parede e os correspondentes deslocamentos horizontais junto da base da parede, os quais foram utilizados para a calibração do modelo constitutivo das paredes homogeneizadas, Figura 3.

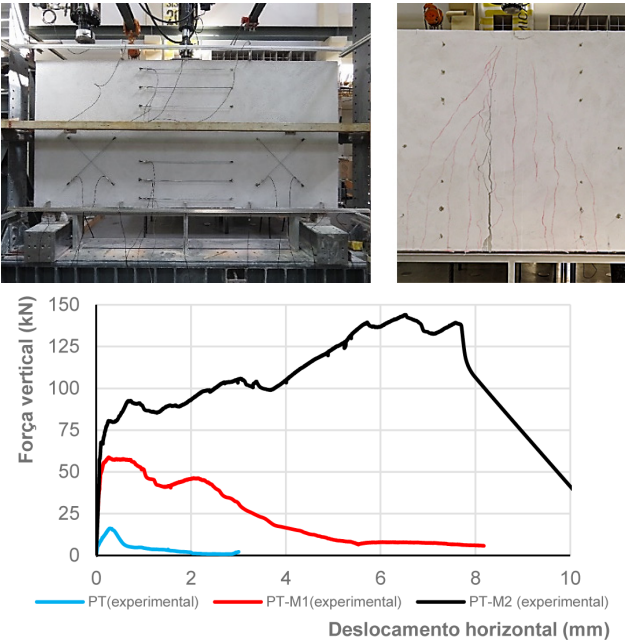


Figura 3 Exemplo do “set-up” de ensaio à flexão e padrão de fratura para a parede PT-M2 (em cima) e a relação entre a força vertical no topo da parede VS deslocamento horizontal na base da parede para todos os tipos de parede (em baixo)

Estes resultados permitiram estimar simplifcadamente as leis equivalentes de tensões-extensões de tração, assumindo para as seções transversais de parede um estado não fendilhado para o cálculo das tensões axiais de tração. Estas leis foram posteriormente modificadas no processo de calibração do modelo constitutivo homogeneizado das paredes para se ajustarem à relação entre a

força e os deslocamentos horizontais obtidos experimentalmente para as paredes testadas em laboratório, Figura 4.

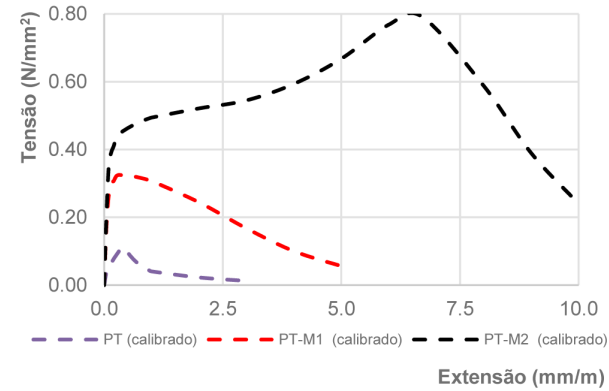


Figura 4 Leis equivalentes de tensão-extensão axiais de tração obtidas após calibração do modelo constitutivo das paredes (curvas obtidas junto à base das paredes)

Por outro lado, os ensaios permitiram ainda obter as cargas verticais aplicadas no topo da parede e correspondentes deslocamentos verticais/flechas na base das paredes na fase inicial de fendilhação (ou seja, as cargas e deslocamentos que causam fendilhação visível a olho nu na parede), realizando filmagens dos ensaios sincronizadas com a recolha dos dados experimentais. Deste modo, através de rácios entre as referidas cargas verticais ou deslocamentos verticais iniciais de fendilhação (F_{fiss} , d_{fiss}) com as cargas verticais ou deslocamentos verticais de rotura obtidos nos ensaios (F_{max} , d_{max}) foi possível estimar as cargas ou deslocamentos iniciais de fendilhação nas simulações numéricas, Quadro 2.

Relativamente ao processo calibração do modelo constitutivo, este consistiu na realização de simulações numéricas dos ensaios à flexão efetuados em laboratório com o objetivo de aproximar as curvas de resposta numéricas às experimentais, nomeadamente a resposta entre as forças verticais aplicadas no topo das paredes e os correspondentes deslocamentos horizontais na base das paredes, ajustando as leis constitutivas equivalentes de tensão-extensão de tração (inicialmente estimadas a partir dos ensaios à flexão) e modificando os parâmetros não lineares de plasticidade do modelo constitutivo homogeneizado (parâmetros que permitem ajustar a resposta do material em condições cedência e que facilitam a convergência numérica em regime não linear). As diferenças

Quadro 2 Principais resultados obtidos nos ensaios da paredes em laboratório

Tipo de parede	Flechas (mm)		Força vertical (kN)		F_{fiss} / F_{max} (-)	Tensão de tração equivalente (após calibração numérica) (N/mm²)	
	d_{fiss}	d_{max}	F_{fiss}	F_{max}		Fendilhação inicial	Max./Rotura
PT	0,36	0,60	16,0	16,2	0.99	0,11	0,11
PT - M1	0,68	0,69	57,9	58,8	0.98	0,32	0,32
PT - M2	1,65	5,67	90,0	144,1	0.62	0,49	0,79

obtidas entre os dados experimentais e numéricos após calibração do modelo foram consideradas baixas (forças e deslocamentos de fendilhação e de rotura variaram entre 2% a 12%) e os padrões de fratura numéricos e experimentais foram considerados semelhantes, Figura 5.

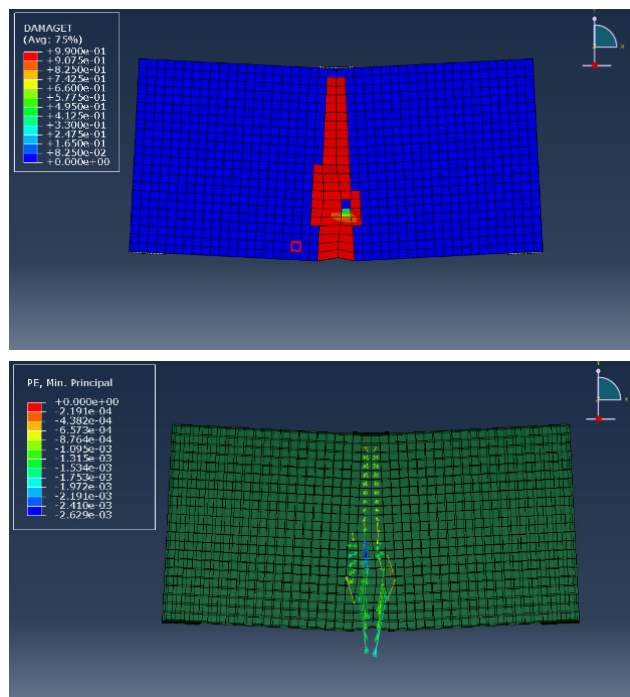


Figura 5 Exemplo do padrão de fratura obtido nas simulações dos ensaios à flexão (parede PT-M2 - variáveis de dano à tração e deformações plásticas de compressão)

O modelo constitutivo calibrado foi posteriormente utilizado para simular paredes de tamanho real (paredes de referência PT_r, PT_r - M1 e PT_r - M2) com altura de 2,8 m, comprimento de 5,7 m e espessura de 0,15 m (PT_r) e de 0,19 m (PT_r - M1 e PT_r - M2). Estas paredes foram utilizadas para obter os deslocamentos/flechas de fendilhação e de rotura, tendo como base um modelo de simulação de viga simplesmente apoiada sujeita a uma lei de deslocamentos verticais ($\delta_{(x)}$) para simular uma carga uniformemente distribuída aplicada pelas flechas de lajes/vigas no topo das paredes, equação (1):

$$\delta_{(x)} = \frac{1}{k} \frac{16 (x^3 - 2L_s x^2 + L_s^3)}{5 L_s^3} x \quad (1)$$

Sendo L_s o vão da parede, no máximo igual ao vão da estrutura adjacente, $1/k$ a flecha relativa máxima a considerar (p.ex. 1/1000) e x a posição considerada ao longo do topo da parede (p. ex. de 0 a 5,7 m).

Os deslocamentos/flechas de fendilhação e de rotura obtidos nestas simulações foram utilizados para se comparar com os deslocamentos/flechas obtidos com os deslocamentos/flechas obtidos na 2.ª fase do método numérico, ou seja, com as paredes interagindo com uma estrutura de betão à escala real. Por outro

lado, as tensões de fendilhação e de rotura para estas paredes consideram-se idênticas às obtidas nas paredes testadas à escala 1:2, dado ser expectável não existirem diferenças significativas, conforme já foi referido anteriormente.

2.3 Simulação numérica de paredes divisórias interagindo com uma estrutura de betão armado em tamanho real (2.ª fase)

Um macromodelo 3D pelo MEF foi utilizado para simular à escala real o comportamento de paredes divisórias carregadas pelas flechas de uma estrutura reticulada em betão armado (BA) de um edifício com 3 pisos elevados, sendo esta interação simulada através de elementos de interface baseado num modelo de juntas aplicado na periferia das paredes.

A estrutura de BA foi concebida de acordo com a metodologia do Eurocódigo 2 [4], Eurocódigo 0 [11] e do Eurocódigo 1 [12] para respeitar flechas máximas inferiores a 1/500 do vão, incluindo efeitos de fluência a longo prazo, para uma combinação quase permanente de ações definidas para condições de serviço de edifícios de habitação/escritórios (sobrecargas em pavimentos e pesos próprios da estrutura e paredes). A estrutura de BA é constituída por pilares e vigas (30 × 30 cm² e 30 × 50 cm², respetivamente) em betão da classe C25/30 (resistência à tração de 2,6 N/mm²) e lajes aligeiradas com vigotas pré-esforçadas e blocos de aligeiramento (25 cm de espessura e tensão de fendilhação de 3 N/mm²) e vãos máximos de 6 m.

Conforme referido em 2.2, foram utilizadas as paredes divisórias de referência/tamanho real sem e com reboco reforçado (PT_r, PT_r - M1 e PT_r - M2), tendo-se considerado as paredes ligadas à estrutura de BA através juntas perimetrais realizadas em duas condições distintas:

- juntas de dessolidarização laterais – 2 juntas de dessolidarização em ambos os lados das divisórias com 1cm de largura para evitar o contacto direto com os pilares e 2 juntas coladas com argamassa corrente instaladas no topo e na base da parede;
- juntas de dessolidarização no topo – uma junta de dessolidarização na parte superior da parede com 1cm de largura para evitar o contacto direto com a laje e 3 juntas coladas com argamassa corrente instaladas na base e nas laterais da parede.

Nas paredes e na estrutura de BA foi utilizada uma malha EF baseada em elementos lineares, sendo discretizada com blocos de 8 nós (C3D8) de dimensões máximas iguais à metade da espessura do elemento construtivo em causa. Para reduzir o esforço computacional, aproveitando as condições de simetria, simulou-se uma parte truncada da estrutura do edifício, restringindo as translações nas direções X e Y, Figura 6.

Em relação aos modelos constitutivos, foi utilizado o modelo constitutivo homogeneizado calibrado para as paredes divisórias de referência (conforme já referido em 2.3) e para a estrutura de betão foi considerado um comportamento linear elástico, uma vez que os níveis de tensões nas estruturas em condições de serviço são normalmente baixos, podendo, neste caso, assumir-se secções não fissuradas, tendo-se ainda desprezado a contribuição das armaduras.

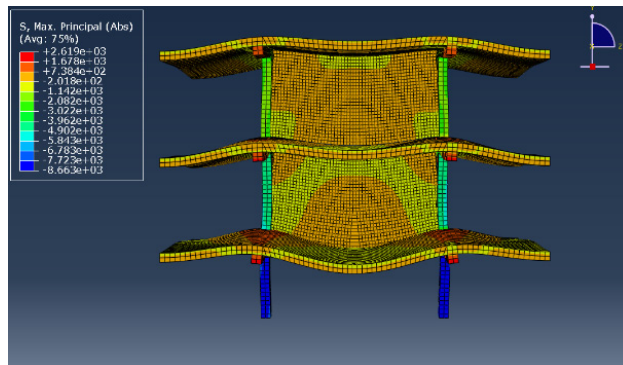
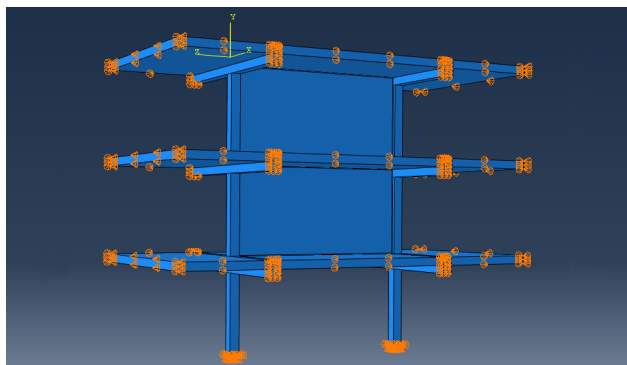


Figura 6 Condições de simetria e exemplo da distribuição de tensões na estrutura e nas paredes à escala real obtidas nas simulações

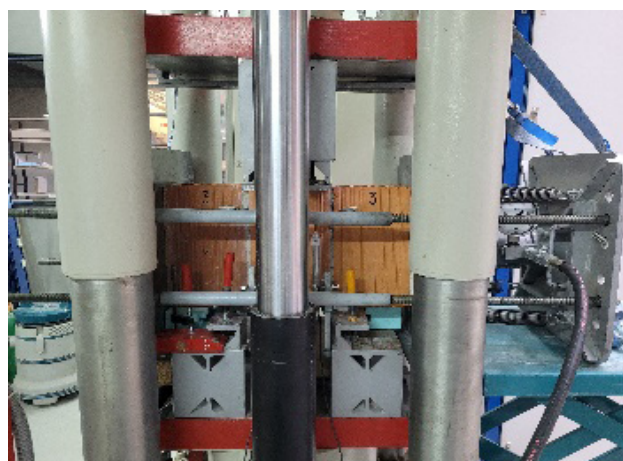


Figura 7 Exemplo dos ensaios à tração e ao corte entre tijolo/junta

Para simular a interação entre a estrutura e as paredes, foram utilizadas juntas de interface simulando um modelo de contacto linear de corte-atrito e de coesão (Mohr-Coulomb com “cut-off” das tensões de corte na presença de tensões de tração) limitado pelas tensões máximas/resistentes ao corte e de aderência à tração entre a unidade e a junta de argamassa da alvenaria, sendo estas assumidas mais baixas do que as tensões resistentes entre argamassa e substratos de betão. Para melhorar a precisão do modelo de contacto foram utilizados alguns dados experimentais obtidos de ensaios normalizados [16,17], utilizando provetes realizados com o mesmo tipo de alvenaria dos ensaios de compressão e de flexão. O principal objetivo destes ensaios foi a obtenção da resistência máxima e inicial ao corte, do ângulo de atrito e da aderência/resistência à tração entre as juntas de argamassa e as unidades de tijolo cerâmico da referida alvenaria, Figuras 7 e 8.

Os efeitos de fluência na estrutura de BA e nas paredes de alvenaria foram implementados nas simulações considerando a metodologia de cálculo referida nos Eurocódigos 2 e 6 [4, 18]. Esta metodologia baseia-se na determinação de coeficientes de fluência e pressupõe que a fluência afeta apenas as deformações, produz um comportamento viscoelástico para níveis de tensão inferiores a 40%

da resistência máxima e afeta o comportamento à tração de forma semelhante ao da compressão. Nestes pressupostos, considerando a vida útil das estruturas de edifícios comuns ($t = 50$ anos), foram obtidos coeficientes de fluência para a estrutura de BA ($\varphi_{(t)} = 2,2$ e 2,5 para lajes e vigas) e para as paredes divisórias ($\varphi_{(t)} = 1,0$).

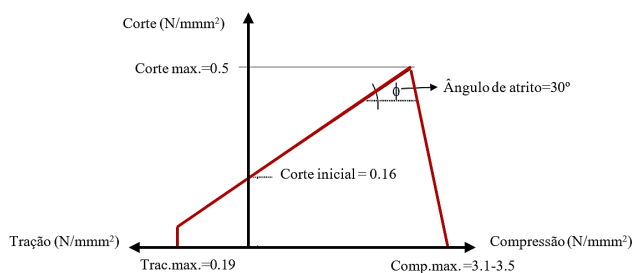


Figura 8 Representação do modelo de contacto parede/estrutura incluindo valores médios de resistência obtidos nos ensaios tijolo/junta

Nas simulações da estrutura de BA foi utilizado um módulo de elasticidade efetivo ($E_{(t)}$) para considerar os efeitos de fluência de

forma simplificada, tendo como base o módulo de elasticidade inicial aos 28 dias de cura ($E_{(t0)}$), equação 2:

$$E_{(t)} = E_{(t0)} / (1 + \varphi_{(t)}) \quad (2)$$

Nas paredes divisórias foi assumida uma abordagem conservadora para evitar a complexidade associada à homogeneização dos efeitos da fluência na alvenaria e na argamassa dos rebocos em estudo. Considerou-se um coeficiente de fluência mais baixo na argamassa dos rebocos utilizados, ou seja, idênticos aos da alvenaria, resultando deste modo em menores deformações a longo prazo no modelo homogeneizado das paredes revestidas (PT_r - M1 e PT_r - M2). Refere-se que na situação em estudo é expectável que os efeitos de fluência em argamassas com base cimentícia sejam relativamente semelhantes aos do betão e, consequentemente, mais baixos do que os efeitos de fluência na alvenaria cerâmica. Ou seja, considerando a utilização da metodologia de cálculo do Eurocódigo 2 [4] para as mesmas condições de exposição e geometria dos elementos, ajustando, contudo, as propriedades de resistência e a massa volúmica para serem análogas às da argamassa em causa, obtêm-se coeficientes de fluência muito próximos dos obtidos para o betão. Concretizando, para as paredes divisórias de referência (PT_r , PT_r - M1 e PT_r - M2) foi assumido um valor médio para o coeficiente de fluência a longo prazo ($\varphi_{(t)} = 1$), determinado com base nos coeficientes de fluência a tempo infinito definidos no Eurocódigo 6 [18] para alvenarias cerâmicas ($\varphi_{(\infty)} = 0,5$ a $1,5$). Deste

modo, as extensões totais ($\varepsilon_{T(t)}$) foram calculadas adicionando as extensões de fluência ($\varepsilon_{f(t)}$) às extensões iniciais uniaxiais de compressão e de tração obtidas experimentalmente nos ensaios em laboratório $\varepsilon_{i(t0)}$, equação 3:

$$\varepsilon_{T(t)} = \varepsilon_{i(t0)} + \varepsilon_{f(t)} = \frac{\sigma_{(t0)}}{E_{(t0)}} (1 + \varphi_{(t)}) \quad (3)$$

3 Análise dos resultados

Os resultados das paredes de referência (PT_r , PT_r - M1 e PT_r - M2) são apresentados no Quadro 3, ou seja, os resultados das paredes de tamanho real simuladas isoladamente à flexão através de uma carga uniformemente distribuída, nomeadamente as tensões de tração iniciais de fendilhação, as tensões de rotura e as respetivas flechas relativas com os efeitos de fluência a longo prazo (d_{fluen}/L – rácio entre a flecha absoluta com fluência a longo prazo, d_{fluen} , e o vão do elemento construtivo em causa, L).

Os principais resultados das simulações destas paredes de referência interagindo com a estrutura de BA através de juntas perimetrais são apresentados no Quadro 4, nomeadamente as flechas relativas com os efeitos de fluência a longo prazo (d_{fluen}/L) e os níveis de tensão de tração na estrutura de BA (lajes) e nas paredes (PT_r , PT_r - M1 e PT_r - M2), considerando a existência de juntas de dessolidarização nas laterais ou no topo das referidas paredes.

Quadro 3 Resultados obtidos na simulação de paredes divisórias de referência submetidas isoladamente à flexão através de uma carga uniformemente distribuída

Tipo de parede	Tensão de tração (N/mm ²)		Flechas relativas a longo prazo - d_{fluen}/L	
	Fendilhação	Rotura	Fendilhação	Rotura
PT_r	0,11	0,11	1/2423	1/2154
PT_r -M1	0,32	0,32	1/1894	1/1675
PT_r -M2	0,49	0,79	1/1411	1/244

Quadro 4 Resultados obtidos para simulação paredes divisórias de referência interagindo com uma estrutura de BA através de juntas perimetrais

Tipo de parede divisória	Flechas relativas a longo prazo - d_{fluen}/L (níveis de tensão - N/mm ²)n		
	Estrutura / lajes	Paredes divisórias	
		Juntas de dessolidarização laterais	Juntas de dessolidarização no topo
PT_r	1/1000 a 1/1150 (< 3,0)	1/1515 (> 0,11 Fendilhação)	1/2447 (< 0,11 ok)
PT_r -M1	1/1250 a 1/1406 (< 3,0)	1/1913 (< 0,32 ok)	1/2992 (< 0,32 ok)
PT_r -M2	1/1350 a 1/1485 (< 3,0)	1/2045 (< 0,49 ok)	1/3160 (< 0,49 ok)

Quadro 5 Limites máximos para flechas a longo prazo (d_{fluen}/L) de lajes/vigas de BA suportando paredes divisórias tradicionais em Portugal

Descrição da parede	Flechas relativas a longo prazo de vigas/lajes de betão armado (d_{fluen}/L)	
	Paredes c/ juntas de dessolidarização laterais	Paredes c/ juntas de dessolidarização nos topos
Parede de alvenaria de tijolo cerâmico sem reboco reforçado (PT)	1/1700	1/1200
Parede de alvenaria cerâmica c/ reboco cimentício possuindo malha de fibra de vidro para controle de fendilhação(PT-M1)	1/1300	1/1000
Parede de alvenaria cerâmica c/reboco cimentício reforçado com malha de fibra de vidro resistente (PT-M2)	1/1000	1/700

Os resultados obtidos na simulação das paredes divisórias de referência, bem como nos ensaios de flexão nos quais as simulações se basearam, revelaram uma melhoria da resistência e da capacidade de deformação quando se utilizam rebocos reforçados com malha de fibra vidro, em particular no caso da parede PT_r - M2 na qual se utilizou uma malha mais densa e resistente (no fase de início de fendilhação visível, a parede PT_r-M2 é cerca 1,75 mais deformável e 4,5 vezes mais resistente que a parede PT_r).

Relativamente aos resultados obtidos para a simulação de paredes divisórias interagindo com a estrutura de betão, destacam-se os seguintes aspetos principais:

- A flecha relativa da estrutura de BA é igual ou inferior ao valor limite mais baixo recomendado 1/1000 (d_{fluen}/L das lajes variou de 1/1000 a 1/1485) e as tensões são inferiores às resistências à tração e à compressão do betão (estrutura em regime linear elástico ou secções não fissuradas);
- As divisórias são menos deformáveis que as lajes de BA, especialmente quando se utilizam juntas de dessolidarização no topo das paredes (a relação entre as flechas das paredes e das lajes variou aproximadamente de 0,5 a 0,7, sendo de 0,5 para o caso das paredes com juntas de topo);
- Os efeitos da interação entre as paredes e estrutura de suporte são mais evidentes e importantes com a utilização de rebocos reforçados nas paredes divisórias, dado que houve uma diminuição das flechas das lajes, em particular no caso das paredes com rebocos reforçados (redução máxima de 48,5% na comparação entre as lajes que suportam paredes PT_r - M2 com as que suportam paredes PT_r);
- Com exceção do caso das paredes sem reboco reforçado (PT_r) e com 2 juntas de dessolidarização laterais, todas as restantes paredes apresentaram níveis de tensões e flechas abaixo dos níveis de início de fendilhação visível, apresentando um melhor desempenho as paredes com reboco reforçado com malha de fibra de vidro mais resistente e densa (PT_r - M2) e com juntas de dessolidarização no topo.

Estes aspetos revelam que a utilização de juntas de dessolidarização juntamente com rebocos reforçados é uma solução com potencial elevado para evitar danos nas paredes divisórias causado pelas flechas das suas estruturas de suporte adjacentes em BA, sendo também uma solução com potencial para reduzir as flechas estruturais devido ao efeito de interação parede/estrutura.

Deste modo, com base nos resultados obtidos nas simulações podem ser estabelecidos limites de flechas relativas de longo prazo para lajes/vigas estruturais de BA (d/L_{fluen}) para evitar danos em paredes divisórias tradicionais de tijolo utilizadas em edifícios de habitação/escritórios em Portugal, considerando vãos máximos de 6 m para as lajes/vigas e para as paredes divisórias, Quadro 5.

Estes limites foram obtidos com base nos valores das flechas de fendilhação obtidos na simulação das paredes de referência (d_{fluen}/L), Quadro 3, afetadas pelo rácio entre as flechas das paredes e as flechas das lajes obtidos nas simulações das paredes de referência interagindo com a estrutura de BA (i.e. rácio de 0,5 para o caso das paredes com juntas de dessolidarização topo e a 0,7 para juntas de dessolidarização laterais).

4 Conclusões e trabalhos futuros

O método numérico proposto, que incluiu modelos constitutivos e de juntas calibrados com resultados experimentais obtidos de ensaios laboratoriais realizados em amostras de paredes relativamente pequenas, tem o potencial de obter resultados mais realistas e precisos sobre a capacidade resistente e de deformação de paredes divisórias carregadas por flechas de estruturas de betão armado, bem como obter uma estimativa mais precisa dos limites de flechas estruturais para evitar danos nas paredes divisórias.

A aplicação deste método numérico, calibrado para um caso de estudo de paredes divisórias mais utilizadas em Portugal realizadas em alvenaria de tijolo, evidenciou um elevado risco de danos quando estas paredes são carregadas pelas lajes adjacentes e cujas flechas que se encontram dentro dos limites recomendados pela literatura técnica, em particular quando não são utilizadas disposições construtivas ou medidas de reforço nas referidas paredes (p.ex. juntas de dessolidarização entre parede/estrutura e rebocos armados). Deste modo, com base nos resultados obtidos neste estudo, foram sugeridos alguns limites de flechas estruturais para evitar danos nas paredes mais utilizadas em Portugal, considerando a utilização de juntas de dessolidarização e de rebocos de base cimentícia reforçados com 2 tipos de malha de fibra de vidro com diferentes resistências e densidades.

Como trabalho futuro, sugere-se a realização de mais estudos de caso similares para obter limites de flechas estruturais mais abrangentes, realizando simulações numéricas avançadas baseadas

em modelos constitutivos calibrados com ensaios laboratoriais, de forma a avaliar a influência da utilização de paredes divisórias realizadas com diferentes materiais (p.ex, alvenaria de betão corrente, leve ou autoclavado), de diferentes técnicas de reforço (p.ex. lintéis e juntas de assentamento armadas) e da utilização de diferentes rácios altura/vão e aberturas nas paredes.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento – UID/04708 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P./ MCTES, através de fundos nacionais.

Referências

- [1] CIB W023 – *Defects in masonry walls guidance on cracking: identification, prevention and repair*. CIB, 2015, 78 p. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4407.3126>
- [2] INE – *Censos 2011 Resultados Definitivos* – Portugal. Instituto Nacional de Estatística I.P. (INE), 2011, 560 p. ISBN 978-989-25-0181-9. https://www.ine.pt/ngt_server/attachfileu.jsp?look_parentBoui=148313382&att_display=n&att_download=y
- [3] Pereira, M – Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos. Tese de Doutoramento, EENG, Universidade do Minho, 2013, 470 p. <https://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/25612>
- [4] EN 1992-1-1 – Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [5] Knox, *et al.* – “Experimental study on scale effects in clay brick masonry prisms and wall panels investigating compression and shear related properties”. *Construction and Building Materials*, 2018, Vol. 163, p. 706-713. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.149>
- [6] Milani, *et al.* – “Case study of prototype and small-scale model behavior of clay blocks masonry under compression”. *Case Studies in Construction Materials*, 2021, Vol. 15, e00684, 12 p. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00684>
- [7] Mohammed, A.; Hughes, T.G. – “Prototype and model masonry behaviour under different loading conditions”. *Material and Structures*, 2011, Vol. 44(1), p. 53-65. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9608-6>
- [8] Lourenco, P.; Silva, L. – “Computational applications in masonry structures: from the meso-scale to the super-large/super-complex”. *International Journal for Multiscale Computational Engineering*, 2020, Vol. 18(1), 30 p. <https://doi.org/10.1615/IntJMultCompEng.2020030889>
- [9] D’Altri, *et al.* – “Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification”. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 2020, vol. 27, p. 1153-1185. <https://doi.org/10.1007/s11831-019-09351-x>
- [10] Lubliner, *et al.* – “A plastic-damage model for concrete”. *International Journal of Solids and Structures*, 1989, vol. 25(3), p. 299-326. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)
- [11] EN 1990 - Eurocode 0: Basis of structural design. European Committee for Standardization, Brussels, 2002.
- [12] EN 1991-1-1 – Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [13] Sousa, R., *et al.* – “Characterization of the uniaxial compression behaviour of unreinforced masonry: sensitivity analysis based on a numerical and experimental approach,” *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 2014, Vol. 15(2), p.532-547. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.06.007>
- [14] Rainone, *et al.* – “About the Use of Concrete Damage Plasticity for Modeling Masonry Post-Elastic Behavior”. *Buildings*, 2023, vol. 13(8), 1915, 31 p. <https://doi.org/10.3390/buildings13081915>
- [15] EN 1052-1 – Methods of test for masonry. Part 1: Determination of compressive strength. European Committee for Standardization, Brussels, 1998.
- [16] EN 1052-3 – Methods of test for masonry. Part 3: Determination of initial shear strength. European Committee for Standardization, Brussels, 2007.
- [17] EN 1015-12 – Methods of test for mortar for masonry – Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates. European Committee for Standardization, Brussels, 2016.
- [18] EN 1996-1-1 – Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

Ligações aparafusadas em estruturas de madeira. Dimensionamento segundo a EN 1995 e a NBR 7190. Efeito de corda e número efetivo de ligadores

Bolted connections in timber structures. Design according to EN 1995
and NBR 7190. Rope effect and effective number of fasteners

Manuella Queiroz
Helena Cruz

Resumo

Este artigo compara o dimensionamento de ligações estruturais de madeira lamelada colada, com chapas metálicas e parafusos, em corte duplo, segundo as normas aplicáveis no Brasil e em Portugal, respetivamente a NBR 7190 e a EN 1995-1-1 (Eurocódigo 5).

No que se refere à determinação do valor característico das ligações, estas normas divergem essencialmente quanto ao número efetivo de ligadores resistentes considerados, conduzindo a norma brasileira a valores significativamente superiores. Em sentido oposto, há diferenças importantes entre as duas normas, no que toca à determinação de valores de cálculo, devido aos coeficientes parciais de segurança adotados para os materiais, e aos fatores de modificação que têm em conta os efeitos da humidade (K_{mod}), ambos mais gravosos na NBR 7190.

Verificou-se que a influência do efeito de corda na resistência da ligação, obtido experimentalmente, é superior ao máximo considerado por ambas as normas e que este resulta sobretudo do atrito entre os membros da ligação (madeira-aço), associado ao esforço de tração no parafuso deformado.

Abstract

The design of structural connections in glued laminated timber, using metal plates and bolts in double shear, is compared according to the applicable standards in Brazil and Portugal, specifically NBR 7190 and EN 1995-1-1 (Eurocode 5).

Regarding the determination of the characteristic value of the connections, these standards diverge mainly in the effective number of fasteners considered, with the Brazilian standard leading to significantly higher values. Conversely, there are important differences between the two standards when it comes to determining design values, both due to the partial safety factors adopted for the materials and the modification factors accounting for moisture effects (K_{mod}), both more stringent in NBR 7190.

It was found that the influence of the rope effect on connection resistance, obtained experimentally, exceeds the limits set by both standards and that the rope effect is primarily due to friction between the connection members (wood-steel), associated with the tensile stress in the deformed bolt.

Palavras-chave: Madeira lamelada colada / *Pinus sylvestris* / Ligações com múltiplos ligadores / Parafusos / Ensaios / Efeito de corda / Dimensionamento

Keywords: Glued laminated timber / *Pinus sylvestris* / Multiple fastener joints / Bolts / Tests / Rope effect / Design standards

Manuella Queiroz

Bacharel em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Feira de Santana
Feira de Santana, Brasil
Manuellavitórialima1@gmail.com

Helena Cruz

Investigadora Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
helenacruz@lnec.pt

Vocabulário – equivalência de termos

Portugal	Brasil
anilhas	arruelas
cavilhas	pinos ajustados
corte	cisalhamento
esmagamento lateral da madeira	embutimento
ligador	conector
madeira redonda	madeira roliça
modo de rotura	modo de falha
momento de cedência plástica	momento de escoamento
parafusos de enroscar	parafusos de rosca soberba
parafusos de porca	parafusos passantes com porcas e arruelas
pregos quadrados ou ranhurados	pregos anelados
pregos redondos	pregos cilíndricos lisos
provete	corpo de prova

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.

QUEIROZ, M. [et al.] – Ligações aparafusadas em estruturas de madeira. Dimensionamento segundo a EN 1995 e a NBR 7190. Efeito de corda e número efetivo de ligadores. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 29-38.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-003>

1 Enquadramento e objetivos

No âmbito de um projeto de investigação (TimQUAKE – Desempenho estrutural de ligações e estruturas de madeira sob sismos (POCI-01-0145-FEDER-032031), foi conduzido no LNEC um programa experimental que pretendeu avaliar a influência da massa volúmica da madeira e do seu teor de água, na resistência, na rigidez e na capacidade de dissipação de energia (ductilidade) de ligações estruturais. Nesse estudo foram contempladas as ligações aparafusadas madeira-aço, em duas configurações distintas de elementos alinhados [1].

O programa de ensaios abrangeu diversas combinações dos seguintes parâmetros: espécie florestal, teor de água da madeira, geometria da ligação (madeira-aço-madeira ou aço-madeira-aço) e esbelteza dos parafusos de porca, carregamento (monotónico e cíclico). Considerou ainda diferentes níveis do “efeito de corda” que é associado à tração axial do ligador e consequente atrito entre membros, à medida que a ligação sofre deformação, a qual é um dos componentes da resistência das ligações com ligadores do tipo cavilha (pinos), conforme descrito adiante.

As figuras 1 e 2 [1] mostram os resultados dos ensaios realizados sobre ligações madeira-aço-madeira (“chapa interior”) com madeira de espruce e com madeira de casquinha, com dois níveis de humidade e com dois níveis de efeito de corda.

Conforme previsto, os resultados dos ensaios confirmaram a influência do teor de água da madeira e do aperto dos parafusos no comportamento da ligação. Em todos os casos, a resposta das ligações sem os parafusos apertados conduziu a menor resistência e menor rigidez das ligações. A diferença entre os resultados dos ensaios “com” e “sem” efeito de corda esbate-se com o aumento do teor de água da madeira.

Estes resultados confirmaram a importância do projeto (em particular, a necessidade de dotar as ligações de anilhas devidamente dimensionadas), da montagem (teor de água adequado da madeira da ligação e aperto devido dos parafusos/porcas) e da manutenção das estruturas (garantindo o reaperto das ligações, após secagem da madeira em serviço).

Nos ensaios realizados, os parafusos eram, em rigor, troços de varão roscado, apertados com porcas em ambas as extremidades, solução que é corrente na construção de estruturas de madeira. Os provetes “com efeito de corda” foram ensaiados com os parafusos devidamente apertados. Os provetes “sem efeito de corda” eram em tudo semelhantes aos anteriores, mas cujas porcas e anilhas tinham sido removidas antes do ensaio.

Face ao exposto, foi decidido realizar estudos complementares para analisar o eventual contributo do atrito entre o parafuso e a madeira, ao longo da rosca, para o chamado “efeito de corda” [2].

Estes estudos pretendiam igualmente incentivar o uso da madeira de reflorestamento no Brasil, apresentada no formato de madeira lamelada colada. Desta forma, foi também analisado o dimensionamento das ligações à luz da norma brasileira NBR 7190 [3] e a sua comparação com as disposições constantes da norma europeia EN 1995-1-1 (Eurocódigo 5) [4] adotada em Portugal.

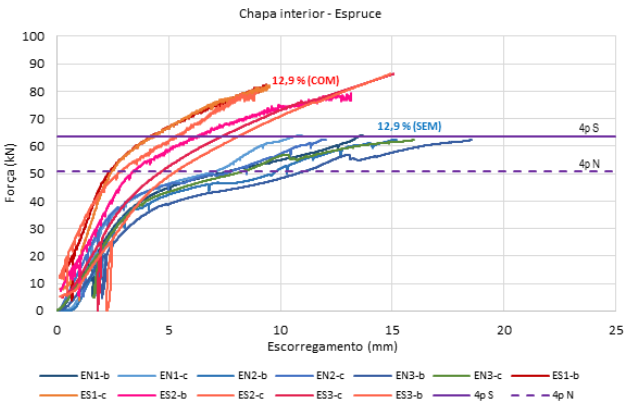


Figura 1 Resultados de ensaios de ligações com chapa interior – Espruce

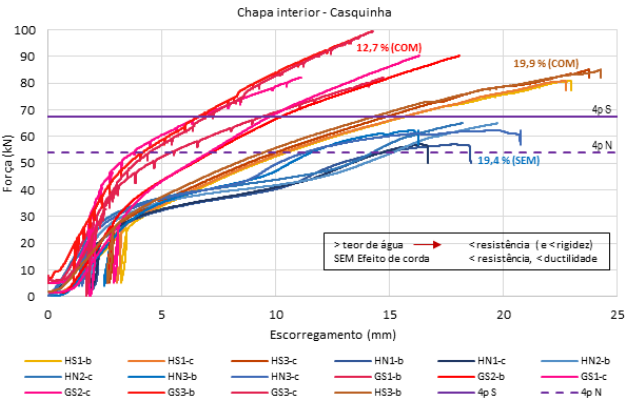


Figura 2 Resultados de ensaios de ligações com chapa interior – Casquinha

2 Contribuição do atrito madeira-ligador para o efeito de corda

Estes ensaios tiveram, assim, por objetivo explorar a influência da rugosidade dos parafusos na resistência e na rigidez das ligações aparafusadas, e o seu eventual contributo para o designado efeito de corda.

Para comparação direta com os resultados anteriores [1], a nova

campanha experimental [2], também realizada no LNEC, incluiu ensaios sobre ligações madeira-aço-madeira (chapa interior), madeira da espécie *Pinus sylvestris* (casquinha) com teor de água correspondente à Classe de Serviço 1 indicada no Eurocódigo 5 (cerca de 12% de teor de água). O protocolo de ensaio, a geometria da ligação e os materiais eram iguais aos dos ensaios anteriores (Figura 3 e Quadro 1).

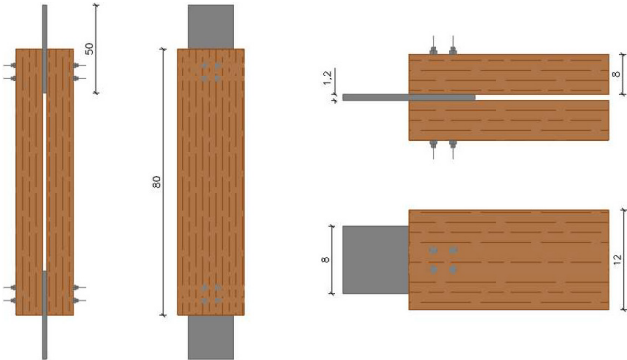


Figura 3 Ligações ensaiadas (dimensões em cm)

A seleção da madeira teve como intuito evitar a presença de nós e outros defeitos na zona da ligação, obter pares de peças o mais semelhantes possível em cada um dos provetes (corpos de prova) e densidade média parecida entre os dois grupos a comparar, buscando minimizar esse fator de variabilidade. A madeira foi mantida em ambiente controlado ($T = 20^{\circ}\text{C}$, $\text{H.R.} = 65\%$) entre a montagem e o dia de ensaio, para minimizar as variações de teor de água.

Os provetes foram montados com duas peças de madeira unidas através de duas chapas de aço S235, as quais tinham dimensões nominais de $80\text{ mm} \times 500\text{ mm}$ e espessura de 12 mm , uma na parte superior e outra na inferior, formando ligações com quatro parafusos de Classe 8.8, com 8 mm de diâmetro exterior da rosca, inseridos em pré-furação de 9 mm .

A geometria das ligações, designadamente as distâncias entre parafusos e entre estes e os topos da madeira, tal com o procedimento de ensaio, seguem o indicado no Eurocódigo 5 [4] e também cumprem os requisitos da norma brasileira NBR 7190 [3], mais especificamente a parte cinco da norma que caracteriza os ensaios para determinação de resistência das ligações com conectores mecânicos.

Quadro 1 Programa de ensaios

Tipo de Ligação	Geometria	Espécie	Ensaio	Peça	Teor de água montagem/ensaio	Efeito de corda
Chapa interior	$d = 8\text{ mm}$	Casquinha (<i>Pinus Sylvestris</i>)	Monotónico	KS	12,6	Sim
	$t_m = 80\text{ mm}$					
	$t_a = 12\text{ mm}$			LS	12,6	Não
	$t_{m/d} = 10\text{ mm}$					

Embora tenha sido anteriormente assumido, por simplificação, que o desapertar/retirar das porcas, provoca a anulação do efeito de corda, estes ensaios pretenderam contabilizar experimentalmente o eventual contributo, para esse efeito, do atrito entre a rosca dos ligadores e a madeira. Com o intuito de utilizar exatamente os mesmos parafusos do estudo anterior, para não introduzir outras variáveis, como diâmetro exterior e momento de cedência plástica do parafuso, que varia com o aço e com o diâmetro interior da rosca, foi adotado o procedimento de preencher os filetes da rosca com gesso, no comprimento que não atrapalhasse a colocação da porca, seguido de passagem com lixa fina para deixar a superfície uniforme e com um atrito diminuto (figura 4).



Figura 4 Parafusos revestidos de gesso, para minimizar o atrito com a madeira

Os ensaios, seguindo a norma EN 26891 [5] foram realizados na máquina Schenck 1000 (equipamento dinâmico servo-hidráulico, com capacidade nominal de 1000kN em tração, com classificação metrológica ISO7500 classe 0,5 em todos os patamares de calibração e incerteza expandida de 0,39%) da unidade laboratorial UPM/LNEC (figura 5). As duas extremidades de cada provete (ligações) foram instrumentadas de maneira autónoma. Com isso, foram obtidos seis resultados (2 x 3 provetes) de cada tipo.

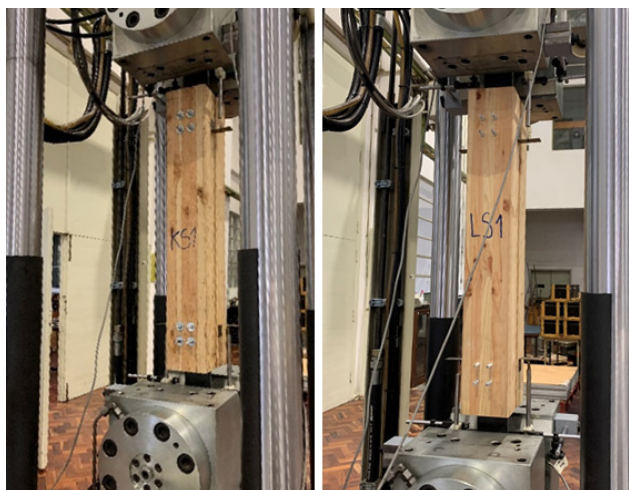


Figura 5 Exemplos de provetes KS (com parafusos apertados, com porcas) e de provetes LS (com parafusos folgados, sem porcas)

Os resultados obtidos (figuras 6 e 7) mostram que os provetes LS atingiram força de rotura média de 61,44 kN, e os KS suportaram uma força média de 95,24 kN.

Os resultados experimentais são comparados com o valor de resistência estimado pela aplicação das equações da EN 1995-1-1 e da NBR 7190, para a ligação em causa. As retas horizontais sobrepostas nos gráficos “sem efeito de corda” (figura 6) representam apenas o resultado do termo de Johansen [6]; as retas “com efeito de corda” (figura 7) contabilizam um acréscimo de 25% relativamente às outras, conforme indicado nas referidas normas e descrito adiante.

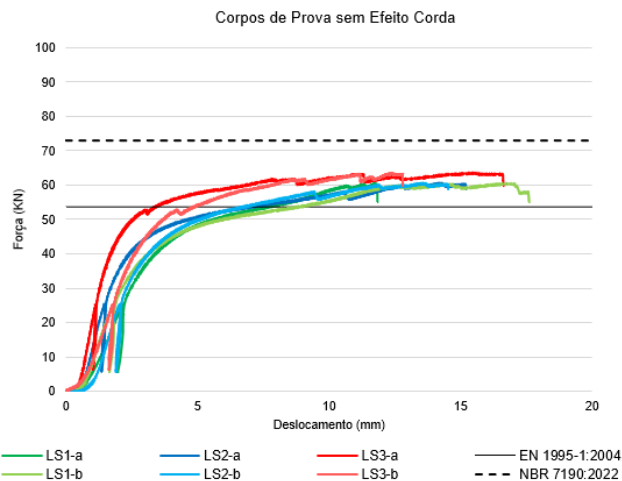


Figura 6 Resultados de ensaios: ligações LS

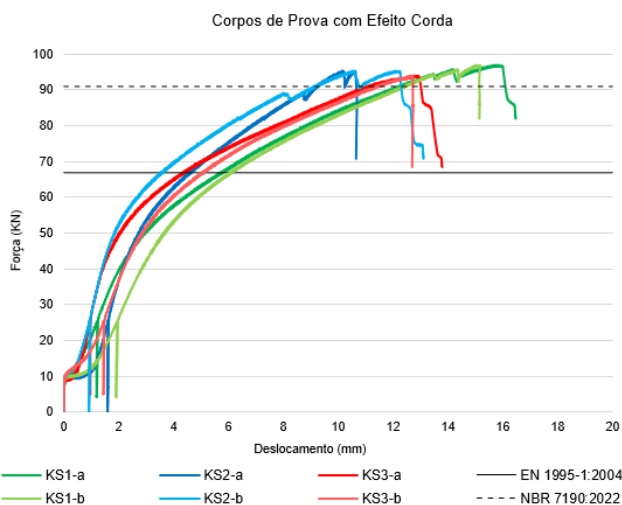


Figura 7 Resultados de ensaios: ligações KS

É interessante observar (figuras 6 e 7) que o valor estimado da resistência da ligação segundo a aplicação da EN 1995-1-1 para ambas as situações (com e sem efeito de corda) é conservativa, face aos valores obtidos nos ensaios apresentados. A resistência destas ligações estimada pela NBR 7190 é significativamente mais elevada, excedendo os valores experimentais, sobretudo quando o efeito de corda não é mobilizado.

Note-se que esta comparação se refere à estimativa da resistência média das ligações (com base nas propriedades reais dos materiais usados), uma vez que não foram aplicados os fatores de minoração que conduzem aos valores de cálculo usados no dimensionamento de estruturas.

A análise dos resultados dos últimos ensaios permite verificar que o efeito de corda promoveu, em média, um acréscimo de 33,8 kN na resistência da ligação, o que corresponde a +55% da resistência dos provetes sem esse efeito.

A Figura 8 compara os resultados dos ensaios de ligações, que são em tudo equivalentes, excetuando o facto de, num caso (série KS), os parafusos terem a rosca preenchida por gesso para reduzir o atrito com a madeira [2], enquanto no outro caso (série GS) se ter mantido a rosca limpa, conservando a rugosidade natural dos parafusos [1]. Verifica-se que a rugosidade do parafuso não exerce influência considerável na resistência da ligação, que resulta semelhante em ambos os casos.

Estes resultados sugerem que, numa ligação de madeira parafusada, o que realmente provoca um aumento na resistência, através do efeito corda, é o aperto do parafuso, não o atrito entre a rosca do parafuso e a madeira.

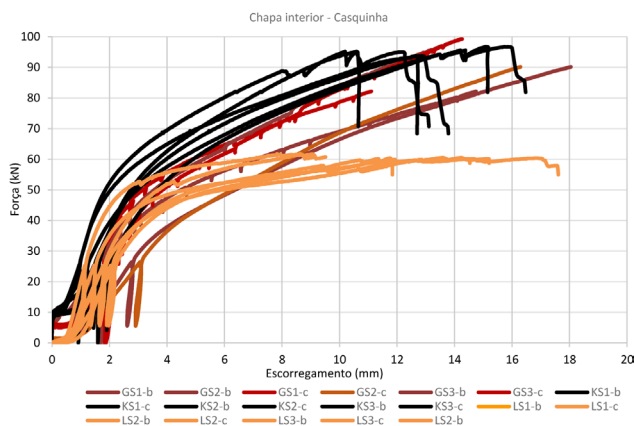


Figura 8 Resultados de ensaios de ligações: parafusos apertados com rosca limpa (GS), parafusos apertados com rosca preenchida (KS) e parafusos folgados com rosca preenchida (LS)

3 Valor característico de resistência de ligações segundo a EN1995-1-1 e a NBR 7190

O projeto, pormenorização e execução de ligações em estruturas de madeira carecem de atenção especial, não só por serem geralmente pontos de maior concentração de tensões, mas também porque, face ao comportamento frágil do material em si, é nas ligações que reside a eventual capacidade de ductilidade das estruturas de madeira.

São correntes as ligações que recorrem a ligadores metálicos do

tipo cavilha (pinos metálicos), como pregos, parafusos de enroscar (parafusos de rosca soberba), parafusos de porca (parafusos passantes com porcas e arruelas), geralmente associados a chapas metálicas, quer aplicadas à face dos elementos, quer inseridas em rasgos no interior da madeira.

A norma europeia EN 1995-1-1 [4] e a norma brasileira NBR 7190 [3] são baseadas nos estudos desenvolvidos por Johansen [6], mais tarde reconhecidos como “European Yield Model” (EYM), que presume diferentes modos possíveis de rotura para a ligação, nomeadamente envolvendo o esmagamento (embutimento) da madeira em contacto com o ligador (conector) que permanece indeformado, ou envolvendo a criação de uma ou mais rótulas plásticas no ligador e o esmagamento da madeira sob a ação deste.

O modo de rotura mais provável, e que determinará a resistência da ligação, depende então da geometria da ligação e das propriedades dos materiais envolvidos, nomeadamente a espessura e resistência ao esmagamento da madeira, o diâmetro e o momento de cedência plástica, em flexão, do ligador [7].

A EN 1995-1-1 e a NBR 7190 consideram diversas hipóteses de mecanismo de rotura desenvolvido (incluindo corte (cisalhamento) simples ou duplo, ligação madeira-madeira ou aço-madeira, e, neste último caso, elementos exteriores de aço ou de madeira), e apresentam as correspondentes equações para descrever a capacidade resistente mobilizada na ligação.

No caso de ligações madeira-aço com dois planos de corte, com a chapa interior, são considerados os três modos de rotura mostrados na Figura 9.

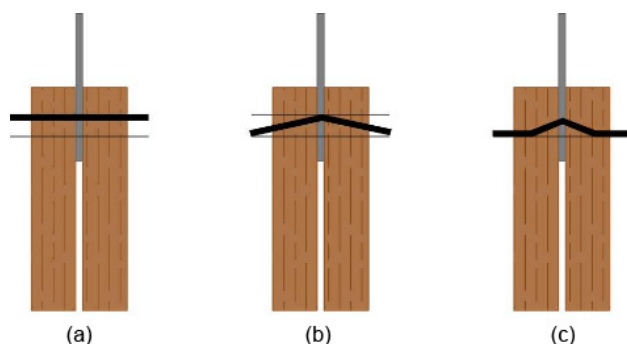


Figura 9 Modos de rotura para dois planos de corte: (a) por esmagamento da madeira; (b) pela deformação do ligador; (c) por esmagamento da madeira e deformação do pino

No entanto, a teoria de Johansen (EYM) explica apenas a componente principal da capacidade resistente de uma ligação. Nas equações correspondentes aos modos de rotura em que ocorre a formação de uma ou mais rótulas plásticas do ligador, ao valor dado pelo EYM acresce um outro termo, que traduz a componente lateral do esforço de tração desenvolvido segundo o eixo do ligador, quando este deforma, e o consequente atrito mobilizado entre os membros em contacto na ligação (“efeito de corda”).

O contributo deste efeito de corda (efeito de confinamento provocado pela compressão das anilhas (arruelas) dependerá do tipo

de ligador usado e da adoção de disposições construtivas adequadas, considerando-se igual a

$$F_{ax,Rk}/4$$

Sendo $F_{ax,Rk}$ o valor característico de resistência ao arrancamento do ligador.

Por segurança, o contributo desse efeito, considerado no dimensionamento, é limitado a uma percentagem do valor dado pela teoria de Johansen. Tanto a EN 1995-1-1 como a NBR 7190 limitam a contribuição do efeito de corda aos seguintes valores:

- pregos redondos (pregos cilíndricos lisos): 15%
- pregos quadrados ou ranhurados (pregos anelados): 25%
- parafusos de enroscar com rosca total (parafusos de rosca soberba): 100%
- parafusos de porca (parafusos passantes com porca e arruelas): 25%
- cavilhas (pinos metálicos ajustados): 0%

Estas duas normas usam equações semelhantes para descrever cada um dos tipos de rotura. As equações abaixo definem os três casos descritos na Figura 9.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} * t * d & a \\ f_{h,1,k} t d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & b \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & c \end{cases}$$

Onde:

$F_{v,Rk}$ é o valor característico da capacidade resistente da ligação, por plano de corte e por ligador;

$f_{h,k}$ é o valor característico da resistência ao esmagamento localizado (embutimento) da madeira;

t_1 é a espessura de cada membro exterior de madeira;

d é o diâmetro do ligador;

$M_{y,Rk}$ é o valor característico do momento de cedência (de escoamento) do ligador;

$F_{ax,Rk}$ é o valor característico da resistência ao arrancamento do ligador.

O valor característico do momento de cedência plástico do ligador pode ser obtido por ensaios ou calculado a partir do diâmetro d , e do valor característico da resistência à tração do parafuso, $f_{u,k}$, segundo a expressão:

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}$$

Para parafusos até 30mm de diâmetro, a resistência ao esmagamento da madeira (na direção paralela às fibras) por ação do parafuso é dada pela expressão seguinte, em função do diâmetro d do ligador e do valor característico da massa volúmica da madeira, ρ_k

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k$$

Refira-se que a dimensão do parafuso utilizado neste estudo (8 mm), enquadra-se nos valores admitidos pelo Eurocódigo 5, que prevê parafusos entre 6 mm e 30 mm.

Em contrapartida, a norma brasileira, NBR 7190 [3] não permite parafusos de porca (parafusos estruturais passantes com porca e arruela) com diâmetro nominal menor que 9,5 mm. Porém, este parafuso cumpre as exigências de resistência de escoamento nominal pois, de acordo com o manual do fabricante, o parafuso possui 640 MPa e o mínimo especificado pela norma é de 250 MPa.

O valor característico F_k da capacidade resistente estimada para a ligação será então o menor dos valores dados pelas equações aplicáveis (neste caso: a, b e c), multiplicado pelo número de planos de corte existentes na ligação e pelo número efetivo de parafusos utilizados.

4 Número efetivo de ligadores

Relativamente ao número efetivo de ligadores n_{ef} , as duas normas divergem.

Segundo a NBR 7190 [3] em ligações com até oito ligadores do tipo cavilha (pinos) em linha, dispostos paralelamente à direção do esforço a ser transmitido, a resistência total corresponde ao número de ligadores vezes a sua resistência individual. Em situações com mais de oito ligadores em linha, os ligadores suplementares devem ser considerados como contribuindo com apenas 2/3 de sua resistência individual, segundo a equação:

$$n_{ef} = 8 + \frac{2}{3}(n_c - 8)$$

Onde:

n_{ef} é o número efetivo de ligadores;

n_c é o número de ligadores em linha.

Já segundo a EN 1995-1-1 [4] em uma ligação com uma fila de parafusos de porca, paralela ao fio da madeira, a capacidade de carga nessa direção deve ser calculada utilizando o número efetivo de ligadores, dado pela equação abaixo.

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \right\}$$

Onde:

n_{ef} é o número efetivo de ligadores;

n é o número de ligadores numa linha paralela ao fio;

a_1 é o espaçamento dos ligadores na direção do fio;

d é o diâmetro do ligador.

Ou seja, para ligações com duas linhas de dois parafusos cada, com diâmetro de 8 mm, espaçados segundo a direção do fio de (a_1) de 40 mm, o número efetivo de parafusos (n_{ef}) será de 1,47 segundo o EC5. De acordo com a NBR 7190, para a mesma geometria, teremos $n_{ef} = 2$, fazendo com que a resistência característica da ligação segundo a norma brasileira seja consideravelmente superior à obtida pela norma europeia.

Note-se que a diferença da aplicação das duas normas é ampliada para maiores números de ligadores em linha (Figura 10).

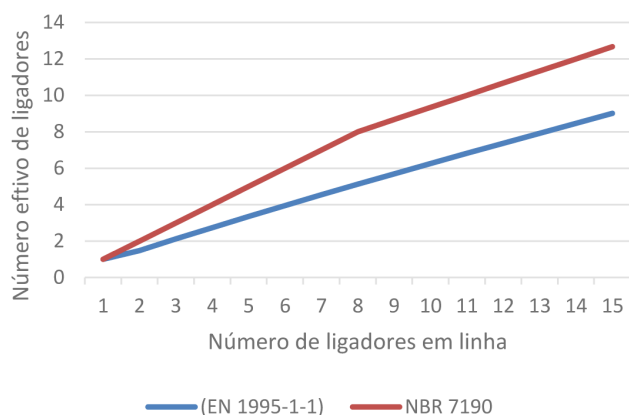


Figura 10 Número efetivo de ligadores alinhados com a direção do fio da madeira

5 Valor de cálculo de resistência de ligações segundo a EN1995-1 e a NBR 7190

Em ambas as normas em análise, o valor de cálculo da resistência da ligação R_d é obtido a partir do valor característico correspondente R_k , afetado por um coeficiente parcial de segurança γ_M (que depende da variabilidade dos materiais envolvidos e da qualidade da execução da ligação) e por um coeficiente de modificação k_{mod} que tem em conta a forma como o tempo de atuação (duração) das ações e o teor de água da madeira afetam a sua resistência.

$$R_d = K_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M}$$

No caso da EN 1995-1-1, teremos:

$$\gamma_M = 1,3$$

Sendo k_{mod} dado no Quadro 2 e as classes de serviço descritas no Quadro 3.

Verifica-se que, para estes materiais, os valores de k_{mod} a adotar nas classes de serviço 1 e 2 são iguais.

No caso da NBR 7190, teremos:

$$\gamma_M = 1,4$$

$$K_{mod} = K_{mod1} \cdot K_{mod2}$$

Em que

k_{mod1} é o coeficiente de modificação relativo à classe de carregamento (tempo de atuação das ações);

k_{mod2} é o coeficiente de modificação que tem em conta as condições de serviço (classe de humidade). Este coeficiente assume, respetivamente, os valores 1, 0,9, 0,8 e 0,7 para as classes de serviço (classes de humidade) 1, 2, 3 e 4.

Combinando os valores de k_{mod1} e k_{mod2} teremos os valores de k_{mod} indicados no Quadro 4, sendo as classes de humidade descritas no Quadro 5.

Note-se que a classe de serviço 2 definida na EN 1995-1-1 é subdividida nas classes de humidade 2 e 3 indicadas na NBR 7190.

Na figura 11 é comparada a aplicação da EN 1995-1-1 e da NBR 7190, na obtenção de valores característicos e de cálculo da resistência de uma ligação aparafusada com 4 ligadores (2 filas de 2 parafusos), assumindo um valor unitário para a resistência característica da ligação com 1 ligador. Foram determinados valores de cálculo para uma classe de duração das ações de longa duração, em dois ambientes: madeira seca (12% de teor de água) e madeira exposta à chuva (no exterior).

Na Figura 12 é feito o mesmo exercício, mas para uma ligação aparafusada com 12 parafusos (em duas filas de 6).

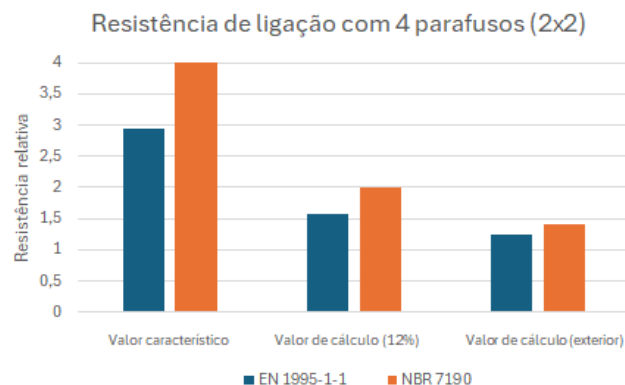


Figura 11 Resistência de uma ligação com 4 parafusos, em termos relativos: valor característico e valores de cálculo da ligação segundo a EN 1995-1-1 e a NBR 7190 em dois ambientes

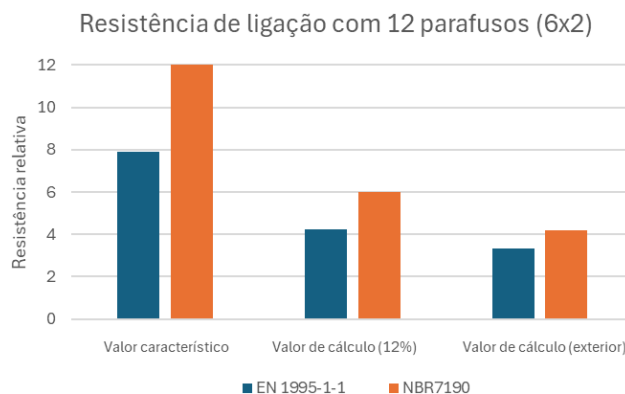


Figura 12 Resistência de uma ligação com 12 parafusos, em termos relativos: valor característico e valores de cálculo da ligação segundo a EN 1995-1-1 e a NBR 7190 em dois ambientes

Quadro 2 K_{mod} segundo a EN 1995-1-1

Material	Classe de serviço	Classe de duração das ações				
		Ação permanente	Ação de longa duração	Ação de média duração	Ação de curta duração	Ação instantânea
Madeira maciça, madeira lamelada colada, LVL e contraplacado estruturais	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Quadro 3 Classes de serviço descritas na EN 1995-1-1

Classe de serviço	Humidade relativa do ambiente H.R.	Teor de água de equilíbrio máximo da madeira para a maioria das Resinosas
1	T = 20°C e H.R. > 65% apenas durante algumas semanas por ano	12%
2	T = 20°C e H.R. > 85% apenas durante algumas semanas por ano	20%
3	Condições climáticas conduzindo a valores do teor de água dos materiais superiores aos da classe de serviço 2	> 20%

Quadro 4 K_{mod} da EN NBR 7190 (2022)

Material	Classe de humidade	Classe de duração das ações				
		Ação permanente	Ação de longa duração	Ação de média duração	Ação de curta duração	Ação instantânea
Madeira serrada ou roliça, madeira lamelada colada (MLC), madeira laminada colada (LVL) e madeira lamelada cruzada (MLCC)	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,54	0,63	0,72	0,81	0,99
	3	0,48	0,56	0,64	0,72	0,88
	4	0,42	0,49	0,56	0,63	0,77

Quadro 5 Classes de humidade descritas na EN NBR 7190 (2022)

Classe de humidade	Humidade relativa do ambiente U_{amb}	Teor de água de equilíbrio máximo da madeira
1	$U_{amb} \leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Nota: Quando se dimensiona ligações com ligadores em aço, não se pode utilizar valor de k_{mod1} superior a 1, mesmo para combinação de ações de duração instantânea.

6 Conclusões

Nos ensaios realizados, a mobilização do efeito de corda promoveu um acréscimo de 55% da resistência relativamente às ligações sem esse efeito, confirmando a tendência encontrada em ensaios anteriores.

Estes ensaios sugerem também que a rugosidade do parafuso em contacto com a madeira não exerce influência considerável na resistência da ligação, e que a mobilização do efeito de corda se deve sobretudo ao aperto do parafuso (tração).

Conclui-se que limitação do efeito de corda (a 25% da parcela de Johansen) a contabilizar para efeitos de dimensionamento de ligações com parafusos de porca, estabelecidas na EN 1995-1-1 e na NBR 7190 é conservativa, visando a segurança da estrutura, já que erros de execução e a secagem e retração da madeira subsequentes à execução das estruturas podem reduzir o aperto dos parafusos e, logo, o contributo desta componente.

O valor estimado da resistência da ligação por aplicação da EN 1995-1-1 para ambas as situações (com e sem efeito de corda) é conservativo, face aos valores obtidos nos ensaios apresentados. A resistência destas ligações estimada pela NBR 7190 é significativamente mais elevada, excedendo os valores experimentais, sobretudo quando o efeito de corda não é mobilizado.

O valor característico de resistência de ligações obtido pela NBR 7190 é inflacionado em resultado da forma como é contabilizado o número efetivo de ligadores, podendo conduzir a valores muito superiores aos da EN 1995-1-1 e contra a segurança, especialmente no caso de ligações com um grande número de ligadores alinhados com a direção do esforço.

Em contrapartida, quando se trata dos coeficientes de modificação (k_{mod}) e do coeficiente de minoração (γ_{lig}), que são utilizados para determinar o valor de cálculo da ligação (ou resistência de projeto), a NBR 7190 [3] é mais conservativa do que o Eurocódigo 5 [4].

Dessa forma, na determinação dos valores de cálculo (resistência de projeto), a diferença entre as duas normas esbate-se um pouco (divergência menor do que entre os correspondentes valores característicos), sobretudo no caso das estruturas aplicadas em ambientes muito húmidos.

Referências

- [1] CRUZ, H.; SANTOS, C (2023) – Ensaio de ligações aparafusadas em estruturas de madeira – Influência do teor de água e força de aperto dos ligadores – Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 22. ISSN 2183-8488. (julho, 2023) 89-98.
- [2] QUEIROZ, Manuella (2024) – Estudo de ligações parafusadas em estruturas de madeira laminada colada de Pinus. Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia. Universidade Estadual de Feira de Santana, 2024.
- [3] NBR 7190: 2022 – Projeto de estruturas de madeira – Parte 1: Critérios de dimensionamento. ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro, 2022.
- [4] EN 1995-1-1:2004/AC:2006+A1:2008 – “Eurocode 5: Design of timber structures – part 1-1: General – Common rules and rules for buildings”. CEN, Bruxelas.
- [5] EN 26891: 1991 – Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics. CEN, Bruxelas.
- [6] Johansen, K.W. (1949) – Theory of Timber Connections. IABSE Publications, Volume 9, 1949.

Avaliação numérica avançada do comportamento não linear e capacidade de suporte de estruturas de madeira em situação de incêndio

Advanced numerical evaluation of nonlinear behavior and bearing capacity of timbers structures in fire conditions

Jackson Rocha Segundo
Caroline Ferreira
Dalilah Pires
Ricardo Silveira
Rafael Barros
Ígor Lemes

Resumo

A análise do comportamento estrutural da madeira em situação de incêndio é fundamental devido à sua combustibilidade e ao uso crescente em sistemas construtivos. Este estudo apresenta uma formulação numérica avançada para avaliar a capacidade resistente de elementos de madeira expostos a altas temperaturas. A metodologia integra o Método da Compatibilidade de Deformações e o Método da Rótula Plástica Refinado para considerar simultaneamente a degradação térmica, a não linearidade física e geométrica, e a formação de rótulas plásticas. São construídas curvas de interação esforço normal–momento fletor para diferentes condições de exposição ao fogo e realizada a análise termoestructural de uma viga de madeira laminada cruzada (CLT). Os resultados numéricos mostraram boa concordância com dados experimentais disponíveis, validando a robustez do modelo implementado no sistema computacional CS-ASA/FSA. A pesquisa contribui para o aprimoramento do dimensionamento de estruturas de madeira em incêndio e fornece sugestões para normas técnicas e soluções de projeto mais seguras.

Abstract

The structural behavior of timber under fire conditions is critical due to its combustibility and the growing use of timber in construction systems. This study presents an advanced numerical formulation to evaluate the load-bearing capacity of timber elements exposed to high temperatures. The methodology integrates the Strain Compatibility Method and the Refined Plastic Hinge Method to simultaneously account for thermal degradation, physical and geometric nonlinearities, and plastic hinge formation. Axial force-bending moment interaction diagrams are developed for different fire exposure conditions, and a thermo-structural analysis of a cross-laminated timber (CLT) beam is performed. The numerical results show good agreement with experimental data, validating the robustness of the model implemented in the CS-ASA/FSA computational system. The research contributes to improving the fire design of timber structures and provides technical support for the development of safer design codes and engineering solutions.

Palavras-chave: Estruturas de madeira / Incêndio / Análise numérica / Método da compatibilidade de deformações / Método da rótula plástica refinado

Keywords: Timber structures / Fire situation / Numerical analysis / Strain compatibility method / Refined plastic hinge method

Jackson Rocha Segundo

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto, Brasil
 0000-0003-2914-0368
jackson.segundo@aluno.ufop.edu.br

Caroline Ferreira

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto, Brasil
 0009-0003-7775-4441
caroline.af@aluno.ufop.edu.br

Dalilah Pires

Doutora em Engenharia Civil
Universidade Federal de São João Del-Rei
Ouro Branco, Brasil
 0000-0001-5196-8861
dalilah@ufsj.edu.br

Ricardo Silveira

Doutor em Engenharia Civil
Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto, Brasil
 0000-0001-8955-0356
ricardo@ufop.edu.br

Rafael Barros

Doutor em Engenharia Civil
Arcadis
Belo Horizonte, Brasil
 0000-0002-9252-1772
rafaelcesario@hotmail.com

Ígor Lemes

Doutor em Engenharia Civil
Universidade Federal de Lavras
Lavras, Brasil
 0000-0002-0458-0335
igor.lemes@ufla.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.

ROCHA SEGUNDO, J. [et al.] – Avaliação numérica avançada do comportamento não linear e capacidade de suporte de estruturas de madeira em situação de incêndio. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 39-50.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-004>

1 Introdução

O uso da madeira como material estrutural tem se expandido significativamente, impulsionado por vantagens ambientais, económicas e construtivas. A madeira é um recurso renovável, biodegradável e com capacidade de captura de carbono durante o crescimento, características que contribuem para a sustentabilidade das edificações. Além disso, apresenta boa relação resistência-peso, facilidade de manuseio e usinagem, desempenho térmico adequado e apelo arquitetónico. Essas propriedades têm favorecido sua adoção em uma ampla gama de aplicações estruturais e arquitetónicas.

Apesar dessas vantagens, a madeira possui limitações importantes, destacando-se sua anisotropia, a presença de imperfeições naturais e, principalmente, sua combustibilidade. A exposição ao fogo provoca degradação significativa das propriedades físicas e mecânicas, resultando em redução de rigidez, resistência e estabilidade global [1, 2]. A adequada previsão desse comportamento é essencial para garantir a segurança de sistemas construtivos de madeira.

A análise estrutural em situação de incêndio é geralmente conduzida em duas etapas acopladas: (i) uma análise térmica, que determina a distribuição de temperaturas na seção transversal ao longo do tempo, e (ii) uma análise termoestrutural, que considera a degradação térmica no comportamento mecânico, possibilitando avaliar a perda de capacidade resistente e os mecanismos de falha associados [2]. A adoção de metodologias numéricas robustas para representar esse acoplamento tem sido tema de estudos envolvendo elementos de concreto, aço e seções mistas [3–6], destacando-se a importância de diagramas de interação esforço normal-momento fletor (N-M) para avaliação da resistência seccional [7].

Apesar dos avanços, os estudos voltados especificamente para elementos de madeira ainda são limitados, especialmente aqueles que consideram simultaneamente a degradação térmica, a não linearidade geométrica e física e a formação de rótulas plásticas. Neste contexto, a presente pesquisa propõe uma formulação numérica avançada baseada no acoplamento do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) com o Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), implementada no sistema computacional CS-ASA/FSA [8]. A metodologia permite avaliar, de forma consistente, a influência da exposição ao fogo na capacidade resistente de elementos de madeira.

Para demonstrar a aplicabilidade e a robustez da metodologia, são construídas curvas de interação N-M para diferentes configurações de exposição ao fogo e realizada a análise termoestrutural de uma viga de madeira laminada cruzada (CLT). Os resultados numéricos são comparados com dados experimentais e numéricos da literatura, evidenciando a precisão do modelo proposto e sua contribuição para o aprimoramento do dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio.

2 Temperatura dos gases e propriedades da madeira

Os incêndios caracterizam-se pela liberação descontrolada de calor e gases, causando danos que comprometem a integridade estrutural. Casos recentes em edificações de madeira, como os incêndios na Catedral de Notre-Dame (Paris), no Museu Nacional (Rio de Janeiro)

e no Museu da Língua Portuguesa (São Paulo), evidenciam os riscos associados à combustibilidade desse material.

A evolução da temperatura no ambiente é geralmente descrita por curvas temperatura-tempo padronizadas, como a curva de incêndio padrão [1]:

$$T_g = T_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

em que T_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius; T_0 é a temperatura inicial do ambiente, normalmente adotada igual a 20°C; e o tempo de exposição ao fogo em minutos é denotado por t .

O aumento da temperatura afeta diretamente as propriedades térmicas, físicas e mecânicas da madeira, reduzindo rigidez e resistência. Devido à diversidade de espécies e produtos derivados, essas propriedades devem ser definidas com cuidado. Neste trabalho, adotam-se os parâmetros físico-térmicos (condutividade, calor específico e massa específica) e os fatores de redução de resistência e rigidez prescritos pela norma EN 1995-1-2:2004 [2], amplamente utilizada em análises estruturais de madeira exposta ao fogo.

3 Análise térmica via MEF

A análise térmica é essencial para determinar o campo de temperaturas em elementos estruturais submetidos ao fogo, permitindo a avaliação da degradação das propriedades mecânicas e, conseqüentemente, do desempenho estrutural [9, 10]. Neste trabalho, essa análise é realizada utilizando o método dos elementos finitos (MEF), considerando a transferência de calor transiente por condução no interior da seção e convecção e radiação nas superfícies expostas. Assim, a avaliação do problema de transferência de calor transiente é avaliado através da seguinte equação de equilíbrio térmico:

$$C\dot{T} + KT = R \quad (2)$$

na qual T é o vetor nodal de temperatura a ser calculado, $\dot{T}$ é a derivada parcial do vetor nodal de temperaturas em relação

ao tempo, C é a matriz de capacidade térmica, K é a matriz de condutividade térmica, e R , por sua vez, é o vetor de fluxo nodal.

O sistema computacional CS-ASA/FA (Fire Analysis) [8], ampliado neste trabalho para modelagem de elementos de madeira, permite a discretização seccional com elementos triangulares (T3 e T6) e quadriláteros (Q4 e Q8). A integração temporal é realizada pelo método explícito de diferenças finitas, resultando em uma formulação incremental estável, ou seja:

$$T_{n+1} = \{ [C_{n+\theta} - (1-\theta)\Delta t K_{n+\theta}] T_n + R_{n+\theta} \} / (C_{n+\theta} + \theta \Delta t K_{n+\theta}) \quad (3)$$

em que Δt é o incremento de tempo; n e $n+1$ representam o intervalo de tempo inicial e final, enquanto θ é um ponto escolhido nesse intervalo.

Esse procedimento foi previamente validado em estudos envolvendo aço e concreto [9-11] e, neste trabalho, estendido para elementos de madeira com propriedades térmicas obtidas da EN 1995-1-2:2004 [2]. O fluxograma da Figura 1 resume o processo iterativo utilizado.

4 Metodologia da análise termoestructural

A análise estrutural de elementos de madeira expostos ao fogo foi realizada por meio de um elemento finito baseado em uma formulação corrotacional, adequada para acompanhar deslocamentos e rotações significativos. Essa formulação preserva a descrição local do elemento e permite representar a não linearidade geométrica de maneira eficiente (ver Figura 2).

A degradação da rigidez e da resistência decorrente da exposição ao fogo foi considerada por meio do acoplamento do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) com o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). O MRPR modela a formação e evolução de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos, enquanto o MCD fornece a relação momento-curvatura baseada nas propriedades térmica e mecanicamente degradadas da madeira. Essa combinação permite considerar tanto a evolução da plastificação quanto a variação das propriedades ao longo da exposição térmica.

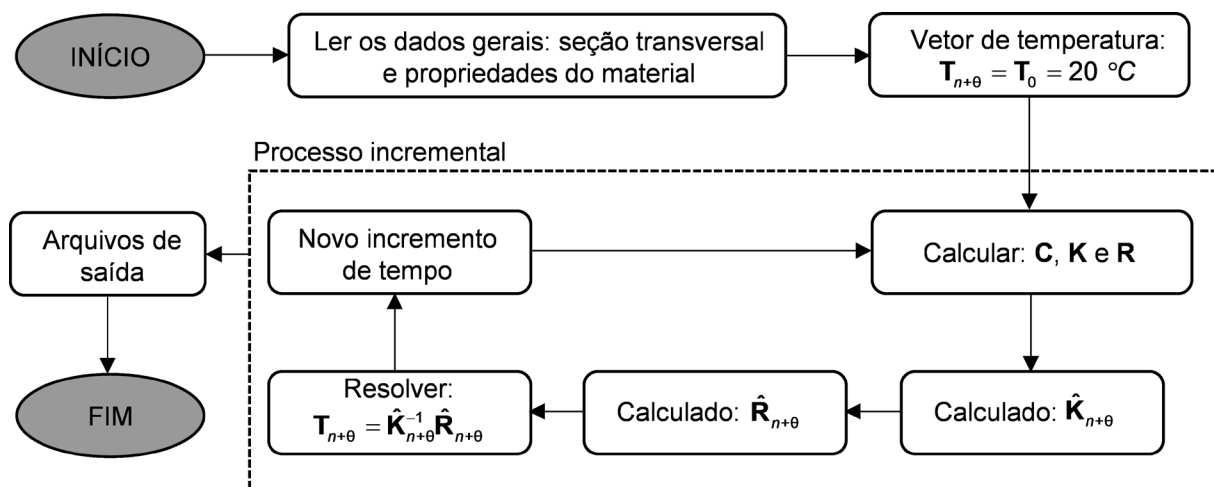


Figura 1 Fluxograma para solução incremental simples

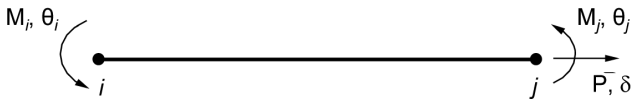


Figura 2 Modelo corrotacional do elemento de viga

A matriz de rigidez do elemento, na forma incremental é dada por [12]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA_{tj} + EA_{tj} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI_{tj} + EI_{tj}}{L} + \frac{2PL}{15} & \frac{EI_{tj} + EI_{tj}}{L} + \frac{PL}{30} \\ 0 & \frac{EI_{tj} + EI_{tj}}{L} + \frac{PL}{30} & \frac{EI_{tj} + 3EI_{tj}}{L} + \frac{2PL}{15} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (4)$$

na qual Δ descreve variáveis incrementais; EA e EI são, respectivamente, a rigidez axial e a flexão que serão discutidas mais adiante; L é o comprimento do elemento; P é a força axial; δ é o deslocamento axial; M é o momento fletor resultante; θ as rotações no nó i e j . Os termos apresentados na Equação (4) já incorporam os efeitos da não linearidade geométrica [9, 11, 13]. A não linearidade física é tratada nas extremidades dos elementos finitos, assumindo-se um gradiente linear de momento fletor ao longo do seu comprimento. Quando as forças internas atingem a envoltória completa de escoamento da secção transversal, ocorre a formação da rótula plástica, resultando na anulação de determinados termos da matriz de rigidez. Para evitar problemas numéricos associados a essa perda de rigidez, é adotada uma estratégia de *return mapping* [14], que permite restabelecer o equilíbrio de forma estável.

4.1 Relação momento-curvatura da secção transversal

A deformação da secção transversal, quando o elemento estrutural é submetido a esforços internos, é determinada neste estudo por meio do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). A avaliação das rigidezes axial (EA) e à flexão (EI) da Equação (4), é baseada na tangente da relação momento-curvatura, que depende do módulo de elasticidade obtido a partir da relação constitutiva uniaxial do material. Detalhes adicionais dessa formulação podem ser encontrados em Lemes [15].

O comportamento tensão-deformação adotado representa adequadamente os efeitos térmicos sobre o material. A norma EN 1995-1-2:2004 [2] prevê uma relação elasto-frágil para a madeira em tração; entretanto, para permitir análises avançadas no regime elástico e inelástico, este estudo considera um modelo elástico-perfeitamente plástico para a parte tracionada do diagrama. Essa abordagem assegura que a degradação térmica das propriedades físicas e mecânicas seja adequadamente representada, refletindo a perda progressiva de rigidez e resistência em função da temperatura.

A discretização da secção transversal é fundamental para descrever a configuração da secção deformada. Para construir a relação momento-curvatura, utilizando o Método de Newton-Raphson, é necessário conhecer a área das fibras e suas respectivas posições. As coordenadas x e y de cada fibra são referenciadas em relação ao

centroide plástico (CP) da secção, minimizando assim os problemas de convergência [16]. O objetivo da discretização da secção transversal, Figura 3, é calcular a deformação axial, ϵ , no CP de cada fibra e, portanto, por meio das relações constitutivas dos materiais, obter as tensões (também em cada fibra), σ_i . Assim, a deformação axial na i -ésima fibra, ϵ_i , é dada por:

$$\epsilon_i = \epsilon_0 + \Phi y_i \quad (5)$$

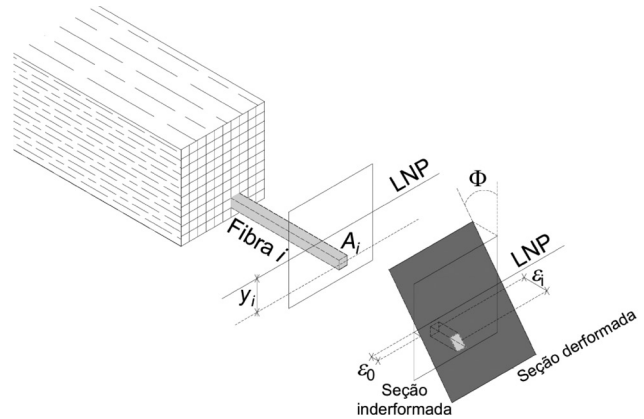


Figura 3 Discretização em fibras da secção transversal

em que y_i é a distância entre o centroide plástico da fibra analisada e o da secção transversal; ϵ_0 e Φ são, respectivamente, a deformação axial no CP da secção e a curvatura correspondente.

Devido à notação matricial, comum aos procedimentos numéricos, as variáveis ϵ_0 e Φ são componentes do vetor de deformações $\mathbf{X} = [\epsilon_0 \ \Phi]^T$. Chiorean [17] destaca que, na obtenção das rigidezes axial e à flexão, adotando-se o vetor de deformações igual a nulidade na primeira iteração, a convergência é rapidamente alcançada. Lemes *et al.* [16] também afirmam que, devido à configuração indeformada da secção transversal, evitam-se problemas de convergência relativos ao equilíbrio entre as forças atuantes e as forças internas. Portanto, o equilíbrio da secção é obtido quando a seguinte equação é satisfeita:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} = \begin{bmatrix} N_{ext} \\ M_{ext} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} N_{int} \\ M_{int} \end{bmatrix} \cong 0 \quad (6)$$

em que o vetor de forças externas $\mathbf{f}_{ext}$ é dado pela força axial, N_{ext} , e o momento fletor, M_{ext} , e os termos N_{int} e M_{int} são as componentes do vetor das forças internas, $\mathbf{f}_{int}$.

Os esforços internos são obtidos a partir da configuração deformada da secção transversal por meio de integrais clássicas, dadas por:

$$N_{int} = \iint_{A_w} \sigma_w dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,w}} \sigma_{wi} A_{wi} \text{ e } M_{int} = \iint_{A_w} \sigma_w y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,w}} \sigma_{wi} A_{wi} y_{wi} \quad (7,8)$$

nas quais $n_{fib,w}$ é o número de fibras na secção transversal de madeira; A_i é a área da fibra e y_i é a posição da fibra em relação ao centróide plástico; σ_{wi} é a tensão atuante na fibra.

Apesar de facilitar a convergência, iniciar o processo com $\mathbf{X} = 0$ só garante o equilíbrio na primeira iteração se as forças externas forem nulas. Assim para a próxima iteração, $k+1$, o vetor de deformação é

calculado a partir de:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \mathbf{F}'(\mathbf{X}^k)^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (9)$$

em que $\mathbf{F}'$ é a matriz Jacobiana do problema não linear, ou seja:

$$\mathbf{F}'\left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{X}}\right) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} \\ \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Os termos desta matriz Jacobiana, $\mathbf{F}'$, da seção transversal são dados pela expressões:

$$\begin{aligned} f_{11} &= \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \int_A E_{ti} dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fb}} E_{ti} A_i; & f_{12} &= \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} = \int_A E_{ti} y dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fb}} E_{ti} A_i y_i; \\ f_{21} &= \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \int_A E_{ti} y dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fb}} E_{ti} A_i y_i; & f_{22} &= \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} = \int_A E_{ti} y^2 dA \cong \sum_{i=1}^{n_{fb}} E_{ti} A_i y_i^2; \end{aligned} \quad (11)$$

na qual E_{ti} é o módulo de elasticidade tangente, obtido diretamente da relação constitutiva do material componente da i -ésima fibra. Vale ressaltar que, em situação de incêndio, o módulo de elasticidade tangente é multiplicado pelo fator de redução, de acordo com cada material, no caso do presente estudo, a madeira.

O processo iterativo prossegue até que a norma do vetor de forças desbalanceadas atinja a tolerância estabelecida:

$$\frac{\|\mathbf{F}\|}{\mathbf{f}_{ext}} \leq Tol \quad (12)$$

com a tolerância, Tol , sendo assumida igual a 10^{-5} .

Uma vez atendido o critério de convergência do ciclo iterativo (Figura 4a), um ponto de equilíbrio é atingido. Nesse ponto, os

parâmetros de rigidez generalizados, EA_t e El_t , são calculados utilizando as deformações nas fibras em relação à configuração deformada. As deformações nas fibras são utilizadas para calcular a matriz Jacobiana no ponto de equilíbrio, como mostrado na Figura 4b. Então, os termos E_{At} e E_{It} são dados por [16]:

$$EA_t = (f_{11}f_{22} - f_{12}^2) / f_{22} \text{ e } El_t = (f_{11}f_{22} - f_{12}^2) / f_{11} \quad (13,14)$$

Quando, para uma dada força axial, o momento máximo da relação momento-curvatura é atingido, ocorre a plastificação total da seção. Este par de forças é considerado um ponto na curva de interação esforço normal-momento fletor ($N-M$). O processo iterativo descrito anteriormente é repetido para cada incremento de momento fletor até que a matriz Jacobiana se torne singular. A estratégia de incremento de momento fletor baseia-se na proposta por Zubryden [18], ou seja:

$$M_{n+1} = M_n + d\phi El_t \quad (15)$$

sendo $d\phi$ o incremento de curvatura, El_t é a rigidez à flexão tangente, dada pela Equação (13), e os subíndices n e $n+1$ indicam o incremento atual e o seguinte. O algoritmo para obtenção das curvas de interação é mostrado na Tabela 1.

Portanto, a curva de interação é construída por meio de uma série de pares ordenados $N-M$. Uma vez iniciada a análise, é necessário conhecer o valor do momento plástico reduzido, M_{pr} , para um dado valor de força normal, N . Com isso, qualquer ponto na curva de interação pode ser obtido por interpolação linear a partir de:

$$M_{pr} = \left(\frac{M_{j+1} - M_j}{N_{j+1} - N_j} \right) (N - N_j) + M_j \quad (16)$$

Para levar em conta a modificação das propriedades mecânicas do material, é essencial construir curvas de interação $N-M$ para cada passo de tempo durante a duração do incêndio.

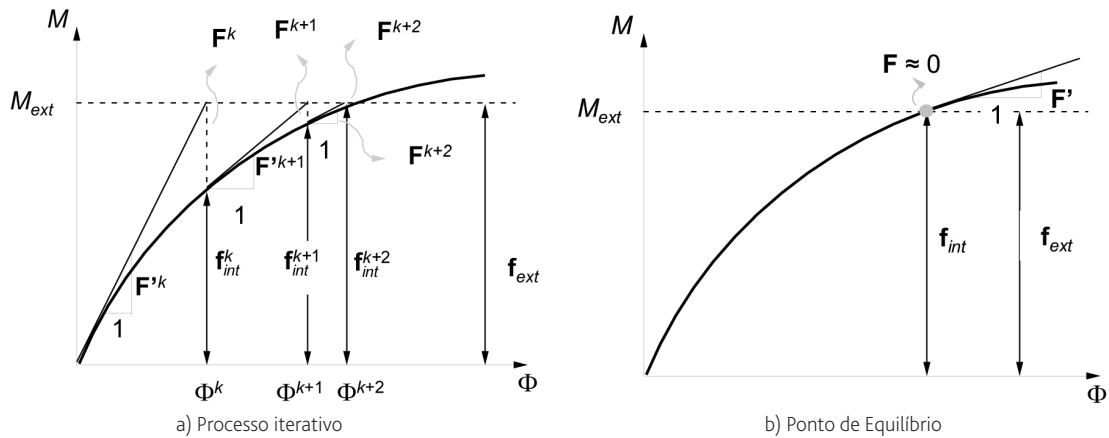


Figura 4 Processo de obtenção da curva momento-curvatura

Tabela 1 Algoritmo para construção da curva de interação N - M

1 Lê os dados da secção e dos materiais	16 se $\ F\ \div \ f_{ext}\ \leq Tol$ então
2 Discretização da secção em fibras	17 Para o processo iterativo e segue para a linha 26
3 Obtenção do centroide plástico (CP)	18 fim se
4 Translação do sistema de referência para o CP	19 Monta a matriz de rigidez tangente F'
5 Determina os esforços axiais máximos (tração, $N_{t,max}$; compressão - $N_{c,max}$)	20 Verifica a singularidade de F'
6 Calcula o incremento de esforço normal $\Delta N = (N_{t,max} - N_{c,max})/100$	21 se F' é singular então
7 Primeiro valor de esforço normal $N = N_{c,max}$	22 Momento último resistente encontrado
8 para cada incremento de esforço normal, N , faça	23 Armazena M e N como um ponto da curva de interação
9 Inicializa $X = 0$	24 Para o processo e segue para a linha 29
10 para cada incremento de momento fletor, M , faça	25 fim se
11 Monta f_{ext}	26 Corrige o vetor de deformações X
12 para $k = 1, nmax$ faça	27 fim para
13 Determina ε	28 fim para
14 Monta f_{int}	29 $N = N + \Delta N$
15 Calcula $F(X)$	30 fim para

4.2 Integração com a análise termoestrutural

Durante uma situação de incêndio, a análise estrutural é realizada em incrementos de tempo, permitindo simular a degradação progressiva da rigidez e da resistência do material devido ao aumento de temperatura. As cargas externas permanecem constantes ao longo da análise [19], enquanto os efeitos térmicos são incorporados por meio das rigidezes axiais e à flexão degradadas, EA_t e El_t .

Além disso, a variação térmica gera deformações e tensões adicionais, representadas por um vetor de forças equivalentes que considera tanto o alongamento axial, ε_{th} , quanto a rotação causada pelo gradiente térmico na seção transversal. Esse vetor de forças equivalentes, F_{ep} , é definido para cada nó dos elementos finitos, conforme:

$$F_{ep}^T = \left[P_r = \sum_{i=1}^{n_{fp}} \varepsilon_{th,i} EA_{t,i} \quad 0 \quad \sum_{i=1}^{n_{fp}} \varepsilon_{th,i} Y_i EA_{t,i} \right] \quad (17)$$

em que ε_{th} é calculado a partir da dilatação térmica preconizado pelo EN 1991-1-5:2003 [20].

A degradação das propriedades mecânicas altera diretamente a matriz de rigidez e o vetor de forças internas. Além disso, as forças nodais equivalentes resultantes das deformações térmicas devem ser consideradas em cada passo de tempo, exigindo o restabelecimento do equilíbrio estrutural por métodos iterativos [10]. Em condições de incêndio, esse equilíbrio é expresso por:

$$g = F_e + F_{ep} - F_i = \lambda F_r + F_{ep} + F_i \cong 0 \quad (18)$$

na qual F_i e F_e são, respetivamente, os vetores de força interno e externo. O vetor de força externo (g) é o produto entre o parâmetro de carga λ e o vetor de carga de referência, cujo qual permanece constante durante o processo de incremento de tempo.

O equilíbrio estrutural é resolvido com incrementos de tempo constantes utilizando o método de Newton–Raphson. As Figuras. 5 e 6 apresentam os fluxogramas das soluções incrementais para estruturas em temperatura ambiente e sob altas temperaturas. Nessas figuras, λ e U são o parâmetro de carga e os deslocamentos nodais, respectivamente. As variáveis obtidas no último ponto de equilíbrio são denotadas com t , enquanto as calculadas no ponto corrente são denotadas por $t + \Delta t$; k indica a iteração corrente; o sobrescrito 0 indica a primeira solução linear dentro de um ciclo incremental. Por fim, ξ é a tolerância assumida.

5 Exemplos numéricos

Os exemplos numéricos são apresentados em duas etapas. Na primeira, realiza-se um estudo paramétrico para avaliar a influência do número de faces expostas ao fogo na capacidade resistente de seções transversais de madeira, por meio das curvas de interação esforço normal-momento fletor (N - M). Na segunda, realiza-se a análise termoestrutural de uma viga de madeira laminada cruzada (CLT), considerando condições de contorno e carregamento descritas na literatura, a fim de verificar os efeitos da variação térmica e validar as implementações numéricas desenvolvidas.

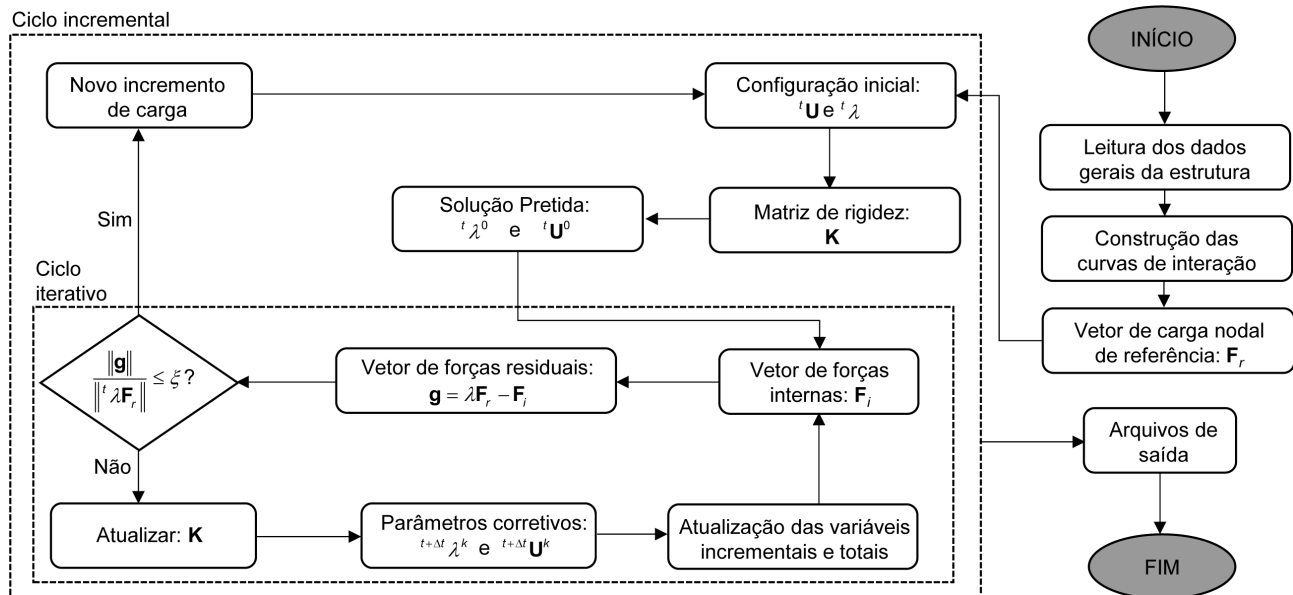


Figura 5 Fluxograma da solução estática não linear a temperatura ambiente

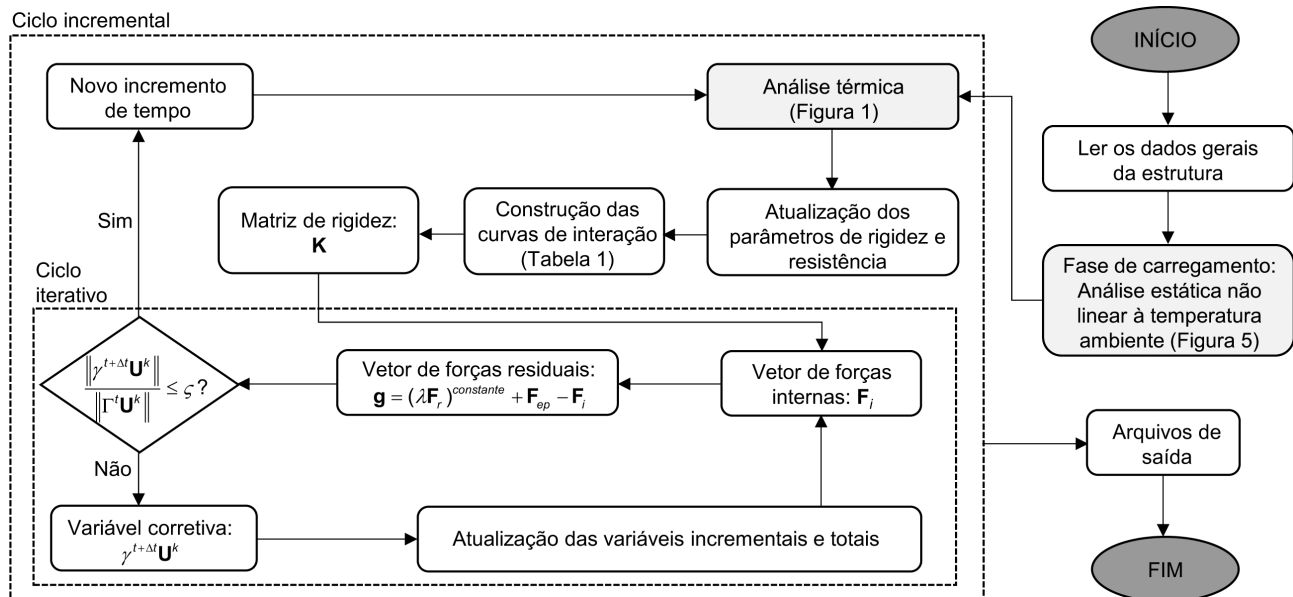


Figura 6 Fluxograma da solução termoestructural

5.1 Curvas de interação *N-M* de seções de madeira em situação de incêndio

A primeira aplicação consistiu na construção de curvas de interação esforço normal-momento fletor (*N-M*) para uma seção transversal de madeira em diferentes cenários de exposição ao fogo. O estudo utilizou como referência uma seção originalmente desenvolvida para pilares mistos [21], formada por um perfil I revestido com concreto. Essa configuração foi adaptada neste trabalho para uma

seção inteiramente em madeira macia (Figura 7), preservando a geometria básica e permitindo avaliar os efeitos térmicos específicos desse material combustível. A implementação numérica foi realizada no sistema CS-ASA/FSA [8], anteriormente validado por Barros [22] para elementos mistos.

As propriedades físicas, térmicas e mecânicas da madeira foram obtidas da EN 1995-1-1:2004 [2], sendo considerada uma densidade de 338 kg/m³ e teor de umidade de 11,6%. A seção foi discretizada com 3600 elementos quadriláteros lineares (Q4), permitindo a

adequada representação do gradiente térmico e da redistribuição de tensões ao longo do tempo. A relação constitutiva foi representada na Figura 8. Observa-se o impacto dos parâmetros de redução, indicados pela EN 1995-1-1:2004 [2], no comportamento tensão-deformação do material em altas temperaturas.

As curvas N-M foram obtidas para tempos de exposição de 5 min, 10 min, 15 min e 20 min (Figura 9), considerando a temperatura ambiente de 20 °C como condição inicial ($t = 0$). Observa-se nas curvas uma redução significativa tanto da resistência axial quanto da capacidade fletora com o aumento do tempo de exposição. Essa perda de capacidade está associada à degradação do módulo de elasticidade e dos limites de resistência da madeira acima de 300 °C, condição na qual o material sofre carbonização superficial acelerada e consequente redução de secção efetiva.

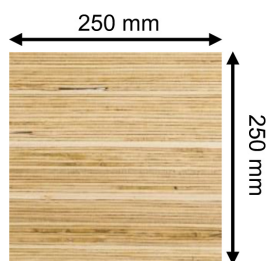


Figura 7 Secção transversal adotada

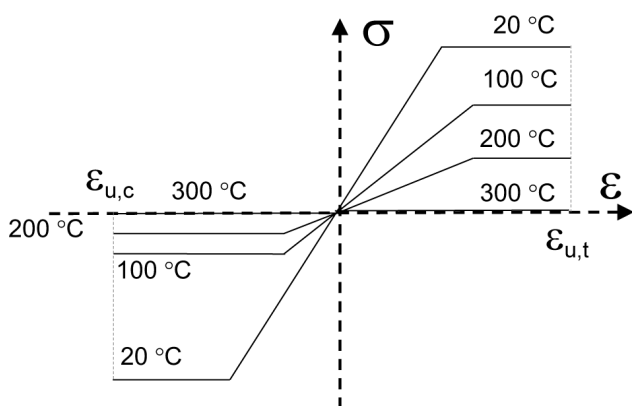


Figura 8 Modelo constitutivo adotado

As curvas também apresentam assimetria em relação ao eixo horizontal, evidenciando o efeito diferenciado da temperatura sobre as propriedades de tração e compressão, comportamento coerente com os fatores de redução térmica da EN 1995-1-1:2004 [2]. Essa assimetria também é observada em diagramas de interação de outros materiais combustíveis e reforça a importância de considerar diferentes condições de exposição (número e posição das superfícies em contato com os gases aquecidos) no dimensionamento de elementos estruturais de madeira.

Em síntese, os resultados mostram que o método proposto é capaz de capturar adequadamente a influência da variação térmica sobre a resistência da secção transversal, gerando diagramas N-M consistentes com o comportamento físico esperado e alinhados com estudos similares para concreto e seções mistas [3-7].

5.2 Análise termoestrutural de viga de madeira laminada cruzada

A segunda aplicação avaliou o comportamento térmico e estrutural de uma viga biapoiada de madeira laminada cruzada (*Cross Laminated Timber*, CLT), um elemento amplamente utilizado em sistemas de lajes e coberturas de edifícios em madeira. A geometria, mostrada na Figura 10, e as condições de contorno foram baseadas em estudos experimentais e numéricos disponíveis na literatura [23-26]. A face inferior da viga foi considerada exposta ao fogo, enquanto as demais superfícies foram mantidas protegidas, reproduzindo uma situação típica de exposição unilateral.

A análise térmica foi conduzida utilizando o MEF, considerando condução interna e trocas de calor por convecção e radiação nas superfícies expostas, com a curva de incêndio padrão ISO 834-1:1999 [1] como ação térmica. Para otimizar o custo computacional, foi modelada apenas metade da secção, explorando sua simetria. Foram utilizadas diferentes malhas (200, 450 e 1250 elementos Q4, equivalentes a 400, 900 e 2500 elementos triangulares T3), permitindo avaliar a sensibilidade da solução numérica à discretização.

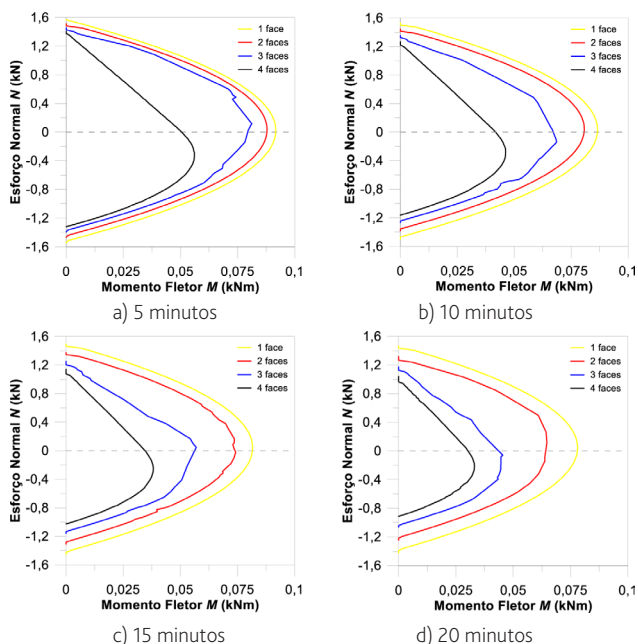


Figura 9 Curvas de interação N-M para diferentes tempos de exposição ao fogo

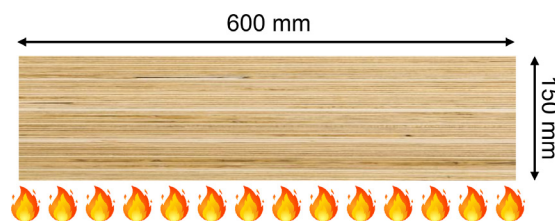


Figura 10 Geometria e configuração da secção transversal da viga CLT

As distribuições de temperatura nos pontos P1 (21 mm da superfície exposta) e P2 (52 mm da superfície exposta) são mostradas nas Figuras. 11a-11d. Os resultados apresentam excelente concordância com os obtidos por Thi *et al.* [27], validando o modelo térmico implementado e indicando que o refinamento de malha não altera significativamente os gradientes térmicos principais. A progressão da camada de carbonização, definida pela isoterma de 300°C, é mostrada na Figura 12a e revela a redução progressiva da secção resistente com o aumento do tempo de exposição.

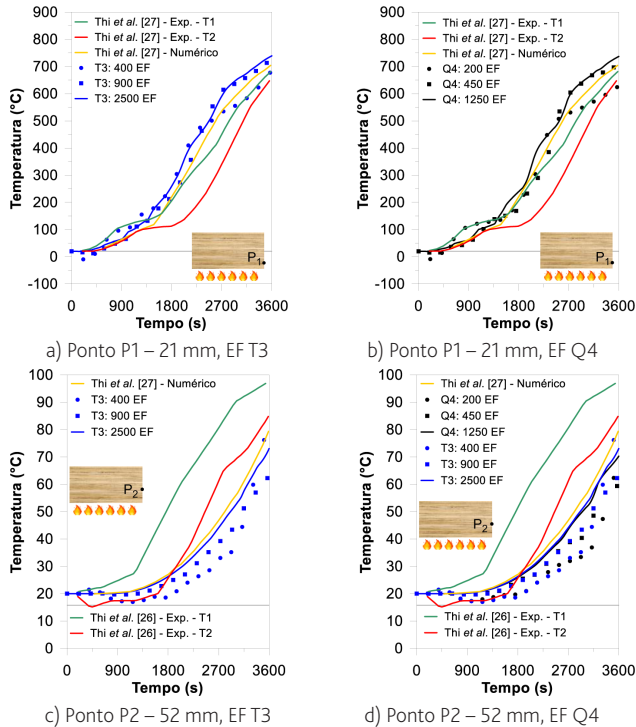


Figura 11 Distribuição de temperaturas na seção transversal

A análise estrutural foi realizada utilizando 22 elementos de viga-coluna, com propriedades elasto-frágeis ($E_c = E_t = 12,564$ MPa, $f_{yt} = 41,79$ MPa, $f_{yc} = 52,74$ MPa e deformação última de 2%). Foram considerados dois níveis de carregamento distribuído: 5 kN/m e 10 kN/m, correspondentes a 11% e 21% da carga crítica à temperatura ambiente, respectivamente.

A Figura 12b mostra os deslocamentos no tempo para ambas as cargas. Para 10 kN/m, o colapso ocorreu em 94 min, próximo ao valor experimental de 100 min obtido por Fragiaco *et al.* [25]. Para 5 kN/m, verificou-se aumento significativo no tempo de resistência ao fogo, evidenciando o efeito do nível de carregamento sobre a estabilidade térmica. As pequenas diferenças entre resultados numéricos e experimentais são atribuídas a incertezas nas propriedades térmicas e mecânicas da madeira em altas temperaturas, além de variabilidades inerentes aos ensaios de incêndio.

Esses resultados validam a robustez da formulação numérica desenvolvida, capaz de reproduzir com boa precisão o comportamento térmico e estrutural de elementos de madeira

laminada cruzada expostos ao fogo. A metodologia implementada no CS-ASA/FSA mostra-se adequada para análises avançadas de desempenho, subsidiando diretrizes de projeto mais seguras para elementos estruturais em situação de incêndio.

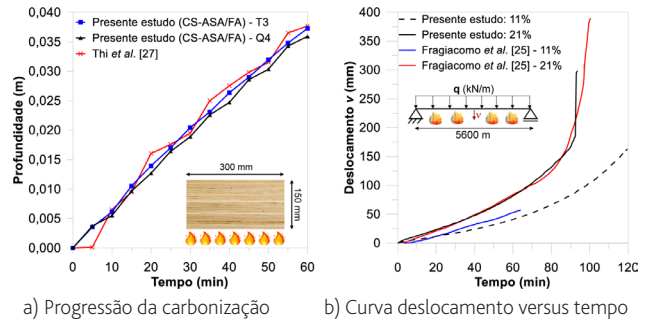


Figura 12 Resultados térmicos e estruturais da viga CLT

6 Conclusões

Este trabalho apresentou uma formulação numérica avançada para a análise de elementos estruturais de madeira em situação de incêndio, fundamentada no acoplamento entre o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) e o Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), implementada no sistema computacional CS-ASA/FSA. A metodologia se destaca por considerar, de forma integrada, os efeitos da degradação térmica das propriedades mecânicas, da não linearidade física e geométrica e da formação de rótulas plásticas.

Os estudos desenvolvidos evidenciaram três pontos centrais:

- Redução significativa da capacidade resistente de secções transversais de madeira com o aumento do tempo de exposição ao fogo, acompanhada de assimetrias nas curvas de interação esforço normal-momento fletor (N-M), coerentes com as diferenças entre resistência à tração e compressão previstas em normas internacionais;
- Validação do modelo termoestructural em vigas de CLT, cujos resultados numéricos mostraram excelente concordância com dados experimentais da literatura, confirmando a robustez e a precisão da formulação proposta; e
- Capacidade de prever tempos críticos de colapso estrutural e de avaliar estratégias de proteção passiva, como revestimentos protetores, que retardam a penetração térmica e prolongam a estabilidade dos elementos.

De maneira mais ampla, o modelo numérico desenvolvido constitui uma ferramenta eficaz para análises avançadas de estruturas de madeira em incêndio, fornecendo subsídios para revisão e elaboração de normas técnicas, dimensionamento de sistemas mais seguros e comparação entre diferentes soluções construtivas.

Além disso, diversas aplicações práticas podem se beneficiar diretamente da metodologia proposta, incluindo o projeto de edifícios de múltiplos pavimentos em madeira laminada cruzada (CLT), a avaliação da segurança de pontes de madeira localizadas em regiões suscetíveis a incêndios florestais e o planejamento de

intervenções de retrofit em patrimônios históricos construídos em madeira, nos quais a preservação estrutural é um fator crítico.

O programa computacional desenvolvido demonstra potencial para prever tempos críticos de colapso estrutural, fornecendo subsídios essenciais para o planejamento de medidas de segurança e de evacuação de ocupantes durante incêndios. Ademais, sua aplicação pode auxiliar na definição do tipo, espessura e posicionamento de revestimentos protetores em elementos estruturais, com o propósito de retardar a propagação da degradação térmica e prolongar a integridade da seção resistente.

Em tais contextos, o modelo contribui não apenas para o aumento da segurança estrutural e da confiabilidade do projeto, mas também para a promoção da sustentabilidade e da expansão do uso de sistemas construtivos em madeira, reforçando seu papel como material viável e seguro em edificações modernas.

Em síntese, a pesquisa avança o estado da arte em engenharia de estruturas de madeira em incêndio, oferecendo uma base científica sólida para decisões de projeto, regulação e prática profissional, com impactos relevantes na segurança, no desempenho estrutural e na durabilidade das edificações.

Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES, ao CNPq e à FAPEMIG pelo apoio financeiro e bolsas concedidas. Reconhecem também o suporte do PROPEC/UFOP, da PROPPI/UFOP, da UFSJ e da UFLA, assim como a colaboração de colegas e estudantes que contribuíram para o desenvolvimento das ferramentas computacionais e para a consolidação deste trabalho.

Referências

- [1] ISO 834-1 – *Fire resistance tests - elements of buildings construction, Part 1: General requirements*. ISO - International Organization for Standardization. Geneva, 1999.
- [2] EN 1995-1-2:2004. Eurocode 5 – *Design of timber structures. Part 1-2: General – Structural fire design*, European Committee for Standardization. Brussels, 2004.
- [3] El-Fitany, S.F.; Youssef, M.A. – “Interaction diagrams for fire-exposed reinforced concrete sections”, *Engineering Structures*, vol. 70, pp. 246-259, 2014
- [4] Milanovic, M.; Cvetkovska, M.A. – “Interaction diagrams axial force-bending moment for fire exposed steel-concrete composite sections” em *Proceedings of the International Conference in Dubrovnik*, Dubrovnik, Croatia, 2015.
- [5] Pham, D.T.; Buhan, P.; Florence, C.; Heck, J.V.; Nguyen, H.H. – “Interaction diagrams of reinforced concrete sections in fire: A yield design approach”, *Engineering Structures*, vol. 90, pp. 38-47, 2015.
- [6] Milanovic, M.; Cvetkovska, M.A.; Knezevic, P. – *Load-bearing capacity of fire exposed composite columns*. Grdevinar, Croatia, 2016.
- [7] Pires, D.; Barros, R.C.; Lemes, Í.J.M.; Silveira, R.A.M.; Rocha, P.A.S. – “Curvas de resistência de seções transversais de elementos estruturais expostos ao fogo via MCD” em *XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, Florianópolis, SC, Brasil, 2017.
- [8] Barros, R.C.; Pires, D.; Lemes, Í.J.M.; Rocha, P.A.S.; Silveira, R.A.M. – “Análise termomecânica de estruturas de aço via acoplamento MCD/MRPR” em *XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Brasília, DF, Brasil, 2016.
- [9] Pires, D.; Barros, R.C.; Silveira, R.A.M.; Lemes, Í.J.M.; Rocha, P.A.S. – “An efficient inelastic approach using SCM/RPHM coupling to study reinforced concrete beams, columns and frames under fire conditions”, *Engineering Structures*, vol. 219, pp. 1-25, 2020.
- [10] Barros, R.C.; Silveira, R.A.M.; Pires, D.; Queiroz, L.H.A.A.; Lemes, Í.J.M. – “Advanced numerical evaluation of nonlinear behavior of shallow and non-shallow planar steel arches in fire situation”, *Structures*, vol. 71, 108133, pp. 1-16, 2025.
- [11] Barros, R.C.; Pires, D.; Silveira, R.A.M.; Lemes, Í.J.M.; Rocha, P.A.S. – “Advanced inelastic analysis of steel structures at elevated temperatures by SCM/RPHM coupling”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 145, pp. 368-385, 2018.
- [12] Lemes, Í.J.M.; Silveira, R.A.M.; Silva, A.R.D.; Rocha, P.A.S. – “Nonlinear analysis of two-dimensional steel, reinforced concrete and composite steel concrete structures via coupling SCM/RPHM”, *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 12-26.
- [13] Yang, Y.B.; Kuo, S.B. – *Theory and Analysis of Nonlinear Framed Structures*. Singapore: Prentice Hall; 1994,
- [14] Lemes, Í.J.M.; Silveira, R.A.M.; Teles, L.O.M.; Barros, R.C.; Silva, A.R.D. – “Numerical formulation for advanced non-linear static analysis of semi-rigid planar steel frames”, *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, vol. 45, 2023.
- [15] Lemes, Í.J.M. – Estudo numérico avançado de estruturas de aço, concreto e mistas. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, DECIV/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2018.
- [16] Lemes, Í.J.M.; Silva, J.L.; Batelo, E.A.P.; Silveira, R.A.M.; – “Influence of residual stress models prescribed in design codes for steel I-section behavior”, *Revista Internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseno en Ingenieria*, vol. 38, nº 4, 2022.
- [17] Chiorean, C.G. – “A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel-concrete frame structures”, *Engineering Structures*, vol. 57, pp. 125-152, 2013.
- [18] Zubyden, A.H. – “Inelastic large deflection analysis of space steel frames including H-shaped cross-sectional members”, *Engineering Structures*, vol. 48, pp. 155-165, 2013.
- [19] Najjar, S.R. – Three-dimensional analysis of steel frames and sub-frames in fire. Ph.D. Dissertation, University of Sheffield, Sheffield, 1994.
- [20] EN 1991-1-5:2003. Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-5: General actions – Thermalactions, European Committee for Standardization. Brussels, 2003.
- [21] Huang, Z.; Tan, K.; Toh, W.S.; Phng, T. – “Fire resistance of composite columns with embedded I-section steel – effects of section size and load level”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 64, pp. 312-325, 2008.
- [22] Barros, R.C. – Avaliação numérica do comportamento não linear e resistência de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, DECIV/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2021.
- [23] Menis, A. – Fire resistance of Laminated Veneer Lumber (LVL) and Cross-Laminated Timber (XLAM) elements. Dottorato in Ingegneria Strutturale, Scuola di Dottorato di Ingegneria Civile e Architettura, Università Degli Studi di Cagliari, Cagliari, Italia, 2012.
- [24] Fragiaco, M.; Menis, A.; Clemente, I.; Bochicchio, G.; Tessadri, B.; – “Experimental and numerical behaviour of cross-laminated timber

floors in fire conditions” em *World Conference on Timber Engineering*, pp. 36-43, 2012.

- [25] Fragiocomo, M.; Menis, A.; Clemente, I.; Bochichio, G.; Ceccotti, A. – “Fire Resistance of Cross-laminated Timber Panels Loaded Out of Plane”, *J. Struct. Eng.*, vol. 139, n.º 12, 2012.
- [26] Tran, T.T.; Khelifa, M.; Nadjai, A.; Oudjene, M.; Rogaume, Y. – “Modelling of fire performance of Cross Laminated Timber (CLT) panels” em *Journal of Physics: Conference Series*. IOP Publishing, 032002, 2018.
- [27] Thi, V.D.; Khelifa, M.; Oudjene, M.; Ganaoui, M.E.; Rogaume, Y. – “Finite element analysis of heat transfer through timber elements exposed to fire”, *Fire Safety Journal*, vol. 81, pp. 85-96, 2017.

Multi-objective optimization for the structural design of steel high-rise buildings

Otimização multiobjetivo para o projeto estrutural de edifícios altos em aço

Cláudio Resende

Afonso Lemonge

Luiz Fernando Martha

Abstract

This research investigates the application of multi-objective optimization methodologies in developing economically viable and structurally efficient spatial steel constructions. It emphasizes the significance of optimizing performance alongside cost reduction in practical engineering scenarios. The investigation encompasses the minimization of maximum horizontal displacement, the maximization of the first natural frequency of vibration, the maximization of the critical load factor concerning the global buckling mode of the structure, and weight minimization as primary objectives. Furthermore, the analysis integrates considerations for both local and global second-order effects. Moreover, it delineates a systematic framework for selecting optimal designs, employing three distinct evolutionary algorithms grounded in differential evolution coupled with a multi-criteria decision-making approach.

Resumo

Esta pesquisa investiga a aplicação de metodologias de otimização multiobjetivo no desenvolvimento de construções espaciais em aço que sejam economicamente viáveis e estruturalmente eficientes. Enfatiza a importância de otimizar o desempenho juntamente com a redução de custos em cenários práticos de engenharia. A investigação abrange a minimização do deslocamento horizontal máximo, a maximização da primeira frequência natural de vibração, a maximização do fator de carga crítica relacionado ao modo de flambagem global da estrutura e a minimização do peso como objetivos principais. Além disso, a análise integra considerações sobre os efeitos de segunda ordem, tanto locais quanto globais. Ademais, delineia-se um framework sistemático para a seleção de projetos ótimos, empregando três algoritmos evolutivos distintos baseados em evolução diferencial, aliados a uma abordagem de tomada de decisão multicritério.

Keywords: Multi-objective optimization / Steel frames / Bracing systems / Meta-heuristics

Palavras-chave: Otimização multiobjetivo / Pórticos de aço / Sistemas de contraventamento / Metaheurísticas

Cláudio Resende

Pesquisador Doutor
Tecgraf/PUC-Rio
Rio de Janeiro, Brasil
 0000-0001-6900-6177
claudiohorta@tecgraf.puc-rio.br

Afonso Lemonge

Professor Titular Doutor
Universidade Federal de Juiz de Fora
Juiz de Fora, Brasil
 0000-0001-9938-294X
afonso.lemonge@ufjf.br

Luiz Fernando Martha

Professor Titular Doutor
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro, Brasil
 0000-0002-5783-5151
lfm@tecgraf.puc-rio.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.

RESENDE, C. [et al.] – Multi-objective optimization for the structural design of steel high-rise buildings. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 51-62.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-005>

1 Introduction

The widespread application of spatial steel frames in civil engineering projects underscores their structural versatility and efficiency. As construction technology evolves, there is a growing demand for taller and more economical buildings, necessitating advanced design methodologies that balance multiple performance criteria. Traditionally, structural optimization has focused on minimizing a single objective, such as material consumption or cost. However, real-world engineering challenges often involve inherently conflicting requirements. To address this complexity, multi-objective optimization (MOO) has emerged as a robust framework capable of generating a diverse set of trade-off solutions.

In MOO, the aim is to identify a collection of solutions that offer optimal trade-offs among competing objectives. These solutions, known as Pareto optimal, are not outperformed simultaneously across all objectives by any other solution within the feasible domain. The ensemble of such non-dominated solutions forms the Pareto front (PF), providing decision-makers (DMs) with a spectrum of viable alternatives. This allows DMs to select configurations that align more closely with their specific design priorities, such as minimizing structural weight, controlling displacements, or enhancing dynamic stability.

When applied to the design of spatial steel frames, multi-objective techniques allow for more holistic assessments of structural performance. This is especially pertinent as structural height increases, amplifying the influence of lateral displacements, global stability, and vibrational behavior. Bracing systems are typically employed to mitigate these effects; however, the optimal geometric configuration and orientation of such systems are not easily discernible due to the numerous possible design permutations. Furthermore, the directional alignment of the columns' principal inertia axes significantly impacts overall behavior, particularly in structures with irregular geometries.

Selecting the most effective design configuration therefore necessitates a comprehensive evaluation of various interrelated parameters. The process is inherently complex and non-intuitive, requiring computational strategies capable of efficiently exploring vast solution spaces. To support this decision-making process, MOO methods can be complemented by multi-criteria decision-making (MCDM) approaches, which incorporate designer preferences through the assignment of relative importance to each objective. Among these, the method proposed by Parreiras *et al.* [1] is adopted in this study, utilizing a weighted-sum approach to prioritize solutions based on user-defined criteria.

This study extends the work presented in [2] by addressing the multi-objective optimization of spatial steel frames, considering various bracing configurations and column orientations, and incorporating approximate geometric nonlinear effects. The optimization process seeks to concurrently minimize maximum horizontal displacement and structural weight, while maximizing the first natural frequency of vibration and the critical buckling load factor, thereby offering a comprehensive representation of structural performance. Meta-heuristic algorithms based on Differential Evolution are employed to explore the solution space effectively, and an MCDM procedure is applied to facilitate final solution selection.

2 Related work

Over the past two decades, the structural optimization of steel frames particularly in the context of bracing systems and multi-objective formulations has received considerable attention within the engineering community. One of the foundational studies in this domain was presented by Papadrakakis *et al.* [3], who investigated multi-objective design strategies for three-dimensional frames and large-scale trusses under both static and dynamic loading conditions. Their approach aimed to concurrently reduce structural weight and maximum displacement in frames, and to enhance vibrational performance in trusses by maximizing the first natural frequency while minimizing material usage.

Kicinger and Arciszewski [4] further advanced this field by applying evolutionary optimization techniques to planar frame structures representing tall buildings. Their study explored the impact of varying bracing configurations on two competing objectives: structural weight and maximum displacement. Building on this work, Kicinger *et al.* [5] employed the Strength Pareto Evolutionary Algorithm II (SPEA2) in combination with mathematical programming to improve the efficiency of multi-objective searches in braced frame design. In a related context, Liu [6] developed an optimization framework for earthquake-resilient structures, incorporating both short-term construction investments and long-term seismic risk as conflicting objectives. The methodology integrated multiple cost components, including material usage, seismic performance, and lifecycle economic impacts.

In the following decade, research continued to explore increasingly refined design variables. Yazdi *et al.* [7] applied fuzzy logic to determine the optimal connection geometry in eccentric bracing systems, balancing structural weight against lateral stiffness. Similarly, Elkassas and Swelem [8] compared three bracing configurations (designated A, V, and X) in multi-story flat frames subjected to wind loads, identifying the most cost-effective option within permissible stress thresholds. Richardson *et al.* [9] pursued the optimal spatial distribution of "X" braces across the façades of a museum building in the United States, guided by the dual objectives of minimizing development costs and inter-story drift.

Innovative optimization algorithms have also gained prominence in this research area. Kaveh and Farhudi [10] applied Differential Evolution and Dolphin Echolocation algorithms to determine the most advantageous locations for "X" braces in planar frames, with structural weight as the primary performance indicator. Babaei and Sanaei [11] considered beam and column cross-sections alongside bracing topology as variables in their multiobjective formulation, targeting reductions in both weight and displacement. Gholizadeh and Poorhoseini [12] utilized Dolphin Echolocation algorithms to optimize cost-effective bracing configurations. In a continuation of this work, Kaveh *et al.* [13] expanded the design space with alternative objective functions and variable sets. Additionally, Hasançebi [14] conducted a broad cost-benefit analysis involving 13 distinct structural configurations, comparing various bracing systems and beam-column connection details to identify economically viable solutions.

In recent years, research has increasingly focused on integrating advanced performance criteria into optimization models. Braga

et al. [15] proposed a performance-based methodology for designing dissipative bracing systems aimed at minimizing intervention costs. Khaledy *et al.* [16] analyzed the response of planar steel frames subjected to blast loads, with optimization objectives including structural weight and a damage index. Burton *et al.* [17] conducted a multi-objective study on controlled rocking braced frames, while Baradaran and Madhkan [18] evaluated various mega-bracing topologies intended to enhance lateral stiffness. Farahmand-Tabar and Ashtari [19] investigated inclined bracing systems in tall buildings incorporating outrigger mechanisms. Additional relevant contributions can be found in [20, 21, 22, 23], which further expand the exploration of optimization strategies for structural systems.

This study introduces an innovative approach by simultaneously addressing the bracing system, the orientation of the principal inertia axes of the columns, and the selection of commercial steel profiles. This integrated perspective enables a more comprehensive optimization of structural performance. Furthermore, unlike conventional methodologies that typically restrict multi-objective steel frame problems to two objectives, the present work incorporates up to four objective functions concurrently, thereby expanding the scope of analysis and potential design improvements.

3 Formulation of the optimization problem

Multi-objective optimization involves the concurrent evaluation of conflicting objectives, resulting in a set of non-dominated solutions that collectively define the Pareto front. As outlined by Deb [24], a solution A is said to dominate a solution B if it is no worse in all objective functions and strictly better in at least one. In this study, three differential evolution-based algorithms are employed to explore the multi-objective solution space: (i) the Success-History based Adaptive Multi-Objective Differential Evolution (SHAMODE) [25]; (ii) an enhanced variant incorporating whale optimization, known as SHAMODE-WO [26]; and (iii) the Multi-Objective Metaheuristic with Iterative Parameter Distribution Estimation (MMIPDE) [27]. [28]

To evaluate and rank the candidate solutions, dominance relationships and crowding distance metrics are utilized, ensuring both convergence and diversity across the Pareto front. Constraint-handling mechanisms and non-dominated sorting procedures are employed to systematically organize feasible solutions. Additionally, this work adopts the Multi-Tournament Decision (MTD) method introduced by [29], which provides a structured framework for selecting preferred solutions from the Pareto front by assigning weighting coefficients that reflect the relative importance of each objective.

The goal of the multi-objective optimization problem is to obtain the Pareto trade-off curve with the optimal set of solutions, represented by the integer index vector $x = I_1, I_2, \dots, I_j$ (design variables) which defines the configuration of the bracing system, column orientations, and commercial steel profiles. This problem seeks to achieve four objectives: (i) minimizing the overall weight of the structure ($W(x)$), (ii) minimizing the maximum horizontal displacement ($\delta_{\max}(x)$), (iii) maximizing the first natural frequency of vibration $f_1(x)$, and (iv) maximizing the critical load factor for global stability ($\lambda_{cr}(x)$). The

formulation of this multi-objective problem is detailed in equation (1), where x^l and x^u represent the lower and upper bounds of the design variables, respectively.

$$\begin{aligned} &\min W(x) \text{ and } \min \delta_{\max}(x) \text{ and } \max f_1(x) \text{ and } \max \lambda_{cr}(x) \\ &\text{subject to structural constraints} \\ &x^l \leq x \leq x^u \end{aligned} \quad (1)$$

The candidate vector of design variables is partitioned into five subsets identified by integer indexes, which specify configurations for the bracing system, orientations of column principal axis of inertia, and commercial steel profiles used for columns, beams, and bracer elements. The search space for these subsets includes 29 rolled profiles for columns and 56 for beams. Figure 1 provides a visual representation that links the design variables of the candidate vector.

In the present study, structural analysis is conducted using linear elastic assumptions, with geometric second-order effects approximated through amplification factors. While this approach provides a practical basis for comparing design alternatives and supporting decision-making, it does not fully capture the inelastic behavior that may arise under extreme loading conditions or within the post-elastic response regime. To partially account for inelastic effects, the plastic section modulus Z (rather than the elastic section modulus S) is employed in the sizing of beams and columns. However, a full material nonlinear analysis is not performed in this study."

The problem includes several constraints encompassing inter-story drift, Load and Resistance Factor Design (LRFD) interaction equations considering combined axial force and bending moments, LRFD shearing equations, and geometric constraints associated with beam-to-column and column-to-column connections. The maximum allowable inter-story drift is governed by $\bar{d} = h/500$, where h denotes the height between consecutive floors (equation (2)). This constraint adheres to the guidelines specified in both the Brazilian code [30] and the American code [31].

$$\frac{d_{\max}(x)}{\bar{d}} - 1 \leq 0 \quad (2)$$

The frame elements are required to satisfy the Load and Resistance Factor Design (LRFD) equations for combined flexural and bending effects:

$$\begin{cases} \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) - 1 \leq 0 & \text{if } \frac{P_r}{P_c} \leq 0.2 \\ \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) - 1 \leq 0 & \text{if } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \end{cases} \quad (3)$$

and the maximum allowable shearing equation:

$$\frac{V_r}{V_c} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

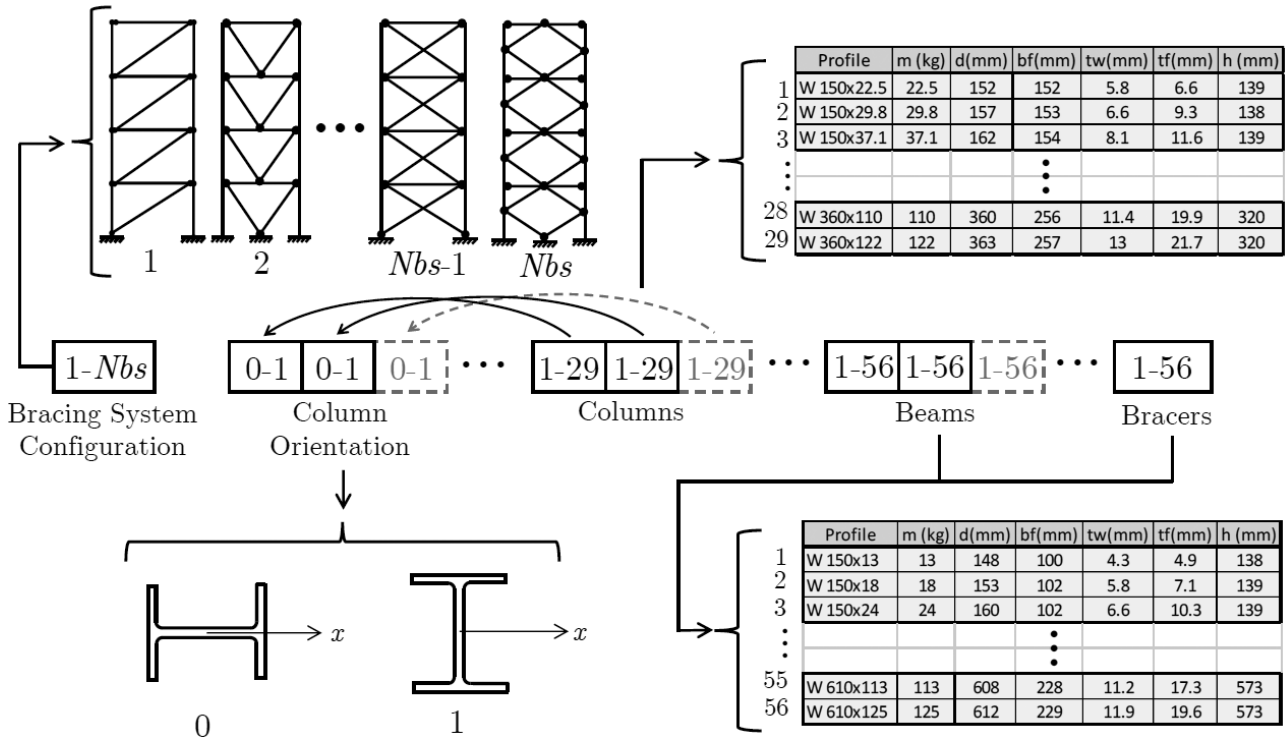


Figure 1 Candidate vector for a general problem, which includes the bracing system configuration, column orientation, and commercial profiles variables

The required axial strength (P_r) and flexural strengths about the major (M_{rx}) and minor axes (M_{ry}) are compared with the available strengths of the members, denoted as P_c , M_{cx} , and M_{cy} respectively. Furthermore, the allowable shearing strength equation considers the required shearing strength (V_r) and the available shearing strength (V_c).

The determination of the allowable strengths follows the approximate second-order analysis by amplifying the required strengths indicated by two first-order elastic analyses:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (5)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (6)$$

In this context, B_1 is the multiplier used to account for P - δ effects, while B_2 is the multiplier corresponding to P - Δ effects. The term M_{lt} refers to the first-order moment resulting solely from the lateral translation of the structure, whereas M_{nt} represents the first-order moment when the structure is restrained against lateral translation. Similarly, P_{lt} denotes the first-order axial force due to lateral translation only, and P_{nt} is the axial force computed with the structure restrained against such movement. The parameter M_r corresponds to the required second-order flexural strength. This methodology is consistent with the guidelines established by both the Brazilian code [25] and the American code [26], ensuring its applicability within recognized regulatory frameworks.

The problem formulation integrates geometric constraints crucial for addressing structural considerations, particularly concerning connections between beams and columns, as well as between columns themselves. Constraints at beam-column connections prohibit attaching a beam with a flange wider than either the height of the column's web or its flange. Similarly, constraints at column-to-column connections ensure that profiles with greater depth or mass cannot be fitted over profiles with smaller dimensions. The geometric constraints are defined mathematically in equation (7). Here, h_{wi} , b_{fi} , and d_i represent the height of the web, the width of the flange, and the depth of the i -th member, respectively. Similarly, b_{fk} and b_{fj} denote the flange widths of the k -th and j -th members, while d_n indicates the depth of the n -th member. Additionally, m_i and m_n denote the linear mass of the i -th and n -th profiles, respectively. Finally, N_c signifies the total number of columns in the structure.

$$\frac{d_i}{d_n} - 1 \leq 0; \quad \frac{m_i}{m_n} - 1 \leq 0; \quad \frac{b_{fk}}{h_{wi}} - 1 \leq 0; \quad \frac{b_{fj}}{b_{fi}} - 1 \leq 0; \quad i = 1, \dots, N_c \quad (7)$$

4 Numerical applications

The structural analysis conducted in this study is based on the direct stiffness method, implemented using MATLAB. To account for the influence of the slabs within the structural system, a modeling strategy based on the multi-degree-of-freedom constraints approach is employed. This method induces rigid diaphragm behavior in the floor plane, thereby allowing the incorporation of both the mass and stiffness contributions of the slabs in the evaluation of structural displacements and natural frequencies. Specifically, the slab masses are modeled as equivalent nodal masses in the computation of the first natural frequency of vibration. The slabs are assumed to have a specific mass of 2400 kg/m³ and a uniform thickness of 0.10 m. It is

important to note that the self-weight of the slabs is not included in the objective function of the optimization process, as only the weight of the steel framing is considered.

All structural configurations analyzed consist of braced spatial steel frames. Beam-to-column connections are modeled as pinned, meaning that only the web of each beam section is connected to the column. Given that bending moments near such connections are typically negligible, the presence of a complete flange connection is not deemed necessary. In contrast, the columns are assumed to be rigidly connected via their flanges. Furthermore, the beams are considered to be laterally supported by the slabs through the use of shear studs, effectively preventing any loss of flexural capacity due to lateral-torsional buckling.

The model to be optimized is depicted in Figure 2 and consists of a spatial frame with 16 floors and 16 bays, each with a height of 3.5 m. This model is inspired by a steel frame studied by Hasançebi [14]. Figure 2 also illustrates the available bracing configurations for the project.

The structural design loads are categorized into dead loads (DL), live loads (LL), and wind loads (W). Dead loads include the self-weight of the steel frame and slabs, as well as fixed components such as internal partitions and glass facades. Live loads arise from occupancy and usage, while wind loads result from wind-induced dynamic pressure. In all experiments presented in this study, the following loads are considered: the steel frame self-weight, slab dead load ($DL_s = 2.4$ kN/m²), internal partition load on inner beams ($DL_{ip} = 5.85$ kN/m), glass facade load on outer beams ($DL_{gf} = 0.6$ kN/m), live load ($LL = 1.5$ kN/m²), and nodal wind loads determined for a basic wind speed of 37 m/s (Rio de Janeiro - Brazil). Two load combinations, accounting for wind direction, are evaluated based on ABNT (2008): $LC_1 = 1.4 \times DL + 1.5 \times LL + 1.4 \times W_x$ and $LC_2 = 1.4 \times DL + 1.5 \times LL + 1.4 \times W_y$, where W_x and W_y represent wind loads in the $-x$ and $-y$ directions, respectively.

Wind loads are detailed in Table 1, where C.N. means corner nodes and M.N. means middle nodes, and the gravitational loads acting on the beams are 7.85 kN/m for external beams and 22.21 kN/m for internal beams. The computational efforts required are determined using Equations (5) and (6).

Table 1 Nodal wind loads

Story	Height (m)	C.N. (kN)	M.N. (kN)	Story	Height (m)	C.N. (kN)	M.N. (kN)
1	3.5	5.52	11.04	9	31.5	8.55	17.10
2	7.0	5.88	11.76	10	35.0	8.77	17.54
3	10.5	6.52	13.04	11	38.5	8.98	17.96
4	14.0	7.00	14.00	12	42.0	9.17	18.34
5	17.5	7.40	14.80	13	45.5	9.35	18.70
6	21.0	7.74	15.48	14	49.0	9.52	19.04
7	24.5	8.04	16.08	15	52.5	9.68	19.36
8	28.0	8.31	16.62	16	56.0	4.92	9.84

Six solutions are extracted using the Multi Tournament Decision (MTD) method, as described in the Materials and Methods section, with each extraction representing a specific scenario of weight

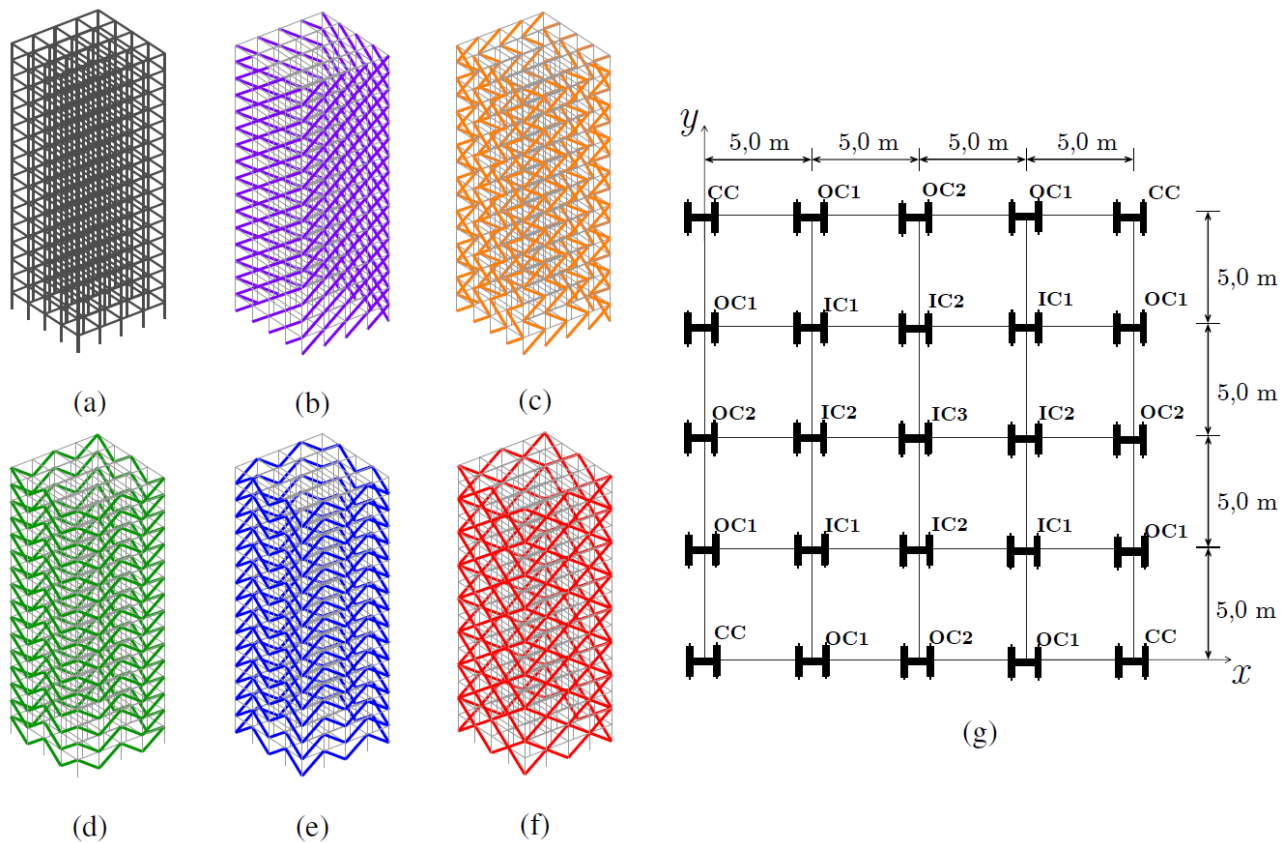


Figure 2 Spatial steel frame of 16 stories and 16 bays and its bracing system configurations. (a) 3D view; (b) "D"; (c) "Z"; (d) "V"; (e) "IV"; (f) "X"; (g) Plan view with columns' groups

combinations for the objective functions. These scenarios are as follows:

- Scenario 1: The weighting of $W(x)$ is $w_1 = 1.0$, of $\delta_{\max}(x)$ is $w_2 = 0$, of $f_1(x)$ is $w_3 = 0$, and of $\lambda_{cr}(x)$ is $w_4 = 0$;
- Scenario 2: The weighting of $W(x)$ is $w_1 = 0$, of $\delta_{\max}(x)$ is $w_2 = 1.0$, of $f_1(x)$ is $w_3 = 0$, and of $\lambda_{cr}(x)$ is $w_4 = 0$;
- Scenario 3: The weighting of $W(x)$ is $w_1 = 0$, of $\delta_{\max}(x)$ is $w_2 = 0$, of $f_1(x)$ is $w_3 = 1.0$, and of $\lambda_{cr}(x)$ is $w_4 = 0$;
- Scenario 4: The weighting of $W(x)$ is $w_1 = 0$, of $\delta_{\max}(x)$ is $w_2 = 0$, of $z f_1(x)$ is $w_3 = 0$, and of $\lambda_{cr}(x)$ is $w_4 = 1.0$;
- Scenario 5: The weighting of $W(x)$ is $w_1 = 0.25$, of $\delta_{\max}(x)$ is $w_2 = 0.25$, of $f_1(x)$ is $w_3 = 0.25$, and of $\lambda_{cr}(x)$ is $w_4 = 0.25$;
- Scenario 6: The weighting of $W(x)$ is $w_1 = 0.7$, of $\delta_{\max}(x)$ is $w_2 = 0.1$, of $f_1(x)$ is $w_3 = 0.1$, and of $\lambda_{cr}(x)$ is $w_4 = 0.1$.

The reason for selecting these scenarios is to emphasize one objective at the expense of the others in the first four scenarios, to derive a solution that equally balances all four objectives in the fifth scenario, and, in the sixth, to obtain a solution in which the weight associated with the structural cost is predominant, while the remaining three objectives are considered with lesser importance. It is important to emphasize that these configurations serve solely

as analytical scenarios, illustrating that the designer retains the flexibility to assign weights to the objectives according to specific project requirements or preferences.

Five independent runs are performed for a population of 50 candidate vectors and 200 generations. This process is carried out for the SHAMODE, SHAMODE-WO, and MMIPDE algorithms. The Pareto front obtained with the six extracted scenarios highlighted is illustrated in Figure 3. The extracted solutions are detailed in Table 2 and depicted in Figure 4.

The computational budget, defined by the number of analyses performed (i.e., population size and number of generations), was established for this numerical experiment after an initial calibration and sensitivity study. It was observed that increasing these values led to a significant rise in computational cost without meaningful improvements in the solutions forming the final Pareto front.

The results presented in Figure 4 and Table 1 offer a detailed comparison of six structural design scenarios obtained through a multi-objective optimization process. Scenario 1, with a full emphasis on the first objective, results in the lightest structure among all cases, with a total weight of 285,022 kg. However, this solution also reaches the highest utilization ratio ($LRFD_{\max} = 0.99$), suggesting the design is close to the strength limit. Moreover, it exhibits the

Table 2 Detailed results for the extracted solutions from the Pareto front

Scenario Importance	1 [1 0 0 0]	2 [0 1 0 0]	3 [0 1 0 0]	4 [0 0 0 1]	5 [.25 .25 .25 .25]	6 [.7 .1 .1 .1]
Bracing System	IV	X	X	X	X	IV
Group (Stories)	W Profiles					
CC (1-4)	360 × 91	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	360 × 110
CC (5-8)	250 × 80	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 85
CC (9-12)	200 × 52	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	200 × 52
CC (13-16)	200 × 35.9	310 × 79	360 × 122	360 × 122	310 × 117	200 × 35.9
OC1 (1-4)	360 × 91	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	360 × 110
OC1 (5-8)	310 × 97	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	310 × 110
OC1 (9-12)	250 × 62	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 80
OC1 (13-16)	200 × 46.1	360 × 122	360 × 79	360 × 122	310 × 117	200 × 41.7
OC2 (1-4)	360 × 122	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	360 × 122
OC2 (5-8)	360 × 101	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	360 × 101
OC2 (9-12)	360x101	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	360 × 91
OC2 (13-16)	360x91	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	360 × 91
IC1 (1-4)	310 × 117	360 × 122	360x × 122	360 × 122	310 × 117	310 × 117
IC1 (5-8)	310 × 97	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	310 × 107
IC1 (9-12)	310 × 97	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	310 × 97
IC1 (13-16)	200 × 59	360 × 122	360 × 122	250 × 80	310 × 117	200 × 53
IC2 (1-4)	250 × 89	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 101
IC2 (5-8)	250 × 85	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 85
IC2 (9-12)	250 × 73	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 73
IC2 (13-16)	200 × 53	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 110	200 × 53
IC3 (1-4)	310 × 125	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	310 × 117
IC3 (5-8)	250x101	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 89
IC3 (9-12)	250 × 73	360 × 122	360 × 122	360 × 122	310 × 117	250 × 62
IC3 (13-16)	200 × 35.9	360 × 101	360 × 122	360 × 122	310 × 117	200 × 35.9
OB (1-4)	310 × 28.3	610 × 125	610 × 113	610 × 125	530 × 66	310 × 28.3
OB (5-8)	530 × 74	410 × 75	610 × 125	610 × 125	530 × 66	530 × 72
OB (9-12)	200 × 15	610 × 125	610 × 125	610 × 125	530 × 72	200 × 22.5
OB (13-16)	310 × 21	610 × 113	610 × 125	610 × 125	360 × 64	310 × 38.7
IB (1-4)	310 × 21	610 × 113	610 × 125	610 × 125	530 × 72	310 × 23.8
IB (5-8)	410x60	610 × 125	610 × 125	610 × 125	530 × 92	410 × 53
IB (9-12)	200 × 26.6	610 × 101	610 × 125	610 × 125	530 × 72	200 × 22.5
IB (13-16)	250 × 28.4	410 × 53	610 × 125	410 × 67	530 × 72	250 × 32.7
BC (1-16)	410 × 38.8	610 × 125	610 × 125	610 × 125	530 × 85	410 × 46.1

Table 2 Detailed results for the extracted solutions from the Pareto front (*continuation*)

Scenario Importance	1 [1 0 0 0]	2 [0 1 0 0]	3 [0 1 0 0]	4 [0 0 0 1]	5 [.25 .25 .25 .25]	6 [.7 .1 .1 .1]
Bracing System	IV	X	X	X	X	IV
Group (Stories)	W Profiles					
Objective Functions and Constraints						
$LRFD_{max}(x)$	0.99	0.62	0.63	0.69	0.68	0.85
$V_{max}(x)$	0.38	0.15	0.06	0.13	0.10	0.35
$d_{max}(x)$ (mm)	2.1	1.0	1.0	1.0	1.2	1.9
$\delta_{max}(x)$ (mm)	28.9	13.8	13.9	13.9	17.1	25.9
$f_1(x)$ (Hz)	0.46	1.13	1.32	1.21	1.07	0.66
$\lambda_{cr}(x)$	1.04	2.51	1.88	3.81	1.94	1.09
$W(x)$ (kg)	285022	695269	760631	739056	529834	303142
Algorithm	SHAMODE	MMIPDE	MMIPDE	MMIPDE	MMIPDE	SHAMODE

poorest vibration performance ($f_1 = 0.46$ Hz) and the highest global displacement ($\delta_{max} = 28.9$ mm), which may compromise serviceability and dynamic comfort. This outcome indicates that optimizing solely for weight can lead to significant reductions in structural robustness and user comfort, pushing critical performance parameters to their acceptable limits.

In contrast, Scenarios 2, 3, and 4, each prioritizing different objectives, generate designs with significantly higher structural weight but improved performance in their respective focus areas. Scenario 2, which focuses on minimizing δ_{max} , leads to a substantial reduction in horizontal displacement – reaching just 13.8 mm, less than half the value in Scenario 1. This performance improvement is accompanied by a notable increase in total weight (695,269

kg), indicating that enhanced lateral stiffness requires significant material investment. The natural frequency ($f_1 = 1.13$ Hz) also improves considerably, suggesting better dynamic behavior due to the stiffer frame.

Scenario 3, which emphasizes dynamic performance, achieves the highest natural frequency ($f_1 = 1.32$ Hz), lowest shear ratio ($V_{max} = 0.06$), and minimal displacement values, but at the cost of the heaviest configuration (760,631 kg). Scenario 4 provides the best critical buckling load factor ($\lambda_{cr} = 3.81$) and maintains a good dynamic response, though it still results in a heavy structure (739,056 kg). These results confirm that targeting serviceability or stability leads to stiffer, more robust designs but requires a substantial increase in material usage.

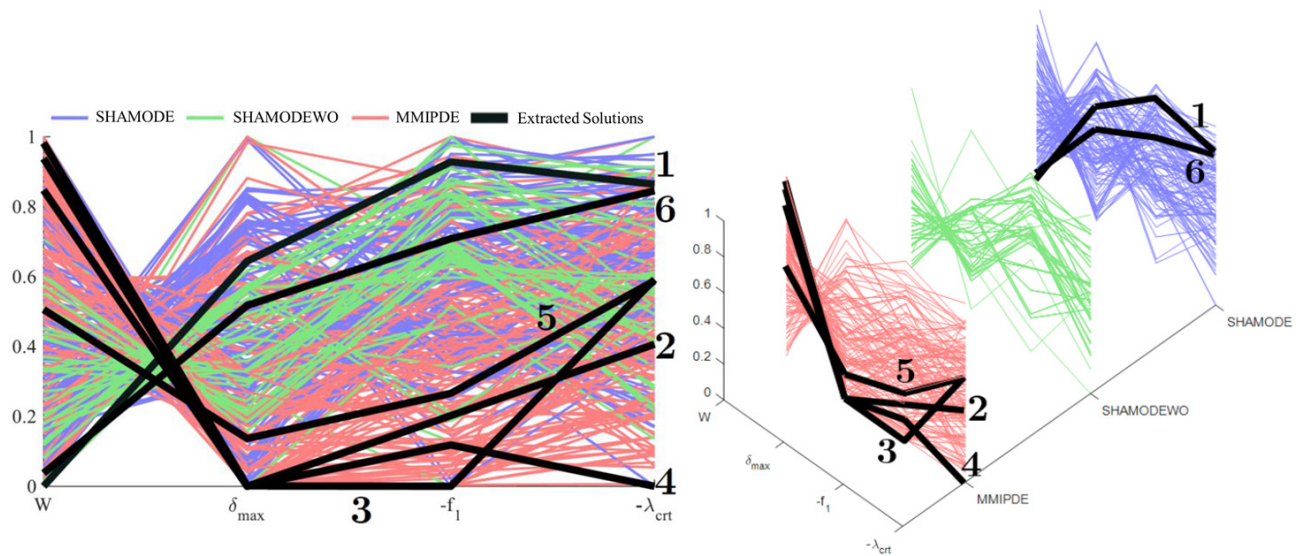


Figure 3 Pareto front and extracted solutions represented in normalized parallel coordinates

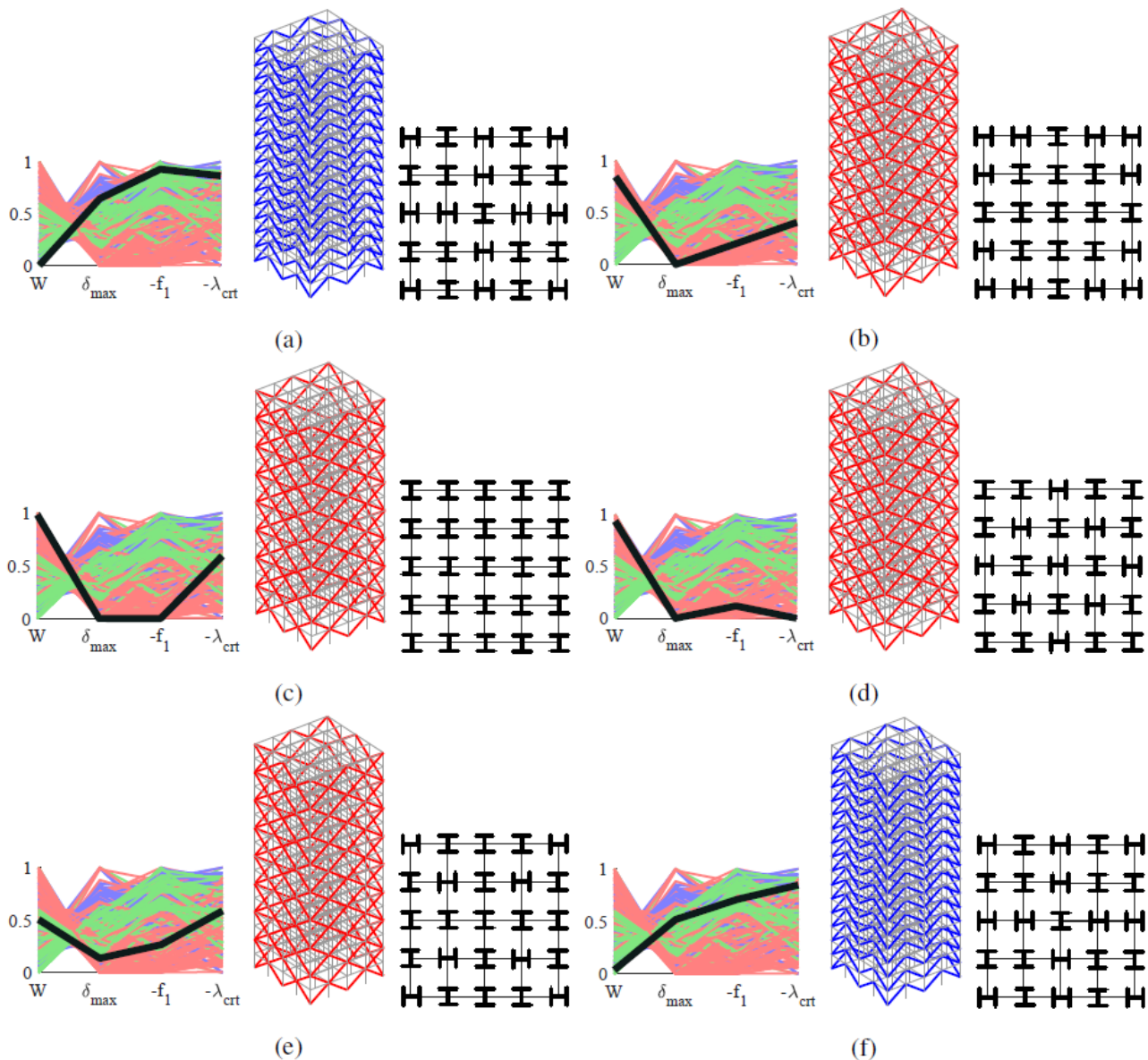


Figure 4 Extracted solutions, columns orientations and bracing systems configurations. (a) Scenario 1; (b) Scenario 2; (c) Scenario 3; (d) Scenario 4; (e) Scenario 5; and (f) Scenario 6

Scenario 5 presents an interesting trade-off as it uses an equal importance vector for all four objectives. The resulting design balances weight (529,834 kg), stiffness ($\delta_{\max} = 17.1$ mm), and vibration performance ($f_1 = 1.07$ Hz) more effectively than any single-objective solution. While not excelling in any individual criterion, it avoids critical weaknesses and represents a well-rounded alternative. This balance is further reflected in the uniformity of section choices across structural members, with moderate profiles applied throughout. The use of the X bracing system in this case may also contribute to the enhanced lateral stiffness, improving dynamic and serviceability metrics without the need for overly conservative member sizing.

Scenario 6, with a biased vector favoring the first objective (70% weight), results in a more efficient compromise compared to Scenario 1. Despite maintaining a relatively low total weight (303,142 kg), the design demonstrates improved dynamic behavior ($f_1 = 0.66$ Hz) and displacement control ($\delta_{\max} = 25.9$ mm). The use of bracing system IV and selective reinforcement in critical members (e.g., outer beams and columns) suggests that strategic adjustments can partially mitigate the drawbacks of weight-driven optimization. This hybrid behavior reflects the advantage of moderate biasing in multi-objective formulations, allowing certain objectives to dominate without fully disregarding others.

The choice of bracing system and member profiles varies significantly across scenarios, indicating the influence of optimization priorities on structural configuration. Scenario 1 and 6 adopt bracing system IV, whereas all others employ system X. Heavier and stiffer profiles are consistently selected in scenarios with higher emphasis on stiffness or dynamic criteria, especially in outer columns (OC), outer beams (OB), and internal beams (IB), which experience increased demand under lateral loads. Scenario 5, with equal weighting across objectives, yields a relatively efficient compromise: moderate total weight (529,834 kg), acceptable vibration performance ($f_1 = 1.07$ Hz), and displacement limits within serviceability thresholds.

A critical aspect identified in the numerical investigation pertains to the observation of low critical load factors, which signal that the structure is subjected to elevated internal forces and is nearing a condition of global instability. This behavior is primarily attributed to the significant height of the building, leading to concentrated load accumulation in the lower columns. Additionally, the incorporation of second-order effects through the force amplification method further intensifies the internal forces within structural members, thereby diminishing the eigenvalue obtained from the coupled analysis of elastic and geometric stiffness matrices [32].

For structural systems involving buildings of greater height than those analyzed in the present study, it becomes essential to expand the design domain to include welded steel profiles, considering the dimensional constraints imposed by rolled sections. Furthermore, taller buildings exhibit considerably lower natural frequencies due to increased global flexibility and the concentration of nodal masses at slab panel intersections. In this study, vibration frequencies were observed to range from 0.46 Hz to $f_1(x) = 1.32$ Hz. To address these dynamic and stability-related challenges, the adoption of welded sections and the integration of additional bracing subsystems – such as shear walls or rigid structural cores – represent practical and effective mitigation strategies.

5 Conclusions

This research proposed a comprehensive strategy to address the complex multi-objective optimization of spatial steel frames. The approach employed three distinct evolutionary algorithms grounded in differential evolution, complemented by a multi-criteria decision-making technique for extracting optimal solutions from the generated PFs. The study contributes meaningfully to the field by incorporating four simultaneous objectives and managing a diverse set of design variables, including bracing configurations, column orientation schemes, and steel cross-sections selected from commercially available catalogs. A numerical experiment was conducted, encompassing six distinct scenarios to ensure a broad and in-depth analysis.

The results indicate that the optimal bracing configuration and column orientation are highly dependent on both the structural characteristics and the objectives prioritized in the optimization. This observation suggests that relying solely on engineering

intuition may be insufficient for achieving optimal solutions. Solving multiobjective problems and generating a suite of feasible options tailored to specific performance targets proves advantageous during the early design stages of large-scale projects. This method enhances the estimation accuracy for both structural cost and performance, with key metrics in this study including horizontal displacements, dynamic response, and global stability. Such insights equip designers with a deeper understanding of the interplay between bracing configurations and orientation patterns, ultimately leading to more efficient and cost-effective solutions.

For taller structures than those examined in this study, it is recommended to expand the design space by including welded steel profiles, which can accommodate larger dimensions beyond the limitations of rolled sections. These taller buildings typically experience lower natural frequencies, attributed to increased flexibility and mass concentration at slab-panel junctions, with observed values ranging from 0.46 Hz to $f_1(x) = 1.32$ Hz. To address these challenges, the integration of welded sections and the adoption of additional bracing elements – such as rigid cores or shear walls are practical solutions to improve structural behavior.

Among the evaluated scenarios, particular attention is drawn to the first four, each excelling in a specific objective while accepting trade-offs in the others. The lightest design in the Pareto-optimal set, corresponding to Scenario 1, exhibits a total weight of $W(x) = 285,022$ kg and utilizes an “IV”-shaped bracing configuration. Scenarios 2, 3, and 4 respectively achieve optimal outcomes in top displacement $\delta_{\max}(x) = 13.8$ mm, fundamental vibration frequency $f_1(x) = 1.32$ Hz, and critical load factor $\lambda_{cr}(x) = 3.81$, all employing an “X”-shaped bracing scheme.

Future investigations should consider extending the proposed optimization framework to alternative structural systems and design parameters, as well as incorporating additional or reformulated objective functions. Practical application in real-world structural projects could yield valuable insights into the method's viability and limitations. Prospective research directions also include adopting advanced numerical strategies, such as iterative and incremental solvers, and evaluating environmental or sustainability-driven criteria in structural optimization. Further, in-depth exploration of design solutions generated by specialized steel design software, combined with the integration of machine learning techniques, may substantially reduce computational overhead and enhance optimization efficiency.

Acknowledgments

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (Grants 308105/2021-4, 303221/2022-4 and 308884/2021-3), and Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (Grant: E-26/201.224/2022).

References

- [1] Parreiras, R.O.; Vasconcelos, J.A. "Decision making in multiobjective optimization problems", ISE Book Series on Real Word Multi-Objective System Engineering, 2005, p. 1–20.
- [2] Resende, C. H. B.; Marthá, L. F.; Lemonge, A.C.C. "Many-objective design of tall buildings considering second order effects." Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), 2024.
- [3] Papadrakakis *et al.* "Multi-objective optimization of skeletal structures under static and seismic loading conditions", Engineering Optimization, 34(6), 2002, p. 645–669.
- [4] Kicing, R.; Arciszewski, T. "Multiobjective evolutionary design of steel structures in tall buildings", AIAA 1st Intelligent Systems Technical Conference, Chicago, 2004. American Institute of Aeronautics and Astronautics.
- [5] Kicing *et al.* "Evolutionary multiobjective optimization of steel structural systems in tall buildings", in Obayashi, S. *et al.* (eds.), Evolutionary Multi-Criterion Optimization, Springer, Matsushima, 2007, p. 604–618.
- [6] Liu *et al.* "Multiobjective optimization for performance-based seismic design of steel moment frame structures", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 34(3), 2005, p. 289–306.
- [7] Yazdi *et al.* "Fuzzy multi-objective genetic algorithm in determination of optimum mid connection location of off-centre bracing system", in Proceedings of the 2010 3rd International Conference on Advanced Computer Theory and Engineering, vol. 3, Chengdu, IEEE, 2010.
- [8] Elkassas, E.M.; Swelem, S.M. "Optimization of bracing systems using neural networks", in Topping, B.H.V. (ed.), Proceedings of the Eighth International Conference on Engineering Computational Technology, Civil-Comp Press, Stirlingshire, 2012.
- [9] Richardson, J.N. *et al.* "Flexible optimum design of a bracing system for façade design using multiobjective genetic algorithms", Automation in Construction, 32, 2013, p. 80–87.
- [10] Kaveh, A.; Farhoudi, N. "Layout optimization of braced frames using differential evolution algorithm and dolphin echolocation optimization", Periodica Polytechnica Civil Engineering, 59(3), 2015, p. 441–449.
- [11] Babaei, M.; Sanaei, E. "Multi-objective optimal design of braced frames using hybrid genetic and ant colony optimization", Frontiers of Structural and Civil Engineering, 10(4), 2016, p. 472–480.
- [12] Gholizadeh, S.; Poorhoseini, H. "Seismic layout optimization of steel braced frames by an improved dolphin echolocation algorithm", Structural and Multidisciplinary Optimization, 54(4), 2016, p. 1011–1029.
- [13] Kaveh, A. *et al.* "Layout optimization of planar braced frames using modified dolphin monitoring operator", Periodica Polytechnica Civil Engineering, 62(3), 2018, p. 717–731.
- [14] Hasançebi, O. "Cost efficiency analyses of steel frameworks for economical design of multi-storey buildings", Journal of Constructional Steel Research, 128, 2017, p. 380–396.
- [15] Braga *et al.* "Intervention cost optimization of bracing systems with multiperformance criteria", Engineering Structures, 182, 2019, p. 185–197.
- [16] Khaleedy *et al.* "Multi-objective optimisation of steel moment frames subjected to blast", International Journal of Structural Engineering, 10(1), 2019, p. 77–94.
- [17] Burton, H.V. *et al.* "Multi-objective performance-based design optimization of a controlled rocking steel braced frame system", in Noroozinejad Farsangi, E. *et al.* (eds.), Resilient Structures and Infrastructure, Springer, Singapore, 2019, p. 243–268.
- [18] Baradaran, M.; Madhkhan, M. "Determination of optimal configuration for mega bracing systems in steel frames using genetic algorithm", KSCE Journal of Civil Engineering, 23(8), 2019, p. 3616–3627.
- [19] Farahmand-Tabar, S.; Ashtari, P. "Simultaneous size and topology optimization of 3D outrigger-braced tall buildings with inclined belt truss using genetic algorithm", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 29(13), 2020, e1776.
- [20] Fan, Y. *et al.* "Multi-objective optimization method for steel frame with top-and-seat angles considering yield control", Journal of Constructional Steel Research, 218, 2024, 108718.
- [21] Crespino, E. *et al.* "A multi-objective optimization approach for novel shell/frame systems under seismic load", Structures, 65, 2024, 106625.
- [22] Ghasemof, A. *et al.* "A multi-objective optimization framework for optimally designing steel moment frame structures under multiple seismic excitations", Earthquakes and Structures, 23(1), 2022, p. 035–057.
- [23] Alkhadashi, A. *et al.* "Multi-objective design optimisation of steel framed structures using three different methods", International Journal of Structural Integrity, 13(1), 2022, p. 92–111.
- [24] Deb, K. Multi-objective Optimization using Evolutionary Algorithms. John Wiley & Sons, Kanpur, 2001.
- [25] Panagant, N.; Bureerat, S.; Tai, K. "A novel self-adaptive hybrid multi-objective meta-heuristic for reliability design of trusses with simultaneous topology, shape and sizing optimisation design variables", Structural and Multidisciplinary Optimization, 60(5), 2019, p. 1937–1955.
- [26] Mirjalili, S.; Lewis, A. "The whale optimization algorithm", Advances in Engineering Software, 95, 2016, p. 51–67.
- [27] Wansasueb, K.; Pholdee, N.; Panagant, N.; Bureerat, S. "Multiobjective meta-heuristic with iterative parameter distribution estimation for aeroelastic design of an aircraft wing", Engineering with Computers, 2020, p. 1–19.
- [28] Carvalho, J.P.G. *et al.* "Multi-objective optimum design of truss structures using differential evolution algorithms", Computers & Structures, 252, 2021, 106544.
- [29] Parreiras, R.O.; Vasconcelos, J.A. "Decision making in multiobjective optimization aided by the multicriteria tournament decision method", Nonlinear Analysis: Theory, Methods & Applications, 71(12), 2009, e191–e198.
- [30] ABNT. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. ABNT Editora, Rio de Janeiro, 2008.
- [31] ANSI. AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings. AISC, Chicago, 2016.
- [32] McGuire, W. *et al.* Matrix Structural Analysis. John Wiley & Sons, New York, 2000.

Methodology for reliability analysis of reinforced concrete structures over time considering combined corrosion

Metodologia para análise de confiabilidade de estruturas de concreto armado ao longo do tempo considerando corrosão combinadas

Ana Moraes

Renato Motta

Silvana Bastos Silva

Eleni Toumpanaki

Raffaele de Risi

Abstract

Corrosion of steel rebars is a primary cause of deterioration in reinforced concrete (RC) structures, influenced by uncertain material, environmental, and loading conditions that may vary over time and location. This study proposes a comprehensive method to assess the time-dependent reliability of RC structures, considering the combined effects of carbonation and chloride ingress. Probabilistic models capture uncertainties in corrosion initiation, propagation, and their impact on structural performance. The approach employs advanced numerical simulations and Monte Carlo analysis to evaluate the evolving reliability of bridge structures. A case study of a reinforced concrete bridge beam with corroded rebars, drawn from existing literature, demonstrates the method's applicability. Results indicate the model effectively assesses structural reliability throughout the RC life cycle. This systematic framework enables engineers and decision-makers to account for complex corrosion interactions, supporting maintenance planning and optimal resource allocation to ensure long-term safety and durability of RC structures.

Resumo

A corrosão das armaduras é uma das principais causas de deterioração em estruturas de concreto armado (CA), influenciada por condições incertas de materiais, ambiente e carregamento, que podem variar no tempo e no espaço. Este estudo propõe um método abrangente para avaliar a confiabilidade temporal de estruturas de CA, considerando os efeitos combinados da carbonatação e da penetração de cloretos. Modelos probabilísticos capturam as incertezas na iniciação, propagação e nos impactos da corrosão sobre o desempenho estrutural. A abordagem utiliza simulações numéricas avançadas e análises de Monte Carlo para avaliar a confiabilidade ao longo do tempo em estruturas de pontes. Um estudo de caso de uma viga de ponte em concreto armado com barras corroídas, extraído da literatura, demonstra a aplicabilidade do método. Os resultados indicam que o modelo avalia de forma eficaz a confiabilidade estrutural ao longo do ciclo de vida do CA. Este *framework* sistemático auxilia engenheiros e gestores no planejamento da manutenção e na alocação ótima de recursos, garantindo a segurança e durabilidade das estruturas de CA no longo prazo.

Keywords: Combined corrosion model / Reliability Analysis / Reinforced concrete structures

Palavras-chave: Modelo de corrosão combinada / Análise de confiabilidade / Estruturas de concreto armado

Ana Moraes

Estudante de Doutorado
Universidade Federal de Pernambuco
Recife, Brasil
ana.accm@ufpe.br

Renato Motta

Doutor, Professor titular
Universidade Federal de Pernambuco
Recife, Brasil
renato.motta@ufpe.br

Silvana Bastos Silva

Doutora, Professora titular
Universidade Federal de Pernambuco
Recife, Brasil
silvana.bastos@ufpe.br

Eleni Toumpanaki

Doutora, Professor titular
Universidade de Bristol
Bristol, Inglaterra
eleni.toumpanaki@bristol.ac.uk

Raffaele de Risi

Doutor, Professor titular
Universidade de Bristol
Bristol, Inglaterra
raffaele.derisi@bristol.ac.uk

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.

MORAES, A. [et al.] – Methodology for reliability analysis of reinforced concrete structures over time considering combined corrosion. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 63-68. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-006>

1 Introduction

The integrity of reinforced concrete structures over time can be compromised by a variety of environmental factors and deleterious agents, such as sulphates, chlorides, and freeze-thaw cycles (Neville, [1]). The most relevant deterioration process for structural safety is the corrosion of the reinforcement. The depassivation of the steel, whether by the reduction of alkalinity via carbonation or by the action of chloride ions, leads to the formation of iron oxides. As detailed by Rodriguez *et al.* [2], these corrosion products occupy a larger volume than the original steel, generating an internal state of stress that culminates in the cracking of the concrete. Consequently, the structure may suffer a series of damages, such as the spalling of the concrete cover, a decrease in the confinement capacity of the concrete core, and a reduction in the cross-sectional area of the steel bars, directly affecting its load-bearing capacity.

Recent studies (e.g., Pugliese, De Risi and Di Sarno [3]; Di Sarno and Pugliese [4]) showed that, worldwide, a large number of reinforced concrete (RC) structures, particularly bridges, are currently suffering from deterioration as a result of exposure to harsh environmental factors and rising live loading as a result of sharp increase in traffic volume. Bridges' anticipated service life is frequently shortened by inadequate or non-existent maintenance, which may result in structural collapse in severe circumstances. Although corrosion is unpredictable and complex, making it difficult to model and simulate, it is necessary to assess the remaining capacity of old RC infrastructure using advanced structural reliability methodologies.

Frangopol *et al.* [5] show that comparing the accepted and actual probability of failure (Pf) is important, and in this context, structural reliability methods provide an effective means of evaluating the state of infrastructure over its life cycle, accounting for all pertinent uncertainties. This paper presents an application of a structural temporal reliability analysis in a representative beam from a RC bridge with corroded steel reinforcement bars originally described in Li *et al.* [6], simplifying a real case scenario. In this case, a combination of numerical models and code-based techniques are used to calculate the bridge girder's capacity. Specifically, the methodology proposed by Li *et al.* [6] takes into account both general and pitting corrosion, as well as their combination to produce a more sophisticated study. To quantify the reduction of longitudinal and transversal reinforcement rebar area owing to corrosion, a straightforward method is utilized to account for degradation occurrences.

In this study, the corrosion model for steel reinforcing bars is the only ageing mechanism taken into account. This study serves as the basis for future work, which will include the general, pitting, and compound corrosion models into an existing bridge reliability analysis while also accounting such as additional random variables. The uncertainty is propagated and the distributions of the capacity and demand for the girder beam in terms of bending moment are calculated using a Monte Carlo simulation.

2 Corrosion models

Considering Revert *et al.* [7] a reinforced concrete structure's design service life can be determined by a limit state and the degree of reliability for failing it. Reinforced concrete structures usually have

two service lives: an initiation period and a propagation period. The amount of time that harmful elements can permeate the cover and continue to cause active corrosion is known as the initiation period. Damage grows during the propagation phase until it reaches an intolerable state of decline. Depassivation of the steel reinforcement is the limit condition commonly employed for service life design in carbonating reinforced concrete constructions.

Beyond the mere depassivation of the steel-concrete interface by carbonation, the initiation of active corrosion is contingent upon additional factors. As noted by Bhargava *et al.* [8], the presence of sufficient moisture is critical, suggesting that the corrosion process may cycle between active and passive states depending on the environmental conditions. In parallel, chloride-induced corrosion is recognized as a primary driver of degradation in concrete structures, a vulnerability that also extends to prestressed concrete (PC) elements, as highlighted by Rinaldi *et al.* [9]. The high-stress strands inherent to PC construction exhibit a greater susceptibility to corrosion compared to conventional reinforcement. It is frequently observed from both field experience and experimental evidence that corrosion impairs serviceability limit states more rapidly than ultimate limit states. Furthermore, Torres-Acosta and Martínez-Madrid [10] emphasize that chloride-induced corrosion often manifests as pitting, a localized phenomenon that can cause a severe reduction in the cross-sectional area of the reinforcement, thereby posing a significant threat to structural integrity.

In addition to corrosion caused by chloride, Wang, Yue & Qiang [11], Li *et al.* [12], and De Weerd *et al.* [13] says that carbonation-induced corrosion is a major factor that deteriorates reinforced concrete structures throughout their service life in a variety of climatic circumstances. The interaction between airborne carbon dioxide (CO₂) and the calcium hydroxide (Ca(OH)₂) in concrete is generally responsible for the carbonation of PC concrete, causing the pore solution's alkalinity to drop. The Pourbaix diagram shows that when iron or steel is exposed to a low-alkalinity environment, the oxide deposit on the material becomes unstable. Because of this instability, faulty iron hydroxide is formed, which leads to the development of steel corrosion.

The modeling of corrosion-induced degradation in reinforced concrete structures has been extensively addressed by various authors over the past decades. These models can be broadly categorized as empirical or mechanistic. Empirical models, such as the classical model proposed by Tuutti (1982), divide service life into initiation and propagation phases and are widely adopted in design codes due to their simplicity. Mechanistic models, on the other hand, aim to describe the electrochemical and mass transport processes governing corrosion, thereby offering greater theoretical accuracy. However, the complexity and uncertainty associated with their input parameters may limit their practical applicability. The present study adopts the model proposed by Li *et al.* [6], which provides a hybrid approach by combining the effects of general and pitting corrosion, thereby more realistically representing the damage observed in aggressive environments.

This model proposed by Li *et al.* [6] develops a coupled corrosion model shown in Figure 1. This model combines the impacts of pitting and general corrosions representative of real-world

engineering applications. Figure 1 schematically illustrates the compound corrosion model. The model considers a steel bar with an initial diameter D_0 . Pitting corrosion is represented as a localized area loss $A_p(t)$, characterized by a pit depth $p_b(t)$ and an angle θ . General corrosion, in turn, is modeled as a uniform reduction of the bar radius, resulting in an area loss $A_g(t)$ and a corrosion depth $p_a(t)$. The compound corrosion model superimposes these two mechanisms, leading to a total area loss $A_c(t)$, which is the sum of their effects and more realistically represents the actual degradation of reinforcement. The significance of this combined model lies in the fact that general corrosion gradually reduces the load-bearing capacity of the section, whereas pitting corrosion may trigger sudden and brittle failures due to the high stress concentration at localized points.

One corrosion mechanism may predominate over another in different situations. For instance, general corrosion is the predominant corrosion mechanism in atmospheric media. However, the most common type of corrosion in a marine environment is pitting corrosion. All of the equations applied in this application are presented in Li *et al.* [6].

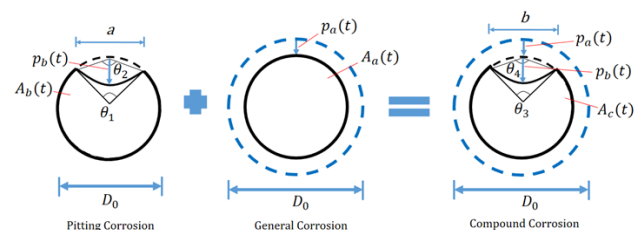


Figure 1 Compound corrosion of a steel bar scheme adapted from Li *et al.* [6]

3 Case study

Following the study conducted by Li *et al.* [6], this section examines the temporal reliability analysis of a RC bridge with corroded steel reinforcement bars. Figure 2 shows a simplified schematic diagram of the girder of the bridge, which consists of a single beam and two columns. A focused force $F(t)$ (N) at the midpoint of the beam, and a uniformly distributed load, w (N/m), are applied to the beam.

The load temporal variability is caused by the force $F(t)$, which varies randomly over time, represented by a stochastic process. The concrete cover depth, $c(x)$, is considered to vary spatially along the concrete surface in this example. The area of the bars varies with time following the corrosion model. This will cause the spatial variation of the corrosion and propagation time, and, consequently, the spatial variation of the corroded areas. The temporal and spatial variability are represented by the stochastic process and random field, respectively.

The beam under consideration has a rectangular cross-section with width b (m) and height h (m). The beam has a length L (m), and there are $n_b = 4$ steel bars inside the concrete. Figure 3 displays the bending moment diagram and cross-section diagram. The equations adopted for the study and analysis are presented in Li *et al.* [6].

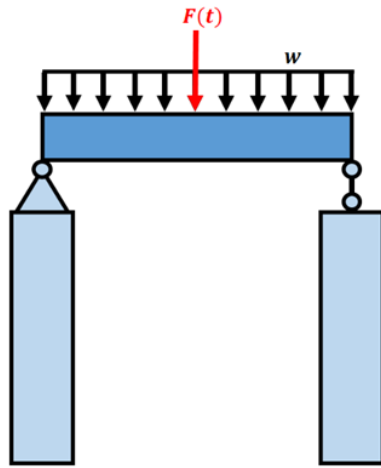


Figure 2 Diagram of the bridge adapted from Li et al. [6]

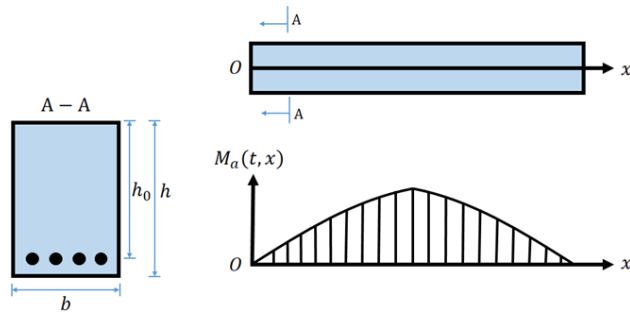


Figure 3 Bending moment diagram and cross-section adapted from Li et al. [6]

4 Reliability analysis

According to Song & Kawai [14], analytical or numerical integration can be used to approximate the chance of failure, however, analytical integration is limited to exceptional and uncommon circumstances that are frequently of little or no practical use. Because the convergence rate of Monte Carlo Simulation (MCS) is insensitive to the dimensionality of the input variable and the limit state function, it has been frequently used in structural reliability analysis. MCS attempts to sample the input variable and repeatedly evaluate the limit state function directly, as opposed to estimating or surrogating the function. The reliability analysis has been conducted via the MCS simulation method, considering the random variables shown in Table 1, and executed on Matlab. The simulation was made until $T = 100y$ (year by year), and $N = 10^5$. The failure function can be written as Equation 1.

$$G(X, Y(t), Z(x), t, x) = M_u(t, x) - M_a(t, x) = f_y A_u(t, x) \left[h_0(x) - \frac{f_y A_u(t, x)}{2 f_c b} \right] - M_a(t, x). \quad (1)$$

Where t represents the time variable varying within $[0, T]$; x is the space variable varying in $[0, L]$; $X = [k_a, D_0, C_b, D_b, C_{cr}, l_b, b, h, f_y, f_c,$

$w]$ are random variables; $Y(t) = [F(t)]$ is a Gaussian stochastic process; $Z(x) = [c(x)]$ is a Gaussian random field; $h_0(x)$ is the effective height; $M_u(t, x)$ is the bending moment capacity; $A_u(t, x)$ is the remaining cross-sectional area of a corroded steel bar and $M_a(t, x)$ is the bending moment of RC beam.

The bending moment capacity of the RC beam is detailed in Equation 2.

$$M_u(t, x) = f_y A_u(t, x) \left[h_0(x) - \frac{f_y A_u(t, x)}{2 f_c b} \right]. \quad (2)$$

The remaining cross-sectional area of reinforcing steel at time t (considering corrosion of the n_b bars) is shown in Equation 3.

$$A_u(t, x) = n_b A_c(t, x). \quad (3)$$

And the bending moment M_a of the RC beam is calculated as from Equation 4 or Equation 5.

$$M_a(t, x) = \frac{F(t)}{2} x + \left(\frac{wL}{2} x - \frac{wL}{2} x^2 \right), 0 \leq x \leq \frac{L}{2}. \quad (4)$$

$$M_a(t, x) = \frac{F(t)}{2} (L - x) + \left(\frac{wL}{2} x - \frac{wL}{2} x^2 \right), \frac{L}{2} < x \leq L \quad (5)$$

Table 1 Random variables considered for the reliability method by Li et al. [6]

Parameter	Distribution	Mean	Coefficient of variation
k_a (mm/year ^{0.5})	Normal	3	0.30
D_0 (mm)	Normal	φ18	0.05
C_b (kg/m ³)	Lognormal	3.5	0.20
D_b (m ² /s)	Lognormal	12*10 ⁻¹²	0.20
C_{cr} (kg/m ³)	Uniform	0.9	0.20
λ_b	Gumbel	6	0.20
b (mm)	Normal	600	0.05
h (mm)	Normal	800	0.05
f_y (MPa)	Lognormal	400	0.10
f_c (MPa)	Lognormal	30	0.15
w (N/m)	Normal	4*10 ⁴	0.10
$F(t)$ (N)	Gaussian process	10 ⁵	0.20
$c(x)$ (mm)	Gaussian field	30	0.20
W/C	Deterministic	0.4	–
T (years)	Deterministic	100	–
L (m)	Deterministic	5	–

k_a (mm/year^{0.5}) is the concrete carbonation coefficient; D_0 (mm) is the initial diameter of steel bar; C_b (kg/m³) is the surface chloride concentration; D_b (m²/s) is the chloride diffusion coefficient; C_{cr} (kg/m³) is the chloride threshold level; λ_b is the ratio coefficient that varies from 4 to 8; b (mm) is the width of the beam; h (mm) is the height of the beam; f_y (MPa) is the steel yield stress; f_c (MPa) is the concrete compressive strength; w (N/m) is a uniformly distributed load; $c(x)$ (mm) is the concrete cover depth of steel; W/C is the water-cement ratio; L (m) is the length of the beam.

Figure 4 shows three realizations (from $N = 105$) of the Gaussian random field, $c(x)$, each representing variations in cover depth along half length of the RC beam under consideration (in millimeters) due to symmetry. This suggests areas with potentially different levels of protection against environmental factors. The smoothness and continuity of the trajectories show the correlation structure of the Gaussian random field, or how values are associated across distance. Smoother trajectories are produced by a more highly correlated field, whereas more jagged lines are produced by a less correlated field. The variations of the trajectories are visually in accordance with data from Li *et al.* [6].

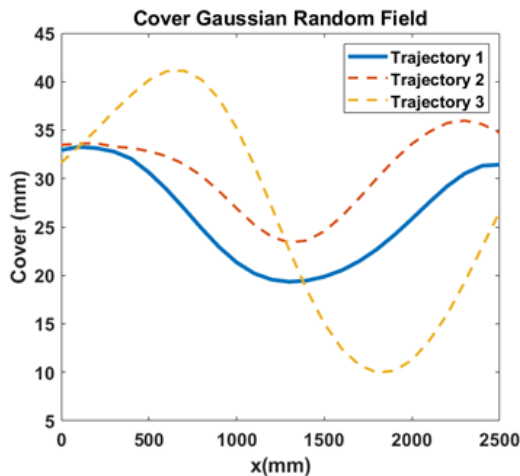


Figure 4 Trajectories of the Random Field

Taking as example the cover depth in trajectory 1, Figure 5 shows the evolution of the failure function $G(x,t)$ in a reliability analysis. Again, because of the symmetry, only half of the beam length is shown. There is a general downward trend in the failure function $G(x,t)$ as x tends to the midpoint of the beam (2500 mm). This indicates that the structural capacity or safety margin tends to decrease along the middle of the structure. Initially ($T = 0$ years), most trajectories start with a positive value of G around 300 kNm at the column and 150 kNm at the midpoint. As time progresses the G trajectories decrease due to corrosion. In locations with lower concrete cover (c) the corrosion starts earlier and the decrease in the G value is prominent. The figure highlights the importance of the cover variability to the failure of the beam, as the corrosion progresses.

The trajectories show a significant amount of variability over time, with some trajectories indicating a positive (G) (implying no failure) and others dipping into negative values (indicating failure). The point where $G(x,t)$ crosses the zero line is critical. Trajectories crossing from positive to negative values indicate the transition from safe to failure states. The plot shows many such crossings, particularly after 1000 mm, suggesting potential locations where the structure might fail. This highlights the importance of considering variability and uncertainty in the reliability analysis. The failure function $G(x,t)$ provides critical insights into the regions of the structure that are more likely to fail. The downward trend and multiple crossings of the zero line indicate several potential points of failure along the length of the structure. The high variability suggests that a probabilistic

approach is essential for a reliable safety assessment. Deterministic methods may not capture the full extent of the risk.

In the reliability analysis, as depicted in Figure 5, the failure function decreases with the distance to the support and time, with a higher Pf in the midsection ($x = 2500$ mm) and for lower cover values. Critical regions have been identified where the likelihood of failure is significantly higher, providing valuable information for maintenance planning and design improvements. Quantifying the Pf at various points helps in making informed decisions to ensure the long-term safety and durability of reinforced concrete structures. For the realization shown in Figure 5, the failure occurred at $t = 18y$ at the midspan. The x mark represents where this failure occurred ($G = -7.1227$).

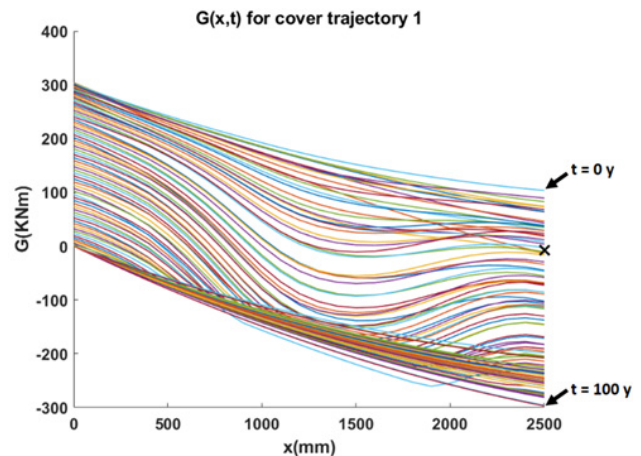


Figure 5 Failure Function $G(x,t)$ - for cover trajectory 1

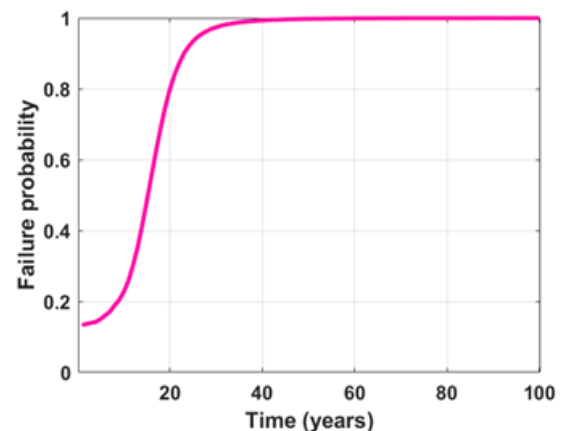


Figure 6 Probability of failure for the RC beam

Figure 6 shows the Pf of the RC beam over time, with the x-axis representing time in years and the y-axis representing the Pf . In the first 20 years, the probability of the beam's failure increases rapidly. This indicates that the beginning of the beam's lifespan shows a significant growth in the chance of failure, which is related to the reinforcement degradation. The initial structural assessment indicates a high Pf of 17%, where no corrosion has been activated,

and increases as corrosion advances. The higher corrosion activity is, probabilistically, around 20y. After 40y the Pf is almost 100%. After that time, failure becomes inevitable, and reinforcement or replacement measures would be necessary to ensure structural safety. Figure 6 shows a typical cumulative distribution function shape. The results shown in the literature have a similar Pf at the beginning of the analysis, but the degradation evolution contrasts with the present result.

5 Conclusions

In this work, a corrosion model's application and reliability analysis were presented. The main focus has been on implementing a compound corrosion model in a simplified version of a realistic case of a bridge, which involves two types of simultaneous steel reinforcement corrosion. The key conclusion is that the compound corrosion model, which takes pitting and general corrosion into account, produces good results when constructed using the suggested model. As would be predicted, the failure function $G(x,t)$ has a decreasing trend when moving away from support ($x = 0$), and reaches its minimum value at the middle of the span ($x = 2500$), considering the bending moment with notable variability. It is important to note that the obtained failure probability plot follows an acceptable pattern from the literature, but the result obtained by Li *et al.* [6] shows corrosion that seems to start immediately, presenting a rapid growth pattern of the failure probability right at the beginning.

The present work provides key contributions, providing a systematic framework for assessing the reliability of RC bridges considering complex corrosion interactions. It can be developed further as a tool for informed maintenance planning and resource allocation. The research offers valuable insights for engineers and decision-makers to evaluate the long-term safety and durability of RC structures. By understanding time-dependent reliability, effective maintenance strategies can be developed to prevent failures and extend the lifespan of these critical infrastructure components.

Acknowledgements

The authors would like to thank FACEPE (Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco), FINEP, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) and Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) for the financial support of various research projects developed in this area by the group.

Authorship Statement

The authors hereby confirm that they are the sole liable persons responsible for the authorship of this work, and that all material that has been herein included as part of the present paper is either the property (and authorship) of the authors, or has the permission of the owners to be included here.

References

- [1] Neville, A.M.; Brooks, J.J. – Concrete technology. England: Longman Scientific & Technical, 1987.
- [2] Rodriguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. – "Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement" em Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. Proceedings of Fourth International Symposium, Cambridge, 1-4 July 1996. Special Publication no. 183, 1996.
- [3] Pugliese *et al.* – "Reliability assessment of existing RC bridges with spatially-variable pitting corrosion subjected to increasing traffic demand". *Reliability Engineering & System Safety*, v. 218, 2022, p. 108137.
- [4] Di Sarno, L.; Pugliese, F. – "Effects of mainshock-aftershock sequences on fragility analysis of RC buildings with ageing". *Engineering Structures*, v. 232, 2021, p. 111837.
- [5] Frangopol *et al.* – "Reliability-based life-cycle management of highway bridges". *Journal of computing in civil engineering*, v. 15(1), 2021, p. 27-34.
- [6] Li, J.; Chen, J.; Wei, J.; Yang, X. – "Temporal-spatial reliability analysis of RC bridges with corroded steel reinforcement bars". *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, v. 236, n. 23, 2022, p. 11345-11357.
- [7] Revert *et al.* – "Carbonation and corrosion of steel in fly ash concrete, concluding investigation of five-year-old laboratory specimens and preliminary field data". *CEMENT*, v. 16, 2024, p. 100105.
- [8] Bhargava, K.; Ghosh, A.K.; Mori, Y.; Ramanujam, S. – "Analytical model for time to cover cracking in RC structures due to rebar corrosion". *Nuclear Engineering and Design*, v. 236, n. 11, 2006, p. 1123-1139.
- [9] Rinaldi, Z.; Imperatore, S.; Valente, C. – "Experimental evaluation of the flexural behavior of corroded P/C beams". *Construction and Building Materials*, v. 24, n. 11, 2010, p. 2267-2278.
- [10] Torres-Acosta, A.A.; Martínez-Madrid, M. – "Residual life of corroding reinforced concrete structures in marine environment". *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 15, n. 4, 2003, p. 344-353.
- [11] Wang, D.; Yue, Y.; Qian, J. – "Effect of carbonation on the corrosion behavior of steel rebar embedded in magnesium phosphate cement". *Composites Part B: Engineering*, v. 268, 2024, p. 111088.
- [12] Li *et al.* – "Chemical and mineralogical characteristics of carbonated and uncarbonated cement pastes subjected to high temperatures". *Composites Part B: Engineering*, v. 216, 2021, p. 108861.
- [13] De Weerd *et al.* – "Effect of carbonation on the pore solution of mortar". *Cement and Concrete Research*, v. 118, 2019, p. 38-56.
- [14] Song, C.; Kawai, R. – "Monte Carlo and variance reduction methods for structural reliability analysis: A comprehensive review". *Probabilistic Engineering Mechanics*, v. 73, 2023, p. 103479.

O novo Bauhaus e a construção inovadora, eficiente e facilitadora

The new Bauhaus: towards innovative, efficient, and human-centered construction

Margarida Mateus
Fátima Rato

Resumo

O *New European Bauhaus* (NEB) recupera o espírito modernista da Bauhaus e adapta-o aos desafios atuais: a urgência climática, o envelhecimento da população e a necessidade de dar nova vida a cidades e aldeias. Neste artigo, exploramos como o NEB pode inspirar uma construção que não seja apenas eficiente e tecnológica, mas também inclusiva e significativa para as comunidades. São discutidos materiais de baixo carbono e bio-based, processos digitais como o *Building Information Modelling* (BIM) e a impressão 3D em betão, e ainda estratégias de neutralidade carbónica já delineadas em roteiros setoriais. O que parece emergir é que o NEB funciona menos como uma receita técnica e mais como um convite: alinhar inovação com valores sociais e humanos, criando espaços que, além de sustentáveis, sejam belos e vividos com dignidade.

Abstract

The New European Bauhaus (NEB) takes the spirit of the Bauhaus movement and reframes it for today's challenges: climate urgency, demographic ageing, and the revitalisation of both cities and villages. This article examines how the NEB may guide construction that goes beyond efficiency and technology to become inclusive and meaningful for communities. The discussion looks at low-carbon and bio-based materials, digital processes such as Building Information Modelling (BIM) and 3D concrete printing, and carbon-neutrality strategies already outlined in industry roadmaps. What emerges is not so much a technical recipe, but rather an invitation: to align innovation with social and human values, creating built environments that are sustainable, beautiful, and capable of supporting dignity in everyday life.

Palavras-chave: New European Bauhaus / Construção sustentável / Smart cities / Smart villages / Materiais de baixo carbono

Keywords: New European Bauhaus / Sustainable construction / Smart cities / Smart villages / Low-carbon materials

Margarida Mateus

Directora Executiva/Coordenadora Técnico Científica
C5LAB, Construction Sustainable Material Association
Lisboa, Portugal
mmateus@c5lab.pt

Fátima Rato

Head of Sustainability, Public Policy and Communications
ATIC – Associação Portuguesa de Cimento
Lisboa, Portugal
fatimrato@atic.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.

MATEUS, M. [et al.] – O novo Bauhaus e a construção inovadora, eficiente e facilitadora. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 29. ISSN 2183-8488. (novembro 2025) 69-74.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n29-007>

1 Introdução

O movimento Bauhaus, fundado em 1919 por Walter Gropius, não foi apenas uma escola de arquitetura e design; foi, acima de tudo, uma tentativa de repensar a forma como vivemos e trabalhamos. A sua proposta de unir arte, funcionalidade e técnica deixou uma marca duradoura. Mais do que um estilo visual, representou uma ideia de futuro: construir espaços que respondessem tanto a necessidades práticas como ao desejo profundamente humano por beleza [1].

Um século mais tarde, a Comissão Europeia recupera esse espírito com a iniciativa *New European Bauhaus* (NEB). Ao colocar sustentabilidade, inclusão e estética no mesmo patamar, o NEB parece assumir que a transição climática e digital não pode ser apenas uma questão de eficiência técnica; precisa também de ser sentida e vivida pelas comunidades [2]. Em vez de se limitar a edifícios mais económicos em termos energéticos, o movimento sugere espaços que inspirem, conectem pessoas e reforcem um sentido de pertença.

É neste contexto que a construção contemporânea ganha um papel crítico. Tecnologias como a impressão 3D em betão, a digitalização integral dos processos construtivos ou o recurso a materiais de baixo carbono não são meros avanços técnicos: são ferramentas que podem alterar a relação entre o utilizador e o espaço habitado. Curiosamente, o NEB não se restringe ao imaginário das *smart cities*. Alarga-se a territórios mais pequenos e dispersos, através do conceito de *smart villages*, que parecem ser pensados para responder a problemas muitas vezes negligenciados, como o envelhecimento acelerado da população europeia [3].

À medida que a proporção de cidadãos seniores aumenta, torna-se inevitável questionar: estamos a desenhar ambientes que realmente servem esta faixa da população? As soluções terão de ir além da mera eficiência energética. Precisam de privilegiar conforto, acessibilidade física e digital, e até uma estética que contribua para o bem-estar emocional. A beleza, nestes casos, não é supérflua; pode ser parte da dignidade de viver em espaços que respeitam e valorizam as pessoas [4].

Este artigo, por isso, propõe-se analisar o NEB não apenas como slogan político, mas como um quadro conceptual e prático para repensar a construção. O objetivo é explorar de que forma pode contribuir para criar ambientes inovadores, eficientes e humanizados, tanto em contextos urbanos (*smart cities*) como rurais (*smart villages*).

2 O legado Bauhaus e a sua atualização no New European Bauhaus

A Bauhaus, fundada em 1919 em Weimar, costuma ser apresentada como uma escola de design, mas o termo “escola” talvez seja demasiado restritivo. O que ali se procurava era uma fusão – por vezes harmoniosa, outras vezes tensa – entre arte, técnica e vida quotidiana. Sob a liderança de Walter Gropius, e mais tarde de Hannes Meyer e Ludwig Mies van der Rohe, o projeto não se limitou a repensar a estética da arquitetura; tentou redefinir a relação entre forma, função e sociedade [5].

A herança da Bauhaus, nesse sentido, não pode ser reduzida a um estilo formal. Parece mais acertado descrevê-la como uma filosofia de integração: a ideia de que espaços acessíveis, funcionais e esteticamente significativos deveriam ser para todos, não apenas para elites culturais. Esta democratização da beleza acabou por influenciar não só a arquitetura moderna, mas também políticas culturais e urbanísticas que procuraram aproximar a arte da vida comum [6].

Um século mais tarde, a União Europeia retoma esse espírito através da iniciativa NEB, lançada em 2020 como parte do Pacto Ecológico Europeu. O NEB assume-se como uma atualização ambiciosa do modernismo: um convite a articular sustentabilidade ambiental, inclusão social e qualidade estética, três dimensões que raramente convivem em pé de igualdade [2].

A comparação histórica pode ser sugestiva. Enquanto a Bauhaus original refletia a ansiedade de uma Europa em reconstrução no pós-Primeira Guerra Mundial, o NEB responde a uma Europa marcada pela crise climática, pelo envelhecimento populacional e por um imperativo de regeneração urbana e rural. Ao reunir arquitetura, engenharia, artes, ciências sociais e tecnologias digitais, este movimento parece ampliar o horizonte do modernismo, transformando-o em algo mais próximo de um projeto socioambiental com impacto direto nas políticas de planeamento [7].

Deste modo, o NEB não deve ser entendido apenas como um programa estético ou arquitetónico. É, acima de tudo, um enquadramento cultural e político que recoloca a beleza, a sustentabilidade e a inclusão no centro da construção europeia contemporânea. Tal como a Bauhaus original sonhou democratizar o acesso à arte e à forma, o NEB procura democratizar a transição verde – tornando-a tangível, partilhada e, de certo modo, desejável para cidadãos e comunidades.

3 Construção inovadora, eficiente e facilitadora

A ideia de transformar a forma como construímos não é nova, mas a pressão atual – quer pela neutralidade carbónica, quer pelas exigências de conforto e bem-estar – dá-lhe uma urgência diferente. Falar em “construção inovadora e sustentável” pode soar abstrato, mas no fundo significa encontrar soluções que consigam equilibrar a tecnologia, o ambiente e as necessidades muito concretas das pessoas. O NEB aparece aqui não tanto como um catálogo de técnicas, mas como um enquadramento cultural que sugere que a inovação deve ser vista também como um processo social e inclusivo [2].

Um dos pontos mais visíveis dessa transformação está nos materiais. Há quem diga que o futuro do cimento passa inevitavelmente por substituições parciais de clínquer, pela incorporação de finos reciclados oriundos de resíduos de construção e demolição, ou ainda pelo uso de soluções biológicas como madeira engenheirada ou biochar [8]. Nada disto é linear: os ganhos ambientais são claros, mas a sua implementação levanta questões práticas de disponibilidade, custos e até aceitação cultural. Ainda assim, quando articulados

com modelos de economia circular, estes materiais parecem abrir caminho para alinhar desempenho estrutural com sustentabilidade real.

Outro vetor incontornável é a digitalização. O *Building Information Modelling* (BIM), os gémeos digitais e a impressão 3D em betão são apresentados como soluções de precisão e eficiência. É verdade que permitem reduzir desperdícios e integrar melhor projeto e execução, mas também sugerem uma mudança mais profunda: aproximam a construção de uma lógica industrial, mais previsível e replicável [9]. Essa aproximação pode ser vista como promessa de flexibilidade e escala, mas também levanta dúvidas sobre a standardização excessiva e o risco de homogeneizar espaços que deveriam refletir contextos locais.

No entanto, a eficiência não pode ser reduzida ao digital e ao material. A questão energética continua central. Edifícios capazes de integrar energias renováveis, gerir o seu consumo e até armazenar energia aparecem cada vez mais como parte da equação. Quando bem pensados, estes sistemas não só reduzem emissões como melhoram o conforto térmico diário, e há estudos que sugerem até impactos positivos na saúde e produtividade dos ocupantes [10].

E há ainda um último aspeto que merece sublinhado: a dimensão humana. Uma construção que se queira contemporânea não pode ignorar a acessibilidade ou a inclusão. Projetar para populações envelhecidas, por exemplo, obriga a repensar mobilidade, interfaces digitais e até questões de conforto sensorial. Não basta ser funcional: os espaços têm de ser belos, no sentido mais simples e profundo do termo, porque a estética também contribui para o bem-estar psicológico e social [4].

Talvez seja nesse cruzamento entre técnica e humanismo que o NEB encontra a sua força. Não se trata apenas de criar edifícios mais eficientes, mas de imaginar ambientes que façam sentido para quem os habita. Ambientes resilientes, sim, mas também significativos e inspiradores.

4 Smart Cities versus Smart Villages

O debate sobre o futuro da construção e do planeamento territorial tem-se concentrado, nos últimos anos, em dois conceitos que soam familiares, mas não são sinónimos: *smart cities* e *smart villages*. Ambos partilham a ambição de usar tecnologia e conhecimento para criar comunidades mais sustentáveis e participativas, mas diferem bastante no ponto de partida e nas prioridades que colocam em cima da mesa [3].

As cidades inteligentes surgiram como resposta direta à rápida urbanização. Grandes centros urbanos precisavam e ainda precisam de ferramentas para lidar com congestionamento, poluição, gestão de resíduos ou segurança. A ideia foi então equipar as cidades com sensores, *smart grids* e plataformas digitais capazes de otimizar serviços e infraestruturas [11]. Este modelo parece convincente, mas carrega uma crítica frequente: privilegia territórios densos, onde há escala e massa crítica para justificar investimentos, e tende a reproduzir desigualdades ao deixar de fora contextos mais periféricos.

As aldeias inteligentes, por sua vez, procuram virar o olhar para os territórios de baixa densidade. Não se trata simplesmente de levar soluções urbanas para o campo, mas de criar respostas adaptadas ao meio rural, valorizando recursos locais, tradições e formas próprias de organização social [12]. Em regiões marcadas pelo envelhecimento demográfico e pelo risco de despovoamento, as *smart villages* podem significar desde projetos de energia renovável em pequena escala até centros comunitários multifuncionais que agregam saúde, cultura e serviços digitais [13].

Pode-se argumentar que enquanto as *smart cities* colocam a conectividade tecnológica no centro da transformação, as *smart villages* parecem mais preocupadas com a coesão comunitária e a qualidade de vida. Esta diferença de ênfase é relevante: uma cidade inteligente pode ser extremamente eficiente em termos de mobilidade ou energia, mas pouco inclusiva; uma aldeia inteligente pode não ter escala para grandes infraestruturas digitais, mas consegue criar ambientes de proximidade que respondem de forma mais direta a quem lá vive.

Neste ponto, o NEB oferece um fio condutor interessante. Ao insistir que sustentabilidade, inclusão e estética são inseparáveis, o NEB fornece uma linguagem comum para pensar tanto as cidades como as aldeias. Sugere que não basta digitalizar serviços ou reduzir emissões: é preciso criar espaços belos e acessíveis que façam sentido para pessoas e comunidades, em contextos urbanos e rurais [2].

5 O envelhecimento demográfico e a nova arquitetura do conforto

O envelhecimento populacional é, provavelmente, uma das tendências mais visíveis e incontornáveis da Europa contemporânea. Os números da Comissão Europeia (2020) apontam para um aumento consistente da proporção de cidadãos com mais de 65 anos, e não é difícil perceber o impacto que isto terá nas formas de habitar, nas cidades e, sobretudo, nos territórios de menor densidade. Não se trata apenas de pensar em acessibilidade física, mas de redesenhar ambientes de vida que garantam dignidade, autonomia e bem-estar.

É tentador reduzir o debate a questões técnicas – eficiência energética, novos materiais, soluções construtivas mais limpas. Mas, no caso das comunidades envelhecidas, o desafio é mais profundo. O NEB insiste em três dimensões que raramente andam juntas: sustentabilidade, inclusão e estética [2]. Quando olhamos para o envelhecimento, estas dimensões transformam-se em necessidades muito concretas: edifícios adaptados, espaços públicos acessíveis, conforto térmico e acústico, mas também ambientes que sejam belos. A beleza aqui não é um luxo: pode funcionar como fator psicológico de bem-estar, como estímulo para a socialização e até como reforço da autoestima.

A literatura sobre cidades e comunidades amigas dos idosos sugere que elementos como luz natural abundante, espaços verdes próximos, passeios acessíveis e habitações adaptadas não são detalhes arquitetónicos, mas determinantes de saúde e participação social [14]. Uma praça bem desenhada pode prevenir

isolamento. Um apartamento com acessibilidade digital pode prolongar a independência. Estes exemplos mostram que estética e funcionalidade, quando combinadas, têm um impacto direto na vida quotidiana.

A tecnologia também entra nesta equação. A impressão 3D em betão, por exemplo, permite criar habitações personalizadas de baixo custo, adaptadas a diferentes graus de mobilidade. Sistemas inteligentes de monitorização, que medem desde a qualidade do ar até consumos energéticos, oferecem conforto adicional e segurança [15]. Claro que a adoção destes sistemas não é automática: depende de políticas públicas, de financiamento acessível e, sobretudo, da aceitação pelos próprios utilizadores.

A chamada “nova arquitetura do conforto” pode, assim, ser entendida como uma arquitetura da inclusão. O envelhecimento populacional, longe de ser apenas uma carga para os sistemas de saúde ou de segurança social, pode ser lido como uma oportunidade: a de repensar radicalmente como construímos, projetamos e habitamos. O NEB, ao colocar a estética lado a lado com a sustentabilidade e a inclusão, sugere que o futuro das nossas casas, aldeias e cidades deve ser tanto eficiente como humano lugares onde envelhecer é não só possível, mas desejável.

6 Materiais sustentáveis e inovadores para a nova construção

Quando falamos de transformar a construção, falamos inevitavelmente de materiais. É neles que o impacto ambiental mais se concentra e, por isso, é também neles que as maiores oportunidades de mudança parecem residir. O NEB coloca esta questão no centro: não basta repensar o desenho dos edifícios, é preciso repensar a própria matéria de que são feitos.

6.1 Materiais de baixo carbono

A redução da pegada de carbono do cimento e do betão continua a ser um desafio colossal. Entre as respostas estudadas, os cimentos de calcário com argilas calcinadas (LC3) têm-se destacado, ao lado de alternativas que incluem escórias, cinzas volantes e pozolanas naturais. Estas soluções permitem cortes significativos nas emissões sem sacrificar demasiado o desempenho estrutural [16]. Outra via é a valorização de resíduos de construção e demolição (RCD): ao reincorporar finos reciclados, a indústria aproxima-se de um modelo de economia circular, reduzindo o consumo de recursos virgens [17].

Há também experiências com tecnologias de captura e utilização de CO₂ diretamente nos materiais. Processos de carbonatação acelerada em betões ou argamassas não só sequestram CO₂, como podem melhorar propriedades mecânicas. A investigação sobre ligantes alternativos mostra que, embora nem sempre maduros para adoção em larga escala, estes materiais já apontam caminhos promissores [8].

Em Portugal, esta agenda de transformação material encontra eco no Roteiro para a Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira, elaborado pela Associação Técnica da Indústria de Cimento (ATIC). O documento define trajetórias tecnológicas claras para reduzir a

intensidade carbónica do setor, incluindo a substituição parcial de clínquer, a valorização de resíduos de construção e demolição, o desenvolvimento de cimentos alternativos e a implementação de tecnologias de captura e utilização de CO₂. Ao alinhar a investigação científica com estes compromissos setoriais, torna-se evidente que a inovação em materiais não é apenas uma ambição académica, mas um pilar estratégico para atingir a neutralidade carbónica até 2050 [18].

6.2 Materiais bio-based

A madeira engenheirada, como o *cross-laminated timber* (CLT) e o *laminated veneer lumber* (LVL), tem ganho relevância. O argumento é simples: combina-se desempenho estrutural com armazenamento de carbono e, muitas vezes, rapidez de construção [19].

Portugal, em particular, tem recursos endógenos com enorme potencial. A cortiça é talvez o exemplo mais óbvio, pela sua tradição e qualidade como isolante. Mas o *biochar* começa também a emergir como material de interesse, seja para isolamento térmico, seja como adição em ligantes, com benefícios ambientais acrescidos [20]. Para além das vantagens técnicas, estes materiais introduzem identidade cultural: um edifício em cortiça não é apenas sustentável, é também um sinal de pertença a um território.

6.3 Materiais avançados e digitais

A digitalização da construção tem permitido desenvolver materiais pensados de raiz para novas técnicas de fabrico, como a impressão 3D em betão. Estes compósitos não só permitem formas arquitetónicas antes impensáveis, como possibilitam personalização a custos controlados [21].

Há ainda a investigação em materiais multifuncionais: superfícies que purificam o ar, revestimentos que regulam a humidade ou betões que integram células fotovoltaicas. São soluções que sugerem uma mudança de paradigma, em que os edifícios deixam de ser passivos e passam a atuar como sistemas ativos de sustentabilidade [22].

6.4 Integração no NEB

O NEB propõe olhar para os materiais com uma lente mais ampla. A questão não é apenas técnica, mas também social e cultural.

- Sustentabilidade: reduzir emissões e impactos ao longo do ciclo de vida.
- Inclusão: tornar disponíveis soluções acessíveis e adaptadas a diferentes contextos.
- Estética: devolver beleza e sentido cultural à construção.

Escolher materiais, neste contexto, não é um gesto neutro. É uma escolha que molda não só a performance de um edifício, mas também a forma como uma comunidade se reconhece nele.

7 Discussão

Ao olhar para o percurso traçado até aqui, torna-se evidente que o NEB é mais do que um exercício estético ou um programa de

financiamento europeu. Ele parece funcionar como um fio condutor entre passado e futuro, resgatando o espírito modernista da Bauhaus e colocando-o ao serviço de uma agenda marcada pela urgência climática, pelo envelhecimento populacional e pela necessidade de reforçar coesão social [23].

Um primeiro ponto que merece destaque é o papel da inovação tecnológica e material. A literatura mostra que materiais de baixo carbono, soluções *bio-based* e compósitos multifuncionais têm capacidade real de reduzir a pegada ambiental da construção [24]. Mas convém reconhecer que a transição não é linear: há custos elevados, cadeias de fornecimento ainda frágeis e resistências culturais no setor. A promessa de sustentabilidade pode colidir com a realidade da adoção lenta e desigual, sobretudo em contextos rurais ou em economias com menor capacidade de investimento [17].

Um segundo ponto prende-se com a dualidade entre *smart cities* e *smart villages*. As primeiras surgem como símbolos da modernização tecnológica, apoiadas em sensores, dados e redes inteligentes [11]. Já as segundas, menos visíveis mediaticamente, propõem-se responder a problemas muito concretos: despovoamento, envelhecimento, falta de serviços básicos [25]. Talvez possamos dizer que, enquanto as cidades inteligentes apostam na eficiência, as aldeias inteligentes apostam na resiliência comunitária. O desafio é evitar que estas duas abordagens se tornem paralelas e desconectadas.

Outro eixo de reflexão inevitável é o envelhecimento demográfico. Aqui, o NEB oferece uma perspetiva que pode ser considerada até ousada: incluir a estética como parte da equação. Aparentemente secundária, a beleza dos espaços tem impacto direto no bem-estar, na autoestima e até na saúde mental de populações mais velhas [4]. No entanto, desenhar espaços acessíveis, belos e sustentáveis implica custos e uma mudança cultural na forma como pensamos a arquitetura. É legítimo perguntar se os governos e os mercados estão preparados para integrar esta visão a médio prazo.

Por fim, importa reconhecer que a verdadeira inovação pode residir menos nas tecnologias e mais na sua articulação com valores humanos. O NEB insiste numa tríade entre sustentabilidade, inclusão e beleza, que, na prática, exige colaboração entre engenheiros, arquitetos, artistas, decisores políticos e comunidades locais. Não é uma tarefa simples. Mas é provavelmente este cruzamento de disciplinas e saberes que permitirá criar espaços que sejam simultaneamente eficientes, resilientes e significativos.

O risco, claro, é que o NEB permaneça no domínio dos discursos inspiradores e não consiga materializar-se de forma equitativa em toda a Europa. A oportunidade, por outro lado, é clara: usar a construção não apenas como setor económico, mas como motor de transformação cultural e social.

8 Conclusões

Ao longo deste artigo tentou-se mostrar que o *New European Bauhaus* não é apenas um slogan político ou um exercício de comunicação cultural. Ele funciona, antes, como um quadro que procura ligar passado e futuro: recupera a herança da Bauhaus, que defendia a fusão entre forma, função e arte, e atualiza-a para um contexto dominado pela transição ecológica, digital e social [26].

Quatro ideias centrais parecem emergir desta reflexão:

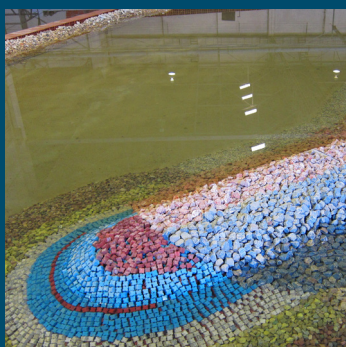
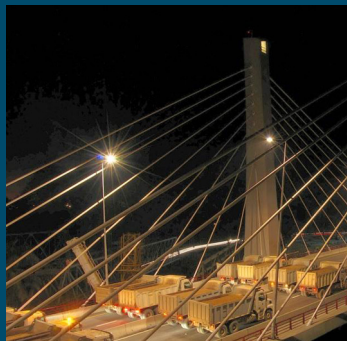
- 1) Um diálogo entre tradição e transição. O NEB apropria-se da visão modernista e reinterpreta-a. Se a Bauhaus original respondia à devastação da Primeira Guerra Mundial, o NEB responde hoje a crises diferentes: climática, demográfica e territorial. Essa ponte histórica sugere que a construção é sempre mais do que tijolo e betão — é reflexo de contextos sociais e políticos.
- 2) O papel dos materiais e da tecnologia. Cimentos de baixo carbono, madeira engenheirada, *biochar* ou impressão 3D são mais do que inovações técnicas. Representam escolhas que têm implicações económicas e culturais. Há ganhos claros em sustentabilidade, mas também obstáculos: custos elevados, barreiras regulatórias e alguma resistência do setor.
- 3) A complementaridade entre *smart cities* e *smart villages*. Uma aposta cega na digitalização urbana pode deixar para trás territórios envelhecidos e menos densos. As aldeias inteligentes, quando bem pensadas, podem ser laboratórios de resiliência e coesão social. O desafio é garantir que estes dois modelos não evoluem de forma desconexa, mas sim como parte de uma estratégia integrada.
- 4) O envelhecimento como oportunidade de reimaginar a arquitetura do conforto. Não basta desenhar edifícios energeticamente eficientes. É necessário criar espaços acessíveis, belos e confortáveis, que promovam dignidade e bem-estar psicológico. O NEB sugere que estética não é luxo, mas parte da saúde e da inclusão.

O risco maior talvez seja o de o NEB permanecer na retórica. Mas a oportunidade é demasiado relevante para ser desperdiçada: usar a construção não apenas como motor económico, mas como instrumento cultural e social.

Se há uma conclusão a retirar, é esta: a construção europeia do futuro não será apenas eficiente ou digital; terá de ser também profundamente humana. O verdadeiro sucesso do NEB residirá em conseguir transformar princípios em práticas tangíveis, visíveis não só em grandes cidades, mas também nas aldeias e comunidades onde a vida quotidiana realmente acontece.

Referências

- [1] Bason, C.; Berg, L. (2021) – Leading public sector innovation: Co-creating for a better society. Policy Press.
- [2] Droste, M. (2002) – Bauhaus, 1919–1933. Taschen.
- [3] European Commission. (2021) – The New European Bauhaus: Beautiful, sustainable, together. Publications Office of the European Union.
- [4] Forgács, E. (1991) – Bauhaus idea and Bauhaus politics. Central European University Press.
- [5] Whitford, F. (1984) – Bauhaus. Thames & Hudson.
- [6] Buswell, R. A.; Leal de Silva, W.R.; Jones, S.Z.; Dirrenberger, J. (2018). – 3D printing using concrete extrusion: A roadmap for research. Cement and Concrete Research, 112, 37–49. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.05.006>.
- [7] Habert, G.; Denarié, E.; Šavija, B.; Van Breugel, K. (2020) – Construction materials and sustainability: Current trends. Materials and Structures, 53(1), 1–11. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1448-1>.
- [8] Phillipson, C. (2020) – Developing age-friendly cities and communities. Policy Press.
- [9] Volk, R.; Stengel, J.; Schultmann, F. (2014) – Building Information Modeling (BIM) for existing buildings — Literature review and future needs. Automation in Construction, 38, 109–127. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2013.10.023>.
- [10] Zhao, H.; Magoulès, F.; El Hami, A. (2019) – Energy efficiency and management in buildings: A review. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 101, 50–64. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2018.10.046>.
- [11] Albino, V.; Berardi, U.; Dangelico, R.M. (2015) – Smart cities: Definitions, dimensions, performance, and initiatives. Journal of Urban Technology, 22(1), 3–21. <https://doi.org/10.1080/10630732.2014.942092>.
- [12] Ferreira, D.; Silva, A.; Monteiro, C. (2020) – Smart villages and rural development: Portuguese perspectives. Journal of Rural Studies, 78, 50–60. <https://doi.org/10.1016/j.jrurstud.2020.06.010>.
- [13] Komninos, N. (2020) – Smart cities and connected intelligence: Platforms, ecosystems and network effects. Routledge.
- [14] Neumeier, S. (2012) – Why do social innovations in rural development matter and should they be considered more seriously in rural development research? Sociologia Ruralis, 52(1), 48–69. <https://doi.org/10.1111/j.1467-9523.2011.00553.x>.
- [15] Visvizi, A., & Lytras, M. D. (2019). Smart villages in the EU and beyond. Emerald Publishing.
- [16] European Commission. (2020) – The impact of demographic change. Publications Office of the European Union.
- [17] Marikeyan, D.; Papagiannidis, S.; Alamanos, E. (2019) – A systematic review of the smart home literature: A user perspective. Technological Forecasting and Social Change, 138, 139–154. <https://doi.org/10.1016/j.techfore.2018.08.015>.
- [18] World Health Organization (WHO). (2017) – Global age-friendly cities: A guide. WHO Press.
- [19] Associação Técnica da Indústria de Cimento (ATIC). (2020) – Roteiro para a Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira em Portugal 2050. Lisboa: ATIC.
- [20] Dabaieh, M.; Heinonen, J.; & El-Mahdy, D. (2018). Building materials for climate-responsive architecture. Renewable Energy and Sustainable Development, 4(1), 1–8.
- [21] Dias, C.; Pereira, L.; Silva, J. (2022) – Cork and biochar as sustainable insulation materials: Performance and environmental benefits. Journal of Cleaner Production, 370, 133457. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.133457>.
- [22] Geng, Q.; Sun, Q.; Xu, G. (2017) – Engineered wood products in modern construction: Sustainability and performance. Construction and Building Materials, 156, 83–91. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.169>.
- [23] Scrivener, K.; Martirena, F.; Bishnoi, S.; Maity, S. (2018) – Calcined clay limestone cements (LC3). Cement and Concrete Research, 114, 49–56. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.017>.
- [24] Silva, R.V.; de Brito, J.; Dhir, R.K. (2021) – Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production. Construction and Building Materials, 271, 121495.
- [25] Silva, R.V.; de Brito, J.; Dhir, R. K. (2021) – Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production. Construction and Building Materials, 271, 121495. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121495>.



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



Missão Técnica FICEM: Descarbonização, Circularidade e Combustíveis Alternativos na Indústria de Cimento

A Associação Portuguesa de Cimento (ATIC) recebeu a Missão Técnica da Federação da Indústria Interamericana de Cimento (FICEM), em Portugal, entre os dias 13 e 16 de outubro de 2025, subordinada ao tema “Descarbonização, Circularidade e Combustíveis Alternativos na Indústria de Cimento”.

O evento contou com apresentações, tais como: “Indústria de Cimento em Portugal: Rumo à neutralidade carbónica 2050 e contexto regulatório”, por Otmar Hubscher, Vice-Presidente da ATIC e “Implementação do Coprocessamento em Portugal: progressos, políticas públicas, estratégias sectoriais e relacionamento com outras partes”, por Sandro Conceição, membro do Conselho Executivo da ATIC.

Ao longo da Missão, realizaram-se várias visitas técnicas, das quais se destacam:



CIMPOR Sousa



SECIL Oitão



C5Lab Sustainable Construction Materials Association



AVE - Gestão Ambiental e Valorização Energética

Para mais informações, convidamos a visitar o [website](#) e o [LinkedIn](#) da ATIC.



IABSE

International Association for
Bridge and Structural Engineering

Próximos eventos



Mais informações em:

<https://iabse.org/copenhagen2026>



Mais informações em:

<https://www.iabse.org/Incheon2026>

A *Internacional Association for Bridges and Structural Engineering (IABSE)* proporciona o acesso a uma rede global exclusiva que promove o avanço da profissão e o intercâmbio técnico entre engenheiros de estruturas, oferecendo um vasto conjunto de benefícios profissionais, incluindo:

- Rede internacional de engenheiros estruturais e líderes do setor.
- Assinatura da revista *Structural Engineering International (SEI)* em formato impresso e acesso digital a todos os números desde 1991.
- Acesso gratuito a e-books da série *Structural Engineering Documents (SED)* e *Case Studies (CS)*.
- Tarifas reduzidas para participação em conferências **IABSE** em todo o mundo.
- Acesso gratuito às atas das conferências após um ano de embargo.
- Oportunidade de integrar Grupos Técnicos da **IABSE**.
- Programa *Young Engineers Programme (YEP)*, destinado a membros com menos de 35 anos.
- Área exclusiva para membros, com diretório profissional, vídeos de conferências e outros recursos.
- Subscrição gratuita da *newsletter* mensal da **IABSE** e possibilidade de publicar anúncios de emprego sem custos em www.iabse.org.

A edição de novembro de 2025 da revista SEI abordará um tema especialmente atual — Inteligência Artificial na Engenharia Estrutural — reunindo artigos de investigação e exemplos de aplicação prática de novas tecnologias no projeto e na gestão de estruturas.

Ser membro da IABSE é fortalecer o compromisso com a excelência e a inovação em engenharia estrutural, mantendo-se conectado a uma comunidade verdadeiramente global.



7th fib Congress

Lisbon - 2026

Structural Concrete 2050 Towards Carbon Neutrality, AI Design, and Robotic Construction

Lisbon, June 15-19, 2026

www.fiblisbon2026.pt



Join us at the 7th fib Congress, a remarkable five-day event in Lisbon

- 1000+ Abstracts submitted
- 42 Special sessions
- 8 Keynote lectures
- 18 Sponsors already supporting the event
- 10 Technical Associations + 4 Media Partners
- Sponsors, Students and Social Media Competitions

Additional information on the Congress website:
www.fiblisbon2026.pt

Keynote speakers

Jose M. Adam *Towards robust prefabricated building structures*
Miguel Lourenço *Stress field models: Powerful engineering tool from conceptual design up to detailed design*
Kenneth J. Elwood *Seismic Retrofit of existing concrete buildings in New Zealand: challenges & opportunities*
Carmen Andrade *Perdrix Residual mechanical properties of corroded reinforcement*
Geert De Schutter *Active rheology control for 3D Concrete printing*
Ann Harter *Heritage concrete: Conservation approaches and implementation of repairs*
Markus König *Artificial Intelligence in concrete construction: innovations for a sustainable future*
Sylvia Keßler *Shaping the digital future of structural concrete: the role of fib*

Sponsorship and Exhibition

Sponsorship options are still available at the Congress website. For enquiries and sponsorship registration, please contact us at info@fiblisbon2026.pt



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



TÉCNICO
LISBOA

Simpósio GPBE

60 anos

6 NOVEMBRO 2026

Segunda Geração do Eurocódigo 2

Coordenado por: Prof. João Almeida, Presidente da SC2 da CT115 – Eurocódigos Estruturais

Novidades da norma e respetivo Anexo Nacional, que entrarão em vigor em setembro de 2027. Apresentação de casos de obra.

O evento incluirá ainda:

Prémio
Jovens Mestres
2026



Prémio
Melhor Tese de Doutoramento
em Betão Estrutural 2026



Medalhas de Mérito & Celebração dos 60 anos do GPBE

Mais informações e Regulamentos dos Prémios em breve.

Organização:



Grupo
Português
de Betão
Estrutural

Apoio:



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA



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 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, assegurar a representação portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

Av. do Brasil, 101 1700-066
Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spessismica.pt/>



Sismar, o podcast da SPES. Para descomplicar e dar resposta a questões sobre o risco sísmico em Portugal.

Sismar



spessismica.pt/sismar-podcast/

SPES





Instituto para
a Construção
Sustentável

R. Dr. Roberto Frias, s/n
Camp da FEUP
Edifício G – Piso 1
4200-465 Porto

+351 22 508 1856
+351 22 508 2190
+351 22 508 1907
+351 22 041 4877

www.fe.up.pt/ics
ics@fe.up.pt



Missão

O **ICS** é uma associação privada, científica e técnica, sem fins lucrativos, tendo como missão estabelecer a **ligação** entre a **academia**, a **indústria** e a **sociedade** nas áreas da **Engenharia Civil** e áreas conexas para a promoção da Construção Sustentável, através da transferência de novos conhecimentos e de tecnologias inovadoras que resultem de atividades de investigação, desenvolvimento e inovação, prestação de serviços avançados de consultoria, assistência técnica, ensaios e formação específica.



Domínios de atividade

O **ICS** tem como visão ser uma interface científica e tecnológica multidisciplinar reconhecida pela sua capacidade de responder a **desafios societais** e complexos nos seguintes **domínios**:

Materiais Ecoeficientes; Água e Economia do Mar; Edifícios e Património; Cidades e Território; Mobilidade e Transportes; Circularidade e Eficiência Energética; Digitalização e Sistemas Avançados de Produção; Riscos, Segurança e Resiliência.

Tekla® IDEA StatiCa®

Soluções Construsoft para betão estrutural



Desde a modelação 3D até ao cálculo de elementos estruturais, com os softwares Tekla Structures e IDEA StatiCa é garantida qualidade, segurança e produtividade.

Otimize o seu fluxo de trabalho, reduzindo erros e melhorando a colaboração entre equipas

www.construsoft.pt
info@construsoft.pt

Fale connosco!



Let's co



Sistema
**CONSOLIDAÇÃO
E REFORÇO ESTRUTURAL**

SB 568

Microbetão para
reforço estrutural

CAMPO DE EMPREGO

- Reforço estrutural
- Excelente trabalhabilidade
- Elevada resistência mecânica ≥ 40 MPa
- Disponível em Saco e Silo



FASSA BORTOLO



www.fassabortolo.com

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

Máxima Resistência Menor Peso

Betões leves estruturais **Leca®**

- Redução do peso próprio, da estrutura e fundações
- Menor carga sísmica e maior segurança
- Elevado desempenho e resistência mecânica
- Solução globalmente mais económica
- Cura interna melhorada e retração reduzida
- Maior durabilidade e estabilidade
- Excelente comportamento térmico
- Elevada resistência ao fogo



TORRE DE PICOAS

www.leca.pt

SAINT-GOBAIN

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



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



Pêndulo FIP-D



HDRB



LRB

S&P C-Anchor



S&P C-Anchor é uma ancoragem em fibra de carbono de elevada resistência e não corrosiva, concebida para ser laminada in-situ com resinas S&P.

Foi desenvolvido com uma secção em compósito pré-curada para facilitar a instalação em obra e aumentar a qualidade.



← para saber mais !



A secção em varão compósito pré-curada permite uma aplicação fácil e fiável

Económico

Alta resistência

Leve

Materiais isentos de corrosão

Aplicação flexível

Baixo impacto estético

SISTEMA

REPARAÇÃO ESTRUTURAL

1. REFORÇO DE PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO
SIKA MONOTOP®-1010 ES
2. ARGAMASSA DE REPARAÇÃO
SIKA MONOTOP®-4012 ES
3. ARGAMASSA DE NIVELAMENTO
SIKA MONOTOP®-620
4. PROTEÇÃO DE BETÃO
SIKAGARD®-550 W ELASTIC

4

3

2

1

SISTEMAS SIKA®

REPARAÇÃO E PROTEÇÃO DE BETÃO

Manter a integridade das estruturas de betão é fundamental para garantir a segurança e a durabilidade de edifícios, pontes e infraestruturas. Neste sentido, poder contar com um sistema eficaz de reparação e proteção de betão, evita danos futuros e prolonga a vida útil dessas estruturas.

Com uma história de excelência em engenharia civil, a Sika® destaca-se como líder no desenvolvimento de soluções avançadas para construção e manutenção de estruturas, onde os seus sistemas são amplamente reconhecidos pela qualidade e desempenho, proporcionando tranquilidade e segurança aos profissionais da construção.

Investir num sistema de alta qualidade é essencial para preservar a integridade das estruturas e garantir a segurança a longo prazo. Com o sistema de reparação e proteção de betão da Sika®, os profissionais da construção podem ter a confiança de que estão a utilizar produtos eficazes, que proporcionam resultados duradouros e uma proteção incomparável contra os rigores do ambiente.

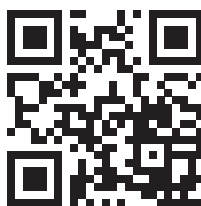


SAIBA MAIS
WWW.SIKA.PT

A CONSTRUIR CONFIANÇA



COM O APOIO DE:



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

