

SÉRIE III

NÚMERO 27

MARÇO 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



# índice

## editorial

3 Editorial

5 Agradecimento aos revisores

## artigos científicos

7 Comportamento cíclico de ligações de painéis de fachada horizontais em edifícios industriais pré-fabricados

Liana Sombrio Ostetto ∞ Jorge Fonseca ∞ Romain Sousa ∞ Paulo Fernandes ∞ Hugo Rodrigues

21 Aderência de varões de aço para betão armado utilizados em Portugal. Avaliação estatística de um novo parâmetro que caracteriza o perfil nervurado

Ana Sofia Louro ∞ João Filipe

37 Otimização paramétrica de estruturas treliçadas. Uma abordagem baseada em topologias de Michell estaticamente determinadas

Murilo Almeida Kamond Tarabay ∞ Leonardo dos Santos Lima

51 Impact of geometrical and environmental parameters on wind action in telecommunication monopoles

João Filipe ∞ Rui Travanca ∞ António Manuel Baptista ∞ Manuel Pipa

67 Análise de escalas de degradação aplicadas a estruturas existentes em concreto armado

Naiara Porto ∞ João Pantoja ∞ Rafael Souza

81 Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise experimental

Gabriela Lins de Albuquerque ∞ Valdir Pignatta e Silva ∞ João Paulo Correia Rodrigues

95 Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise numérica

Gabriela Lins de Albuquerque ∞ Valdir Pignatta e Silva ∞ João Paulo Correia Rodrigues

107 Comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas: análise numérico-experimental

Gabriela Lins de Albuquerque ∞ Valdir Pignatta e Silva ∞ João Paulo Correia Rodrigues

## 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

Ensaios de arrancamento (pull-out tests)  
(fotografia cedida pelo Núcleo de  
Comportamento de Estruturas do LNEC)

## 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-n27>

## Comissão Científica (\*)

Alexandre Costa

ISEP, Portugal

Alexandre Pinto

JETsj Geotecnia, Portugal

Alfred Strauss

Univ. Bodenkultur Viena, Áustria

Anastasio Sextos

Univ. of Bristol, Reino Unido

Antonello Gasperi

Consultor, Itália

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimés

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 Caçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Serena Cattari

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Hampshire Santos

UFF, Brasil

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Thanasis Triantafyllou

Univ. de Patras, Grécia

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

USP, Brasil

# editorial

A Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) tem uma história de 47 anos, marcada pelas três séries que a constituem. A série I iniciou-se em janeiro de 1978, tendo como “objetivo fundamental informar acerca dos progressos recentes no campo da engenharia de estruturas”, como referido no seu primeiro editorial, da autoria do Eng.º Júlio Ferry Borges. Na série II, iniciada em julho de 2007, a **rpee** passou a incluir números temáticos e a dispor de um portal dedicado, beneficiando também de um significativo alargamento do seu painel de revisores e de uma completa renovação da sua imagem. A presente série III surgiu em julho de 2016, retomando a parceria inicial entre o LNEC, a APEE, o GPBE e a SPES, e em moldes inovadores: a revista passou a ser de livre acesso, com uma publicação exclusivamente digital e a dispor de um portal para a submissão e revisão dos artigos.

Este modelo da **rpee** surgiu por iniciativa do Eng.º José Manuel Catarino, que promoveu a referida parceria e liderou a revista ao longo dos nove anos desta série III, até à publicação do número 26, em novembro de 2024. Impõe-se, pois, uma palavra de reconhecimento e admiração pela forma entusiástica como exerceu as funções de Diretor da **rpee**, mobilizando a adesão de um número crescente de leitores, de autores e de apoios. O seu legado certamente que continuará a motivar todos os envolvidos na prossecução dos propósitos de disseminação do conhecimento no domínio da engenharia de estruturas. Neste sentido, pretende-se continuar a aumentar a divulgação e o reconhecimento da revista, mantendo-se o objetivo da sua indexação.

Para este efeito, será indispensável a contínua mobilização dos autores, dos especialistas que integram a Comissão Científica, garantindo a qualidade dos trabalhos publicados, e das entidades que apoiam a publicação da revista. A todos se manifesta um profundo agradecimento.

O presente número 27 da série III da **rpee** compreende um interessante e diversificado conjunto de oito artigos científicos, que abordam trabalhos de engenharia de estruturas relacionados com o comportamento cíclico de ligações de painéis de fachada, a aderência de varões de aço para betão armado, a otimização de estruturas treliçadas, o estudo da ação do vento em monopolos de telecomunicações, bem como o comportamento de vigas de betão armado em situação de incêndio.

A administração da **rpee**

Luís Oliveira Santos (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Ana Sofia Louro (GPBE)

Luís Guerreiro (SPES)



## Agradecimento aos Revisores

A Administração da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) realça a função central do painel de revisores, como garante da qualidade dos artigos publicados, pelo que divulga o nome dos colegas que contribuíram na revisão dos artigos submetidos durante o ano de 2024, agradecendo a sua disponibilidade para colaborar com a revista.

Abílio Pinho de Jesus  
Ana Mafalda Barbosa  
André Furtado  
Carlos Rebelo  
Carlos Sousa  
Cristina Oliveira  
Emil de Souza Sánchez Filho

João André  
Jorge Tiago Pinto  
José António Correia  
José Luiz Rangel Paes  
José Melo  
José Miguel Castro  
Luís Guerreiro

Paulo Piloto  
Paulo Vila Real  
Ricardo do Carmo  
Rita Bento  
Sérgio Lopes  
Válter Lúcio  
Xavier Romão



# Comportamento cíclico de ligações de painéis de fachada horizontais em edifícios industriais pré-fabricados

Cyclic behavior of horizontal cladding walls panels connection in industrial precast RC buildings

Liana Sombrio Ostetto

Jorge Fonseca

Romain Sousa

Paulo Fernandes

Hugo Rodrigues

## Resumo

Sismos recentes ocorridos na Europa evidenciaram alguma vulnerabilidade sísmica dos edifícios industriais pré-fabricados de betão armado. As ligações entre os painéis de fachada e a estrutura principal foram a causa de vários danos não estruturais reportados, tornando-se um elemento de significativa importância para estas estruturas. O mau comportamento destas ligações pode causar o colapso dos painéis de fachada, resultando em potenciais perdas de vidas humanas bem como num grande impacto económico na sociedade. Para melhor conhecer o comportamento sísmico e a capacidade destas ligações, foi realizado um extenso trabalho experimental a fim de caracterizar a configuração da ligação mais comum em Portugal. Foram realizados ensaios cíclicos quase estáticos do tipo histerético no plano e fora do plano, simulando o efeito de ações expectáveis durante um evento sísmico. A investigação teve como foco o nível de torque aplicado nos parafusos, que é um dos principais parâmetros que podem influenciar o desempenho sísmico deste tipo de ligação.

## Abstract

Recent earthquakes in Europe have highlighted the seismic vulnerability of industrial precast reinforced concrete buildings. The connections between cladding panels and the main structure were the cause of several reported non-structural damages, becoming an element of significant importance for these structures. The poor behavior of these connections can cause the collapse of the cladding connections, resulting in potential human losses and large economic impact on the society. To better understand the seismic behavior and capacity of these connections, an extensive experimental campaign was carried out to characterize the most common connection configuration in Portugal. Quasi-static cyclic tests were carried out in-plane and out-of-plane, simulating the effect of actions expected during a seismic event. The research was focused on the level of torque applied on the bolts, which is one of the main parameters that can influence the seismic performance of this type of connection.

**Palavras-chave:** Edifício industrial pré-fabricado / Ligações de painéis de fachada / Comportamento cíclico / Campanha experimental / Caracterização de ligações

**Keywords:** Industrial precast buildings / Cladding panels connections / Cyclic behavior / Experimental campaign / Connections characterization

### Liana Sombrio Ostetto

CERIS, Departamento de Engenharia Civil  
Universidade de Aveiro  
Aveiro, Portugal

### Jorge Fonseca

CERIS, Departamento de Engenharia Civil  
Universidade de Aveiro  
Aveiro, Portugal

### Romain Sousa

CERIS, Resp. I&D Vigobloco SA  
Ourém, Portugal

### Paulo Fernandes

CERIS, ESTG  
Politécnico de Leiria  
Leiria, Portugal

### Hugo Rodrigues

CERIS, Departamento de Engenharia Civil  
Universidade de Aveiro  
Aveiro, Portugal

### Aviso legal

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

### Legal notice

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

OSTETTO, L. [et al.] – Comportamento cíclico de ligações de painéis de fachada horizontais em edifícios industriais pré-fabricados. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 7-20. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-001>

## 1 Introdução

Nos últimos anos, a segurança das estruturas existentes após um desastre natural tem sido objeto de análise [1]. Neste contexto é crucial conhecer as diversas tipologias de edifícios para compreender o seu comportamento perante eventos sísmicos. Os edifícios pré-fabricados em betão armado (PFBA) são uma tipologia habitualmente encontrada no parque industrial europeu [2], [3], sendo que a maioria destes utiliza uma solução de painéis de fachada pré-fabricados. Existem dois tipos principais de disposição dos painéis de fachada: horizontal e vertical. No parque industrial português, a disposição mais observada em edifícios PFBA é a horizontal (Figura 1), com fixação aos pilares [2], [4], [5], naquela que é considerada como a solução mais vulnerável ao sismo [6]–[8]. Este arranjo consiste em painéis pré-fabricados geralmente fixados por quatro ligações do painel aos pilares.



**Figura 1** Edifícios do parque industrial português com painéis de fachada horizontais

As abordagens de projeto desses edifícios assumem tipicamente que os painéis de fachada são elementos não estruturais, ignorando, na maioria das vezes, a sua contribuição e interação na resposta sísmica do edifício. No entanto, os danos observados em sismos



Figura 2 Falha das ligações de painéis horizontais, sismo Emília 2012



Figura 3 Ligação painel-pilar habitualmente utilizada em Portugal



recentes, como o de L'Aquila 2009 e o de Emília 2012, mostraram que estes elementos podem ter uma contribuição significativa e não devem ser negligenciados no dimensionamento da estrutura [9]–[12]. Para além disso, foram evidenciados problemas críticos no comportamento das ligações entre os painéis de fachada e a estrutura principal (Figura 2).

Com o objetivo de identificar e mitigar os problemas relacionados com as ligações, foram realizados diversos trabalhos experimentais [3], [6], [12]–[16], sem no entanto caracterizarem o comportamento das ligações habitualmente utilizadas em Portugal (Figura 3). Estas ligações geralmente são compostas por canais de ancoragem pré-instalados nos painéis, cantoneiras de aço fixadas com parafusos tipo cabeça de martelo, porcas, anilhas e parafusos para fixação da cantoneira de aço nos pilares.

Após a revisão da literatura e considerando as propriedades do parque industrial português, percebeu-se que havia uma carência de estudos das ligações habitualmente utilizadas em Portugal, pelo que foi planeada e realizada uma campanha experimental visando a caracterização da capacidade destas ligações e a compreensão

do correspondente comportamento sísmico. O presente estudo aborda o comportamento no plano e para fora do plano deste tipo de ligação, com particular foco no nível de torque aplicado nos parafusos.

## 2 Campanha experimental

### 2.1 Objetivos

A realização de ensaios experimentais revela-se muito importante para compreender o comportamento de um determinado fenómeno e dos componentes que o afetam, razão pela qual ela foi considerada neste caso específico. Neste enquadramento os principais objetivos desta investigação experimental focaram-se em aprofundar o conhecimento do comportamento da ligação mais utilizada em Portugal, bem como obter parâmetros para a calibração de modelos numéricos que pudessem representar o seu comportamento.

A campanha experimental foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil (LabCivil) da Universidade de Aveiro (UA). As configurações

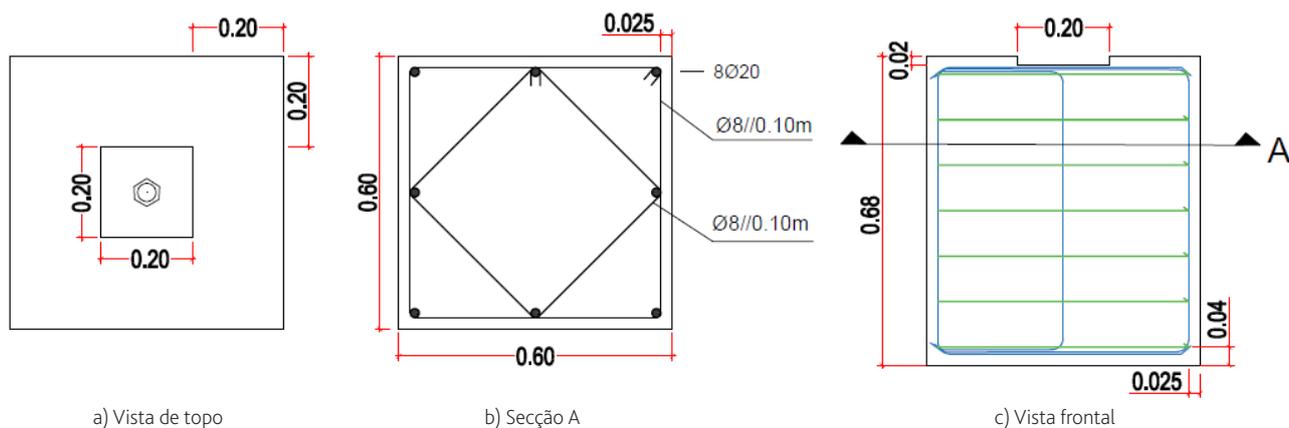


Figura 4 Detalhe pilar, medidas em metros

experimentais foram delineadas com base em estudos recentes [3], [6], [13], [14], seguindo as recomendações para testes cíclicos quase estáticos do tipo hysterético FEMA 461 [17].

## 2.2 Detalhe dos provetes

Os provetes foram definidos com base na caracterização das propriedades típicas dos edifícios industriais PFBA realizado por Rodrigues et al. [2] representando uma ligação painel-pilar de um típico edifício industrial em Portugal. Os provetes foram construídos à escala real e a ligação é feita na extremidade do painel com o pilar. O pilar possui secção transversal retangular de  $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$  com  $0,68 \text{ m}$  de altura, considerando armadura longitudinal composta por oito varões de  $20 \text{ mm}$  de diâmetro e a armadura transversal constituída por estribos de  $8 \text{ mm}$  de diâmetro, espaçados de  $0,10 \text{ m}$ , com recobrimento de  $25 \text{ mm}$  (Figura 4). O pilar é fixado através de um varão de  $40 \text{ mm}$  de diâmetro no centro do provete até à laje de reação. Em relação ao painel, considerou-se uma fração do painel de fachada ( $0,12 \times 0,7 \times 0,6 \text{ m}$ ), correspondendo ao modelo tipicamente adotado para painéis de fachada com  $12 \text{ cm}$  de espessura, correspondendo a um vão máximo de  $8 \text{ m}$ .

O betão utilizado no pilar e no painel foi respetivamente da classe de resistência C40/50 e C30/37, enquanto as armaduras foram da classe de resistência A500 para os dois elementos.

A ligação utilizada é composta por canais de ancoragem pré-instalados nos painéis ( $0,15 \times 0,04 \times 0,02 \text{ m}$ ), cantoneiras de aço com abas ( $0,15 \times 0,09 \times 0,01 \text{ m}$ ), parafusos tipo cabeça de martelo T8.8, porcas M16, anilhas M16 e parafusos para fixação da cantoneira de aço nos pilares M16.

A convenção de nomenclatura adotada para cada provete foi "CPC\_O\_xx" onde "xx" representa a ordem dos ensaios realizados, uma vez que foram realizados vários tipos de ensaios com diferentes níveis de aperto do parafuso.

Foram realizados estudos para avaliar o comportamento no plano e para fora do plano dos painéis, com diferentes níveis de torque do parafuso de ligação do painel à cantoneira. A Tabela 1

resume as propriedades correspondentes a cada tipo de provete, especificamente o tipo de ensaio, o nome do provete, as informações da ligação e o protocolo de carga. A localização da calha, ou seja, a distância longitudinal do final do painel ao início da calha tem valor de  $0,13 \text{ m}$  (com pequenas variações resultantes do processo de fabrico). O ensaio inicia sempre com o parafuso a meio curso da calha.

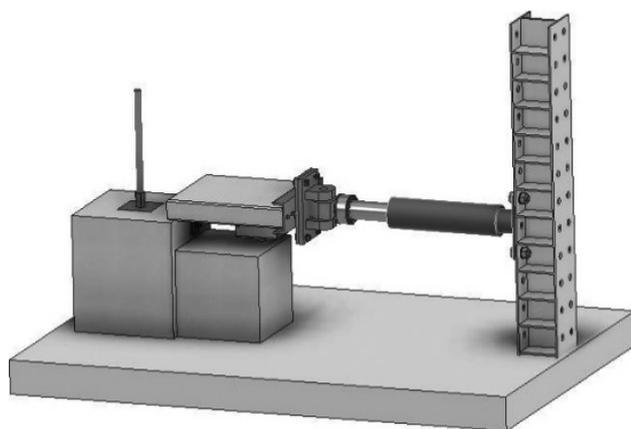
Quadro 1 Propriedades dos provetes

Provetes	Torque parafuso pilar (N.m)	Torque parafuso painel (N.m)	Ensaio
Com protocolo de carga crescente			
CPC_O_01	75	0	No plano
CPC_O_02	75	Médio (sem controle)	No plano
CPC_O_05	100	50	No plano
CPC_O_06	100	100	No plano
CPC_O_09	100	100	Fora do plano
CPC_O_10	100	50	Fora do plano
CPC_O_12	100	100	Fora do plano
CPC_O_13	100	50	Fora do plano
CPC_O_14	100	100	No plano
CPC_O_15	100	50	No plano
CPC_O_16	100	50	No plano
CPC_O_17	100	100	No plano
Com protocolo de carga sinusoidal			
CPC_O_07	100	100	No plano
CPC_O_08	100	50	No plano
CPC_O_11	100	100	Fora do plano

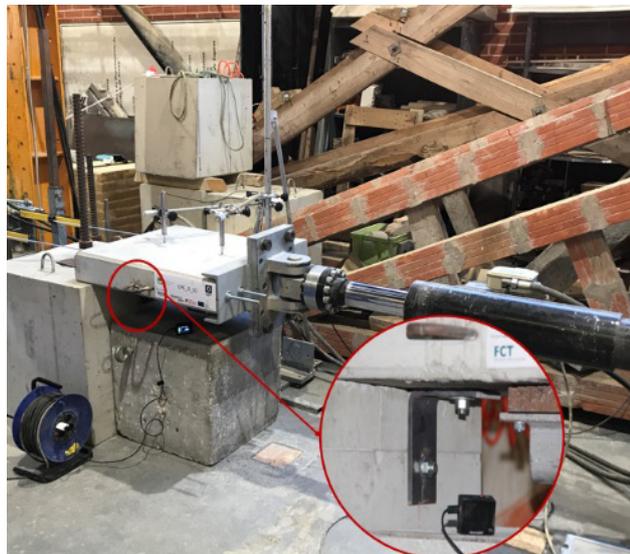
### 2.3 Sistema de Ensaio

Foram desenvolvidos dois sistemas de ensaio com o objetivo de caracterizar o comportamento do painel no plano (Figura 5) e para fora do plano (Figura 6). Por forma a assegurar a fixação do pilar, este foi fixado à laje de reação com um pré-esforço de 400 kN em todos os ensaios. O ensaio no plano foi realizado aplicando um deslocamento horizontal imposto através de um atuador hidráulico com capacidade máxima de 200 kN e curso de  $\pm 400$  mm. O atuador foi posicionado para ficar centrado com a ligação.

Os ensaios para fora do plano foram realizados aplicando um deslocamento vertical imposto através de um atuador hidráulico com capacidade máxima de 200 kN e curso de  $\pm 200$  mm. O atuador foi posicionado na vertical, centrado com a ligação a 32 cm do centro do parafuso de ligação à cantoneira.

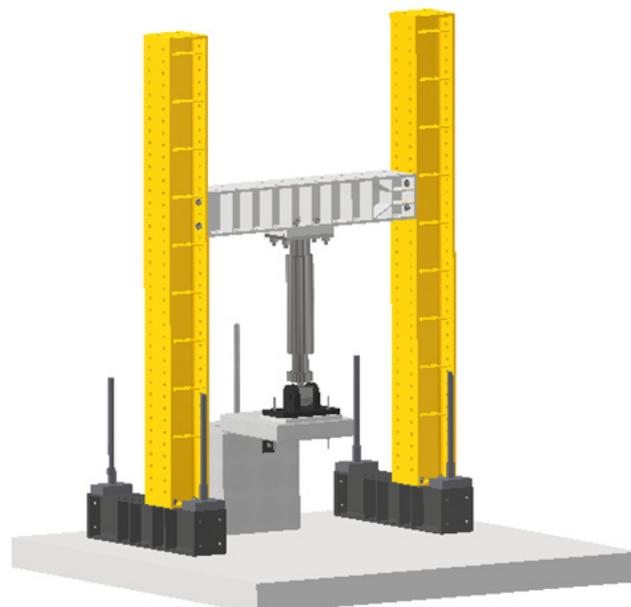


a) Esquema de ensaio



b) Vista geral

**Figura 5** Setup de ensaio no plano de ligações painel-pilar.



a) Esquema de ensaio

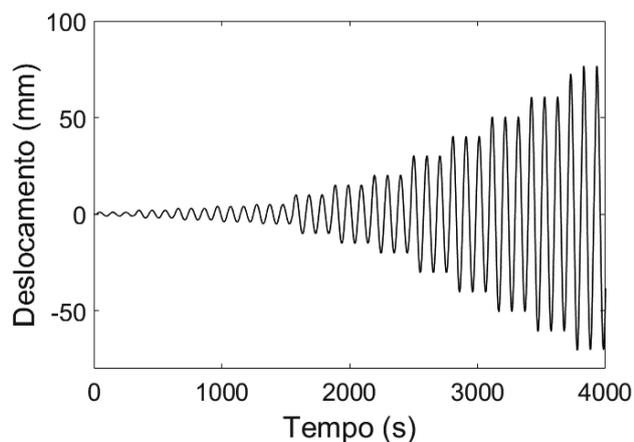


b) Vista geral

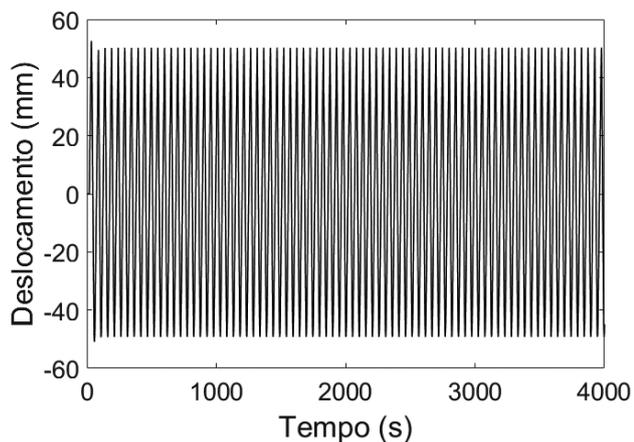
**Figura 6** Setup de ensaio para fora do plano de ligações painel-pilar.

## 2.4 Protocolo de ensaio e instrumentação

Os ensaios foram realizados com imposição de deslocamentos na direção horizontal, paralelos à calha do painel, nos ensaios no plano e na direção vertical, perpendicular à calha do painel, nos ensaios para fora do plano. Foram impostos dois ciclos de deslocamento diferentes em cada tipo de ensaio, um considerando um aumento de amplitude crescente e outro uma sinusoidal com deslocamento constante, com aproximadamente 80 ciclos. O carregamento cíclico com aumento de amplitude foi aplicado a uma velocidade constante de 0,01 mm/s. O mesmo carregamento cíclico foi utilizado para ambos os tipos de testes. Cada nível de deslocamento foi repetido três vezes, a fim de capturar a degradação da rigidez e resistência ao longo da repetição, com incrementos de 1 mm para amplitudes entre 1 a 5 mm, de 5 mm para amplitudes entre 5 a 20 mm e de 10 mm para amplitudes entre 20 a 80mm (Figura 7a). O carregamento cíclico sinusoidal foi aplicado a uma velocidade constante de 0,025 mm/s com deslocamento de 50 mm, para capturar a degradação da rigidez e resistência através da repetição contínua sem percorrer toda a calha e ter contato com o betão (Figura 7b).



a) Aumento de amplitude



b) Sinusoidal

Figura 7 Histórias de deslocamentos

O esquema de instrumentação adotado para ensaios no plano é apresentado na Figura 8, tendo sido utilizados dois LVDTs posicionados na parte superior do painel e outros dois na lateral do painel. Um LVDT adicional foi posicionado ao nível do pilar para controlar possível elevação/rotação do pilar.

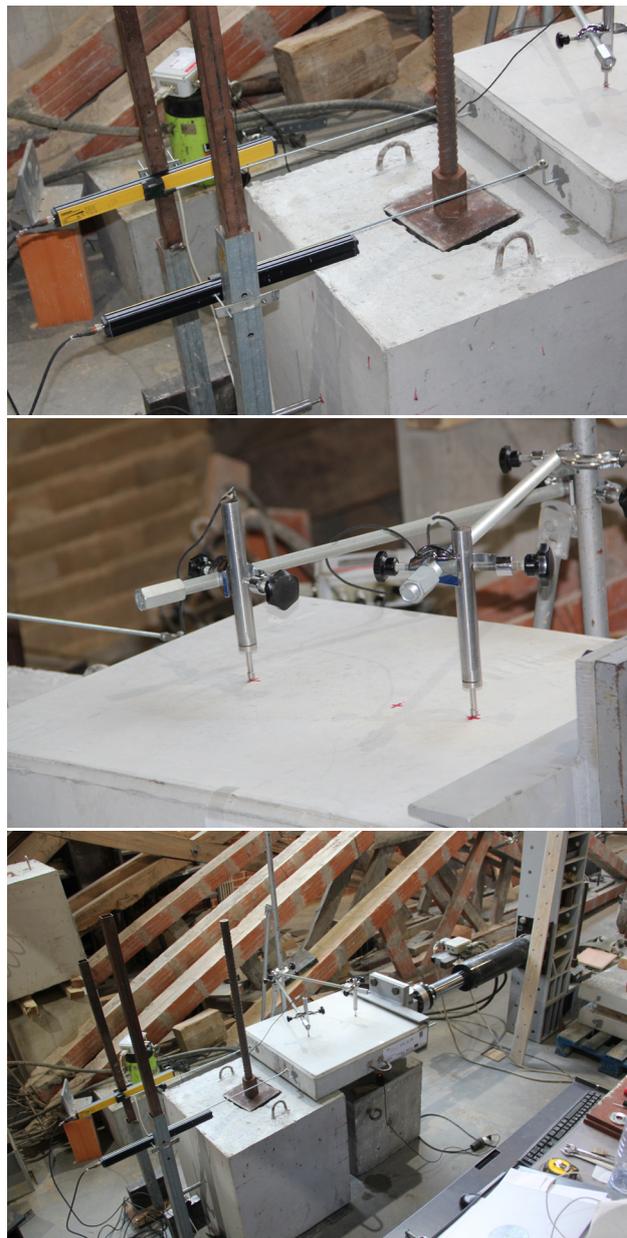


Figura 8 Esquema de instrumentação adotado para os ensaios no plano

Para os ensaios para fora do plano foram posicionados dois LVDTs verticalmente na lateral frontal do painel, outros dois na parte superior do painel e dois na lateral do painel (Figura 9). Um LVDT adicional foi posicionado ao nível do pilar para controlar possível elevação/rotação do pilar.



Figura 9 Esquema de instrumentação adotado para os ensaios fora do plano

### 3 Resultados experimentais

Os principais resultados experimentais obtidos nesta campanha de ensaios são apresentados nesta secção, iniciando pela discussão das curvas histeréticas força-deslocamento, seguidas dos coeficientes de atrito correspondente a cada torque, e a energia dissipada de cada ensaio. Os danos mais representativos em cada provete são também apresentados e comparados entre os diferentes ensaios.

#### 3.1 Ensaios no plano

##### 3.1.1 Curvas histeréticas força-deslocamento

As curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos provetes através dos ensaios experimentais no plano, são apresentadas na Figura 10. As curvas foram agrupadas de acordo com o tipo de deslocamento imposto e o nível de torque. Para cada ensaio foi considerado um painel novo sem repetições.

Os ensaios CPC\_O\_01 e CPC\_O\_02 foram realizados em sequência, um após o outro com os mesmos provetes. O ensaio CPC\_O\_01 teve como objetivo mostrar que não há atrito significativo entre os elementos, sendo possível observar como ocorre o deslizamento na calha sem aperto do parafuso cabeça de martelo.

A primeira característica que se destaca das curvas apresentadas, é a sua forma 'assimétrica'. Isso deve-se ao facto de que quando

a deformação é aplicada no sentido negativo, o comportamento da ligação exige menor força em relação ao outro lado devido à deformação da cantoneira, e quando o painel é empurrado no sentido positivo, a cantoneira tem uma maior rigidez por estar em contato direto com o pilar.

Durante os ensaios, foi visível o deslizamento do parafuso cabeça de martelo dentro da calha, como pode ser observado nas curvas histeréticas. Nos ensaios com torque de 50 N.m a cantoneira é menos solicitada por ter um menor aperto, pelo que o parafuso desliza na calha com maior facilidade. A força solicitada é maior à medida que o parafuso cabeça de martelo recebe mais torque, no entanto a resistência máxima da ligação não muda significativamente.

A falha de ligação ocorre apenas quando todo o deslocamento da calha é percorrido. As curvas histeréticas (Figura 10c) indicam que dependendo do aperto do parafuso cabeça de martelo, a força aplicada pode aumentar mais de três vezes para determinados deslocamentos. Nos ensaios com carregamento sinusoidal (Figura 10d) o deslocamento máximo foi de 50 mm, não se observando falha na ligação. Destaca-se nas figuras 10a e 10b que, apesar das condições de ensaio serem as mesmas para os três ensaios de cada torque, as curvas força-deslocamento ainda semelhantes não são necessariamente iguais, atribuindo-se este comportamento a outros fatores, como por exemplo, as variações no fabrico dos provetes.

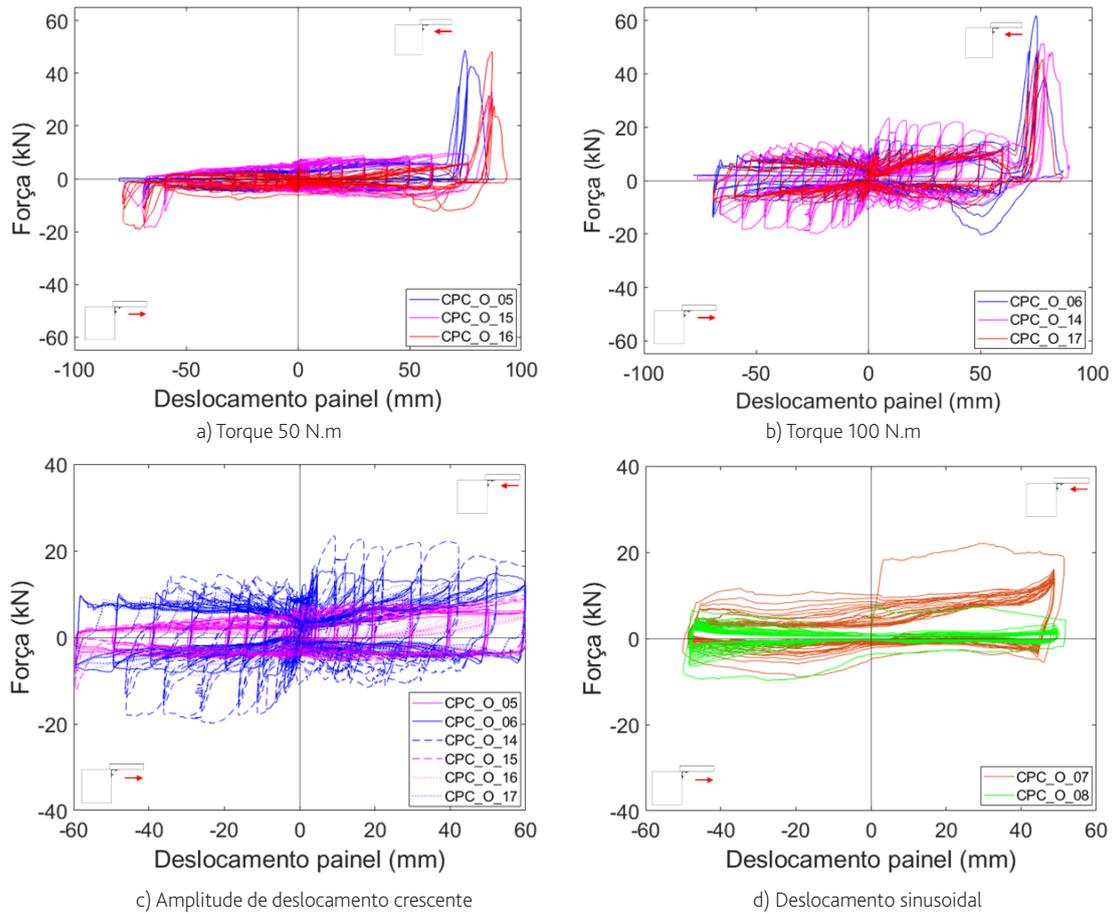


Figura 10 Curvas força-deslocamento dos ensaios no plano

### 3.1.2 Atrito

Nesta subsecção é apresentado e discutido o atrito observado nos ensaios no plano. Durante o ensaio, observou-se que a força transmitida pela ligação se deve principalmente ao atrito que surge, durante o deslizamento, entre a cantoneira de aço e a anilha do parafuso cabeça de martelo. Portanto, a força de atrito pode ser representada através do seu coeficiente  $\mu$ , calculado pela divisão entre a força no plano atuando no painel  $F_p$  (Figura 10) e a força fora do plano imposta pela ligação  $F_c$ , determinada com as seguintes expressões:

$$\mu = \frac{F_p}{F_c} \quad (1)$$

$$F_c = \frac{T}{k \times d} \quad (2)$$

onde,  $T$  é o torque do parafuso cabeça de martelo,  $k$  é uma constante que depende do material e tamanho do parafuso, considerado 0,2, e  $d$  é o diâmetro do parafuso. A figura 11 apresenta o atrito de cada

ensaio experimental no plano diferenciado pelo torque do parafuso.

A partir das curvas atrito-deslocamento com cargas sinusoidais, são avaliados os coeficientes de atrito estático  $\mu_s$  e dinâmico  $\mu_d$ . O coeficiente estático é calculado nos pontos onde o valor absoluto da força é máximo, enquanto o coeficiente dinâmico é calculado nos pontos onde o deslocamento é zero, conforme mostra a Figura 12. O coeficiente dinâmico é representado na figura pela média positiva e negativa.

Para o ensaio com torque de 50 N.m no parafuso cabeça de martelo, o coeficiente estático apresenta uma média de 0,13, enquanto o coeficiente dinâmico uma média de 0,02. Para o ensaio com torque de 100 N.m no parafuso, obtiveram-se coeficientes médios de 0,19 e 0,1 para o coeficiente estático e dinâmico, respetivamente. Os coeficientes de atrito estático e dinâmico mostraram uma diminuição com o tempo devido ao desgaste das superfícies de contato entre a calha, a cantoneira e o parafuso cabeça de martelo. Por fim, os resultados experimentais obtidos mostram uma correlação entre os coeficientes de atrito estático e dinâmicos e o aperto que o parafuso cabeça de martelo recebe, aumentando em função do torque.

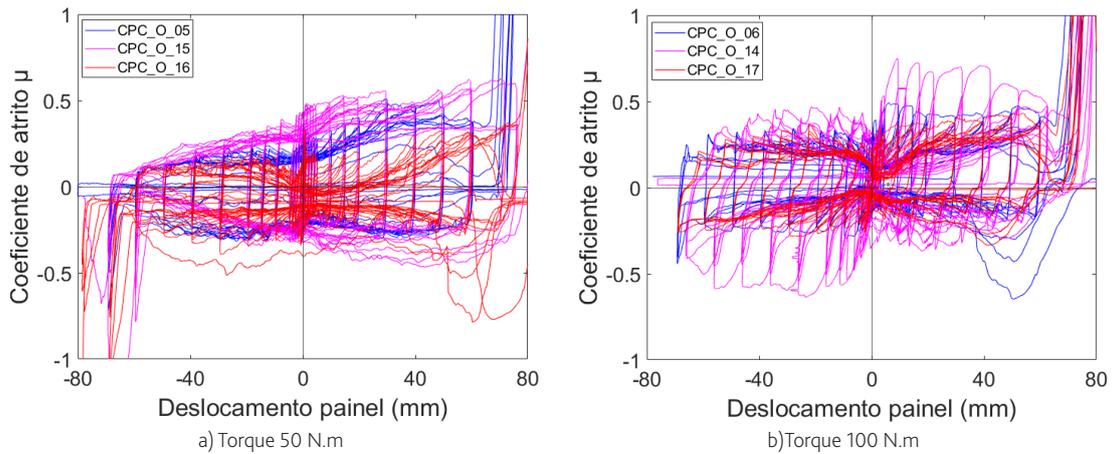


Figura 11 Curvas atrito-deslocamento

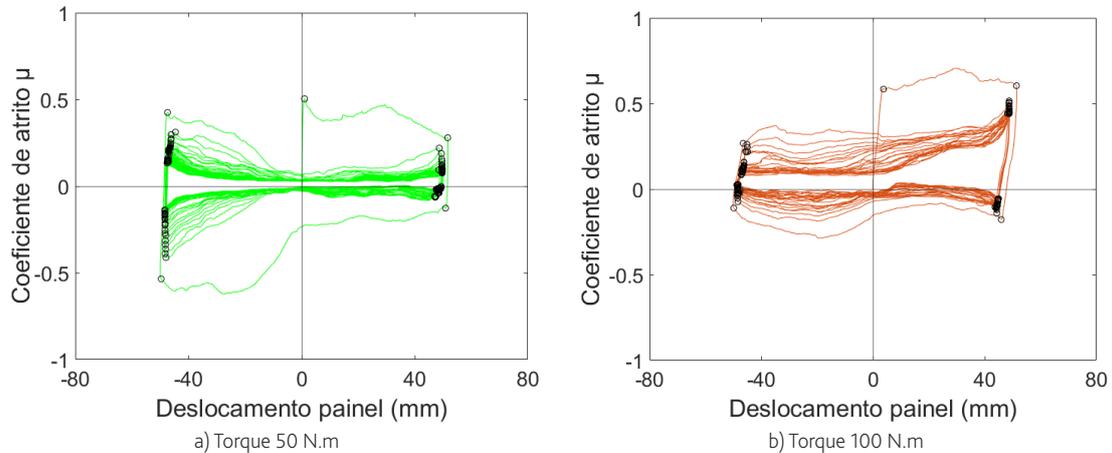


Figura 12 Curvas atrito-deslocamento de cargas sinusoidais com coeficientes de atrito estático e dinâmico

### 3.1.3 Energia dissipada

Nesta subsecção é apresentada e discutida a energia dissipada dos ensaios experimentais no plano. A Figura 13 apresenta as curvas correspondentes a todos os ensaios experimentais e representa a energia dissipada acumulada ao longo do ensaio.

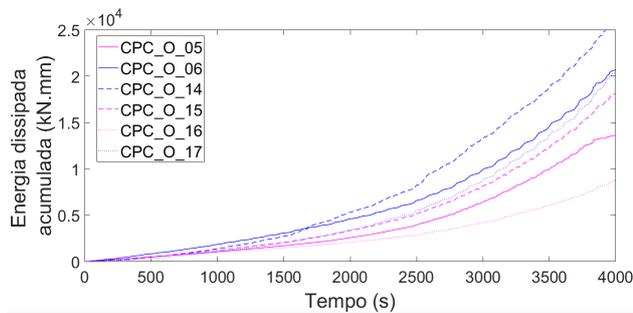


Figura 13 Energia dissipada acumulada nos diferentes ensaios

Estes resultados permitem concluir que a capacidade de dissipação de energia aumenta com aumento do torque no parafuso.

## 3.2 Ensaios fora do plano

### 3.2.1 Curvas histeréticas força-deslocamento

As curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos provetes através dos ensaios experimentais para fora do plano são apresentadas na Figura 14.

Os ensaios CPC\_O\_09, CPC\_O\_10, CPC\_O\_11, CPC\_O\_12 e CPC\_O\_13 visam caracterizar o comportamento para fora do plano da ligação. O deslocamento neste ensaio foi aplicado até ao máximo vertical permitido pelo atuador (60 mm). Uma das características das curvas apresentadas é o formato "assimétrico", devido ao movimento de levantamento do painel, que exige maior força para o deslocamento aplicado em relação ao sentido oposto. Durante os ensaios, o parafuso cabeça de martelo deslizou dentro da calha, principalmente no ensaio com aperto de 50 N.m

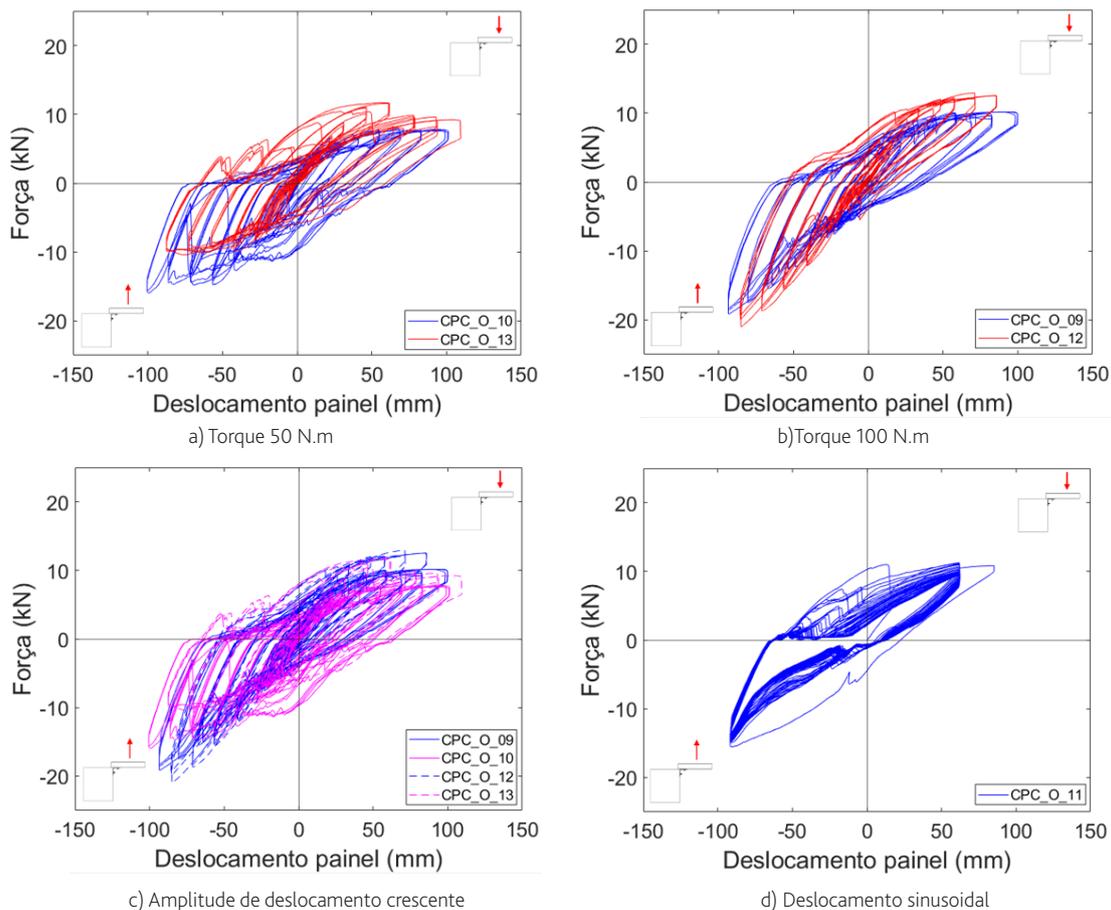


Figura 14 Curvas força-deslocamento dos ensaios fora do plano

(Figura 14a). Neste ensaio as rotações do painel também foram mais visíveis, com deformações da cantoneira e deslocamento de um dos LVDTs (CPC\_O\_10). No entanto, a ligação nunca falhou nem apresentou grandes danos em nenhum ensaio desta tipologia. No final dos ensaios observou-se que tanto o parafuso do pilar, quanto o parafuso da calha tinham perdido a tensão de aperto. No ensaio com deslocamento sinusoidal (Figura 14d) é nítido o momento que o parafuso cabeça de martelo desliza na calha (força constante), sofrendo variações na curva força-deslocamento.

### 3.2.2 Energia dissipada

Nesta subsecção é apresentada e discutida a energia dissipada dos ensaios experimentais para fora do plano. A Figura 15 apresenta as curvas correspondentes a todos os ensaios experimentais e representa a energia dissipada acumulada ao longo do ensaio. Pelos resultados obtidos pode-se perceber que nos ensaios fora do plano também apresentam um aumento da capacidade de dissipação de energia com o aumento do torque do parafuso. No entanto, os níveis de energia dissipada acumulada são mais similares comparados aos ensaios no plano.

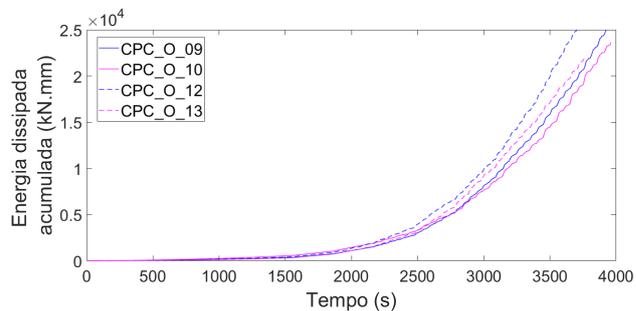


Figura 15 Energia dissipada acumulada nos diferentes ensaios

### 3.3 Danos observados

Os danos mais representativos de cada provete são apresentados na Figura 16, na respetiva ordem dos ensaios.

Em relação aos ensaios no plano, os ensaios decorreram até a expulsão do parafuso cabeça de martelo. Com o aumento dos deslocamentos, foram observadas deformações plásticas na calha pré-instalada no painel, principalmente quando o parafuso desliza

por toda a calha e entra em contacto com o betão. As deformações nas cantoneiras de aço também ocorrem em deslocamentos maiores quando o painel é empurrado e o parafuso cabeça de martelo entra em contato com o betão, causando o levantamento do painel (ver Figura 16a e 16g). Portanto, a falha da ligação ocorre devido à falha da calha pré-instalada no painel conforme mostrado na Figura 16b, 16d e 16e, causando o desprendimento do parafuso cabeça de martelo para fora da calha (ver Figura 16c e 16j).

Nos ensaios para fora do plano, os ensaios decorreram até aos 60 mm de deslocamento conforme o atuador permitia, devido a sua

inclinação e solitação. Nestes ensaios não se obteve falha nas ligações, observando-se apenas algumas deformações na calha pré-instalada no painel e na cantoneira, conforme Figura 16f, 16g e 16h. E no final dos ensaios notou-se que os parafusos tinham perdido a tensão de aperto pelas folgas na calha e da ligação entre a cantoneira e o pilar.

De um modo geral, de acordo com os danos observados, a ligação ensaiada não apresenta mau comportamento dentro e fora do plano, tanto para grandes apertos como médios apertos.



a) Deformação cantoneira CPC\_O\_05



b) Falha da calha CPC\_O\_05



c) Parafuso expulso da calha CPC\_O\_06



d) Falha da calha CPC\_O\_06

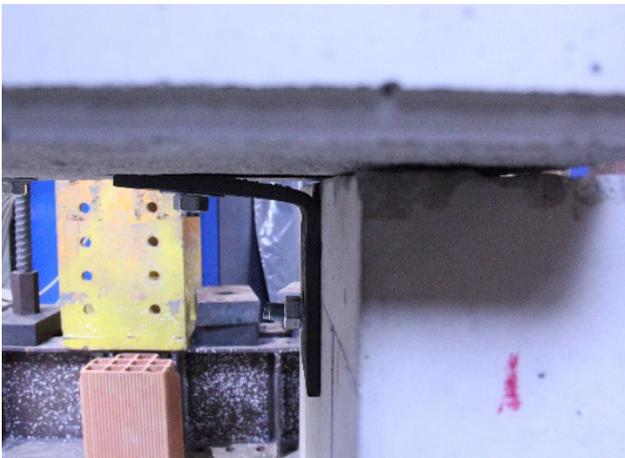
**Figura 16** Danos observados



e) Painel após falha CPC\_O\_06



f) Deformação na calha, sem falha CPC\_O\_09



g) Deformação cantoneira CPC\_O\_10



h) Deformação na calha, sem falha CPC\_O\_10



i) Deformação da calha CPC\_O\_14



j) Parafuso expulso da calha CPC\_O\_14

**Figura 16** Danos observados (cont.)

## 4 Comentários finais

A campanha de ensaios apresentada tem como objetivo estudar a tipologia de ligação painel-pilar mais recorrente no parque industrial português em edifícios industriais pré-fabricados. Através deste estudo foi possível verificar como a ligação se comporta para diferentes níveis de aperto e compreender os danos ocorridos em eventos sísmicos reais do passado.

Em relação aos ensaios no plano, no primeiro ensaio sem aperto no parafuso cabeça de martelo, verificou-se que não existe atrito significativo entre o painel e o pilar. Os demais ensaios evidenciaram uma importância significativa do aperto do parafuso cabeça de martelo no interior da calha. O deslizamento do parafuso cabeça de martelo no interior da calha é visível. Porém, em deslocamentos maiores, foram observadas deformações da cantoneira de aço e a falha da ligação devido a deformações plásticas da calha quando o deslocamento esgota o curso da calha e o parafuso entra em contato com o betão. Nestas condições o parafuso cabeça de martelo é empurrado para fora da calha, causando o colapso da ligação. As curvas histeréticas também indicam que para um torque maior, a força aplicada aumenta até três vezes para determinados deslocamentos.

Nos ensaios para fora do plano, na generalidade, a ligação não apresentou mau comportamento, com o parafuso cabeça de martelo a deslizar por toda a calha, causando poucos danos, sem falha nas ligações. No final dos ensaios, observou-se que os parafusos, tanto do pilar quanto da calha, estavam sem tensão de aperto.

De um modo geral os resultados experimentais obtidos mostram que há uma correlação direta entre o aperto do parafuso cabeça de martelo e o coeficiente de atrito e a energia dissipada pela ligação.

A ligação estudada apresenta um bom comportamento ao ponto da ligação não falhar antes de percorrer todo o canal da calha. No entanto, estudos sobre os danos dos terremotos de L'Aquila 2009 e Emilia 2012 [3], apontam que quando a capacidade de deslocamento da ligação é ultrapassada, os painéis tornam-se parte integrante do sistema resistente. Por isso é de grande importância assumir a contribuição e interação dessas ligações na resposta sísmica do edifício durante o dimensionamento da estrutura.

Por fim, com esta investigação experimental foi possível compreender o comportamento desta tipologia de ligação painel-pilar comumente utilizada em Portugal, obtendo indicações sobre o seu desempenho sísmico, bem como parâmetros chave para a calibração de modelos numéricos.

## Agradecimentos

Este trabalho contou com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação de Riscos e Sustentabilidade na Construção de Aveiro (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal (FCT/UIDB/ECI/04450/2020). O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia nomeadamente através da bolsa de doutoramento com a referência 2020.08152.BD.

## Referências

- [1] Batalha, N.; Rodrigues, H.; Varum, H.; Arède, A. – “Cyclic behaviour of precast beam-to-column connections with low seismic detailing,” *Earthq. Engng Struct Dyn*, no. January, pp. 1-19, 2022, doi: 10.1002/eqe.3606.
- [2] Rodrigues, H.; Sousa, R.; Vitorino, H.; Batalha, N.; Varum, H.; Fernandes, P. – “Characterisation of Portuguese RC Precast Industrial Building Stock,” *Adv. Civ. Eng.*, pp. 1-19, 2020, doi: 10.1155/2020/7517205.
- [3] Del Monte, E.; Falsini, C.; Boschi, S.; Menichini, G.; Orlando, M. – “An innovative cladding panel connection for RC precast buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 2, pp. 845-865, 2019, doi: 10.1007/s10518-018-0470-1.
- [4] Babič, A.; Dolšek, M. – “Seismic fragility functions of industrial precast building classes,” *Eng. Struct.*, vol. 118, pp. 357–370, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.069.
- [5] Belleri, A.; Torquati, M.; Riva, P.; Nascimbene, R. – “Vulnerability assessment and retrofit solutions of precast industrial structures,” *Earthq. Struct.*, vol. 8, no. 3, pp. 801-820, 2015, doi: 10.12989/eas.2015.8.3.801.
- [6] Zoubek, B.; Fischinger, M.; Isaković, T. – “Cyclic response of hammer-head strap cladding-to-structure connections used in RC precast building,” *Eng. Struct.*, vol. 119, pp. 135-148, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.04.002.
- [7] Belleri, A.; Brunesi, E.; Nascimbene, R.; Pagani, M.; Riva, P. – “Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5, pp. 1-10, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000617.
- [8] Ercolino, M.; Magliulo, G.; Coppola, O.; Manfredi, G. – “Code formula for the fundamental period of RC precast buildings,” *Second Eur. Conf. Earthq. Eng. Seismol.*, pp. 1–10, 2014.
- [9] Batalha, N.; Rodrigues, H.; Varum, H. – “Seismic performance of RC precast industrial buildings---learning with the past earthquakes,” *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 4, no. 1, p. 4, Dec. 2018, doi: 10.1007/s41062-018-0191-y.
- [10] Ostetto, L.; Sousa, R.; Rodrigues, H.; Fernandes, P. – “Assessment of the Seismic Behavior of a Precast Reinforced Concrete Industrial Building with the Presence of Horizontal Cladding Panels,” *Buildings*, vol. 11, no. 9, p. 400, Sep. 2021, doi: 10.3390/BUILDINGS11090400.
- [11] Ostetto, L.; Sousa, R.; Fernandes, P.; Rodrigues, H. – “Influence and effectiveness of horizontal diaphragms and cladding wall panels on the seismic behaviour of precast RC industrial buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 285, p. 116046, Jun. 2023, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116046.
- [12] Lamperti Tornaghi, M.; Scalbi, A.; Negro, P. – “Precast RC buildings: What is wrong with horizontal cladding panels?,” *Eng. Struct.*, vol. 266, p. 114456, Sep. 2022, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114456.
- [13] Belleri, A.; Torquati, M.; Marini, A.; Riva, P. – “Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 4, pp. 1103-1129, 2016, doi: 10.1007/s10518-015-9861-8.
- [14] Isakovic, T.; Zoubek, B.; Fischinger, M. – “Design Procedures for Typical Cladding Panel Connections in Rc Precast Buildings,” in *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017, p. 12.
- [15] Colombo, A.; Negro, P.; Toniolo, G. – “The influence of claddings on the seismic response of precast structures: the safeclassing project,” in *Proceedings of 2nd ECEES*, 2014, pp. 1-12.

- [16] Isaković, T.; Zoubek, B.; Lopatič, J.; Fischinger, M. – “Experimental Research of Typical Cladding Panel Connections in Industrial Buildings,” *Second Eur. Conf. Earthq. Eng. Seismol.*, pp. 1-10, 2014.
- [17] FEMA 461 – “Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structure and Nonstructural Components,” 2007.

# Aderência de varões de aço para betão armado utilizados em Portugal. Avaliação estatística de um novo parâmetro que caracteriza o perfil nervurado

Bond of steel bars to reinforced concrete used in Portugal. Statistical evaluation of a new parameter which characterizes the ribbed profile

Ana Sofia Louro  
João Filipe

## Resumo

Diversos fabricantes têm vindo a implementar alterações na superfície dos varões de aço para betão armado que impactam com a aderência varão-betão. As versões recentes dos projetos de norma destes produtos introduziram um novo parâmetro de controlo da geometria da superfície nervurada dos varões, paralelamente ao controlo da área relativa das nervuras transversais ( $f_R$ ), que consiste na relação entre a largura da crista das nervuras transversais a meio do seu comprimento ( $b_R$ ) e o afastamento das nervuras transversais ( $c$ ).

Este artigo apresenta os resultados de um estudo estatístico sobre os valores de  $b_{R/c}$ , obtidos pelo LNEC nos últimos anos centrando-se no tipo de perfil nervurado. Para além de permitir caracterizar a relação  $b_{R/c}$ , em função de outros parâmetros como, por exemplo, o diâmetro nominal ou o tipo de produção dos varões, este estudo permitirá futuramente estabelecer critérios de aceitação aplicáveis à avaliação deste parâmetro, no âmbito da certificação de varões com novos tipos de perfil nervurado.

## Abstract

Several manufacturers have implemented changes on the steel rebars surface that impact on the bond between rebar and concrete. Recent draft versions of these products standards have introduced a new parameter to control the ribbed surface geometry of the rebars, alongside the control of the relative area of the transverse ribs ( $f_R$ ), which consists on the ratio between the ribs top width at the middle of their length ( $b_R$ ) and the distance between the transverse ribs ( $c$ ).

This paper presents the results of a statistical study of the  $b_{R/c}$  values obtained by LNEC in recent years, focusing on the type of ribbed profile. As well as making possible to characterize the  $b_{R/c}$  ratio, as a function of other parameters such as the nominal diameter or the type of production of the rebars, in future this study will allow to establish acceptance criteria applicable to the assessment of this parameter, within the scope of the certification of rebars with new ribbed profile types.

**Palavras-chave:** Aderência / Varões de aço / Perfil nervurado / Largura da crista das nervuras transversais / Eurocódigo 2

**Keywords:** Steel rebars / Ribbed profile / Ribs top width / Eurocode 2

## Ana Sofia Louro

Investigadora Auxiliar  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
 0000-0002-3094-5967  
analouro@lnec.pt

## João Filipe

Doutorando, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
 0009-0009-9531-1381  
jfilipe@lnec.pt

### Aviso legal

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

### Legal notice

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

LOURO, A. [et al.] – Aderência de varões de aço para betão armado utilizados em Portugal. Avaliação estatística de um novo parâmetro que caracteriza o perfil nervurado **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 21-36.  
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-002>

## 1 Introdução

A aderência dos varões de aço ao betão é garantida essencialmente pelas nervuras transversais existentes no perfil nervurado, pelo que importa caracterizar adequadamente a geometria do perfil nervurado dos varões, em especial quando os fabricantes implementam alterações na superfície do perfil nervurado.

As versões mais recentes dos projetos de normas europeias e internacionais destes produtos têm vindo a introduzir um novo parâmetro de controlo da geometria dos varões, paralelamente ao controlo da área relativa das nervuras transversais ( $f_{Rk}$ ). Este parâmetro consiste na relação entre a largura da crista das nervuras transversais a meio do seu comprimento ( $b_{Rk}$ ) e o afastamento das nervuras transversais ( $c$ ).

Em Portugal, a aplicação de produtos de aço em construções de betão armado depende da sua prévia Classificação pelo LNEC e da sua Certificação por um organismo acreditado no âmbito do Sistema Português da Qualidade, sendo o LNEC responsável pelo apoio técnico ao controlo periódico do fabrico destes produtos, que envolve a avaliação de vários parâmetros geométricos que caracterizam o perfil nervurado. Embora a relação  $b_{Rk}$  ainda não seja verificada no controlo periódico dos varões, o LNEC tem vindo a incluir a determinação desta propriedade nos ensaios de caracterização do perfil geométrico dos varões utilizados em Portugal.

A crescente utilização de novos perfis nervurados (Figura 1a), em alternativa aos indicados nas Especificações LNEC [1] aplicáveis, justifica também a necessidade de se conhecer a influência destes novos perfis nas características de aderência dos varões, especialmente porque as disposições de projeto, nomeadamente ao nível do Eurocódigo 2 [2], se baseiam em resultados de ensaios realizados com varões com perfis nervurados tradicionais (Figura 1b).



Exemplo de perfil nervurado especial (a)



Exemplo de perfil nervurado normal (b)

**Figura 1** Perfis nervurados de varões de aço do tipo A500 NR SD

Assim, o presente artigo, para além de abordar uma temática, que naturalmente carecerá de reflexão aquando da elaboração do Anexo Nacional da segunda geração do Eurocódigo 2 [3], apresenta os resultados de um estudo estatístico sobre os valores de  $b_{Rk}$  obtidos pelo LNEC ao longo dos últimos anos centrando-se no tipo de perfil nervurado dos varões. Para além de permitir caracterizar este parâmetro (tipo de perfil), em função de outros parâmetros como, por exemplo, o diâmetro nominal ou o tipo de produção dos varões, este estudo permitirá futuramente estabelecer critérios de aceitação aplicáveis à avaliação desta grandeza, no âmbito da certificação destes varões de aço.

## 2 A relevância da relação $b_{R/c}$ na capacidade de amarração dos varões

O fenómeno de mobilização da aderência é particularmente relevante para avaliar o comportamento de zonas de ancoragem e de emendas, sabendo-se que podem existir um dos seguintes modos de rotura da ligação entre o varão e o betão:

- Rotura por arrancamento do varão (*pull-out*), sem ou com pouco fendimento do betão (*splitting*), sem fendas visíveis de *splitting*, quando existe um forte confinamento e/ou recobrimento elevado, originando rotura por corte do betão entre nervuras transversais (Figura 2a);
- Rotura por *pull-out* induzida por *splitting* ou parte, com fendas visíveis de *splitting*, nos casos em que o confinamento é moderado e/ou o recobrimento limitado, ocorrendo a rotura por corte do betão entre nervuras transversais acompanhada de escorregamentos nas faces das nervuras transversais (Figura 2b);
- Rotura por *splitting* induzida por perda do recobrimento, quando não há confinamento e/ou o recobrimento é reduzido, conduzindo ao escorregamento nas faces das nervuras transversais (Figura 2c).

Portanto, para um mesmo nível de confinamento, a força máxima que pode ser transferida por aderência de um varão para o betão também diminui à medida que a área das nervuras se reduz, sendo esta a justificação para as normas de produto, desde há muitos anos, especificarem um limite inferior para a área relativa das nervuras

transversais ( $f_R$ ), que representa a razão entre a área total das nervuras acima do núcleo do varão de aço e a área (nominal) do varão.

Pese embora não exista um modelo matemático consensual que relacione a área relativa das nervuras transversais com a aderência varão-betão, existem evidências experimentais que demonstram esta ligação. O aumento da aderência não é proporcional ao aumento de  $f_R$ , sendo que, tipicamente, um aumento de  $f_R$  de 0,060 para 0,120 resulta num incremento da aderência de cerca de 20% para 25% [5].

Quando o nível de confinamento é o suficiente para evitar a rotura por *splitting* (Figura 3a) pode, em alternativa, ocorrer a rotura por arrancamento (se o varão não entrar em cedência), em que o betão é cortado ao longo de uma circunferência sobre os topos/cristas das nervuras transversais e o varão é extraído do betão, deixando um orifício relativamente liso (Figura 3b). O atrito mobilizado na interface betão/betão na superfície de corte é superior ao atrito ao longo da interface betão/varão sobre os topos das nervuras transversais, sendo razoável assumir que a aderência depende principalmente da resistência ao corte do betão entre as nervuras. Pode-se, portanto, esperar que neste modo de rotura a aderência diminua à medida que aumenta a razão entre a largura das nervuras transversais ( $b_R$ ) (medida paralelamente ao eixo do varão) e o afastamento longitudinal das nervuras transversais ( $c$ ).

Um parâmetro alternativo e provavelmente mais preciso do que a relação  $b_{R/c}$  é a área relativa de corte  $f_s$ , que inclui o efeito do espaço entre os conjuntos de nervuras. A área relativa de corte  $f_s$

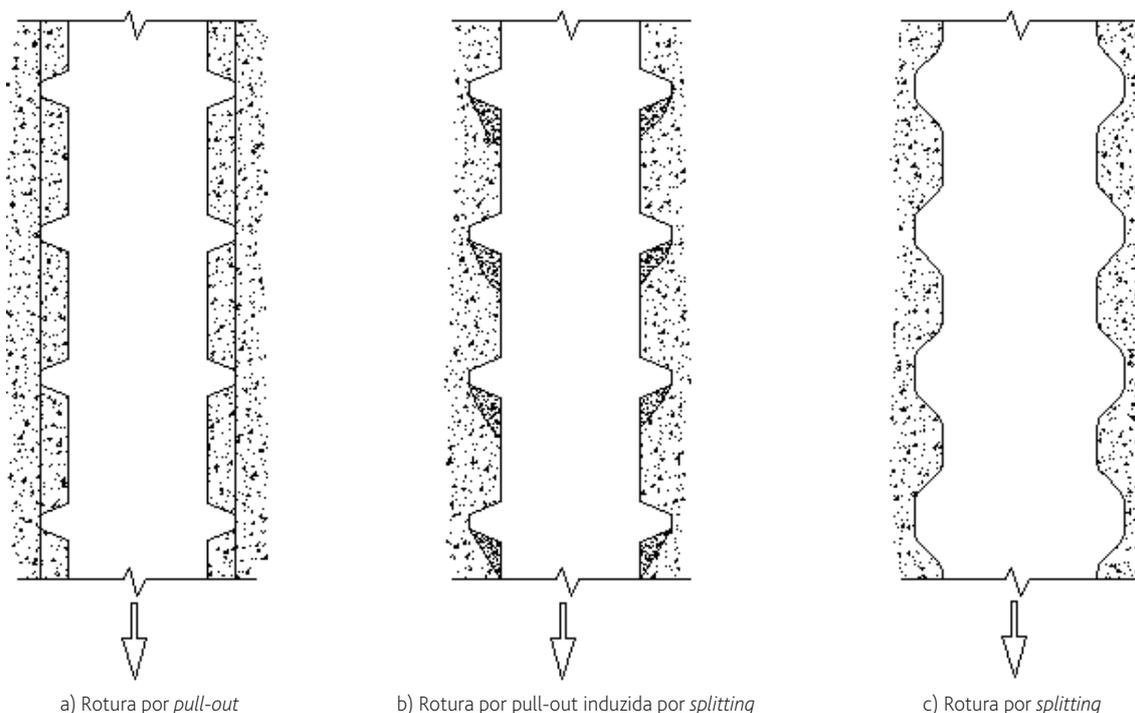
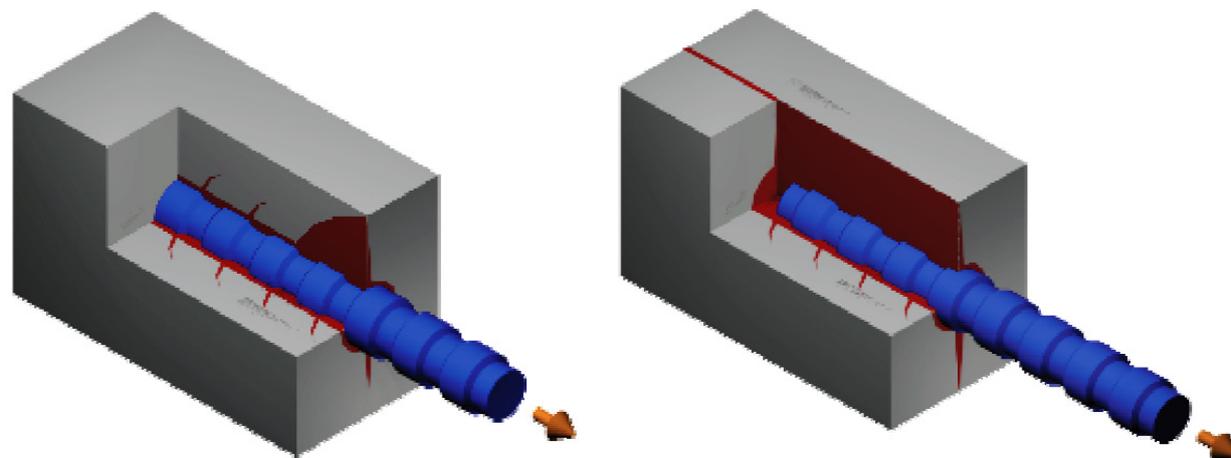
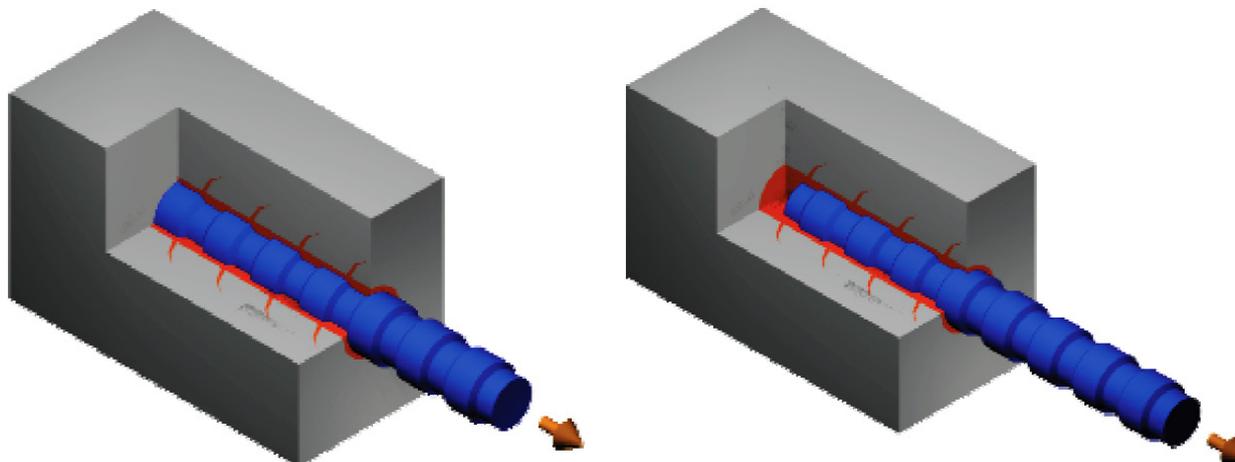


Figura 2 Diferentes modos de rotura da relação tensão de aderência - deslizamento propostos no *Bulletin 10 da fib* (adaptado de [4])



a) Propagação de uma fenda longitudinal (*splitting*): início e fenda completa



b) Propagação da fendilhação cilíndrica: desenvolvimento e aglutinação da fendilhação de corte e possível arrancamento do varão (*pull-out*)

Figura 3 Rotura por *splitting* (a) e por *pull-out* (b) (adaptado de [6])

corresponde à área da interface de corte betão/betão como uma proporção da área de superfície nominal do varão, que diminui à medida que a relação  $b_{R/C}$  aumenta.

Contudo, durante muitos anos a relação  $b_{R/C}$  não se encontrava prevista nas normas aplicáveis, como uma das características fundamentais para controlo das propriedades geométricas das nervuras dos varões. A título de exemplo, a versão de 2005 da EN 10080 [7] permite que os fabricantes façam variar a largura e o afastamento das nervuras transversais em função do diâmetro nos varões. Portanto, no limite, um varão em que as nervuras transversais possuam uma dimensão mínima em termos de altura (no caso de um varão nervurado) ou em termos de largura da indentagem (no caso de varões indentados) e que se encontrem afastadas ao máximo entre si, possivelmente a sua aderência estará muito próxima da aderência de um varão liso, pois o comprimento da superfície de corte betão/betão é insuficiente para que se formem as cunhas de betão sob a superfície de apoio das nervuras transversais.

As últimas versões da EN 10080 introduziram a relação  $b_{R/C}$ . Em

particular, a versão que esteve em inquérito em 2023 [8] considera que quando as características de aderência dos varões são definidas em função da geometria da superfície nervurada do varão, deve ser declarado o valor máximo de  $b_{R/C}$ .

Na última década, na tentativa de reduzir consumos de energia, a produção de varões com perfis nervurados não-convencionais tem vindo a aumentar. Pese embora já tenham sido aplicados, na Europa, varões em que a relação  $b_{R/C}$  é elevada (por exemplo, superior a 0,4), estes varões têm sido produzidos principalmente em diâmetros baixos, os quais têm maior capacidade de amarração ao betão do que varões de maior diâmetro, em situações equivalentes e nas quais basta uma espessura de recobrimento reduzida para que o modo de rotura da ligação varão/betão passe de *splitting* para *pull-out* (ver Figura 2).

Todavia, nos últimos anos, para além da produção de varões com perfil nervurado não convencional ser crescente, a gama de diâmetros da produção destes varões também tem vindo a aumentar. Contrariamente ao *Model Code 2010* [9], o Eurocódigo 2

publicado em 2004 [2] considera que o efeito do diâmetro dos varões na ligação varão/betão apenas deve ser considerado no caso de varões com diâmetros superiores a 32 mm. Acresce que as regras de cálculo dos comprimentos de amarração e emendas da segunda geração do Eurocódigo 2 [3] se baseiam nos estudos do *Bulletin 72* [11] da *fib*, os quais foram desenvolvidos com varões convencionais (ver Figura 1) e varões indentados. Para ter em conta este aspeto, o *Model Code 2020* [10] refere que as expressões de cálculo propostas para a ligação varão/betão foram desenvolvidas para varões cujo perfil nervurado apresenta uma relação  $b_{R/c}$  inferior a 0,30.

Esta temática tem sido amplamente discutida no seio do *Task Group 2.5 – Bond and material models* da *fib – Fédération internationale du béton* e mais recentemente também na Subcomissão 2 do TC 250 – *Structural Eurocodes* responsável pelo desenvolvimento do Eurocódigo 2, especialmente porque a segunda geração do Eurocódigo 2 [3] vem permitir alargar a redução do comprimento de amarração dos varões, em função do confinamento associado ao recobrimento dos varões, contando com a contribuição de outros fatores que ajudam o efeito de confinamento, como sejam as armaduras transversais e a compressão transversal. A comunidade científica considera que estas novas regras podem, eventualmente, ser menos seguras no caso de varões com valores mais elevados da relação  $b_{R/c}$ .

Como tal, importa caracterizar adequadamente o perfil nervurado dos varões existentes no mercado, com superfície nervurada tradicional ou alternativa (ver Figura 1), tendo em vista a futura definição de limites aplicáveis a este novo parâmetro ( $b_{R/c}$ ).

### 3 Apresentação de resultados

#### 3.1 Considerações iniciais

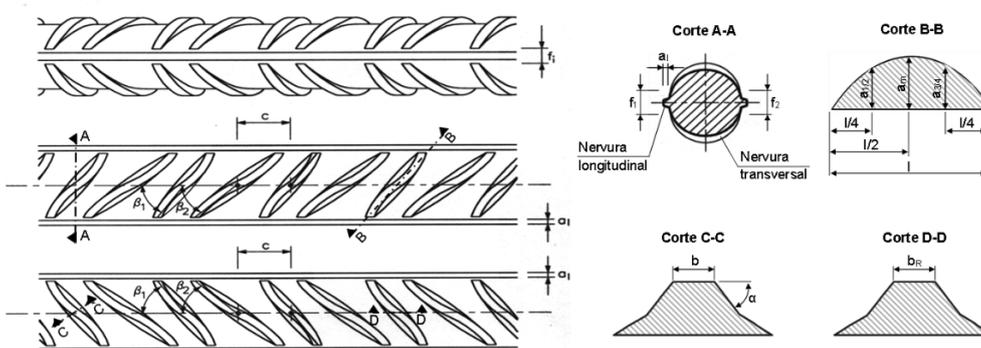
Para o presente estudo foram considerados resultados de  $b_{R/c}$  obtidos através de 3105 ensaios de determinação das características geométricas das nervuras realizados pelo LNEC, entre 2013 e 2022, sobre varões de aço do tipo A500 NR SD [1], no âmbito das sucessivas ações de certificação destes varões de aço.

Segundo a Especificação LNEC E 460 [1], os varões de aço do tipo

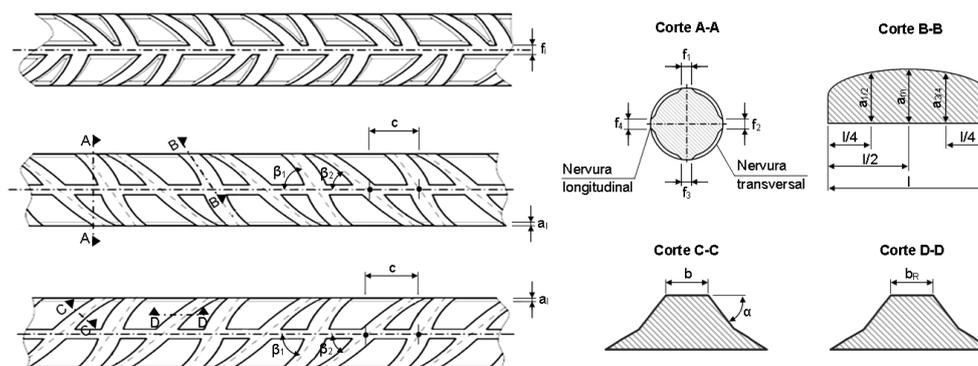
A500 NR SD devem apresentar um perfil nervurado da sua superfície com duas nervuras longitudinais contínuas, diametralmente opostas entre si, bem como duas séries opostas de nervuras transversais de secção variável, oblíquas em relação ao eixo longitudinal dos varões e simétricas em relação a um plano longitudinal que inclui os eixos das duas nervuras longitudinais. Em ambas as séries opostas de nervuras transversais, cada uma das nervuras tem uma inclinação, em relação ao eixo do varão, diferente da inclinação das duas nervuras que lhe são adjacentes e igual à inclinação da nervura que precede ou que se segue a cada uma das referidas nervuras adjacentes. O espaçamento entre os centros de nervuras transversais adjacentes é sempre o mesmo e igual nas duas séries (Figura 4). No âmbito deste estudo, estes varões de aço serão adiante designados por “normais”.

Na Figura 5 é apresentado o perfil nervurado dos varões de aço do tipo A500 NR SD com perfil alternativo ao estipulado na Especificação LNEC E 460 [1] que, também foram considerados para este estudo (adiante designados por “especiais”). A grande diferença em relação aos varões de aço com perfil nervurado tradicional (ver Figura 4), é que estes varões apresentam um perfil com quatro séries de nervuras transversais que formam dois conjuntos opostos de nervuras transversais, de altura aproximadamente constante, simétricas em relação ao plano longitudinal que inclui as duas nervuras longitudinais que intersectam as suas extremidades (ver Figura 1). Portanto, em termos de disposição das nervuras, a principal diferença entre os varões com perfil normal e especial é a existência de quatro nervuras longitudinais nos varões especiais, em oposição às duas longitudinais existentes nos varões normais.

Para os dois tipos de varões com diferentes perfis nervurados (normais e especiais), a largura da crista das nervuras transversais a meio do seu comprimento ( $b_r$ ) deve ser medida segundo o eixo longitudinal do varão, de acordo com a Figura 4. Porém, nos ensaios de determinação das características geométricas das nervuras considerados neste estudo, foram determinados os valores da largura da crista das nervuras transversais a meio do seu comprimento, segundo a direção transversal ao eixo longitudinal das nervuras ( $b$ ). Desse modo, existiu a necessidade de se calcular os valores de  $b_r$  tendo em conta os resultados das diferentes inclinações das nervuras transversais ( $\beta_1$  e  $\beta_2$ ) obtidos experimentalmente para os mesmos varões.



**Figura 4** Disposição das nervuras transversais e longitudinais num varão de aço do tipo A500 NR SD, com perfil nervurado normal



**Figura 5** Disposição das nervuras transversais e longitudinais num varão de aço do tipo A500 NR SD, com perfil nervurado especial

No presente estudo, foram consideradas diversas análises dos resultados de  $b_{R/c}$ , nomeadamente quanto à influência do diâmetro nominal da secção transversal do varão, do tipo de produção (comprimento reto ou rolo) e do tipo de perfil nervurado, nos valores obtidos desta propriedade geométrica ( $b_{R/c}$ ), cujos resultados se apresentam nas secções seguintes. Para além disso, foram ainda estabelecidas algumas relações entre os resultados de  $b_{R/c}$  com outros parâmetros geométricos que caracterizam a superfície nervurada dos varões, como a área relativa das nervuras transversais ( $f_R$ ) e com resultados de ensaios de caracterização de aderência (*pull-out tests*) realizados sobre os mesmos varões.

### 3.2 Análise dos resultados de $b_{R/c}$ por diâmetro da secção transversal dos varões

Na presente secção apresentam-se os resultados da análise estatística dos valores de  $b_{R/c}$  em função do valor nominal do diâmetro da secção transversal dos varões. Os resultados gerais desta análise estatística são apresentados entre a Figura 6 e a Figura 13. O Quadro 1 apresenta uma síntese dos principais parâmetros estatísticos das distribuições apresentadas nestas figuras, respetivamente: i) o número de resultados ( $n$ ), ii) o valor médio ( $\bar{x}$ ), iii) o desvio-padrão ( $\sigma$ ) e iv) o coeficiente de variação ( $\rho$ ).

Os histogramas até à Figura 13 apresentam, separadamente, as distribuições estatísticas de resultados de  $b_{R/c}$ , considerando as diferentes inclinações das nervuras transversais  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , para o conjunto de varões de todos os diâmetros ensaiados (6 mm a 32 mm) e para varões com diâmetros de 8 mm, 10 mm, 12 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm e 32 mm, independentemente do tipo de produção e de perfil nervurado.

Apesar de os resultados obtidos para varões com diâmetros de 6 mm e 14 mm terem sido considerados neste estudo, no presente artigo não são apresentados os histogramas referentes aos resultados obtidos para esses varões, devido às reduzidas dimensões das populações ensaiadas (apenas 10 e 60 resultados, respetivamente).

A análise dos resultados obtidos mostra que os valores médios de  $b_{R/c}$  se situam entre 0,17 e 0,22, no caso de se considerar  $\beta_1$ , e entre 0,20 e 0,26, no caso de se considerar  $\beta_2$ . Os maiores valores médios de  $b_{R/c}$  (iguais a 0,22) foram obtidos para os varões com diâmetros

de 8 mm e 16 mm de diâmetro, enquanto que o valor médio de  $b_{R/c}$  mais baixo (igual a 0,17) foi obtido para os varões com 32 mm de diâmetro.

**Quadro 1** Resumo dos resultados de  $b_{R/c}$  obtidos por diâmetro do varão

Diâmetro [mm]	Considerando $\beta_1$				Considerando $\beta_2$			
	$n$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\rho$ [%]	$n$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\rho$ [%]
6	10	0,20	0,029	15%	10	0,23	0,036	18%
8	397	0,22	0,041	18%	397	0,26	0,046	19%
10	669	0,21	0,035	14%	669	0,25	0,040	16%
12	595	0,21	0,044	19%	595	0,24	0,050	21%
14	60	0,20	0,038	20%	60	0,23	0,045	21%
16	574	0,22	0,059	27%	574	0,26	0,068	27%
20	355	0,18	0,021	11%	355	0,21	0,023	10%
25	280	0,18	0,032	17%	280	0,20	0,037	20%
32	165	0,17	0,022	12%	165	0,20	0,027	15%
<b>Todos</b>	<b>3105</b>	<b>0,20</b>	<b>0,045</b>	<b>25%</b>	<b>3105</b>	<b>0,24</b>	<b>0,052</b>	<b>21%</b>

Em geral, verifica-se que os valores médios de  $b_{R/c}$  diminuem com o aumento do diâmetro do varão, com exceção dos resultados obtidos para os varões com 6 mm de diâmetro, em que o número de ensaios é muito reduzido, e para os varões com 16 mm de diâmetro, em que a dispersão de resultados é bastante elevada em comparação com os restantes diâmetros de varões, com um coeficiente de variação igual a 27% no caso de considerar  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ .

A variação dos valores das inclinações das nervuras transversais, no caso de se considerar  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ , tem uma influência relativa na variação dos valores médios de  $b_{R/c}$  que situa entre os 14% a 19%, para os resultados obtidos para os diferentes diâmetros de varões ensaiados. Este facto mostra que a variação da inclinação das nervuras dos varões de aço do tipo A500 NR SD tem uma influência importante na determinação dos valores de  $b_{R/c}$ .

Os valores do desvio-padrão de  $b_{R/c}$  obtidos para as diferentes distribuições de resultados situam-se entre 0,021 e 0,059,

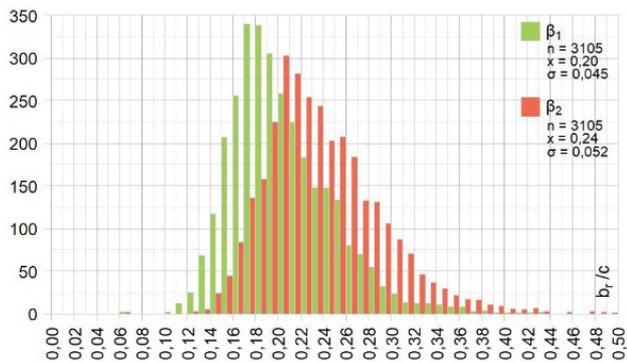


Figura 6 Resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD de todos os diâmetros

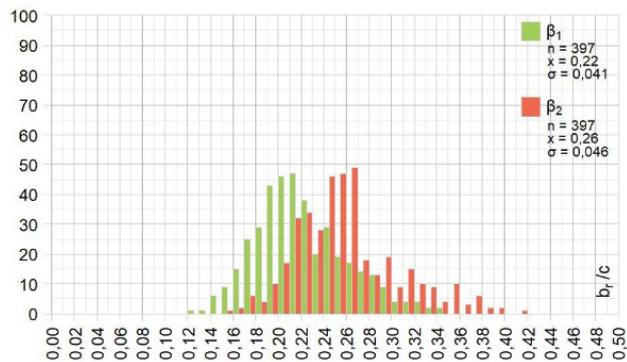


Figura 7 Resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 8 mm de diâmetro

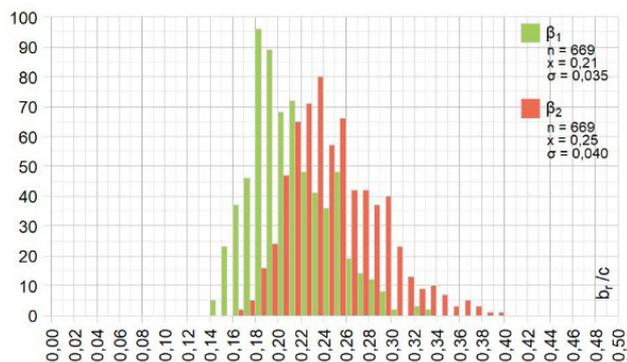


Figura 8 Resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 10 mm de diâmetro

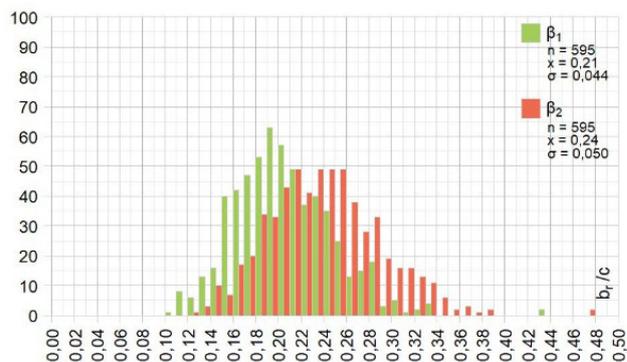


Figura 9 Resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 12 mm de diâmetro.

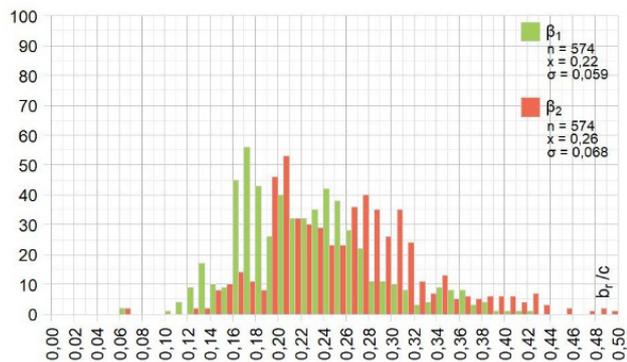


Figura 10 Resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 16 mm de diâmetro

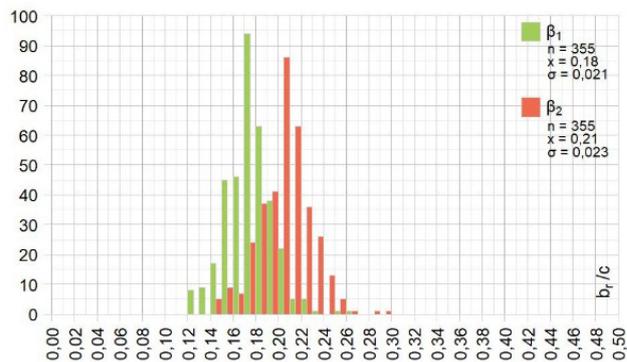


Figura 11 Resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 20 mm de diâmetro.

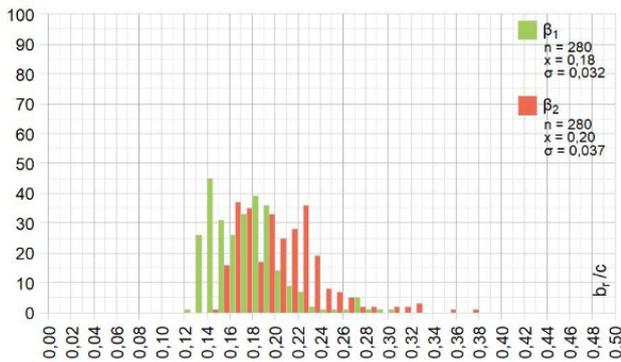


Figura 12 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 25 mm de diâmetro

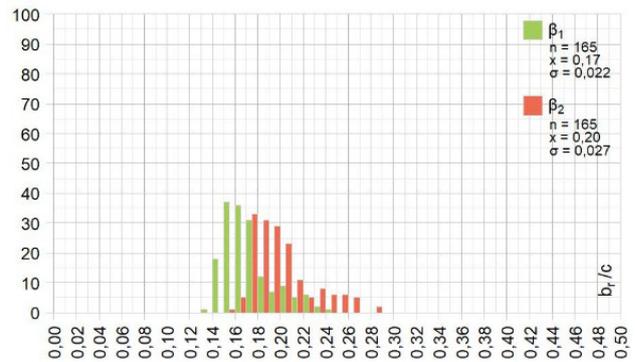


Figura 13 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com 32 mm de diâmetro

considerando  $\beta_1$ , e entre 0,023 e 0,068, considerando  $\beta_2$ . Por sua vez, os valores dos coeficientes de variação de  $b_{R/c}$  situam-se entre 11% e 27%, no caso de se considerar  $\beta_1$ , e entre 10% e 27%, no caso de se considerar  $\beta_2$ .

De facto, através da comparação dos diferentes histogramas, apresentados entre a Figura 6 e a Figura 13, é possível verificar que a dispersão de resultados de  $b_{R/c}$  é significativa. Em geral, para além de não se verificar uma grande concentração de resultados próximos do respetivo valor médio, alguns histogramas aparentam resultar da sobreposição de diferentes distribuições de resultados, como é o caso dos resultados obtidos para os varões com diâmetros de 10 mm (Figura 8), 16 mm (Figura 10) e 25 mm (Figura 12). Esta ocorrência pode estar associada à influência relativa de diversos parâmetros, como a variação dimensional das propriedades geométricas das nervuras, o tipo de perfil nervurado (em alternativa ou não à Especificação LNEC E 460 [1]), o tipo de produção (em comprimento reto ou em rolo) ou até a alterações na produção dos varões ao longo do tempo.

### 3.3 Análise dos resultados de $b_{R/c}$ por tipo de produção e de perfil nervurado

Nesta secção são apresentados os resultados da análise estatística dos valores de  $b_{R/c}$  tendo em conta i) o tipo de produção dos varões de aço do tipo A500 NR SD, respetivamente em comprimentos retos (adiante designado por barra) ou sob a forma de rolos, e tendo em conta ii) o tipo de perfil nervurado da superfície de varões de aço do tipo A500 NR SD, seja ele semelhante (adiante designado por normal) ou alternativo (adiante designado por especial) ao estipulado na Especificação LNEC E 460 [1].

Os resultados globais destas duas análises estatísticas são apresentados entre a Figura 14 e a Figura 19. O Quadro 2 e o Quadro 3 apresentam uma síntese dos principais parâmetros estatísticos das distribuições apresentadas nestas figuras, nomeadamente: i) o número de resultados ( $n$ ), ii) o valor médio ( $\bar{x}$ ), iii) o desvio-padrão ( $\sigma$ ) e iv) o coeficiente de variação ( $\rho$ ).

Os histogramas da Figura 14 e da Figura 15 apresentam, de forma separada, as distribuições estatísticas de resultados de  $b_{R/c}$  considerando varões produzidos sob a forma de rolos ou em

comprimentos retos, respetivamente, no caso de se considerar as inclinações das nervuras transversais  $\beta_1$  e  $\beta_2$ . Os histogramas da Figura 16 e da Figura 17 apresentam, separadamente, as distribuições estatísticas de resultados de  $b_{R/c}$  considerando varões com um perfil nervurado normal ou especial, respetivamente, no caso de se considerar as inclinações das nervuras transversais  $\beta_1$  e  $\beta_2$ . Por último, os histogramas da Figura 18 e da Figura 19 apresentam, separadamente, as distribuições estatísticas de resultados de  $b_{R/c}$  considerando varões com um perfil nervurado normal (exclusivamente produzido sob a forma de rolos) ou especial, respetivamente, no caso de se considerar as inclinações das nervuras transversais  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

Quadro 2 Resumo dos resultados de  $b_{R/c}$  obtidos por tipo de produção

Produção	Considerando $\beta_1$				Considerando $\beta_2$			
	$n$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\rho$ [%]	$n$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\rho$ [%]
Rolo	955	0,24	0,050	21%	955	0,27	0,058	22%
Barra	2150	0,19	0,034	16%	2150	0,22	0,041	18%

Quadro 3 Resumo dos resultados de  $b_{R/c}$  obtidos por tipo de perfil

Produção	Considerando $\beta_1$				Considerando $\beta_2$			
	$n$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\rho$ [%]	$n$	$\bar{x}$	$\sigma$	$\rho$ [%]
Normal	2460	0,19	0,034	16%	2460	0,23	0,041	18%
Especial	645	0,25	0,054	20%	645	0,28	0,064	21%
Normal <sup>(a)</sup>	310	0,21	0,029	14%	310	0,25	0,035	12%

(a) Varões produzidos exclusivamente sob a forma de rolos.

A partir da análise dos resultados da Figura 14 e da Figura 15 verifica-se que os valores médios de  $b_{R/c}$  das distribuições de resultados obtidos para varões produzidos sob a forma de rolos são superiores aos valores médios das distribuições de resultados obtidos para varões produzidos em comprimentos retos. Os valores médios de  $b_{R/c}$  dos resultados obtidos para varões produzidos sob a forma de rolos são iguais a 0,24 e 0,27, respetivamente no caso de se considerar  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ; os valores médios de  $b_{R/c}$  dos resultados obtidos

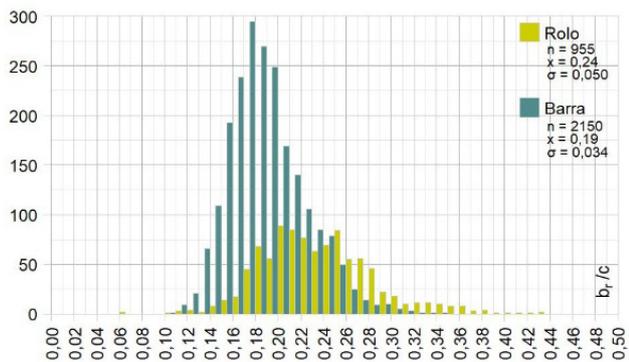


Figura 14 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD produzidos em rolo e em comprimentos retos, considerando  $\beta_1$

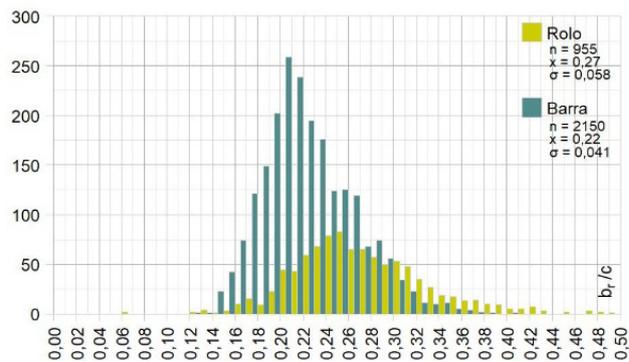


Figura 15 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD produzidos em rolo e em comprimentos retos, considerando  $\beta_2$

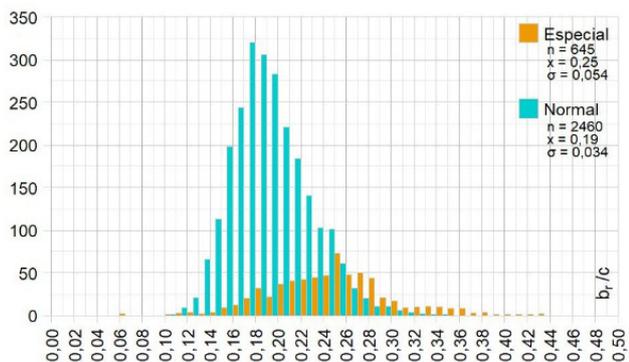


Figura 16 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com perfil normal e especial, considerando  $\beta_1$

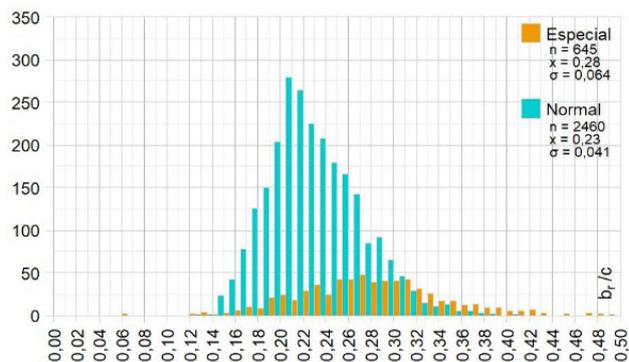


Figura 17 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com perfil normal e especial, considerando  $\beta_2$

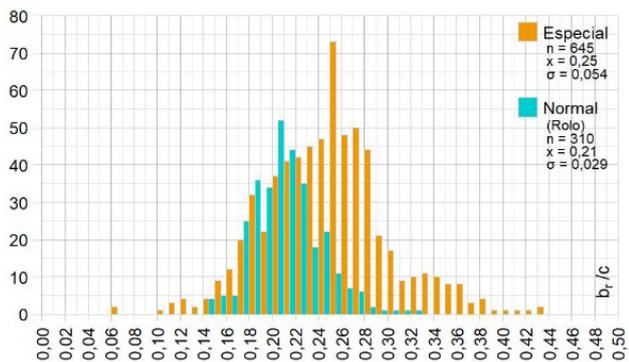


Figura 18 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com perfil normal (produzidos em rolo) e especial, considerando  $\beta_1$

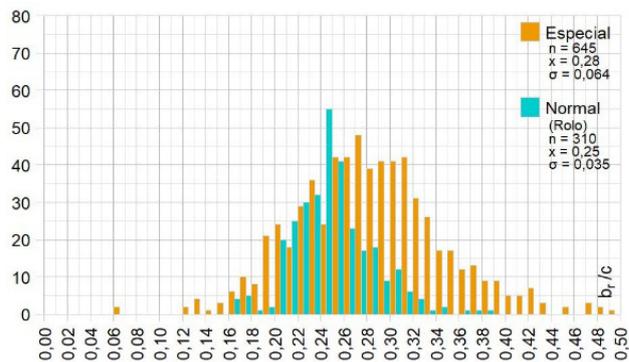


Figura 19 Resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões do tipo A500 NR SD com perfil normal (produzidos em rolo) e especial, considerando  $\beta_2$

para varões produzidos em comprimentos retos, são iguais a 0,19 e 0,22, respetivamente considerando  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ .

Os valores do desvio-padrão de  $b_{R/C}$  obtidos para as distribuições de resultados por tipo de produção (Figura 14 e Figura 15) estão compreendidos entre 0,050 (considerando  $\beta_1$ ) e 0,058 (considerando  $\beta_2$ ), no caso de varões produzidos sob a forma de rolos, e entre 0,034 (considerando  $\beta_1$ ) e 0,041 (considerando  $\beta_2$ ), no caso de varões produzidos em comprimentos retos.

Apesar da dispersão de resultados obtidos para varões produzidos sob a forma de rolos ser consideravelmente superior à dispersão de resultados obtidos para varões produzidos em comprimentos retos, os valores dos coeficientes de variação obtidos para as distribuições de resultados dos diferentes tipos de produção (rolo ou barra), encontram-se relativamente próximos. Em particular, verifica-se que os valores do coeficiente de variação para os conjuntos de resultados obtidos para varões produzidos sob a forma de rolos são iguais a 21% e 22% (para  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ) enquanto que os valores do coeficiente de variação para as distribuições de resultados obtidos para varões produzidos em comprimentos retos são iguais a 16% e 18% (para  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ).

No caso da análise de resultados em função do tipo de perfil nervurado (Figura 16 e Figura 17), verifica-se que os valores médios das distribuições de resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões com perfil especial, que são iguais a 0,25 e 0,28 (respetivamente para  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ), são superiores aos valores médios das distribuições de resultados obtidos para varões com perfil normal, que são iguais a 0,19 e 0,23 (respetivamente para  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ).

A dispersão dos valores de  $b_{R/C}$  (Figura 16 e Figura 17) é também superior no caso das distribuições de resultados obtidos para varões com perfil especial, com valores do desvio-padrão iguais a 0,054 e 0,064 e coeficientes de variação iguais a 20% e 21% (respetivamente para  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ), em relação às distribuições de resultados obtidos para varões com perfil normal, com valores do desvio-padrão iguais a 0,034 e 0,041 e coeficientes de variação iguais a 16% e 18% (respetivamente para  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ).

No entanto, há que ter em conta que os varões com perfil especial, considerados no presente estudo, foram produzidos exclusivamente sob a forma de rolos, enquanto que os varões com perfil normal foram produzidos sob a forma de rolos ou em comprimentos retos. Desse modo, as distribuições de resultados obtidos para varões com

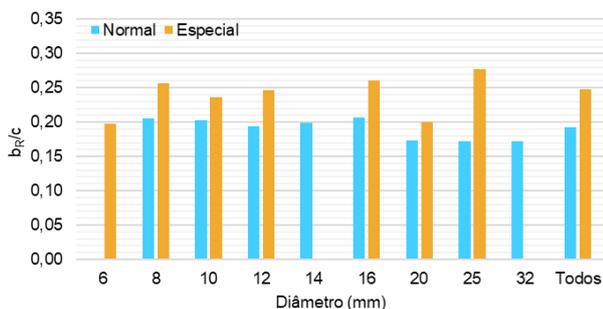
perfil normal (Figura 16 e Figura 17) podem ser influenciadas pelo tipo de produção.

Para o efeito, na Figura 18 e na Figura 19, são apresentadas as distribuições de resultados de  $\beta_1$  ou  $\beta_2$  obtidos para varões com perfil normal e especial, ambos produzidos apenas sob a forma de rolos. A partir da análise destes resultados verifica-se que a influência do tipo de produção não teve qualquer significado na análise da influência do tipo de perfil nervurado. As distribuições de resultados de  $b_{R/C}$  obtidos para varões com perfil normal produzidos em comprimentos retos ou sob a forma de rolos e para varões com perfil normal produzidos apenas sob a forma de rolos (ver Quadro 3) são praticamente idênticas apesar de, neste último caso, a dimensão da população ser muito mais reduzida (310 resultados). Estes resultados indicam que o tipo de perfil nervurado (normal ou especial) tem um peso significativo na determinação dos valores experimentais de  $b_{R/C}$ .

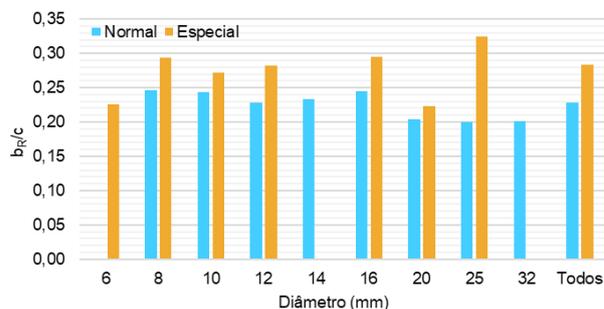
**Quadro 4** Valores médios das distribuições de resultados de  $b_{R/C}$  por diâmetro e tipo de perfil

Diâmetro [mm]	Considerando $\beta_1$			Considerando $\beta_2$		
	Tipo de perfil		Diferença relativa	Tipo de perfil		Diferença relativa
	Normal	Especial		Normal	Especial	
6	-	0,20	-	-	0,23	-
8	0,21	0,26	25%	0,25	0,29	19%
10	0,20	0,24	17%	0,24	0,27	12%
12	0,19	0,25	27%	0,23	0,28	24%
14	0,20	-	-	0,23	-	-
16	0,21	0,26	26%	0,24	0,29	21%
20	0,17	0,20	16%	0,20	0,22	9%
25	0,17	0,28	62%	0,20	0,32	62%
32	0,17	-	-	0,20	-	-
<b>Todos</b>	<b>0,19</b>	<b>0,25</b>	<b>29%</b>	<b>0,23</b>	<b>0,28</b>	<b>24%</b>

No Quadro 4, na Figura 20 e na Figura 21 apresentam-se os valores médios de cada uma das distribuições de resultados de  $b_{R/C}$  para varões com perfil normal e especial, para cada um dos diâmetros de varões ensaiados. Chama-se a atenção para o facto de não existirem resultados de ensaios realizados sobre varões com perfil normal



**Figura 20** Valores médios de  $b_{R/C}$  obtidos em função do diâmetro do varão e do tipo de perfil nervurado, considerando  $\beta_1$



**Figura 21** Valores médios de  $b_{R/C}$  obtidos em função do diâmetro do varão e do tipo de perfil nervurado, considerando  $\beta_2$

com 6 mm de diâmetro, e com perfil especial com os diâmetros de 14 mm e 32 mm.

Através da análise dos resultados apresentados no Quadro 4, na Figura 20 e na Figura 21, é possível também verificar que os valores médios das distribuições de  $b_{R/c}$  para um mesmo diâmetro, são sempre superiores no caso de varões com um perfil especial relativamente a varões com perfil normal. Este facto é especialmente evidente no caso dos resultados obtidos para varões com 25 mm de diâmetro, onde se observa um acréscimo relativo de 62% do valor médio de  $b_{R/c}$  quando se comparam os varões com perfil especial com os varões com perfil normal; nos restantes diâmetros de varões este acréscimo relativo varia entre os 9% e os 27%. No caso de se considerar os resultados obtidos para todos os diâmetros, verifica-se um acréscimo do valor médio de  $b_{R/c}$  igual a 29% (para  $\beta_1$ ) e 24% (para  $\beta_2$ ), comparando os varões com perfil especial com os varões com perfil normal.

### 3.4 Relação dos valores de $b_{R/c}$ com os valores de $f_R$ em função do tipo de perfil nervurado

Conforme anteriormente referido, o principal parâmetro geométrico que tem sido usado para caracterizar as propriedades de aderência de um determinado perfil nervurado é a área relativa das nervuras transversais ( $f_R$ ), que é calculada tendo em conta os valores de diversas propriedades geométricas das nervuras que são obtidos experimentalmente. No caso de varões de aço com um perfil nervurado normal, a fórmula da parábola (Equação 1) é a que melhor se adequa; por sua vez, nos casos de varões com perfil nervurado especial, os estudos realizados demonstraram que a fórmula de Simpson (Equação 2) é a que melhor se adapta ao desenvolvimento geométrico das nervuras transversais deste tipo de perfil.

$$f_R = \frac{2a_m(\pi\phi - \Sigma f_i)}{3\pi\phi c} \quad (1)$$

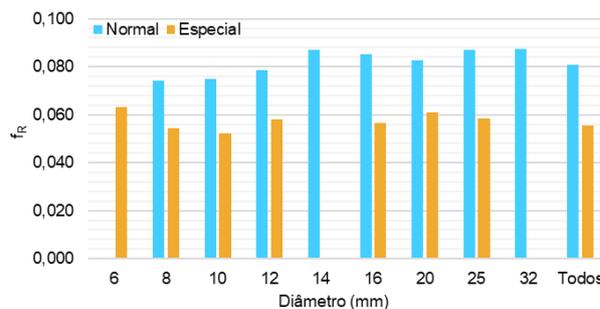
$$f_R = \frac{(2a_{1/4} + a_m + 2a_{3/4})(\pi\phi - \Sigma f_i)}{6\pi\phi c} \quad (2)$$

Os parâmetros apresentados nas Equações 1 e 2 são os seguintes: altura das nervuras transversais a meio do seu comprimento ( $a_m$ ), valor nominal do diâmetro da secção transversal do varão ( $\phi$ ), perímetro sem nervuras transversais ( $\Sigma f_i$ ), afastamento das nervuras transversais ( $c$ ), altura das nervuras transversais a  $1/4$  do seu comprimento ( $a_{1/4}$ ) e altura das nervuras transversais a  $3/4$  do seu comprimento ( $a_{3/4}$ ).

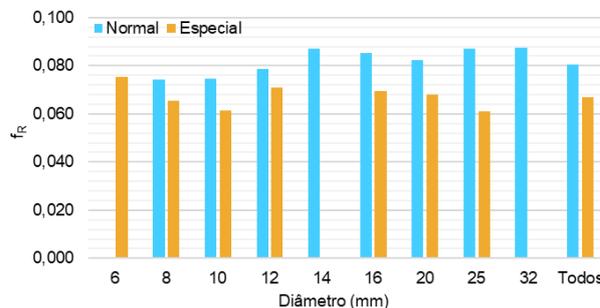
No Quadro 5, na Figura 22 e na Figura 23 apresentam-se os valores médios de  $f_R$  em função do tipo de perfil nervurado e do diâmetro do varão: i) no caso de se considerar apenas a fórmula da parábola (Equação 1) para varões com ambos tipos de perfis (normal e especial), ou ii) no caso de se considerar a fórmula da parábola (Equação 1) para os varões com perfil normal e a fórmula de Simpson (Equação 2) para os varões com perfil especial. Também neste caso, assinala-se que não existem resultados de ensaios realizados sobre varões com perfil normal com 6 mm de diâmetro, e com perfil especial com os diâmetros de 14 mm e 32 mm.

**Quadro 5** Valores médios dos valores de  $f_R$  por diâmetro e tipo de perfil

Diâmetro [mm]	Apenas fórmula da parábola			Fórmula da parábola e Simpson		
	Tipo de perfil		Diferença relativa	Tipo de perfil		Diferença relativa
	Normal	Especial		Normal	Especial	
6	–	0,063	–	–	0,075	–
8	0,074	0,054	-27%	0,074	0,065	-12%
10	0,075	0,052	-30%	0,075	0,062	-18%
12	0,079	0,058	-26%	0,079	0,071	-10%
14	0,087	–	–	0,087	–	–
16	0,085	0,056	-34%	0,085	0,069	-19%
20	0,082	0,061	-26%	0,082	0,068	-18%
25	0,087	0,058	-33%	0,087	0,061	-30%
32	0,087	–	–	0,087	–	–
Todos	0,081	0,056	-31%	0,081	0,067	-17%



**Figura 22** Valores médios de  $f_R$  obtidos através da fórmula da parábola, em função do diâmetro do varão e do tipo de perfil nervurado



**Figura 23** Valores médios de  $f_R$  obtidos através da fórmula de Simpson, em função do diâmetro do varão e do tipo de perfil nervurado.

Verifica-se que, independentemente da fórmula utilizada para a determinação de  $f_R$  (Equações 1 ou 2), os varões de aço com perfil nervurado normal apresentam sempre valores de  $f_R$  superiores aos obtidos para varões de aço com perfil nervurado especial. Estas

diferenças traduzem-se num decréscimo dos valores de  $f_R$  que se situa entre os 26% e 34%, quando se comparam valores obtidos para varões com perfil especial e normal, ambos calculados através da fórmula da parábola (Figura 22); no caso de se considerar os valores de  $f_R$  dos varões com perfil especial calculados através da fórmula de Simpson, verifica-se um decréscimo que se situa entre os 10% e os 30%, quando comparados com os valores de  $f_R$  obtidos para varões com perfil normal, calculados através da fórmula da parábola (Figura 23).

Verifica-se também que os valores médios de  $f_R$  obtidos para varões com os dois tipos de perfis nervurados (normal e especial) aproximam-se quando se considera a fórmula da parábola para os varões com perfil normal e a fórmula de Simpson para os varões com perfil especial, em comparação ao caso de se utilizar unicamente a fórmula da parábola para os dois tipos de perfil.

Importa então saber se existe alguma relação entre os valores de  $f_R$  e de  $b_{R/c'}$  obtidos para varões com perfil nervurado normal e especial. Para o efeito, no Quadro 6, na Figura 24 e na Figura 25, são apresentados os valores médios de  $b_{R/c}$  (considerando as inclinações  $\beta_1$  e  $\beta_2$ ) e os valores médios de  $f_R$  obtidos para varões com perfil nervurado normal e especial, em função do diâmetro do varão.

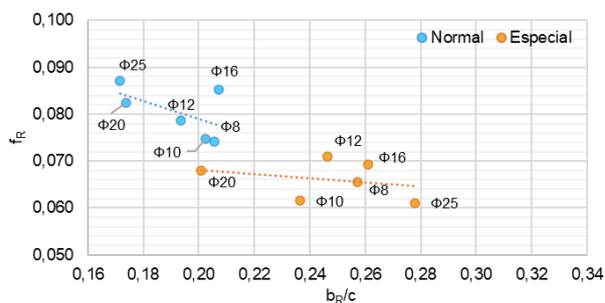
**Quadro 6** Valores médios das distribuições de resultados de  $b_{R/c}$  e de  $f_R$  por diâmetro e tipo de perfil

Diâmetro [mm]	Considerando $\beta_1$		Considerando $\beta_2$		$f_R$	
	Tipo de perfil		Tipo de perfil		Tipo de perfil	
	Normal	Especial	Normal	Especial	Normal	Especial
6	–	0,20	–	0,23	–	0,075
8	0,21	0,26	0,25	0,29	0,074	0,065
10	0,20	0,24	0,24	0,27	0,075	0,062
12	0,19	0,25	0,23	0,28	0,079	0,071
14	0,20	–	0,23	–	0,087	–
16	0,21	0,26	0,24	0,29	0,085	0,069
20	0,17	0,20	0,20	0,22	0,082	0,068
25	0,17	0,28	0,20	0,32	0,087	0,061
32	0,17	–	0,20	–	0,087	–
Todos	0,19	0,25	0,23	0,28	0,081	0,067

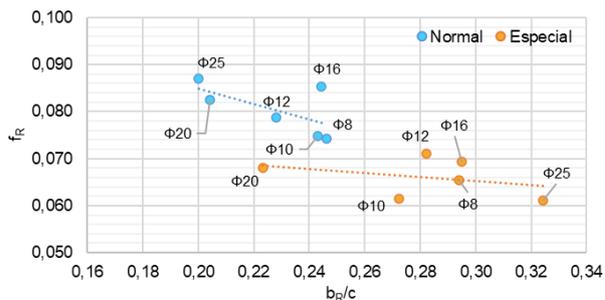
Assinala-se que foram considerados os valores de  $f_R$  obtidos através da fórmula da parábola (Equação 1) para varões com perfil normal, e os valores de  $f_R$  obtidos através da fórmula de Simpson (Equação 2) para varões com perfil especial. Assinala-se ainda que na Figura 24 e na Figura 25 não se apresentam os resultados obtidos para varões com diâmetros de 6 mm, 14 mm e 32 mm pois, como mencionado anteriormente, não existem resultados de ensaios realizados sobre varões com perfil normal com 6 mm de diâmetro, e com perfil especial com os diâmetros de 14 mm e 32 mm.

Verifica-se que existe uma ligeira tendência para que os valores de  $f_R$  diminuam com o aumento dos valores de  $b_{R/c'}$  para varões com um mesmo tipo de perfil nervurado (normal ou especial). Este facto é mais evidente nos resultados obtidos para varões com perfil

nervurado normal, onde apenas no caso dos varões com 16 mm de diâmetro não se verifica esta tendência de variação dos resultados. No entanto, há que ter em conta que a dispersão de resultados de  $b_{R/c}$  obtidos para varões com perfil nervurado especial ser superior à obtida para varões com perfil nervurado normal, conforme se evidenciou na secção 3.3 do presente artigo; o efeito da dispersão de resultados pode ter influenciado a obtenção de uma relação mais clara entre os valores de  $f_R$  e de  $b_{R/c}$ .



**Figura 24** Relação entre os valores médios de  $f_R$  e de  $b_{R/c}$  considerando  $\beta_1$ , obtidos para varões com perfil normal e especial



**Figura 25** Relação entre os valores médios de  $f_R$  e de  $b_{R/c}$  considerando  $\beta_2$ , obtidos para varões com perfil normal e especial.

### 3.5 Relação dos valores de $b_{R/c}$ e de $f_R$ com tensões de aderência ( $\tau_m, \tau_r$ ), em função do tipo de perfil nervurado

A caracterização da geometria das nervuras dos varões serve para avaliar, de forma indireta, as propriedades de aderência dos varões ao betão. Porém, existem alguns métodos experimentais de avaliar a aderência como, por exemplo, através da realização de ensaios de arrancamento de varões (*pull-out tests*) e de ensaios de viga (*beam tests*) que permitem testar, de forma efetiva, a resistência da ligação dos varões de aço ao betão. Deste modo, interessa também saber de que forma os resultados obtidos em ensaios de avaliação direta da aderência se relacionam com os resultados de propriedades geométricas das nervuras dos varões como, por exemplo, os valores de  $b_{R/c}$  e de  $f_R$ .

Para o efeito, foram considerados os resultados de 125 ensaios de arrancamento de varões de aço do tipo A500 NR SD, para os quais também foram realizados ensaios de determinação das características geométricas das nervuras, onde foram determinados os valores de  $b_{R/c}$  e de  $f_{R'}$ . No Quadro 7 e entre a Figura 26 e a Figura 31 são apresentados os valores médios das distribuições de resultados de  $b_{R/c}$  e de  $f_{R'}$ , considerando os valores médios da tensão média de aderência ( $\tau_m$ ) e da tensão de aderência na rotura ( $\tau_r$ ), obtidos através de ensaios de arrancamento realizados sobre os mesmos varões.

A tensão de aderência na rotura corresponde à tensão de aderência máxima obtida em cada ensaio de arrancamento. Em todos os ensaios de arrancamento as tensões de aderência encontram-se normalizadas a uma resistência à compressão do betão de 25 MPa, determinada em cilindros. Os resultados são apresentados, uma vez mais, em função do diâmetro e tipo de perfil dos varões (normal ou especial), considerando as inclinações  $\beta_1$  e  $\beta_2$  na determinação de  $b_{R/c}$ ; os valores de  $f_{R'}$  de varões com perfil normal foram obtidos através da fórmula da parábola (Equação 2) enquanto que os valores de  $f_{R'}$  de varões com perfil especial foram obtidos através da fórmula de Simpson (Equação 2).

A análise dos resultados apresentados na Figura 26 e na Figura 27 não revela uma relação evidente entre os valores médios de  $f_{R'}$  e as tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_r$ ), obtidos em ensaios realizados sobre os mesmos varões, possivelmente devido à reduzida dimensão da população em causa. Ainda assim, parece existir uma ligeira tendência de aumento dos valores médios das tensões de aderência com o aumento dos valores médios de  $f_{R'}$ , no caso dos varões com perfil especial; por outro lado, e embora não seja tão evidente, no caso dos varões com perfil normal, o valor médio das tensões parece diminuir com o aumento dos valores médios de  $f_{R'}$ , ao contrário do que seria esperado.

Verifica-se também que apesar dos valores médios de  $f_{R'}$  obtidos para varões com perfil nervurado normal serem, em geral, superiores aos valores médios de  $f_{R'}$  obtidos para varões com perfil nervurado especial, os valores médios das tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_r$ ) são praticamente semelhantes entre os dois tipos de perfil nervurado.

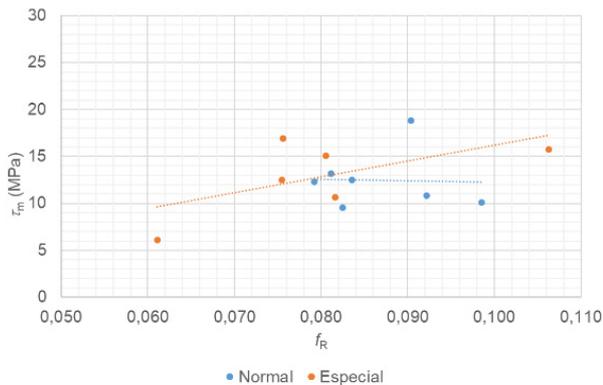
A análise dos resultados apresentados entre a Figura 28 e a Figura 31, revela que também não é possível estabelecer uma relação clara entre os valores médios de  $b_{R/c}$  e das tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_r$ ). À semelhança da análise dos resultados de  $f_{R'}$ , verifica-se que existe uma ligeira tendência de variação dos valores médios de  $\tau_m$  e  $\tau_r$  em função da variação dos valores médios de  $b_{R/c}$ , para um mesmo tipo de perfil nervurado. No caso dos varões com perfil normal, os valores médios de  $\tau_m$  e  $\tau_r$  parecem aumentar com o aumento dos valores médios de  $b_{R/c}$ ; porém, no caso dos varões com perfil especial, parece haver uma ligeira tendência de diminuição dos valores médios das tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_r$ ) com o aumento dos valores médios de  $b_{R/c}$ .

No entanto, importa realçar que existem diversos fatores que poderão ter influenciado os resultados obtidos através desta análise, como:

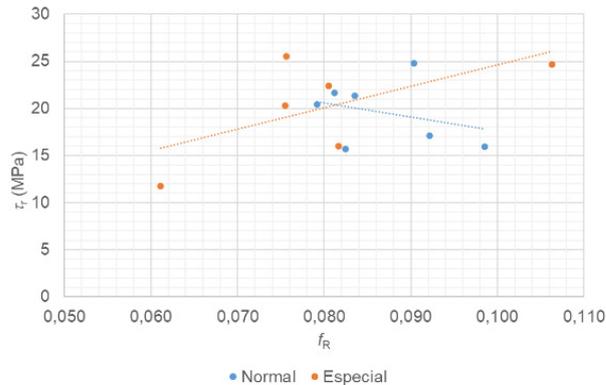
- i) o reduzido número de ensaios de arrancamento considerados,
- ii) o facto de terem sido considerados resultados obtidos para varões com diferentes diâmetros, iii) o número de ensaios considerados por diâmetro ser reduzido (no máximo 10 resultados por diâmetro),
- iv) a variação natural das propriedades geométricas das nervuras dos varões, v) a variação das propriedades do betão ou o facto de terem ocorrido roturas por fendilhação transversal do betão (*splitting*) nos ensaios de arrancamento. Todos estes fatores poderão, de alguma forma, ter condicionado a obtenção de uma relação clara entre os valores das tensões de aderência ( $\tau_m$  e  $\tau_r$ ) e os valores das características geométricas das nervuras dos varões que foram consideradas neste artigo ( $f_{R'}$ ,  $b_{R/c}$ ).

**Quadro 7** Valores médios das distribuições de resultados de  $b_{R/c}$ ,  $f_{R'}$ ,  $\tau_m$  e  $\tau_r$ , por diâmetro e tipo de perfil

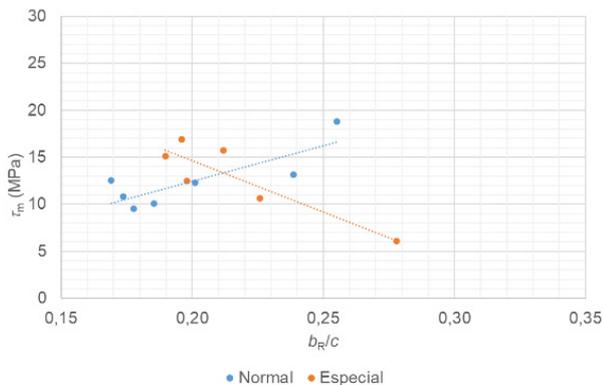
Diâmetro [mm]	$b_{R/c}$				$f_{R'}$		$\tau_m$ [MPa]		$\tau_r$ [MPa]	
	Considerando $\beta_1$		Considerando $\beta_2$		Tipo de perfil		Tipo de perfil		Tipo de perfil	
	Normal	Especial	Normal	Especial	Normal	Especial	Normal	Especial	Normal	Especial
6	–	0,20	–	0,23	–	0,075	–	12,50	–	20,31
8	0,26	0,19	0,32	0,23	0,090	0,081	18,81	15,09	24,76	22,41
10	0,24	---	0,29	---	0,081	–	13,14	–	21,64	–
12	0,17	0,21	0,20	0,24	0,084	0,106	12,51	15,74	21,36	24,67
14	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
16	0,20	0,20	0,25	0,22	0,079	0,076	12,32	16,89	20,45	25,51
20	0,19	0,23	0,22	0,25	0,099	0,082	10,09	10,62	15,93	16,03
25	0,17	0,28	0,20	0,32	0,092	0,061	10,80	6,12	17,11	11,78
32	0,18	–	0,21	–	0,082	–	9,52	–	15,69	–
<b>Todos</b>	<b>0,20</b>	<b>0,22</b>	<b>0,23</b>	<b>0,25</b>	<b>0,087</b>	<b>0,080</b>	<b>12,01</b>	<b>12,83</b>	<b>19,16</b>	<b>20,12</b>



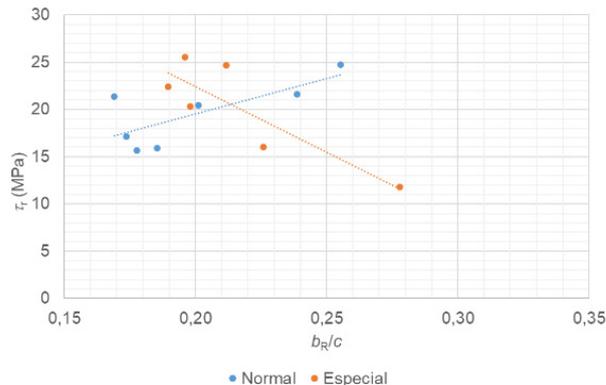
**Figura 26** Relação entre os valores médios de  $\tau_m$  e de  $f_{R'}$  obtidos para varões com perfil normal e especial



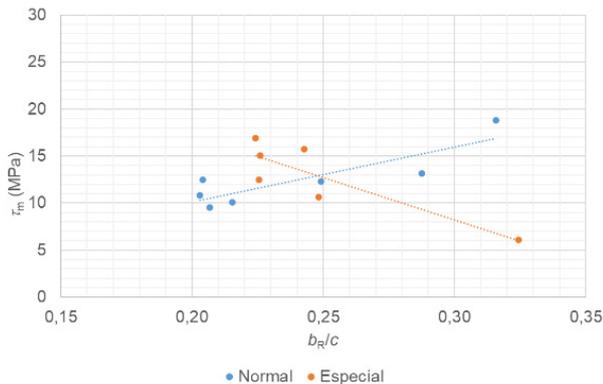
**Figura 27** Relação entre os valores médios de  $\tau_r$  e de  $f_{R'}$  obtidos para varões com perfil normal e especial



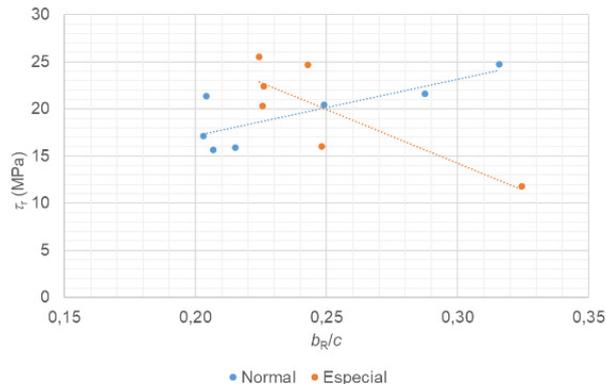
**Figura 28** Relação entre os valores médios de  $\tau_m$  e de  $b_{R/c'}$  considerando  $\beta_1$ , obtidos para varões com perfil normal e especial



**Figura 29** Relação entre os valores médios de  $\tau_r$  e de  $b_{R/c'}$  considerando  $\beta_1$ , obtidos para varões com perfil normal e especial



**Figura 30** Relação entre os valores médios de  $\tau_m$  e de  $b_{R/c'}$  considerando  $\beta_2$ , obtidos para varões com perfil normal e especial



**Figura 31** Relação entre os valores médios de  $\tau_r$  e de  $b_{R/c'}$  considerando  $\beta_2$ , obtidos para varões com perfil normal e especial

## 4 Considerações finais

O estudo desenvolvido no presente artigo evidencia a relevância da adequada caracterização de aderência de varões de aço para betão armado, como forma de assegurar que os varões existentes no mercado possuem adequada capacidade de amarração, em especial quando os fabricantes implementam alterações na superfície do perfil nervurado dos varões.

Considerando que para a caracterização de aderência dos varões, as versões mais recentes dos projetos de normas destes produtos têm vindo a introduzir um novo parâmetro de controlo da geometria dos varões ( $b_{R/c}$ ), paralelamente ao controlo da área relativa das nervuras transversais ( $f_R$ ), desenvolveu-se um estudo estatístico deste novo parâmetro ( $b_{R/c}$ ), baseado na variação do tipo de perfil nervurado dos varões, seja ele semelhante ou alternativo ao estipulado na Especificação LNEC E 460 [1].

O desenvolvimento do estudo compreendeu quatro partes principais, nomeadamente as seguintes:

- i) análise dos resultados de  $b_{R/c}$  por diâmetro da secção transversal dos varões;
- ii) análise dos resultados de  $b_{R/c}$  por tipo de produção (rolo ou barra) e de perfil nervurado (normal ou especial);
- iii) análise da relação dos valores de  $b_{R/c}$  com os valores de  $f_R$ , em função do tipo de perfil nervurado;
- iv) análise da relação dos valores de  $b_{R/c}$  e de  $f_R$  em termos de tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_p$ ), em função do tipo de perfil nervurado.

Os resultados mostram que, em geral, os valores médios de  $b_{R/c}$  diminuem com o aumento do diâmetro do varão e que a variação dos valores da inclinação das nervuras ( $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ) de varões de aço do tipo A500 NR SD, tem uma influência importante na determinação dos valores de  $b_{R/c}$  (diferenças relativas entre os 14% a 19%). Verifica-se também que os valores médios de  $b_{R/c}$  obtidos para varões produzidos sob a forma de rolos são superiores aos valores médios de  $b_{R/c}$  obtidos para varões produzidos em comprimentos retos (barra).

Em relação às análises efetuadas quanto à variação do tipo de perfil nervurado, verifica-se que os valores médios de  $b_{R/c}$  obtidos para um mesmo diâmetro, são sempre superiores no caso de varões com um perfil especial relativamente a varões com perfil normal. Esta diferença traduz-se num aumento de 29% e 24% (respetivamente, considerando  $\beta_1$  ou  $\beta_2$ ), para o conjunto de todos os diâmetros. Verifica-se também que a influência do tipo de produção (rolo ou barra) não teve qualquer significado na análise da influência do tipo de perfil nervurado.

Também foi possível observar que, independentemente da fórmula utilizada para a determinação de  $f_R$ , os varões de aço com perfil nervurado normal apresentam sempre valores de  $f_R$  superiores aos obtidos para varões de aço com perfil nervurado especial. Porém, quando se considera a fórmula da parábola para os varões com perfil normal e a fórmula de Simpson para os varões com perfil especial, os valores médios de  $f_R$  obtidos para varões com os dois tipos de perfis nervurados aproximam-se. Verifica-se também que existe uma ligeira tendência para que os valores de  $f_R$  diminuam com o

aumento dos valores de  $b_{R/c}$  para varões com um mesmo tipo de perfil nervurado.

Apesar das limitações do estudo e dos diversos fatores apresentados na secção 3.5, os resultados da análise em termos de tensões de aderência mostram que não existe uma relação evidente entre os valores médios de  $f_R$  e as tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_p$ ) e entre os valores médios de  $b_{R/c}$  e as tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_p$ ). Em particular, quanto ao tipo de perfil nervurado, verifica-se que os valores médios destas tensões ( $\tau_m$ ,  $\tau_p$ ) aumentam, em geral, com o aumento dos valores médios de  $b_{R/c}$  no caso dos varões com perfil normal. Também se verifica que existe uma ligeira tendência de diminuição dos valores médios das tensões de aderência ( $\tau_m$ ,  $\tau_p$ ) com o aumento dos valores médios de  $b_{R/c}$  no caso dos varões com perfil especial.

## Agradecimentos

Os autores agradecem à aluna Maria Beatriz Bezerra, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, o tratamento de parte dos resultados do presente estudo, desenvolvido no âmbito do estágio do Programa de Introdução à Prática Profissional integrado no Protocolo LNEC - FCT Nova.

Os autores agradecem também ao Eng.º António Baptista, investigador principal aposentado do LNEC, o apoio na revisão do presente artigo.

## Referências

- [1] Especificação LNEC E 460:2017 – “Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, janeiro 2017.
- [2] EN 1992-1-1:2004 (E) – “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, European Committee for Standardization (CEN), 2004, 225 p.
- [3] EN 1992-1-1: 2023 (E) – “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures”, European Committee for Standardization (CEN), 2023, 402 p.
- [4] Bulletin 10: State-of-art report: Bond of reinforcement in concrete, *fib*, Lausanne, Switzerland, 2000. 434 p. doi.org/10.35789/fib.BULL.0010
- [5] Louro, Ana S. – “Caracterização da aderência de varões nervurados sujeitos a ações repetidas e alternadas”. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Especialidade em Estruturas. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2014, 435 p.
- [6] Dominguez, N. – “Etude de la Liaison Acier-Béton: De la modélisation du Phénomène à la Formulation d'un Élément fini enrichi "Béton Armé"”, Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique et Technologie, L'Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France, 2005.
- [7] EN 10080-2005 (E) – “Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel”, European Committee for Standardization (CEN), 2005, 69 p.
- [8] prEN 10080:2023 (E) – “Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – General”, European Committee for Standardization (CEN), 2023, 91 p.

- [9] *fib* Model Code for Concrete Structures 2010.  
ISBN: 978-3-433-03061-5, Ernst & Sohn, 2013, 434 p.
- [10] *fib* Model Code for Concrete Structures 2020.  
ISBN: 978-2-88394-175-5, *fib*, Lausanne, Switzerland, 2023, 780 p.
- [11] Bulletin 72: Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the *fib* Model Code for Concrete Structures 2010, *fib*, Lausanne, Switzerland, 2014, 170 p.

# Otimização paramétrica de estruturas treliçadas. Uma abordagem baseada em topologias de Michell estaticamente determinadas

Parametric optimization of truss structures. An approach based  
on statically determined Michell topologies

Murilo Almeida Kamond Tarabay  
Leonardo dos Santos Lima

## Resumo

Embora vários métodos de otimização tenham sido desenvolvidos nos últimos anos, sua aplicação em projetos reais ainda é pouco difundida, devido à complexidade de implementação. Este artigo apresenta uma metodologia prática simplificada para otimização de estruturas metálicas treliçadas, com foco na viabilidade do projeto estrutural. O método proposto é parametrizado, com base em estruturas estaticamente determinadas, com topologias inspiradas nas treliças de Michell. Nos exemplos avaliados, a redução do peso próprio atingiu 24,6% em conjunto com uma redução de deslocamentos de 29,3% em relação às estruturas convencionais.

## Abstract

Although several optimization methods have been developed in recent years, their application in real projects is still not widespread due to the complexity of implementation. This paper presents a simplified practical methodology for optimizing trussed steel structures, with a focus on the feasibility of the structural solution. The proposed method is parameterized, based on statically determined structures, with topologies inspired by Michell trusses. In the examples evaluated, the reduction in self-weight reached 24.6% combined with a reduction in displacements of 29.3% in relation to conventional structures.

Palavras-chave: Otimização geométrica / Otimização topológica / Otimização dimensional / Estruturas treliçadas

Keywords: Geometric optimization / Topology optimization / Size optimization / Truss structures

## Murilo Almeida Kamond Tarabay

Mestre  
CEFET/MG  
Belo Horizonte/MG, Brasil  
 0009-0005-7533-1351  
murilotarabay@gmail.com

## Leonardo dos Santos Lima

Doutor  
CEFET/MG  
Belo Horizonte/MG, Brasil  
 0000-0003-0410-3640

### 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.*

TARABAY, M. [et al.] – Otimização paramétrica de estruturas treliçadas. Uma abordagem baseada em topologias de Michell estaticamente determinadas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 37-50.  
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-003>

## 1 Introdução

James Clerk Maxwell, que é amplamente reconhecido pelas suas grandes contribuições na área do eletromagnetismo, também desenvolveu trabalhos notáveis em diversas outras áreas do conhecimento, inclusive na engenharia estrutural. Em 1870, através do seu artigo intitulado “*On Reciprocal Figures, Frames, and Diagrams Of Forces*” [1], ele enunciou o teorema que pode ser considerado um dos primeiros grandes avanços no campo da otimização estrutural. Aplicado a estruturas treliçadas, este teorema pode ser representado pela Equação 1:

$$\sum N_T L_T - \sum N_C L_C = \sum \vec{p}_i \cdot \vec{r}_i \quad (1)$$

Onde  $\sum N_T L_T$  é o somatório do produto das forças de tração pelo comprimento das barras tracionadas e  $\sum N_C L_C$  é o somatório do produto das forças de compressão pelo comprimento das barras comprimidas. A diferença entre esses dois termos é um valor constante, igual ao produto escalar das forças externas e reações de apoio  $\vec{p}_i$  pela distância a qualquer ponto arbitrário  $\vec{r}_i$ .  $\theta$  é o ângulo entre os vetores  $\vec{p}_i$  e  $\vec{r}_i$ . [2] [3].

A equação 1 mostra que uma estrutura ineficiente é penalizada tanto nos elementos tracionados quanto nos comprimidos, uma vez que um acréscimo nos esforços dos elementos tracionados implica, necessariamente, em um acréscimo nos esforços nos elementos comprimidos. Isto pode ser concluído observando-se que o somatório  $\sum \vec{p}_i \cdot \vec{r}_i$  é constante para uma configuração específica de apoios e forças externas, sendo a eficiência da estrutura determinada pela geometria interna dos seus elementos.

Com base neste teorema, Michell [4] propôs geometrias teóricas que seriam as estruturas de menor peso próprio, assumindo que a área de secção transversal de cada barra é diretamente proporcional aos respetivos esforços internos. Embora esta premissa não seja totalmente verdadeira no projeto de estruturas reais por não considerar as diversas não-linearidades inerentes ao dimensionamento dos elementos e ligações, o conceito de Michell indica um caminho interessante, principalmente na etapa de otimização topológica. A Figura 1 mostra a viga em balanço treliçada de Michell com o menor peso próprio teórico.

A otimização estrutural pode ser aplicada com diferentes objetivos. Os objetivos mais comuns são a redução do peso próprio, redução de deslocamentos ou controle de vibrações [5]. Portanto, cada objetivo requer uma abordagem própria. Além disso, por possuir um grande número de variáveis com características não lineares e discretas, o problema de otimização estrutural normalmente apresenta vários pontos ótimos locais, o que requer uma análise minuciosa na implementação do algoritmo mais adequado. As não linearidades devem-se principalmente ao efeito das coordenadas dos nós no cálculo das forças internas e dos critérios de dimensionamento escolhidos, principalmente para os elementos comprimidos, em função da encurvadura. A utilização de variáveis discretas é necessária devido às dimensões das seções dos perfis de aço, que são padronizadas pelos fabricantes.

Outro ponto relevante que deve ser observado na elaboração de algoritmos de otimização é a viabilidade de construção, uma vez que a complexidade da estrutura pode tornar sua execução inviável.

De um modo geral, uma estrutura treliçada é mais fácil de ser construída e apresenta menor custo quando possui possibilidade de modularização e um número menor de nós internos.

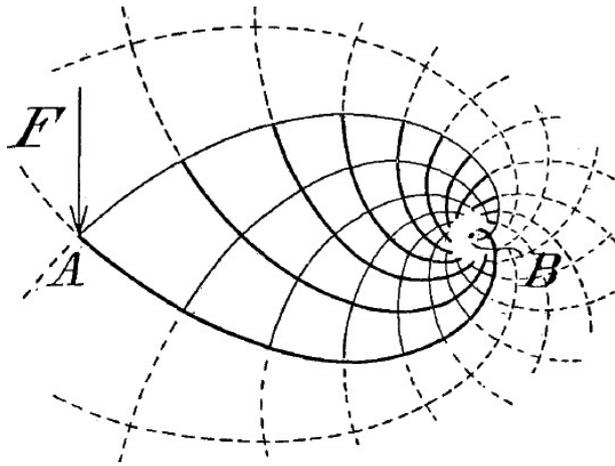


Figura 1 Treliça em balanço de Michel. Fonte: [4]

Devido à dificuldade de aplicação de métodos de direção de busca, diversos métodos heurísticos foram desenvolvidos [5], tais como: algoritmos genéticos [6];[7], recozimento simulado [8], enxame de partículas [9]; [10], algoritmo de morcego [11], transferência de calor [12], redes neurais [13], *deep learning* [14], lógica fuzzy [14], algoritmo vagalume [15], algoritmo de mosca da fruta [16] e otimização inspirada em fenômenos ópticos [17] entre outros [18].

Tejani [19] realizou um levantamento comparativo com 115 trabalhos relacionados ao tema, concluindo que uma das principais lacunas é a falta de um método que considere todas as variáveis simultaneamente.

Para definir a topologia da estrutura, podem ser utilizadas duas estratégias diferentes: redução ou crescimento. Os métodos de redução partem de uma estrutura base, composta por diversos nós e conexões distribuídas dentro de uma região definida do espaço que a treliça pode ocupar, resultando em uma estrutura inicial com alto grau de hiperestaticidade. A partir daí, são retiradas as barras com menores esforços internos, com base em alguma heurística estabelecida, até que o valor mínimo da função objetivo seja alcançado. [20];[21];[22] e [23] são exemplos de abordagens que utilizam métodos de redução. Os métodos de crescimento partem da definição de pontos de apoio e cargas, adicionando novos nós e conexões de acordo com os critérios desejados, até que a convergência da função objetivo seja alcançada [24].

Este artigo apresenta uma metodologia de otimização geométrica, topológica e dimensional, baseada em estruturas estaticamente determinadas, com foco em viabilizar sua aplicação em projetos reais. A modelação por meio estruturas estaticamente determinadas proposta neste trabalho possibilita a separação entre as 3 etapas de otimização, melhorando a convergência dos resultados de acordo com os parâmetros definidos pelo projetista. Simulações em vigas e torres metálicas mostram uma redução potencial de peso próprio de até 24,6% combinada com uma redução de deslocamento de até 29,3% em alguns casos.

## 2 Método proposto

O método proposto neste trabalho é baseado em estruturas estaticamente determinadas, o que permite o cálculo dos esforços internos de forma independente das características do material e das seções transversais dos elementos, o que não pode ser efetuado em uma abordagem por meio de estruturas hiperestáticas, que demandam o cálculo dos esforços internos por meio do Método dos Elementos Finitos ou outro similar, que, necessariamente, teriam como parâmetros de entrada a área de seção transversal e o módulo de elasticidade de cada elemento, o que impossibilita a separação das etapas de otimização geométrica e dimensional. O modelo estrutural implementado foi o de uma treliça ideal, que considera os nós como rótulas perfeitas, apoios articulados e forças aplicadas apenas nos nós, sendo os esforços internos de momento fletor, cisalhamento e de torção nulos em todas as barras.

Esta abordagem simplifica o algoritmo de otimização e reduz o custo computacional em comparação ao Método dos Elementos Finitos, pois os esforços internos são obtidos através da solução direta de um sistema linear, como mostrado na Equação 2.

$$[B][N] = [S] \quad (2)$$

Onde [B] simboliza a matriz estática, [N] o vetor de esforços internos axiais e [S] o vetor de forças externas, incluindo reações de apoio.

O fluxograma de otimização proposto está representado na Figura 2, onde é possível observar que a modelação por meio de estruturas estaticamente determinadas permite a separação dos processos e das variáveis de projeto, destacadas em azul. Os processos de otimização, destacados em vermelho, são detalhados nos itens 2.1, 2.2 e 2.3.

Os algoritmos apresentados neste trabalho foram desenvolvidos em linguagem C++ utilizando o compilador Code::Blocks versão 17.12 com a biblioteca Eigen versão 3.3.9 [25] para resolução de sistemas lineares. Foram implementados os critérios da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [26] para o dimensionamento de elementos do tipo cantoneira, fabricados em aço ASTM A36 e módulo de elasticidade de 200GPa. Para o dimensionamento, foram utilizadas as seções listadas na norma brasileira ABNT NBR 16952:2021 [27].

A função objetivo e as restrições são representadas pela Equação 3.

$$\min Z = \sum_{i=1}^{N_i} M_i L_i \quad (3)$$

Sujeito a:

$$[B][N] = [S]$$

$$\frac{0,5L_i}{r_i} \leq 300 \quad (\text{se } N_i > 0)$$

$$\frac{0,5L_i}{r_i} \leq 200 \quad (\text{se } N_i < 0)$$

$$N_i \leq \frac{A_g f_y}{V_{a1}} \quad \text{se } N_i > 0 \quad (\text{se } N_i > 0)$$

$$N_i \leq \frac{XQA_g f_y}{1,10} \quad \text{se } N_i > 0 \quad (\text{se } N_i < 0)$$

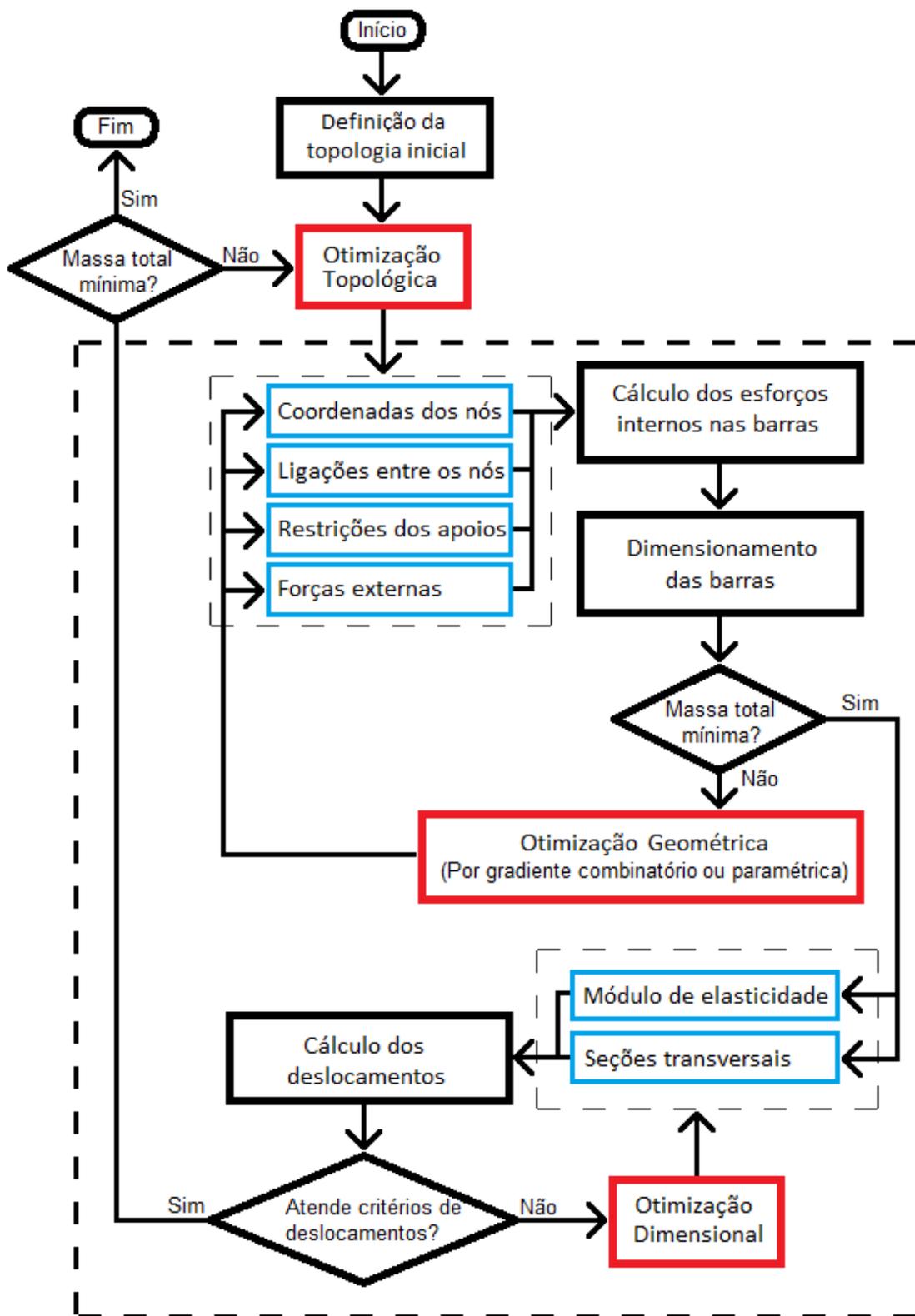


Figura 2 Fluxograma de otimização com base em estruturas isostáticas. Fonte: Autor

$$X = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ se } \frac{QA_g f_y}{\sqrt{\frac{\pi^2 E I_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2}}} \leq 1,5 \quad (\text{se } N_i < 0)$$

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \frac{QA_g f_y}{\sqrt{\frac{\pi^2 E I_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2}}} > 1,5 \quad (\text{se } N_i < 0)$$

$$Q = 1,00 \text{ se } \frac{b}{t} \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{se } N_i < 0)$$

$$Q = 1,34 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ se } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{se } N_i < 0)$$

Como variáveis da função objetivo de minimização, temos que  $Z$  é a massa total da estrutura,  $N_b$  é o número total de barras,  $M_i$  é a massa linear da barra  $i$ ,  $L_i$  é o comprimento da barra  $i$ . Como variáveis das equações de restrições do problema de otimização, temos que  $[B]$  é a matriz de incidência estática,  $[N]$  é o vetor de esforços normais e reações de apoio,  $[S]$  é o vetor de cargas,  $L_i$  é o comprimento da barra  $i$ ,  $N_i$  é o esforço interno na barra  $i$ ,  $r_i$  é o raio de giração de menor inércia da barra  $i$ ,  $A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra  $i$ ,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço,  $E$  é o módulo de elasticidade,  $I$  é o momento de inércia,  $K_{x1} L_{x1}$  é o comprimento de encurvadura equivalente,  $b$  é a largura da aba da cantoneira,  $t$  é a espessura da

chapa da cantoneira,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço,  $E$  é o módulo de elasticidade do aço.

A Figura 3 representa o mapa de calor do dimensionamento de barras isoladas de acordo com as restrições apresentadas. A informação relativa às cores é o peso próprio linear das barras. Na parte superior da figura, é apresentado o resultado do dimensionamento de barras entre 0 e 6 m de comprimento, submetidas a forças de tração e compressão, abrangendo todo o limite possível dos perfis avaliados.

Na parte inferior da Figura 3, são mostrados os detalhes para forças entre -50kN e 50kN, onde é possível observar as não linearidades e diferenças de comportamento das barras tracionadas e comprimidas inerentes ao processo de dimensionamento, de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

Um fator a ser considerado é o tipo de ligação entre os membros da estrutura, que influencia o processo de projeto. Nos exemplos avaliados, por simplicidade, considerou-se que todas as ligações são feitas por parafusos em apenas uma das abas das cantoneiras.

Para validar a metodologia e testar os resultados, as geometrias obtidas foram exportadas em formato DXF e processadas no software SAP2000 para validar o algoritmo e comparar os resultados com as normas Eurocode 3-2005 [28] e ASCE 10-97 [29], que são normas amplamente utilizadas mas que apresentam critérios de dimensionamento diferentes, possibilitando a análise da influência da norma na formulação do algoritmo de otimização.

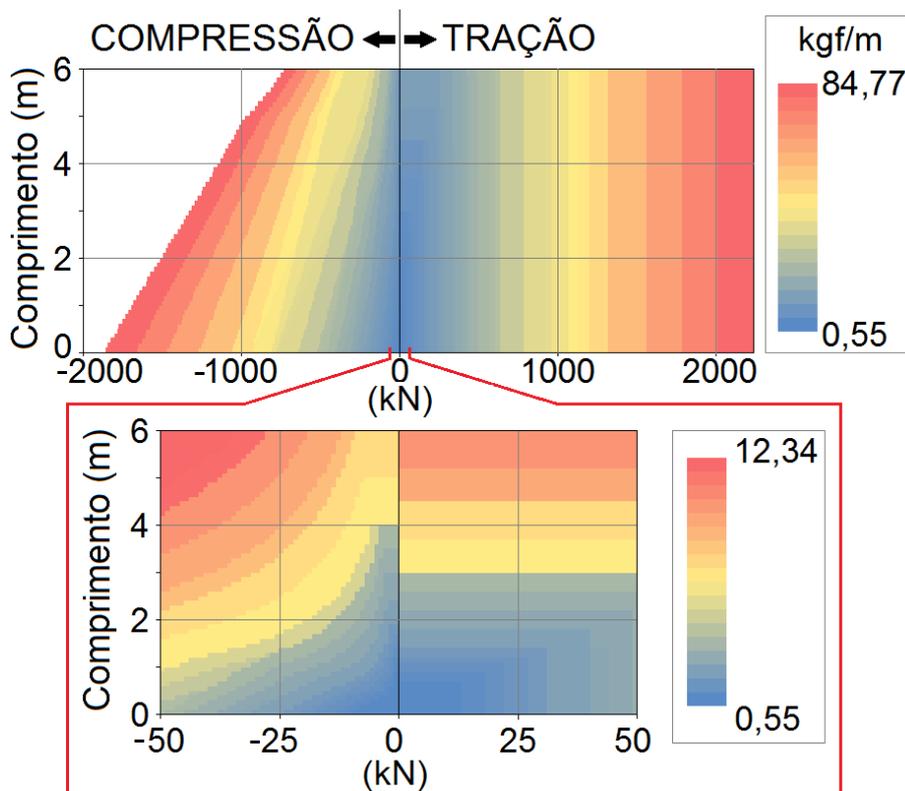


Figura 3 Mapa de calor de dimensionamento de barras isoladas. Fonte: Autor

## 2.1 Otimização topológica

Conforme apresentado no fluxograma da Figura 2, o primeiro passo é a definição da topologia da estrutura, o que tem grande impacto no potencial de otimização. Sugere-se que o processo seja iniciado com geometrias convencionais, considerando os aspectos práticos construtivos.

Por exemplo, as topologias de torre apresentadas neste trabalho foram definidas com base nos projetos usuais, considerando contraventamento simétrico e modularização. Assim, do ponto de vista topológico, o parâmetro considerado foi o número de nós internos (N), conforme mostrado na Figura 4. Outras características topológicas podem ser parametrizadas de acordo com a estrutura a ser projetada.

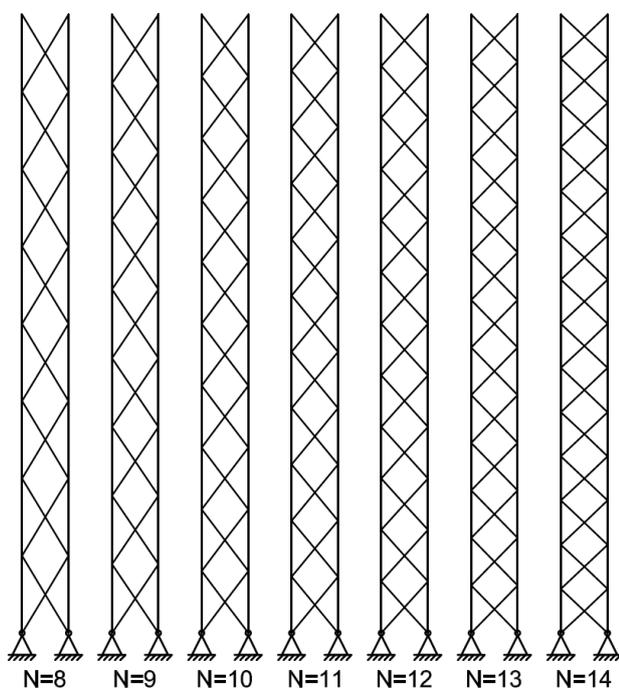


Figura 4 Parametrização topológica de torres com base no número de nós internos. Fonte: Autor

A partir da definição dos parâmetros topológicos, o projetista pode definir os limites de análise desejados que serão simulados e otimizados na próxima etapa, sendo os resultados apresentados na forma de um gráfico, do tipo mapa de calor, que é uma representação visual dos dados que permite a comparação por meio da cor, onde a massa total maior é representada na cor vermelha e a menor na cor azul. Este mapa de calor pode ser utilizado pelo projetista na tomada de decisão para escolha da geometria mais adequada à estrutura, considerando também aspectos qualitativos, como o tamanho dos módulos e a área de base disponível para construção.

## 2.2 Otimização geométrica

A etapa seguinte consiste em posicionar os nós passíveis de otimização, definidos aqui como aqueles que não possuem cargas

aplicadas e não são suportes. O objetivo do algoritmo de otimização geométrica, aqui apresentado, é identificar padrões a serem parametrizados.

Embora as variáveis de projeto sejam as coordenadas dos nós, o dimensionamento dos elementos é baseado nos esforços internos, ou seja, trata-se de um problema de otimização de uma função numérica composta, não linear e discreta. Desta forma, ao alterar as coordenadas de um único nó, todos os elementos de uma estrutura treliçada podem ser afetados, ocasionando erros no cálculo do vetor gradiente por derivadas parciais, o que dificulta a aplicação de métodos de direção de busca.

Para superar este problema, o algoritmo de otimização geométrica proposto avalia todas as combinações possíveis de movimentação de nós passíveis de otimização. Para cada nó otimizável, foram definidas 9 posições possíveis, com raio de busca variável (h), conforme representado na Figura 5.

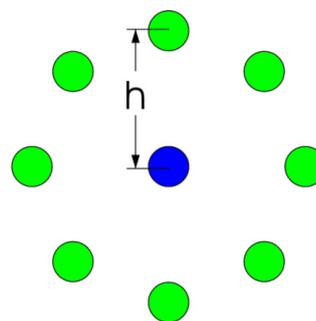


Figura 5 Possibilidades de movimentação dos nós na otimização geométrica. Fonte: Autor

A Figura 6 apresenta uma comparação entre o método de direção de busca de derivadas parciais, em vermelho, e o método combinatório proposto neste trabalho, destacado em verde. A estrutura original, representada em preto, é uma viga em balanço de 3 m de comprimento, submetida a uma força vertical para baixo de 100 kN em sua extremidade. É possível observar que os 3 nós otimizáveis convergem em posições significativamente diferentes.

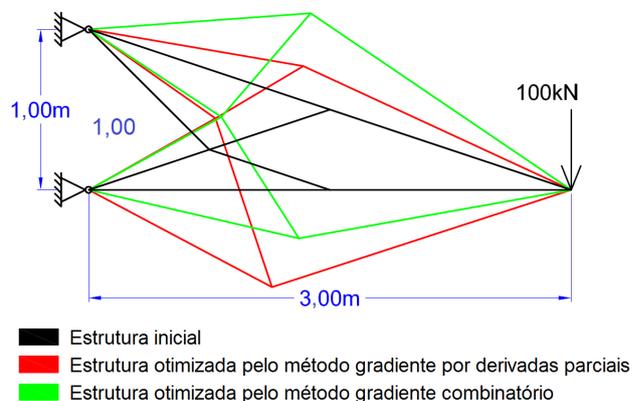


Figura 6 Comparativo entre os métodos de direção de busca. Fonte: Autor

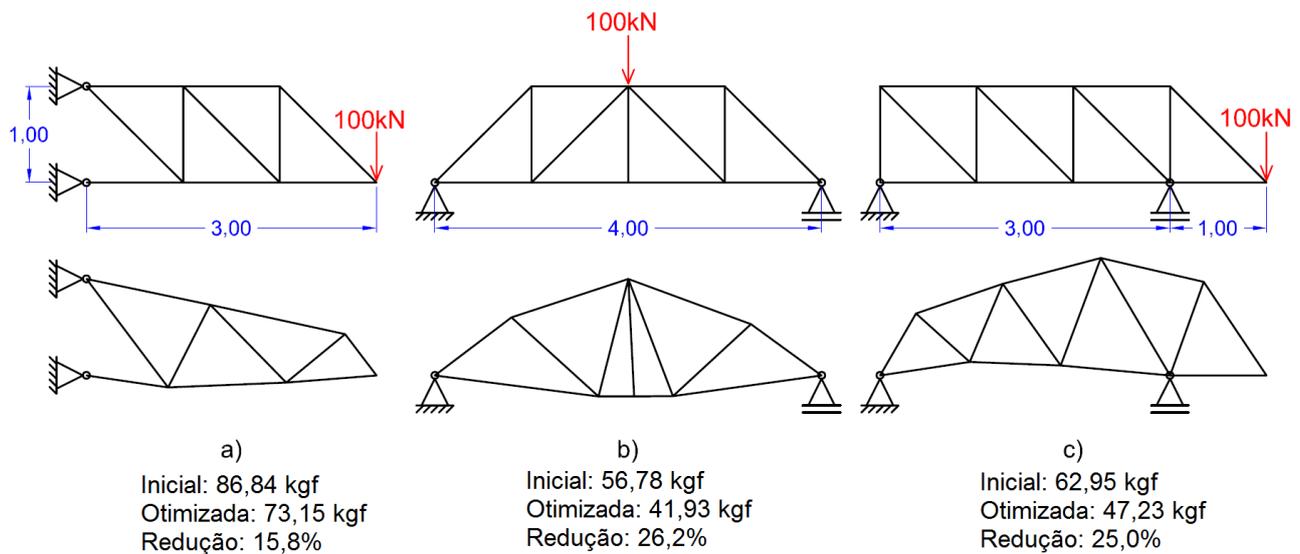


Figura 7 Testes do algoritmo de otimização geométrica

O método do gradiente de derivada parcial atingiu peso próprio de 76,85 kg, enquanto o método combinatório atingiu 70,91 kg, uma diferença de 7,7%.

O desempenho do algoritmo de otimização geométrica também foi testado em três vigas treliçadas diferentes, mostradas na Figura 7a) uma viga treliçada em balanço de 3 m de comprimento e 1 m de altura com carga de 100 kN aplicada na extremidade, b) uma viga treliçada biapoiada com vão de 4 m, 1 m de altura e carga de 100 kN aplicada no meio e c) uma viga biapoiada em vão de 3 m, com ponta de 1 m em balanço e 1 m de altura com carga de 100 kN na extremidade.

Os resultados mostram uma redução significativa do peso próprio, entre 15,8% e 26,2%. O objetivo desta etapa é identificar características de convergência geométrica a serem parametrizadas.

A aplicação deste algoritmo a torres de 3 m de altura resultou em um padrão semelhante às geometrias das estruturas de Michell, com montantes principais curvos, como pode ser visto na Figura 8, com torres com 1 e 2 nós internos.

O algoritmo de direção de busca foi adaptado para torres de 20 metros de altura, considerando apenas o movimento lateral dos nós externos de forma simétrica. O resultado foi um padrão semelhante, com montantes principais curvos mostrados na Figura 9. Os nós internos foram posicionados para manter as diagonais retas.

Com base nas geometrias obtidas, a curvatura de referência dos nós externos dos montantes principais, foi parametrizada como um arco circular de raio R, conforme mostrado na Figura 10.

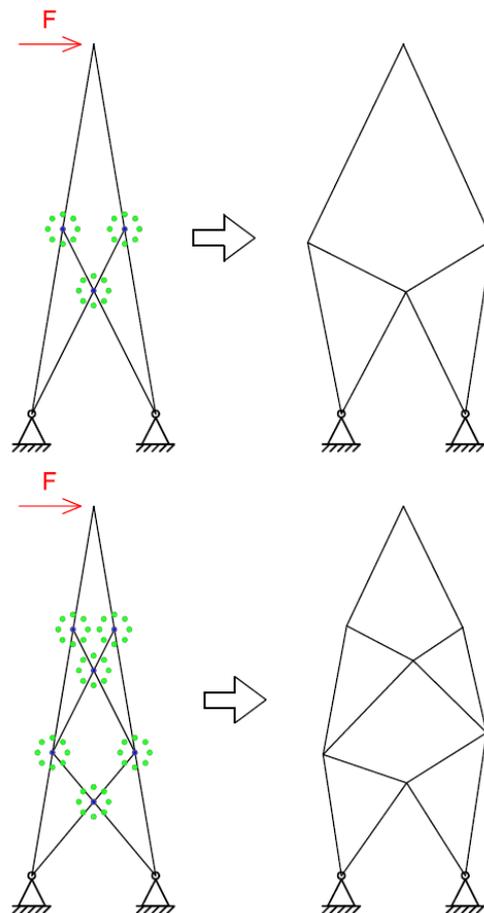


Figura 8 Otimização geométrica de torres de 3 m de altura. Fonte: Autor

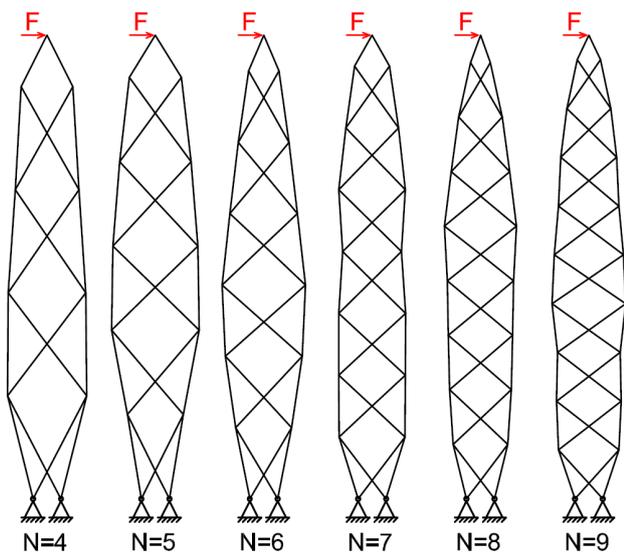


Figura 9 Otimização geométrica de torres de 20 m de altura. Fonte: Autor

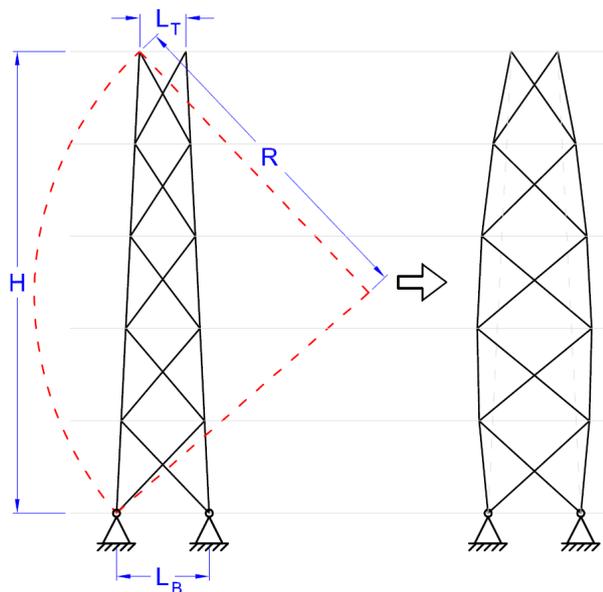


Figura 10 Parâmetros de otimização de torres. Fonte: Autor

### 2.3 Otimização dimensional

Como as estruturas geradas são estaticamente determinadas, a etapa de otimização dimensional é a última a ser realizada, e só é necessária se o deslocamento for uma das restrições de projeto, uma vez que as dimensões das barras são obtidas no dimensionamento, conforme norma aplicada.

Outra opção é inserir o deslocamento como uma das restrições da função objetivo. Os deslocamentos dos exemplos apresentados neste trabalho não foram limitados.

### 2.4 Parâmetros de otimização

Conforme indicado na Figura 10, foram definidos os seguintes parâmetros de otimização:  $L_B$ , que é a largura da base,  $L_T$  a largura do topo,  $H$  a altura total da torre,  $R$  o raio de curvatura de referência dos nós dos montantes principais e  $N$  o número de nós internos.

Nos exemplos avaliados foram simulados valores de  $R$  entre 20 m e 500 m.

## 3 Exemplos numéricos e discussão

O método foi aplicado em torres prismáticas e tronco piramidais com 20 m de altura, que são os desenhos mais comuns.

### 3.1 Torres prismáticas

As simulações foram realizadas com torres prismáticas ( $L_B = L_T = 1,5$  m) submetidas a uma força horizontal  $F$ , e uma força vertical descendente também de intensidade  $F$ , aplicada no topo, dividida igualmente nos nós superiores, totalizando 50 kN e 100 kN. Os resultados apresentados na Tabela 1 mostram a redução do peso próprio obtida devido à aplicação de montantes curvos.

Os resultados apresentados na Tabela 1 mostram que a aplicação do contorno circular nos montantes resultou em uma redução significativa no peso próprio das torres, atingindo um máximo de 24,6% no caso do torre com 10 nós internos com carga  $F = 100$  kN e raio de curvatura dos montantes de 50 m. Além de reduzir seu peso próprio, a torre otimizada apresentou maior rigidez, com redução de 29,3% no deslocamento lateral do topo, quando comparada à estrutura original. A Figura 11 mostra o comportamento do peso próprio e do deslocamento lateral em função do raio de curvatura dos montantes.

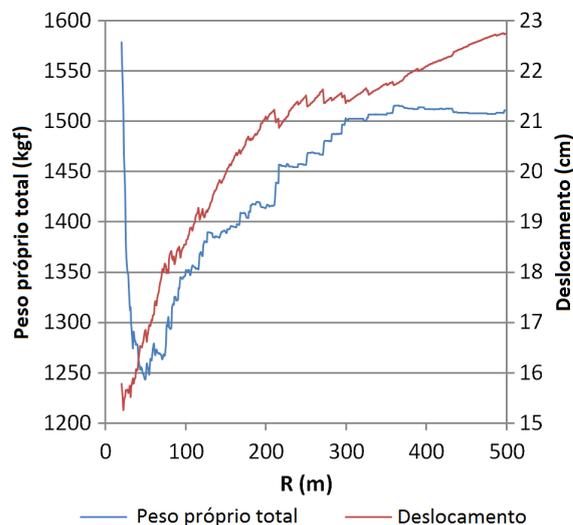


Figura 11 Peso próprio e deslocamento lateral da torre prismática. Fonte: Autor

Para avaliar o desempenho do algoritmo desenvolvido, a geometria com maior redução de massa foi exportada para modelos 2D e 3D

Tabela 1 Torre prismática otimizada com montantes curvos

	N	Peso próprio (kgf)			Deslocamento (cm)			R(m)
		Inicial	Otimizada	Variação	Inicial	Otimizada	Variação	
F = 50 kN	8	916,2	742,5	-19,0%	11,5	7,5	-34,9%	44
	9	910,6	728,0	-20,1%	11,4	7,6	-33,3%	44
	10	853,4	715,7	-16,1%	11,7	7,7	-34,8%	45
	11	836,2	707,8	-15,3%	11,9	8,7	-26,7%	77
	12	829,8	696,1	-16,1%	11,9	8,4	-29,7%	62
	13	822,8	698,0	-15,2%	11,8	8,6	-27,5%	63
	14	816,6	698,0	-14,5%	11,9	9,2	-22,6%	89
F = 100 kN	8	1678,8	1280,3	-23,7%	24	15,8	-34,1%	37
	9	1634,8	1260,6	-22,9%	24,4	16,7	-31,3%	50
	10	1649,3	1243,1	-24,6%	23,8	16,8	-29,3%	50
	11	1568,3	1234,0	-21,3%	24,3	16,9	-30,3%	46
	12	1561,9	1240,3	-20,6%	24,4	18	-26,4%	60
	13	1572,0	1244,2	-20,9%	24,2	18,3	-24,6%	63
	14	1523,2	1241,9	-18,5%	24,8	18,4	-26,0%	56

Tabela 2 Resultados da torre prismática ( $L_b = L_t = 1,5$  m; N = 1 0; F = 100 kN)

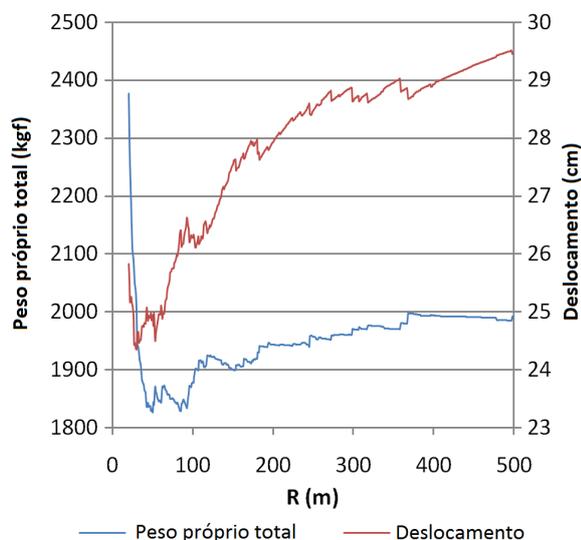
Norma	Modelo	Peso próprio (kgf)			Deslocamento (cm)		
		Inicial	Otimizada	Variação	Inicial	Otimizada	Variação
ASCE 10-97	2D	1437,1	1156,7	-19,5%	28,0	18,5	-33,9%
	3D	2728,5	2590,1	-5,1%	29,4	20,1	-31,6%
Eurocode 3-2005	2D	1206,2	941,6	-21,9%	31,8	21,8	-31,4%
	3D	2505,1	2119,5	-15,4%	31,9	22,8	-28,5%



**Tabela 3** Resultados da torre tronco-piramidal ( $L_B = 2,9$  m;  $L_T = 1,5$  m;  $N = 10$ ;  $F = 100$  kN)

Norma	Modelo	Peso próprio (kgf)			Deslocamento (cm)		
		Inicial	Otimizada	Varição	Inicial	Otimizada	Varição
ASCE 10-97	2D	1754,7	1656,4	-5,6%	18,2	13,8	-23,8%
	3D	3534,3	3813,3	7,9%	18,7	14,4	-23,0%
Eurocode 3-2005	2D	1651,7	1425,1	-13,7%	18,7	15,6	-16,7%
	3D	3196,8	3037,9	-5,0%	20,3	17,1	-15,8%

É possível verificar que o algoritmo de otimização com contorno circular perde eficácia à medida que a largura da base ( $L_B$ ) aumenta. A Figura 14 mostra o comportamento do peso próprio e do deslocamento lateral em função do raio de curvatura dos montantes da torre de  $L_B = 2,9$  m,  $N = 10$  e  $F = 200$  kN.



**Figura 14** Peso próprio e deslocamento lateral da torre prismática. Fonte: Autor

Os modelos 2D e 3D desta torre foram simulados no SAP 2000. Os resultados consolidados são apresentados na Tabela 3.

## 4 Conclusões

Os resultados apresentados neste trabalho mostram que mudanças sutis na geometria de uma estrutura podem resultar em uma redução significativa da quantidade de material, aliada, na maioria das vezes, a um acréscimo de rigidez e, em alguns casos, a uma simplificação executiva da estrutura, com redução do número de nós. Isso mostra que a metodologia proposta pode ser viável em diversas aplicações e projetos reais.

A utilização de ferramentas de otimização em projetos ainda é pouco difundida, em virtude, principalmente, das dificuldades de implementação dos modelos. Por este motivo, este trabalho

busca apresentar uma forma prática de implementação, que pode ser integrada a softwares comerciais, gerando ganhos práticos em projetos reais.

O principal objetivo deste trabalho é mostrar que estruturas podem ser mapeadas de acordo com as melhores características parametrizáveis para otimização, permitindo ao projetista escolher o projeto mais adequado. A função objetivo pode ser facilmente adaptada para incluir outros padrões e restrições específicas de cada projeto. Além disso, as características arquitetônicas podem ser parametrizadas, combinando otimização com melhoria estética. A abordagem utilizando estruturas estaticamente determinadas também se mostrou vantajosa, pois torna o fluxo de otimização mais simples e sequencial.

Os resultados obtidos também mostram a influência das restrições normativas no desempenho do algoritmo de otimização, sendo interessante inclui-las diretamente na função objetivo, de acordo com a norma a ser aplicada.

As geometrias obtidas nos exemplos avaliados apresentam uma desvantagem em relação às convencionais, que é a mudança de direção dos montantes, o que pode dificultar o processo de execução. Contudo, as potenciais reduções de peso próprio podem justificar a produção de conectores específicos para os nós, de acordo com o projeto e o número de repetições da estrutura a ser executada.

## Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro do CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Tecnológico e Científico) e CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

## Reprodução de resultados

Os algoritmos implementados em C++ com o compilador Code::Blocks versão 17.12 estão disponíveis para uso educacional no GitHub em <https://github.com/murilotarabay/OTM2024/>

Os parâmetros implementados no software correspondem às restrições normativas da norma brasileira NBR 8800:2008.

As estruturas foram codificadas em um arquivo texto, com os seguintes parâmetros:

- Número de nós
- Número de barras

- Coordenada. X, Coord. Y, FX, FY, RX, RY (Nó 1)
- Coordenada. X, Coord. Y, FX, FY, RX, RY (Nó 2)
- Coordenada. X, Coord. Y, FX, FY, RX, RY (Nó 3)
- ...
- 1.º nó de conexão, 2º nó de conexão (Barra 1)
- 1.º nó de conexão, 2º nó de conexão (Barra 2)
- 1.º nó de conexão, 2º nó de conexão (Barra 3)
- ...
- O programa OTMComb realiza a otimização via gradiente combinatório. A biblioteca Eigen V3 [25] é necessária para compilação.
- O programa OTMParam gera geometrias e realiza otimização paramétrica de torres metálicas treliçadas(a biblioteca Eigen V3 [25] é necessária para compilação). O programa tem 6 opções:
  0. Gera a tabela de dimensionamento de perfis isolados, conforme mostrado na Figura 3.
  1. Gera arquivo estruturado de uma torre tronco piramidal.
  2. Dimensione o arquivo de estrutura denominado "inicial.txt" (O arquivo deve estar na mesma pasta do arquivo executável).
  3. Otimiza a estrutura da torre do arquivo "inicial.txt" com contorno circular, conforme Figura 10 (O arquivo deve estar na mesma pasta do arquivo executável).
  4. Gera tabela de otimização da torre tronco piramidal alterando apenas os ângulos dos montantes.
  5. Gera tabela de otimização de torre com contorno circular, conforme parâmetros da Figura 10.
  6. Adiciona peso próprio e vento na estrutura do arquivo "inicial.txt" (O arquivo deve estar na mesma pasta do arquivo executável).
- O programa DXFExport converte a estrutura do arquivo "trelica.txt" para o formato DXF, para utilização em outros softwares de análise estrutural, como SAP2000 ou outros. No caso de torres, também pode ser gerado um modelo 3D de 4 faces em formato DXF. O arquivo TXT deve estar na mesma pasta do arquivo executável.
- Os programas VIEWT e VIEWB geram imagens das estruturas obtidas em "relatorioinicial.txt" e "relatoriootimizada.txt". VIEWT é usado para torres e VIEWB para vigas. Para compilação, a biblioteca Graphics.h é necessária.

## Referências

- [1] Maxwell, J. – On Reciprocal Figures, Frames, and Diagrams of Forces. Earth And Environmental Science Transactions Of The Royal Society Of Edinburgh. 26, 1-40 (1870).
- [2] Cox, H. – The design of structures of least weight. (Pergamon Press,1965). <https://books.google.com.br/books?id=x2Q6nQAACAAJ>
- [3] Baker, W.; Beghini, L.; Mazurek, A.; Carrion, J.; Beghini, A. – Structural Innovation: Combining Classic Theories with New Technologies. Engineering Journal. 52 pp. 203-217 (2015,6).
- [4] Michell, A. – LVIII. The limits of economy of material in frame-structures. The London, Edinburgh, And Dublin Philosophical Magazine And Journal Of Science. 8, 589-597 (1904).
- [5] Rao, S. – Engineering Optimization: Theory and Practice. (Wiley,2009), <https://books.google.com.br/books?id=YNt34dvnQLEc>
- [6] Rahami, H.; Kaveh, A.; Gholipour, Y. – Sizing, geometry and topology optimization of trusses via force method and genetic algorithm. Engineering Structures. 30, 2360-2369 (2008), <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029608000163>
- [7] Chen, S.; Shui, X.; Li, D.; Huang, H. – Improved Genetic Algorithm with Two-Level Approximation for Truss Optimization by Using Discrete Shape Variables. Mathematical Problems In Engineering. 2015 pp. 1-11 (2015,9).
- [8] Toklu, Y.; Hatay, T. – Optimization of trusses using the simulated annealing method. ARI – An International Journal For Physical And Engineering Sciences. 54 pp. 66 -71 (2004,1).
- [9] Maheri, M.; Askarian, M.; Shojaei, S. – Size and Topology Optimization of Trusses Using Hybrid Genetic-Particle Swarm Algorithms. Iranian Journal Of Science And Technology, Transactions Of Civil Engineering. 40 (2016,7).
- [10] Omidinasab, F.; Goodarzimehr, V.A. – Hybrid Particle Swarm Optimization and Genetic Algorithm for Truss Structures with Discrete Variables. Journal Of Applied And Computational Mechanics. 6 pp. 593-604 (2020,7).
- [11] Li, Y.; Zhen, Y. – Application of Improved Bat Algorithm in Truss Optimization. KSCE Journal Of Civil Engineering. 23 (2019,5).
- [12] Tejani, G.; Kumar, S.; Gandomi, A. – Multi-objective heat transfer search algorithm for truss optimization. Engineering With Computers. 37 (2021,1).
- [13] Chau, L. & Nguyen-Xuan, H. Deep learning for computational structural optimization. ISA Transactions. 103 (2020,4).
- [14] Mortazavi, A. A new fuzzy strategy for size and topology optimization of truss structures. Applied Soft Computing. 93 pp. 106412 (2020,5).
- [15] Wu, Y.; Li, Q.; Hu, Q.; Borgart, A. – Size and Topology Optimization for Trusses with Discrete Design Variables by Improved Firefly Algorithm. Mathematical Problems In Engineering. 2017 (2017,6).
- [16] Li, Y.; Han, M. – Improved fruit fly algorithm on structural optimization . Brain Informatics.(2020).
- [17] Jalili, S.; Husseinzadeh Kashan, A. – An optics inspired optimization method for optimal design of truss structures. The Structural Design Of Tall And Special Buildings. 28 (2019,2).
- [18] Varma, T.; Sarkar, S.; Mondal, G. – Buckling Restrained Sizing and Shape Optimization of Truss Structures. Journal Of Structural Engineering. 146 pp. 04020048 (2020,5).
- [19] Tejani, G.; Savsani, V.; Bureerat, S. – Truss Topology Optimization: A Review. (2018,7).
- [20] Kufner, T. – Analysis, Simulation and Structural Optimization of Large 3D Timoshenko Beam Networks. (2018,1).
- [21] He, L.; Gilbert, M.; Song, X. – A Python script for adaptive layout optimization of trusses. Structural And Multidisciplinary Optimization. 60 (2019,1).
- [22] Hagishita, T.; Ohsaki, M. – Topology optimization of trusses by growing ground structure method. Structural And Multidisciplinary Optimization. 37 pp. 377-393 (2009,4).

- [23] Tejani, G.; Savsani, V.; Patel, V.; Savsani, P. – Size, shape, and topology optimization of planar and space trusses using mutation-based improved metaheuristics. *Journal Of Computational Design And Engineering*. 5 (2017,10).
- [24] Martínez, P.; Martí-Montrull, P.; Querin, O. – Growth method for size, topology, and geometry optimization of truss structures. *Structural And Multidisciplinary Optimization*. 33 pp. 13-26 (2007,1).
- [25] Guennebaud, G.; Jacob, B. – Others Eigen v3. (<http://eigen.tuxfamily.org>,2010).
- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas Design of steel and composite structures for buildings. (2008).
- [27] Associação Brasileira de Normas Técnicas Rolled steel angles for use in telecommunications,transmission and power distribution towers – Requirements. (2021).
- [28] British Standards Institution and European Committee for Standardization Eurocode 3: Design of steel structures : Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts. (British Standards Institution ,2006).
- [29] American Society of Civil Engineers ASCE 10-97: design of latticed steel transmission structures. (1997).



# Impact of geometrical and environmental parameters on wind action in telecommunication monopoles

Impacto de parâmetros geométricos e ambientais na ação do vento sobre monopolos para telecomunicações

João Filipe

Rui Travanca

António Manuel Baptista

Manuel Pipa

## Abstract

This paper presents and discusses the results obtained in a parametric study to quantify the relative influence of the most important parameters used for the definition of wind action in telecommunication monopoles, such as the location of the structure and the geometric characteristics of the shaft, as well as the existence of ancillaries mounted on the structure, i.e. antennas, headframes, ladders, and/or feeders. Following their relative influence analysis, a global investigation on these parameters is also presented and discussed, as well as more specific subjects, e.g. the interference effect between antennas and headframes, the shield effect between the ladder and the shaft, and the block effect in feeders.

## Resumo

Este artigo apresenta e discute os resultados obtidos num estudo paramétrico para quantificar a influência relativa dos parâmetros mais importantes utilizados para a definição da ação do vento em monopolos para telecomunicações, como a localização da estrutura e as características geométricas do fuste, assim como a existência de equipamentos auxiliares montados na estrutura, i.e. antenas, interfaces de antenas, escadas e/ou caminhos de cabos. Seguidamente à análise da sua influência relativa, é também apresentada e discutida uma análise global destes parâmetros, assim como aspetos mais específicos, como por exemplo o efeito de interferência entre as antenas e as interfaces de antenas, o efeito de escudo entre as escadas e o fuste, e o efeito de bloco nos caminhos de cabos.

**Keywords:** Monopoles / Telecommunications / Wind action / Parametric study / Eurocodes

**Palavras-chave:** Monopolos / Telecomunicações / Ação do vento / Estudo paramétrico / Eurocódigos

## João Filipe

Doutorando  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
 0009-0009-9531-1381  
jfilipe@lnec.pt

## Rui Travanca

Engenheiro Sénior  
Universidade de Aveiro  
Aveiro, Portugal  
 0000-0002-6229-6324  
rui.travanca@ua.pt

## António Manuel Baptista

Investigador Principal Aposentado  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
ambaptista@lnec.pt

## Manuel Pipa

Investigador Principal Aposentado  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
mpipa@lnec.pt

## Aviso legal

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

## Legal notice

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

FILIPPE, J. [et al.] – Impact of geometrical and environmental parameters on wind action in telecommunication monopoles. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 51-66. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-004>

## 1 Introduction

Over the last few decades, the demand for communication structures has increased due to the requirements for their use in the telecommunication sector. With the advent of mobile communications, this demand has become even greater. Unfortunately, the number of failures observed in telecommunication structures is high when compared with other structures of equal economic and social importance [1], [2], [3]. These structures are used for supporting antennas and other equipment that enables the emission of electromagnetic waves for mobile communication purposes. There are several types of communication structures, with diverse structural solutions and types of mounted equipment. Though monopoles are widely used, the current methods for their analysis and design are outdated and/or inappropriate. Several failures associated with this type of structures were observed and reported [1], [2], [3]. Thus, a detailed review of both the methods of analysis and loads definition becomes imperative. Since wind action plays a fundamental role in the behaviour of this type of structures, it is important to know which parameters have a critical influence on the analysis and design.

However, it should be regarded that the results obtained in this study only show an approximation to the real wind action influence on the structural behaviour of a telecommunication monopole, when considering the individual effects of each of several different parameters, according to the methodology stipulated in Eurocode 1, Part 1-4 (EC1-1-4) [7].

## 2 Materials and methods

In the present study, four existing monopoles installed in Portugal were analysed [4], [5], i.e. two 30-metre-high monopoles and two 40-metre-high monopoles; each two monopoles with the same height, include a monopole with a circular cross-section shaft and a monopole with a polygonal cross-section shaft (see Figure 1). The geometric characteristics of the studied monopoles are shown in Table 1. The section number presented in Table 1 goes in ascending order, from the base to the top of the monopole. All the results presented in this article are concerned with monopole M2, which is the most representative of the studied monopoles, except for the cases in which it is stated explicitly.

Wind action was defined according to the quasi-static approach presented in Eurocodes [6], [7], [8] and using discrete models with the application of the acting forces at 1 metre intervals from the base of the structure to the top. The wind action at a certain interval was obtained through the sum of the wind forces ( $F_w$ ) applied to each separate component (monopole and equipments), calculated through equation (1) as stipulated in EC1-1-4 [7]:

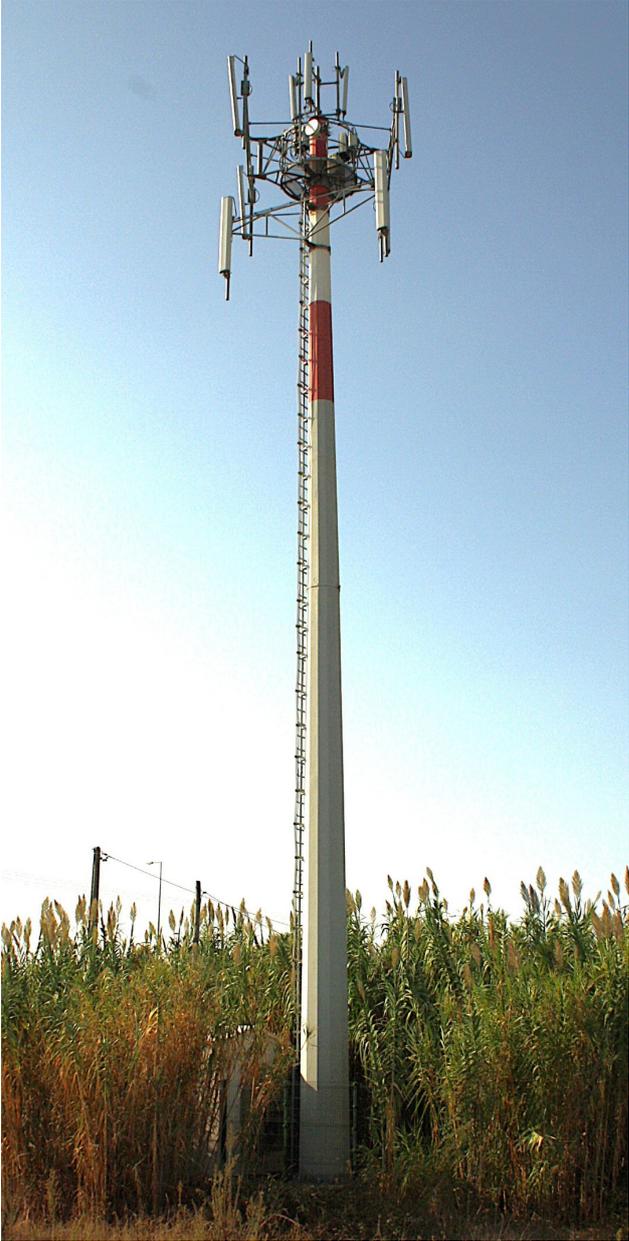
$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (1)$$

in which  $c_s c_d$  is the structural factor,  $c_f$  is the force coefficient,  $q_p$  is the peak velocity pressure,  $z_e$  is the reference height for external wind action and  $A_{ref}$  is the reference area.

The calculation of all the necessary parameters for the calculation of the wind force ( $F_w$ ) was made in accordance with EC1-1-4 [7].



a) Monopole with a circular cross-section



b) Monopole with a polygonal cross-section

**Figure 1** Photographs with examples of the two cross-section type monopoles being studied

**Table 1** Geometric characteristics of the studied monopoles

Monopole name		M1	M2	M3	M4
Cross-section type		Circular	Circular	Polygonal	Polygonal
Cross-section sides		–	–	16 sides	16 sides
Monopole height		30 m	40 m	30 m	40 m
Number of sections		3	4	3	4
Total mass		3108 kg	5344 kg	2273 kg	3975 kg
Section 1	Height	6,0 m	6,0 m	6,0 m	11,5 m
	Thickness	7,92 mm	9,52 mm	6,00 mm	6,00 mm
	Base diameter	812,8 mm	1016,0 mm	990,0 mm	1304,0 mm
	Top diameter	812,8 mm	1016,0 mm	852,0 mm	1044,0 mm
Section 2	Height	12,0 m	12,0 m	12,0 m	6,5 m
	Thickness	7,92 mm	7,92 mm	5,00 mm	6,00 mm
	Base diameter	609,6 mm	812,8 mm	852,0 mm	1044,0 mm
	Top diameter	609,6 mm	812,8 mm	576,0 mm	897,0 mm
Section 3	Height	12,0 m	12,0 m	12,0 m	7,0 m
	Thickness	6,35 mm	7,92 mm	4,00 mm	5,00 mm
	Base diameter	406,4 mm	609,6 mm	576,0 mm	897,0 mm
	Top diameter	406,4 mm	609,6 mm	300,0 mm	739,0 mm
Section 4	Height	–	10,0 m	–	15,0 m
	Thickness	–	6,35 mm	–	4,00 mm
	Base diameter	–	406,4 mm	–	739,0 mm
	Top diameter	–	406,4 mm	–	400,0 mm

Whenever EC1-1-4 [7] recommended a value for the calculation of a certain parameter, that value was adopted for the definition of the wind action in the present work. The elastic forces and natural frequencies were obtained by using the SAP2000 software from Computer and Structures, Inc. [9].

Regarding the definition of the structural factor ( $c_s c_d$ ) of the monopole, it was considered the rules defined in EC1-1-4 [7] for vertical constructions and steel chimneys, and a structure width equal to the monopole diameter at the determined reference height ( $z_s$ ). The necessary monopole structural response parameters for the definition of  $c_s c_d$ , were obtained by using the SAP2000 [9]. In the case of the equipments (antennas, headframes, ladders and feeders),  $c_s c_d$  was defined as equal to 1,0.

The force coefficient ( $c_f$ ) and the peak velocity pressure ( $q_p$ ) defined for each monopole surface section were calculated for the largest height of the section and applied at the middle height of the section. The same method was considered for equipments placed along the monopole height, such as ladders and feeders. In the case of singular equipments (antennas and headframes),  $c_f$  and  $q_p$  were calculated and applied for the specific height that those equipments are placed.

Regarding the definition of the force coefficients ( $c_f$ ) for the

monopole, the calculation of the effective slenderness ( $\lambda$ ) was made considering a type 2 structure, in accordance with Table 7.16 of EC 1-1-4 [7]. The definition of the force coefficients ( $c_f$ ) for the equipments was made whether using information given by the producers (typically in the case of the antennas) or by using alternative methods given in EC 1-1-4 [7], that takes into account the geometry and the applied wind direction on the equipments.

Although this study is focused on structures located in Portugal, and consequently on wind action definition in accordance with the Portuguese Annex of the Eurocode 1-1-4 (EC1) [7], the results presented and further discussions are valid for other countries, since the Portuguese normative impositions only interfere with the values of the basic wind velocity.

In the numerical analysis here presented and discussed, the influence of loss of stiffness due to e.g. soil-structure interaction and/or connections influence will not be addressed, even if it is not negligible for this type of structure; indeed, this aspect is currently subject to further investigation [3], [10].

In the analyses performed, the maximum values for four key outcome variables will be compared and discussed regarding the influence of the different parameters being addressed. These four key outcome

variables are: i) shear force ( $V_0$ ) and bending moment ( $M_0$ ) obtained at the base of the monopole; and ii) horizontal displacement ( $u_1$ ) and rotation ( $\theta_1$ ) at the top of the monopole. Their values have been evaluated by means of a first order elastic analysis of the monopole structure.

### 3 Results and discussion

#### 3.1 Influence of the monopole location

The location of the structure influences the definition of wind action by means of the change of the peak velocity pressure [6], [7], [8]. Accordingly, the peak velocity pressure is influenced by three key parameters: i) the zone affecting basic wind velocity; ii) the terrain category affecting terrain parameters to be considered; and iii) the terrain orographic that could lead to the increase of wind velocities. In the following sections, the results obtained from the analysis of each of these parameters will be presented.

##### 3.1.1 Influence of the zone and terrain category

According to the Portuguese annex for the EC1 [7], there are two different zones to be considered (zone A and zone B), depending on the altitude and distance from the sea coast, and four terrain categories (I, II, III and IV) that depend on the terrain roughness and therefore on the interference with regular air flow, as presented in Table 2 and Table 3.

**Table 2** Zone definition according to the Portuguese annex for the EC1 [7]

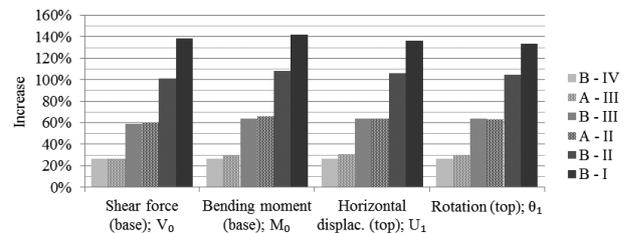
Zone A	The Portuguese general territory except for the regions belonging to zone B.
Zone B	Azores and Madeira islands and mainland regions located not further than 5 km from the coast or at altitudes above 600 m.

**Table 3** Terrain category definition according to the Portuguese annex for the EC1 [7]

Category I	Coastal area exposed to the open sea.
Category II	Areas with low vegetation, such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights.
Category III	Areas with regular cover of vegetation or buildings or containing isolated obstacles with separations of no more than 20 obstacle heights (i.e., villages, suburban terrain, permanent forest).
Category IV	Areas in which at least 15% of the surface is covered with buildings with an average height that exceeds 15 m.

For a better understanding of the influence that the variation of these two parameters has on wind action definition, all the possible

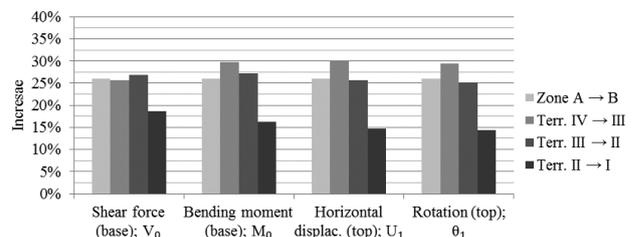
combinations of zones and terrain categories where monopoles can be installed were considered, with the exception of a terrain category I in zone A, since these two conditions are not compatible. By analysing the variation of the values of the outcome variables in the case of a monopole M2 installed in each of the six zone/terrain combination categories indicated in Figure 2, and comparing it to a baseline, i.e. a monopole M2 installed in a terrain category of type IV in zone A, it is clear that changing the type of zone and terrain category are important factors for wind action definition.



**Figure 2** Variation of the outcome variables for monopole M2 located in a terrain category of type I and in zone B, to another different location

Figure 2 shows a significant increase (up to 140%) of the values for all outcome variables, when monopole M2 changes from the baseline to a terrain category of type I in Zone B, which shows the importance of these parameters for wind action definition. It is also found that the wind action variation is similar when the location of the monopole passes from a less exposed area, located in zone B, to the next category of a more exposed terrain, located in zone A, since the effects of zone change and terrain category in this case are of the same order of magnitude and therefore annul each other.

The average values of the changes observed in the outcome variables corresponding to different possible scenarios, when changing the type of zone and terrain category, are shown in Figure 3. This figure reveals that, with the exception of a monopole passing from a category II terrain to a category I terrain, the consequences of a transition between zone A and zone B are quite similar to the transition towards the immediately previous terrain category, i.e. more exposed to wind action. When changing from a category II terrain to a category I terrain, the relative increase of the key variables is about 15% to 20%, while in the other case this increase is about 25% to 30%.



**Figure 3** Mean variations of the outcome variables for monopole M2 in different possible scenarios, when changing the type of zone or the terrain category

### 3.1.2 Influence of orography

In addition to the location of the structure, characterised by zone and terrain category, the aggravating effect of orography should be evaluated when calculating mean wind velocity. Due to the existence of hills or cliffs, this effect causes an increase in wind speed near the ground. If this increase is over 5%, the corresponding effect should be considered in light of the orography factor. However, the effects of orography may be discarded when the average slope of the upwind terrain is below 3°; the upwind terrain may be considered up to a distance of 10 times the height of the isolated orographic feature [6], [7], [8].

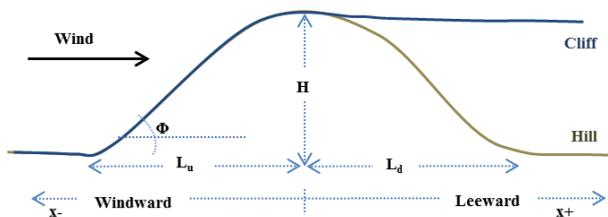


Figure 4 Definition of the dimensions of the hill and/or cliff

For reasons related to their own function, monopoles are often installed on slopes or at the top of major orographic features. In this study, the influence of this factor on wind action definition was analysed by changing the variables involved, i.e. the upstream slope  $\Phi$  and the length  $L_u$ . The results obtained for monopole M2 are shown in Figure 5, with the change of the upstream slope  $\Phi$  of a cliff due to the height  $H$ . Figure 6 shows the results obtained from changing the upstream slope  $\Phi$  of a cliff due to the length  $L_u$ . In both cases, the variation is considered in relation to a baseline, i.e. a monopole located on flat ground. Figure 5 shows that the higher the gradient of the windward slope, the higher the average value of the addition of all the outcome variables in relation to a baseline, i.e. a monopole located on flat ground; the values presented have very significant increases. The above mentioned average value was chosen for this representation (Figure 5) since it was found that it is rather close to the individual values of the addition for each outcome variable.

It should also be noted that the biggest increase is the location of the structure at the top of the cliff since, as the horizontal distance from the structure to the top of the cliff increases, the effects of the terrain will decrease gradually. However, the results presented in Figure 5 and Figure 6 show that the increase of wind action over cliffs with equal upwind slopes is different in the two scenarios shown in these figures.

The influence that the type of orographic accident could have on wind action definition was also analysed by comparing the addition of the study variables in relation to a baseline, in the case of hills and cliffs with slopes equal to windward. The results presented in Figure 7 show that, both in the case of the cliff and the hill, with windward slopes  $\Phi = 0,3$ , the variation of the outcome variables present on the windward side is the same, indicating that the wind action on this aspect is independent from the type of orographic accident. However, in the present leeward, it is observed that in the case of a

cliff, the effect of topography extends over a much longer distance, when compared to the effect in the case of a hill.

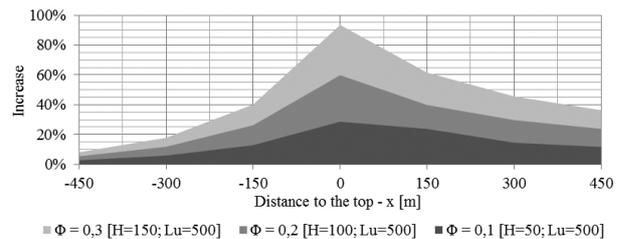


Figure 5 Variation of the outcome variables for monopole M2 located in flat ground, with the change of the upstream slope  $\Phi$  of a cliff, depending on the height  $H$

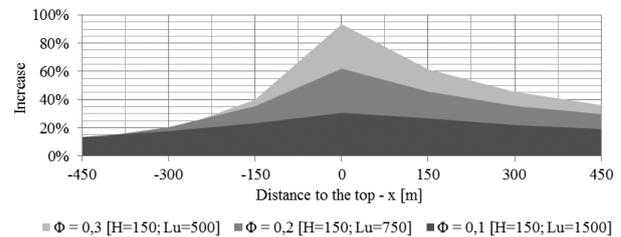


Figure 6 Variation of the outcome variables for monopole M2 located in flat ground, with the change of the upstream slope  $\Phi$  of a cliff, depending on the length  $L_u$

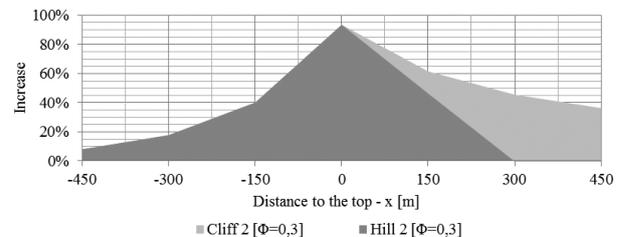


Figure 7 Variation of the outcome variables for monopole M2 located in flat ground, with the change to a cliff or a hill with the same upstream slope  $\Phi$

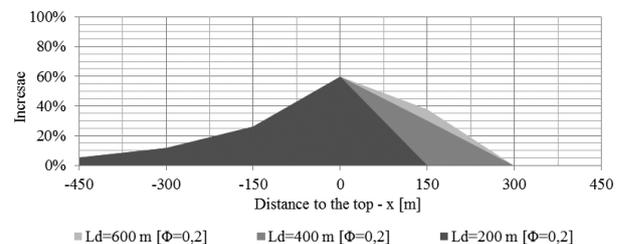


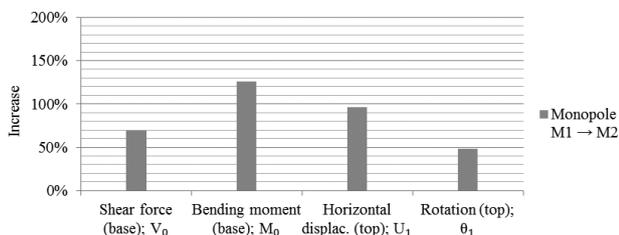
Figure 8 Variation of the outcome variables for monopole M2 located in flat ground, with the change to hills with the same upstream slope  $\Phi$  facing windward and different lengths  $L_d$  on the leeward side

The fact that air flow undergoes changes in the trajectory lowers its intensity for a structure situated on the leeward of a hill, with the same distance from the top. So, in the case of a hill, it is important to analyse the influence that the length of the side facing leeward ( $L_d$ ) has on the way wind acts on a monopole. Figure 8 shows the results obtained for three cases of hills with different lengths of the leeward side, but with the same slope gradient facing windward. Again, the results represent the average increase of the outcome variables in the case of a monopole M2 and in relation to a flat position.

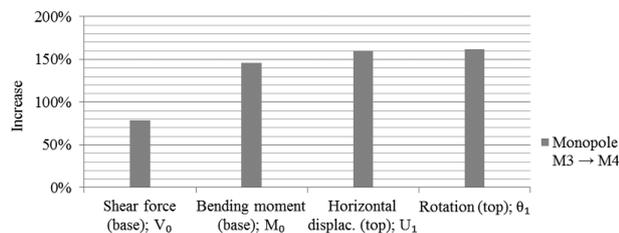
It should be noted that when the length of the leeward slope ( $L_d$ ) increases, wind action becomes greater at equal distances from the top. However, regarding the windward slope, when the length of the leeward slope changes, there is no variation in the values of the outcome variables, as the dimensions of the windward slope are equal in all cases. This proves that simply changing the tilt to windward will cause the wind action on this aspect to be different. After analysing the effects of all parameters, it is possible to conclude that orography has a great influence on the wind action definition of monopoles. As previously mentioned, these structures are often installed near the top of hills or cliffs, so it can also conclude that orography is of crucial importance to the analysis and design of such structures; therefore, its influence should not be neglected.

### 3.2 Influence of the monopole height

Most of the telecommunication monopoles installed in Portugal are between 30-metre and 40-metre-high [3]; there is a clear difference in terms of wind incidence area used for wind definition between monopoles of different heights. By comparing the results obtained for monopoles of the same type, i.e. monopoles M1 and M2 (type 1) and monopoles M3 and M4 (type 2), which are 30-metre and 40-metre-high, it was found that the additions of the outcome variables with increasing height are significant.



**Figure 9** Variation of the outcome variables due to the height difference between monopole M1 and monopole M2



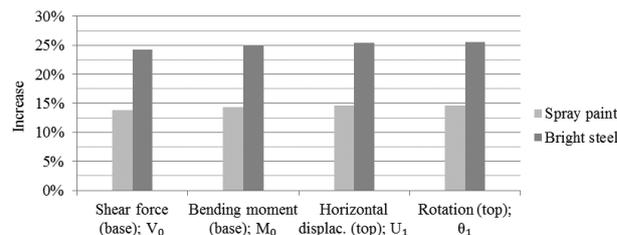
**Figure 10** Variation of the outcome variables due to the height difference between monopole M3 and monopole M4

The results presented in Figure 9 and Figure 10 show that increasing the height from 30 to 40 metres, in the case of monopoles of the same type, has a great influence on the results. However, it should once again be noted that, in the analyses performed, the loss of stiffness due to soil-structure interaction and connections influence was not considered, which may make these differences even more significant. This issue is currently the subject of further studies [3], [10].

### 3.3 Influence of the monopole shaft cross-section

In addition to the height of the structure, the geometry of the shaft cross-section may also affect wind action definition. The force coefficients for circular cross-sections depend mainly on the surface of the coating. Thus, three different cases were defined for type 1 monopole, consisting of monopoles M1 and M2, with different coatings on their surface. The force coefficients ( $c_f$ ) determined for each coating (Table 4) were obtained considering the following equivalent surface roughness ( $k$ ), in accordance with Table 7.13 of EC1-1-4 [7]: fine painted surface:  $k = 0,006$ ; spray paint:  $k = 0,02$ ; bright steel:  $k = 0,05$ .

The results presented in Figure 11 show the average increase of the outcome variables in relation to a baseline, i.e. a monopole with a fine painted surface.

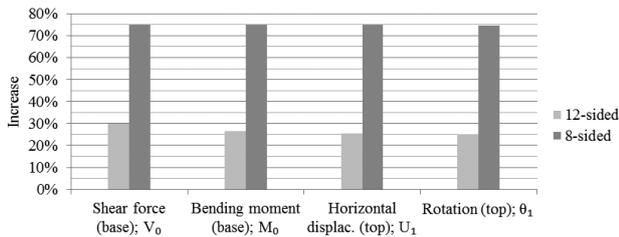


**Figure 11** Mean variation of the outcome variables for monopoles M1 and M2 with a fine painted surface, with the change to different coatings on their surface

The additions observed in the outcome variables in relation to a baseline demonstrate that the choice of the type of coating has significant consequences for wind action definition. These increases are due to fluctuations of the force coefficients with the change of the surface roughness. In fact, surfaces with a greater roughness bring more difficulties to the air flow, thus explaining the values observed in Figure 11.

In the case of type 2 monopoles, determining the force coefficient depends mainly on the geometry of the cross-section. So, three different cases were defined for type 2 monopoles, consisting of monopoles M3 and M4, with polygonal cross-sections of 8, 12 and 16 sides, respectively. The results presented in Figure 12 show the average increase of the outcome variables in relation to a baseline, i.e. a monopole with 16-sided polygonal cross-sections. Figure 12 shows that the variation in cross-sectional geometry of a type 2 monopole, from a 16-sided polygonal cross-section to a 12 or 8-sided polygonal cross-section, has important consequences for the wind action definition of such structures.

Also in this case, the results show significant increases in the force coefficients assigned to the different monopoles. The comparison of the mean values of the force coefficients for different types of cross-sections shows that force coefficients are higher in the sections that are more angular and more distant from a circular geometry, therefore increasing the wind action on the structure.



**Figure 12** Mean variation of the outcome variables for monopoles M3 and M4 with a 16-sided polygonal cross-section, with the change to a 8-sided and 12-sided polygonal cross-sections

**Table 4** Mean values of the force coefficient for each monopole being studied

Cross-section	Monopoles	Shaft surface	Cross-section geometry	Mean force coefficient ( $c_f$ )
Circular	M1 and M2	Fine paint	–	0,51
		Spray paint	–	0,60
		Bright steel	–	0,67
Polygonal	M3 and M4	–	16 sides	0,70
		–	12 sides	0,93
		–	8 sides	1,30

Therefore, it is possible to conclude that simply changing the surface of the shaft or the geometry of the cross-section can influence significantly the air flow and thus aggravate the wind action effects on these structures.

Furthermore, regardless of their surface, monopoles with circular cross-sections present lower force coefficients when compared to monopoles with polygonal cross-sections. The sections closest to the circular shape allow the air to flow more easily, thus reducing the values of the power coefficient and decreasing the wind action on the structure.

### 3.4 Influence of wind action on antennas

In order to analyse the influence of antennas in the definition of wind action on a monopole, several combinations were defined,

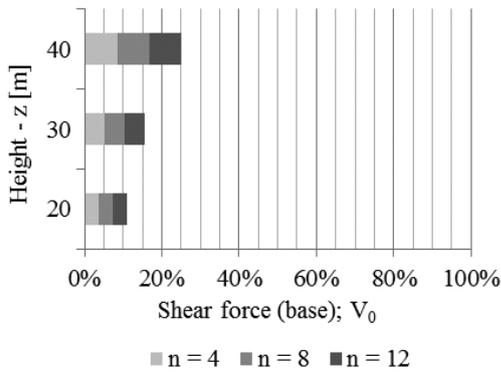
considering different numbers of antennas positioned along the monopole height. Accordingly, two different types of antennas were considered, including an antenna with a rectangular shape (panel antenna) and an antenna with a circular shape (microwave antenna), as shown in Figure 13. Although panel antennas could be placed along different directions, this study considered that the wind always acts on the front side of the antennas.

Figure 14 to Figure 17 show the results of the variation of the outcome variables by adding A3 type antennas to the monopole M2, in relation to a baseline, i.e. the case of a monopole M2 without any installed equipment. The placement of 4, 8 or 12 antennas of A3 type at different heights, such as 20 metres, 30 metres and 40 metres, was considered.

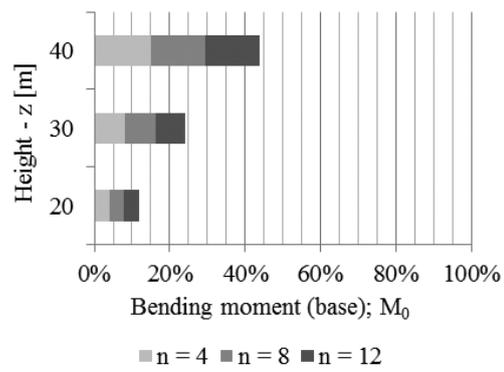


**Figure 13** Types of antennas considered in the study

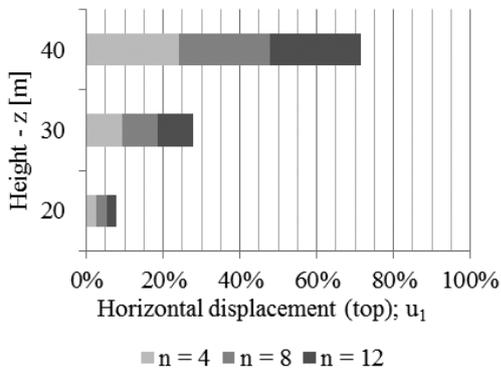
Through the same figures, it can be seen that increasing the number of antennas at the same height and changing the position of the same number of antennas to an upper height lead to a significant increase of the outcome variables. In the case of increasing the number of antennas placed at the same height, these additions are mainly due to the growth of the exposed area due to the increased amount of antennas. In the case of changing the position of the same number of antennas to a larger height, the additions observed in outcome variables result from an increase in the dynamic pressure due to the longer distance from the antenna to the ground and a different distribution in height. In the light of this analysis, it may also be noted that changing the position of the antennas to larger heights leads to a more onerous scenario than increasing the quantity of antennas at the same height. For example, it was found that placing only 8 antennas at the top of a 40-metre-high monopole leads to a greater increase in the shear force at the base of the structure than placing 12 antennas in a 30-metre-high monopole, in relation to the baseline. This is even more noticeable when observing the values of any other outcome variables, in which the variation is much higher. For instance, in these cases it is possible to conclude that mounting 4 antennas at the top of the monopole is far more onerous than having 12 antennas at a 20-metre height, i.e. at half height.



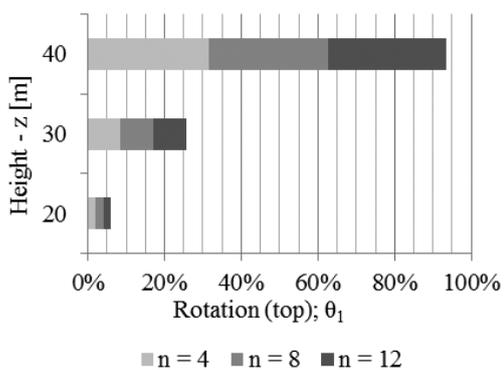
**Figure 14** Variation of the shear force at the base of monopole M2 without any ancillaries mounted, with the placement of A3 type antennas



**Figure 15** Variation of the bending moment at the base of monopole M2 without any ancillaries mounted, with the placement of A3 type antennas



**Figure 16** Variation of the displacement at the top of monopole M2 without any ancillaries mounted, with the placement of A3 type antennas



**Figure 17** Variation of the rotation at the top of monopole M2 without any ancillaries mounted, with the placement of A3 type antennas

### 3.5 Influence of wind action on headframes with antennas

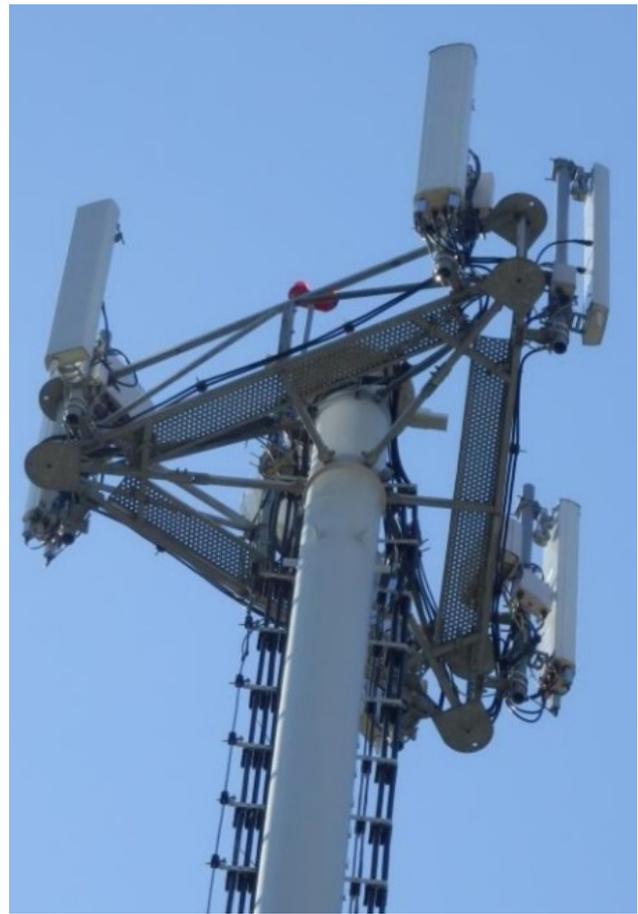
Several authors stress the difficulties in defining the wind action on ancillaries [1], [3], [11], [12]. In fact, the shield effect is a well-known fact. However, a well-defined method for quantifying this important phenomenon does not exist. Therefore, there may be a significant reduction of the current design values of the wind pressure in areas with headframes and multiple antennas, which are often determined by a simple sum of the wind action on each element. The headframe is generally a lightweight steel structure located at the top of the monopole, being used for mounting multiple antennas or other equipment, and allowing access for maintenance purposes. Fortunately, with the implementation of

new technologies, e.g. upgrades to the 4G/LTE, the distribution of ancillaries has been corrected in many cases, leading to safer structures with a better performance, as a result of the necessary dialogue between the structural engineer and the radio engineer, as presented in Figure 18.

Since there are a wide variety of possible scenarios, four possible cases were used in this study, with different shapes and dimensions, as shown in Figure 19. This study considers: i) a maximum area corresponding to the sum of the areas of all ancillaries; and ii) a minimum area corresponding to the sum of the areas of the ancillaries in one of the faces; the minimum areas are represented with a shading in Figure 19. For each case study, the placement of each of these four headframes with different numbers of antennas was admitted.



a) Before the 4G/LTE upgrade



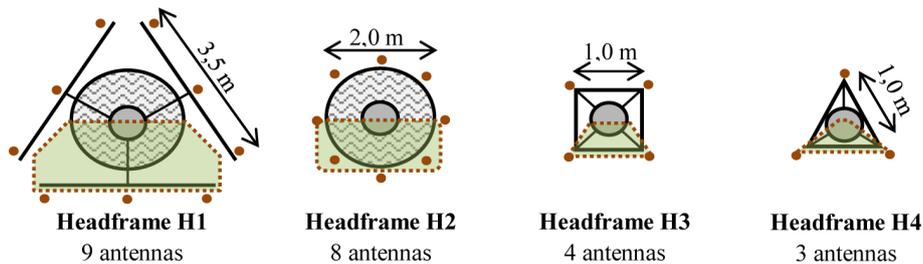
b) After the 4G/LTE upgrade

**Figure 18** Example of the configuration of the ancillaries for an upgrade to 4G/LTE

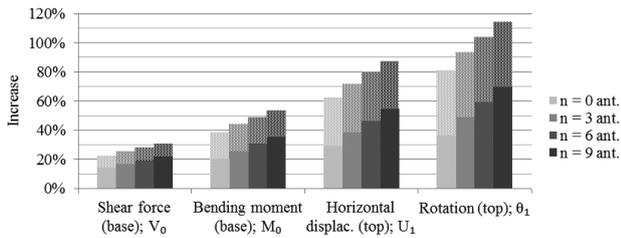
The results presented in Figure 20 represent the addition in the outcome variables for multiple scenarios, as presented in Figure 21, and in relation to a baseline, i.e. the case of a monopole M2 without any type of mounted ancillaries. Also, it was only considered antennas of type A1 and A2, with different dimensions and shapes. The results obtained, given the minimal area corresponding to the sum of the areas of the ancillaries at one side, and as presented in Figure 19, are indicated in bold in Figure 20. From Figure 20, it can be observed that placing a headframe at the top of a monopole has a significant influence on the increase of the values of outcome

variables. Also, it is possible to conclude that, regardless of the successive increase in the number of antennas, it is clear that mounting a headframe at the top of the monopole without any antennas causes itself a considerable increase in the values of the outcome variables.

In the remaining scenarios that were analysed, it was observed that the additional values of the outcome variable, due to a larger reference area and/or more antennas being considered, are lower than those due to mounting a headframe at the top. Still, it is concluded that these additions are non-negligible.



**Figure 19** Headframes with the representation of the minimum area in shading

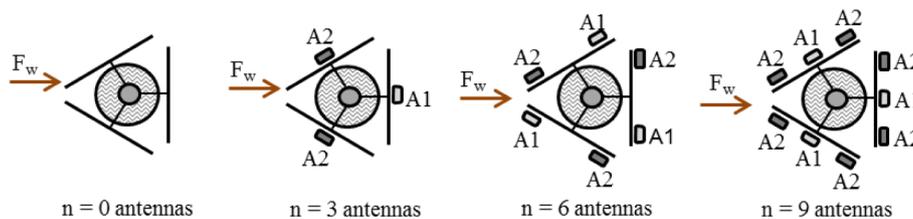


**Figure 20** Variation of the outcome variables for monopole M2 without any ancillaries mounted, with the placement of a H1 headframe mounted at the top of the monopole, with different numbers of antennas

The results obtained also demonstrate that the definition of the headframe reference area is very significant to the definition of wind action. The areas defined for a type H1 headframe allow us to observe that considering the maximum area for the headframe at the top of the monopole without any mounted antenna is a worse scenario than considering the minimum area for the ancillaries, which includes the headframe with 9 antennas mounted at the top; the differences obtained for the outcome variables are more significant for the values of displacements and rotations increments at the top of the monopole.

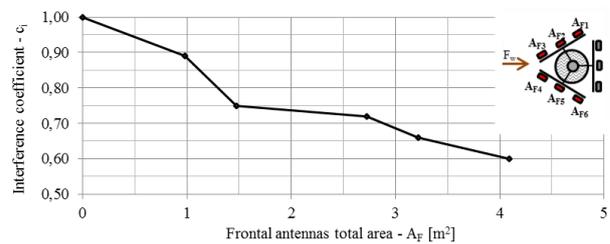
It should be underlined that the lack of studies, including wind tunnel testing, raises serious doubts about the validity of the simple sum of the wind action on isolated elements, such as headframes and/or antennas, without considering a proper shielding effect. It is recognised that the shielding effect is relevant; however, as previously stated, an appropriate method, experimentally validated for its quantification, does not exist. The work developed by Wood [11] allows to demonstrate that the sum of the effects of wind action on each individual element is different from the overall effect on both headframes and antennas. These results were obtained from wind tunnel tests.

In this study, an interference coefficient was defined for each situation in order to quantify the influence of this effect for wind action definition, calculated in a simplified approach using the relationship between the results obtained for both headframes and antennas, and the sum of the results obtained for each individual ancillary. Based on a headframe used in the experimental work of Wood [11], with a shape and a dimension that are both similar to the headframe H1 used in this study, it was possible to relate the interference coefficient with the frontal area of the antennas, marked as AF in Figure 22, taking into account the wind direction and the antenna configuration shown in the same figure.

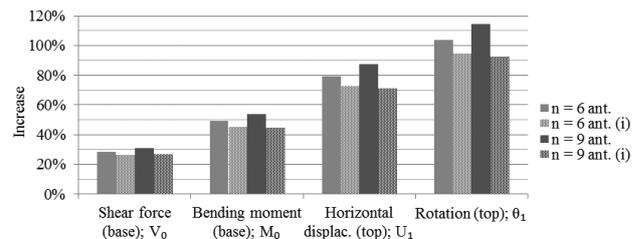


**Figure 21** Scenarios considered when studying the placement of H1 headframe at the top of the monopole

It was found that, for a considerable area of antennas mounted on the front side, there may be a significant reduction of wind action. Although it may only depend on the area of the antennas mounted on the front face, it is proven that this effect exists and, consequently, it has an important role in the wind action definition of telecommunication monopoles. By placing a type H1 headframe at the top of a monopole M2, considering the same wind direction and the same amount and arrangement of the antennas presented in top right corner of Figure 22, the interference coefficient in scenarios with 6 and 9 antennas within type A1 and type A2 was determined. The following values for the interference coefficient were obtained: 0,90 for 6 antennas and 0,79 for 9 antennas; these values were applied to the resultant wind force at the top of the monopole. In Figure 23, the application of the interference coefficient is indicated with a (i) mark in the graphic label.



**Figure 22** Values of the interference coefficient for a H1 headframe, depending on the total area of antennas mounted on the front side of the headframe



**Figure 23** Variation of the outcome variables for monopole M2 without any ancillaries mounted, due to the effects of a H1 headframe placed at the top of the monopole, considering the interference effect

Figure 23 allows us to observe that the allocation of the interference coefficients to both headframes and antennas (i) does not have a significant influence on the increase of the outcome variables.

However, it is clear that there is a reduction in the wind action and therefore in the outcome variables. Still, these coefficients were obtained using a simplified procedure that lacks experimental testing, so more research is needed about the interference between headframes and antennas, as already stressed by several authors. However, it is a fact that this effect occurs in mounted headframes and antennas with a high density of antennas and, consequently, with a large overlap of elements. As there may be other types of equipment at the same height, air flow can be affected more significantly, therefore not depending solely on the number of antennas.

### 3.6 Influence of wind action on feeders

Feeders are generally arranged in two or more paths in the same plane of the ladder. To analyse the influence of these ancillaries on wind action definition, several scenarios of feeders were set up, arranged in groups of two paths, in a total of 12, 16 or 24 cables, as shown in Figure 24. Changing the arrangement of feeders will change the exposed area and the air flow, consequently changing the reference area to be considered and the force coefficient to be applied. For this reason, an optimized layout was considered for each group, indicated with (a) in Figure 24 and Figure 25, in order to analyse the influence of this parameter on wind action definition. The results are the additions observed for the outcome variables in monopole M2 and in relation to a baseline, i.e. the case of a monopole M2 without any mounted ancillaries.

Figure 25 shows significant increases in the outcome variables; it is clear that these increases are much higher with the increase of the reference area. By analysing the results obtained for the optimized arrangements, it is possible to conclude that a smaller number of cables implies not only a reduction in the reference area, but also a decrease in the force coefficient. The reductions observed in the outcome variables are very significant when compared to scenarios of non-optimized feeder arrangement. It should be noted, for example, that in the case of a total of 12 cables placed in a non-optimized configuration, the values obtained for the outcome variables are similar to those obtained for the case of 20 cables placed in an optimal arrangement. Another important aspect about feeders is their interference with the shaft, since this group

may not be permeable to air flow. This means that air flow can change dramatically if this block effect is considered, as illustrated in Figure 26.

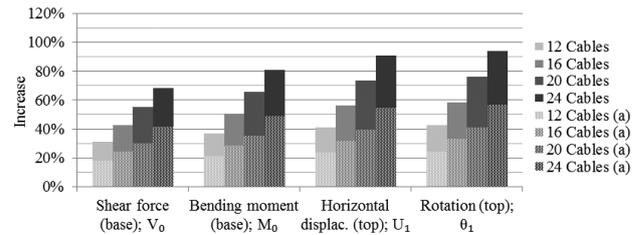


Figure 25 Variation of the outcome values for monopole M2 without any ancillaries mounted, with the change of the number and arrangement of the feeders

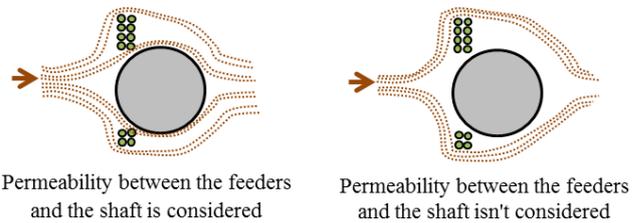


Figure 26 Representation of the air flow around the feeders-shaft group

The results in Figure 27 show that the force coefficient changes dramatically between these two scenarios presented in Figure 26. The cases where the shaft-feeders group is considered as a single block, is marked with a (b) in Figure 27.

When admitting the permeability between the feeders and the shaft, an isolated force coefficient for each element could be assigned. If the group is taken as one single block, a single force coefficient is assigned, whereas the width of that block is equal to the sum of the widths of both feeders and shaft. Taking into consideration the optimized arrangement presented in Figure 24, there is an enormous increase in the outcome variables when considering the shaft-feeders group as a single block (see Figure 27). These increases result from the rise in the force coefficients for the shaft-feeder group,

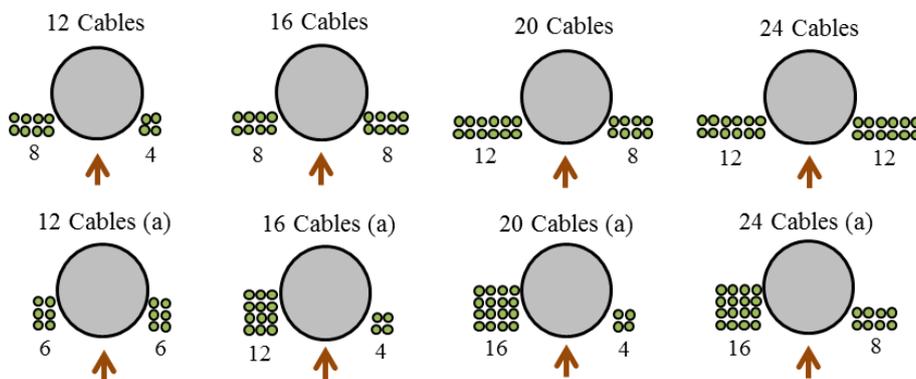
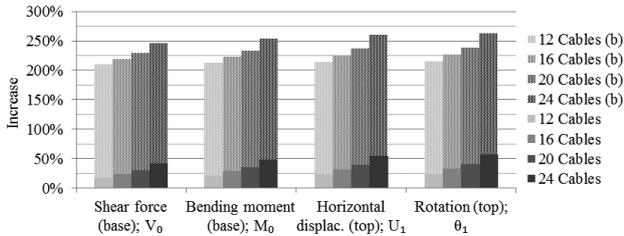


Figure 24 Illustration of the arrangement of feeders used in this work

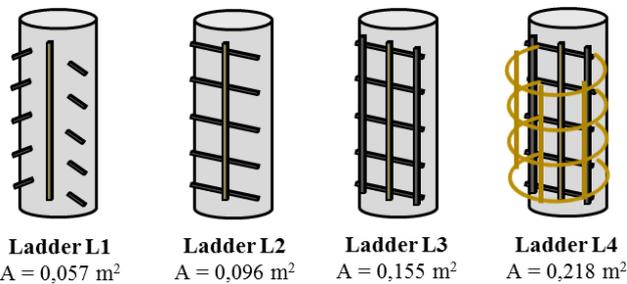
in comparison to the situation in which separate force coefficients are used for the shaft and the feeders. In general, the scenario of a single shaft-feeders group seems relatively rare, since there are substantial gaps between the shaft and the feeders which allow the air to flow freely between these elements. However, it is necessary to underline that, in some cases, this effect may substantially affect wind action definition.



**Figure 27** Variation of the outcome values for monopole M2 without any ancillaries mounted, considering the block effect between the shaft and the feeders, for different numbers of feeders

### 3.7 Influence of wind action on ladders

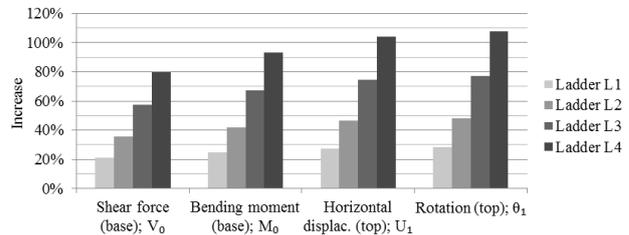
Similarly to feeders, ladders also have the particularity of presenting a linear disposition, being placed along the entire height of monopoles. There are various types of ladders, with different step dimensions and shapes, or different types of devices to ensure user safety. The main goal of this analysis is to quantify the increase in wind action due to the placement of various types of ladders in the monopoles analysed. This work has defined four typical types of ladders used in monopoles, with different reference areas (see Figure 28). For the analyses, a force coefficient of 1,60 was admitted, regardless of the type of steps being used, obtained through the force coefficients of the different elements used in ladders.



**Figure 28** Illustration of the four types of ladders considered in this study

In this study, one of the most discussed aspects was the fact that there may be an overlap of ladders and shaft. Since ladders are placed on the shaft, there is the possibility of a shielding effect between these two elements. In this case, and as previously discussed about the interference between headframes and antennas, the sum of the

isolated wind forces applied to both the shaft and the ladders may not represent the resultant wind force of the group. Once again, the need to carry out experimental studies is emphasised, using wind tunnel tests so as to reach reasoned answers to these questions. Nevertheless, by placing each of the four types of ladders considered in each of the four monopoles, the additions of the values for the outcome variables in relation to a baseline, i.e. a monopole M2 without any mounted ancillaries, were calculated. From Figure 29, it is possible to observe that placing a type L1 ladder (see Figure 28), with a smaller reference area implies a significant increase of the outcome variables. In the other cases, when placing ladders with a larger reference area, the variation in the outcome variables is even more pronounced, confirming that any change in this type of equipment will have a very important influence on the definition of the wind action for these structures.



**Figure 29** Variation of the outcome variables for monopole M2 without any ancillaries mounted, with the change of the type of ladder placed along the height of the monopole

### 3.8 Influence of wind action on ladders, feeders, headframes and antennas

Having presented and discussed the results for each individual element, it is important to provide an overview of the combined influence of all these non-structural elements. So, we now compare the wind action of the effects each of the studied monopoles, considering all the mounted equipment, for some real cases of existing monopoles (Table 5).

Table 6 shows the relative influence of the monopole shaft and of each one of its equipments. The values presented on this table correspond to the average relative influence for the whole outcome variables, since it was found that these average values are rather close to the individual relative influences for each outcome variable.

From the results presented in Table 6, it can be observed that, with the exception of monopole M1, the effects of wind action on non-structural elements, i.e. ladders, feeders, headframes, and antennas, are superior to the wind action on the shaft. A simple observation of Table 6 allows us to evaluate the importance of the influence of each element on the analysis and design of these structures. This influence should not be ignored, particularly when the growing progress of technology is leading to a successive increase of the different equipment mounted on existing structures.

**Table 5** Real cases of existing monopoles providing an overview of the combined influence of ladders, feeders, headframes, and antennas

Monopole	Zone	Terrain	Equipments					
			Antennas		Headframes		Feeders	Ladders
			z (m)	n	z (m)	Type		
M1	B	III	21	1	30	H2	12	L2
			30	5				
M2	A	II	16	2	16	H3	20	L4
			18	1				
			32	1	40	H1		
			40	9				
M3	A	III	20	2	30	H2	12	L2
			30	8				
M4	A	IV	30	1	16	H3	24	L2
			35	3				
			40	9	40	H1		

**Table 6** Influence of non-structural elements for the wind action definition on monopoles

Monopole	Shaft	Equipments				
		Antennas	Headframes	Feeders	Ladders	Total
M1	55%	8%	6%	11%	21%	45%
M2	40%	9%	9%	12%	30%	60%
M3	46%	19%	5%	13%	17%	54%
M4	47%	10%	13%	18%	13%	53%

## 4 Conclusions

Mainly for economical and functional reasons, communication structures are relatively lightweight structures with structural characteristics such as high slenderness ratios and varying levels of flexibility. With the desire to install wireless hubs, more specifically in locations with a high population density, new structural forms have arisen, namely monopoles that challenge the limits of conventional pole design. This paper presents and discusses the results obtained in a parametric study to quantify the relative influence of the most important parameters used for wind action definition in telecommunication monopoles.

It is therefore concluded that the location of the monopole, as well as the geometrical characteristics of the structure, are crucial to the wind action definition of these telecommunication structures. The fact that this type of structures is usually placed in higher grounds, with no major obstacles to air flow, highlights the importance of these parameters in wind action definition, so their influence must not be neglected.

In the case of antennas, it has been found that increasing the reference area with the increase of the number of antennas or the increase in height of the antennas placement, has an influence on wind action definition. It was also found that the increase in height of a given quantity of antennas is more onerous than the increase in the number of antennas installed at the same height.

Regarding headframes, a further increase of the overall results was found when compared with the case of antennas; the results for headframes placed at the top of the structure without any installed antenna prove the importance of this type of equipment for wind action definition.

In the case of non-structural elements with linear development, such as feeders and ladders, it was found that their relative influences are still more significant when compared with discrete elements such as antennas and headframes. In fact, these elements present, in general, a large reference area and they are mounted throughout the entire height of the monopole, which explains the results obtained and emphasizes their importance for the wind action definition of such structures.

Finally, a global analysis of the studied monopoles was carried out, taking into account the combined effect of all the studied parameters. This study found that these non-structural elements play a crucial role in wind action and should not be underestimated.

Because of this crucial role and due to the degree of uncertainty associated with some of the aspects discussed in this paper, further studies in some of the issues presented are essential, namely by means of wind tunnel testing, in order to compare the global effects of the wind action on the telecommunication monopoles with the sum of the effects associated to each one of the parameters considered in this work.

## References

- [1] Smith, B. W. – “Communication structures”. London. Thomas Telford, 2007, 352 p.
- [2] Støttrup-Andersen, U. – “Mast and towers”, Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium, Valencia, Ed. A. Domingo and C. Lazaro, 2009, p. 127-138.
- [3] Travanca, R.; Varum, H.; Vila Real, P. – “The past 20 years of telecommunication structures in Portugal”, Engineering Structures, 2013, Vol. 48, p. 472-485.
- [4] Filipe, J.; Travanca, R.; Baptista, A. M.; Pipa, M. – “Monopólos auto-suportados para telecomunicações: A influência da localização e da geometria da estrutura na definição da ação do vento”, 5.ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, novembro de 2014.
- [5] Filipe, J.; Travanca, R.; Pipa, M.; Baptista, A. M. – “Monopólos auto-suportados para telecomunicações: A influência dos equipamentos na definição da ação do vento”, 5.ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, novembro de 2014.
- [6] EN 1991-1-4 – “Eurocode 1 – Actions on structures, Part 1-4: General Actions - Wind Actions”, European Committee for Standardisation (CEN), 2005.
- [7] NP EN 1991-1-4 – “Eurocódigo 1 - Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções do vento”, Comité Europeu de Normalização (CEN), 2010.
- [8] EN 1993-3-1 – “Eurocode 3 - Design of steel structures, Part 3-1:

Towers, masts and chimneys - Towers and masts”, European Committee for Standardisation (CEN), 2006.

- [9] “SAP2000 version 18: CSI Analysis Reference Manual”, CSI: Computers and Structures Inc. Berkeley, California, 2015.
- [10] Antunes, P.; Travanca, R.; Varum, H.; André, P. – “Dynamic monitoring and numerical modelling of communication towers with FBG based accelerometers”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, Vol. 74, p. 58-62.
- [11] Wood, G. – “Wind loading of telecommunication antennas and head frames”, School of Civil Engineering, The University of Sydney, Research Report N.º. R881, 2007, 40 p.
- [12] Carril Jr., C.; Isyumov, N.; Brasil, R. – “Experimental study of the wind forces on rectangular latticed communication towers with antennas”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2003, Vol. 91, p. 1007-1022.



# Análise de escalas de degradação aplicadas a estruturas existentes em concreto armado

Analysis of degradation scales applied to existing structures in reinforced concrete

Naiara Porto  
João Pantoja  
Rafael Souza

## Resumo

O concreto armado é amplamente utilizado na construção civil devido à combinação de resistência e versatilidade proporcionada pelo concreto e pelo aço. No entanto, é fundamental entender que esse material se desgasta ao longo do tempo e o conhecimento desse processo de deterioração garante e pode estender a sua vida-útil. A avaliação da integridade estrutural, porém, é um desafio, pois envolve variáveis complexas e subjetivas. Para mitigar imprecisões, ferramentas como metodologias de avaliação de danos são utilizadas, sendo uma abordagem quantitativa eficaz nesse contexto. O Método MAIS [1] é um exemplo que utiliza etapas para coletar e analisar dados numéricos, permitindo avaliar a segurança e durabilidade de estruturas em concreto armado. Este artigo propõe uma análise das escalas e equações de dano do Método MAIS [1], com a introdução de dois novos Modelos de Integridade (Fibonacci e Exponencial) e duas novas Escalas de Classificação de Dano (Fibonacci e MAIS/UnB) a serem incorporados à metodologia, que tem como objetivo a quantificação da integridade de estruturas deterioradas. Os resultados obtidos demonstraram de forma clara como essas variações afetam a avaliação do nível de criticidade de uma estrutura real e que as proposições feitas pelos autores apresentam resultados significativos nos modelos de previsão de danos.

Palavras-chave: Integridade estrutural / Durabilidade / Concreto armado / Método MAIS

## Abstract

Reinforced concrete is widely used in civil construction due to the combination of strength and flexibility provided by concrete and steel. However, it is essential to understand that this material wears over time and the knowledge of this deterioration process guarantees and can extend its service life. The evaluation of structural integrity, however, is a challenge because it involves complex and subjective variables. To mitigate inaccuracies, tools such as damage assessment methodologies are used, being a quantitative approach effective in this context. The MAIS Method (Oliveira, 2021) is an example that uses steps to collect and analyze numerical data, allowing to evaluate the safety and durability of reinforced concrete structures. This paper proposes an analysis of the scales and damage equations of the MAIS Method (Oliveira, 2021), with the introduction of two new Models of Integrity (Fibonacci and Exponential) and two new Scales of Damage Rating (Fibonacci and MAIS/UnB) to be incorporated into the methodology, which aims to quantify the integrity of deteriorated structures. The results obtained clearly demonstrated how these variations affect the assessment of the criticality level of a real structure and that the propositions made by the authors present significant results in damage prediction models.

Keywords: Structural integrity / Durability / Reinforced concrete / MAIS Method

## Naiara Porto

Mestre  
Universidade de Brasília  
Brasília, Brasil  
naiaragporto.eng@gmail.com

## João Pantoja

Doutor  
Universidade de Brasília  
Brasília, Brasil  
joaocpantoja@gmail.com

## Rafael Souza

Doutor  
Universidade Estadual de Maringá  
Maringá, Brasil  
rsouza@uem.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.*

PORTO, N. [et al.] – Análise de escalas de degradação aplicadas a estruturas existentes em concreto armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 67-80.  
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-005>

## 1 Introdução

A utilização do concreto armado começou a ganhar popularidade e disseminação na construção civil no início do século XX, época em que esse material era considerado pereene, pois ainda não se conhecia o seu processo de degradação.

À medida que o tempo foi passando e as estruturas de concreto armado começaram a se deteriorar, tanto de forma natural quanto devido a fatores externos, tornou-se evidente a necessidade de se estabelecer parâmetros que garantissem a durabilidade dessas estruturas. Nesse contexto, a durabilidade passou a ser entendida não apenas como a capacidade da estrutura de resistir às condições de uso e exposição ao longo do tempo, mas também como a possibilidade de realizar intervenções de manutenção que prolonguem sua vida útil. Em contrapartida, esse problema incentivou a avaliação de danos em estruturas existentes, destacando a importância de estratégias de manutenção preventiva, preditiva e corretiva na preservação das características de desempenho original.

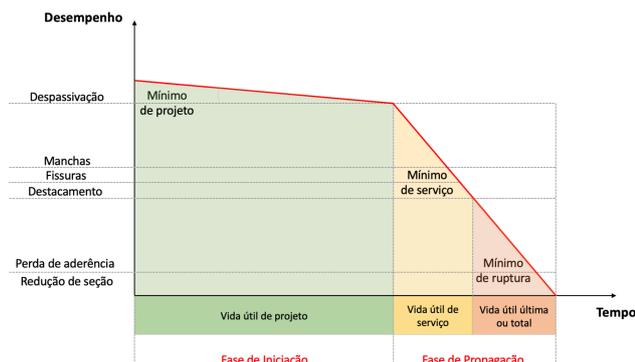
Assim, conceitos como durabilidade e vida útil surgem e se conectam aos de dano e deterioração, como um meio de descrever a perda de desempenho das estruturas e seus elementos. O conceito de durabilidade se refere à capacidade de uma estrutura e seus elementos desempenharem satisfatoriamente a função a qual foram projetados ao longo do tempo. É um aspecto fundamental na avaliação de estruturas existentes, uma vez que reflete a segurança e a funcionalidade de uma edificação à medida que essa vai sofrendo com o processo de degradação durante sua vida útil.

Devido a sua importância, esse conceito começa a ganhar espaço na elaboração de projetos e como critério para a aceitação de obras e manutenção das edificações. Além disso, as normas passaram a incluir o tema no seu escopo, como pode ser visto no código americano [2], no europeu [3]. Esses conceitos, nas normas brasileiras, começaram a ser abordados mais recentemente, iniciando na ABNT NBR 6118:2003. Atualmente, as principais normas nacionais que trazem os conceitos de durabilidade, desempenho e vida útil são a [4], [5] e [6].

Entretanto, apesar dessa evolução, ainda persiste uma dificuldade na definição de parâmetros claros que estabeleçam o que caracteriza uma elevada durabilidade ou na identificação precisa da condição de degradação de uma estrutura existente. Dessa forma, a comunidade científica vem trazendo estudos e abordagens que possibilitem a avaliação da degradação de estruturas em concreto armado e seus principais fatores de influência, podendo ser verificado tanto na literatura internacional ([7], [8], [9]) como na nacional ([10], [11], [12], [13]).

De acordo com [9], o desempenho é uma propriedade quantificável, e quando o tempo é considerado na avaliação de desempenho, vários fatores externos, conhecidos como fatores de degradação, têm um papel crucial. Assim, o desempenho se associa diretamente ao conceito de durabilidade, que é a capacidade de manter um desempenho desejável ao longo do tempo. No que diz respeito à durabilidade da armadura no concreto, o Modelo de Tuutti [14] descreve os mecanismos de corrosão das armaduras em duas fases: 1) a fase de iniciação, que representa o tempo necessário para que agentes agressivos atravessem o cobrimento do concreto e

atingem as armaduras, despassivando-as, e 2) a fase de propagação, na qual ocorre um acúmulo progressivo de deterioração até atingir o limite máximo aceitável de corrosão. O trabalho de Helene [11] complementa esse modelo, utilizando as fases de iniciação e propagação para basear o conceito de vida útil das estruturas em concreto armado, como ilustrado na Figura 1.



**Figura 1** Vida útil e desempenho das estruturas de concreto armado com referência ao Modelo de Tuutti. Fonte: adaptado de Helene, 1993 [10]

Como o princípio básico desse modelo é genérico, o que sugere a sua aplicação em outros processos de degradação, é possível utilizá-lo para traduzir de forma satisfatória o que acontece com o aparecimento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado. Na fase de iniciação não há sinais visíveis de deterioração, nem perda significativa da resistência dos materiais ou da estrutura, porém as barreiras de proteção começam a ser danificadas pelo ambiente. Já na fase de propagação há uma evolução da deterioração, muitas vezes rápida, sendo percebida por sinais externos.

Esses conceitos apresentados são abordados no Método MAIS [1], objeto de estudo do presente artigo. Esse método utiliza o conceito de durabilidade na avaliação da segurança estrutural de estruturas existentes em concreto armado e oferece uma abordagem prática para adaptação dos conceitos à inspeção. A avaliação de integridade é realizada por meio de fatores que quantificam o dano nos elementos da estrutura e no conjunto estrutural como um todo. Assim, serão propostas duas escalas alternativas em relação às escalas linear e cúbica, além de dois Modelos de Integridade, que serão analisados em comparação aos Modelos de Tuutti e Heidecke, esse último utilizado no Método MAIS [1]. O propósito é avaliar os resultados obtidos para diferentes danos em um elemento, observando a perda de desempenho durante a fase de propagação, fase na qual sinais visíveis podem ser identificados em uma inspeção.

## 2 Método MAIS

O Método MAIS foi desenvolvido por Oliveira [1] e tem como principal objetivo trazer de maneira simplificada a quantificação da integridade de uma edificação por meio da identificação de manifestações patológicas. O fluxograma da Figura 2 mostra as etapas a serem seguidas, de forma sistematizada, para encontrar o grau de integridade da estrutura e o seu risco.

Primeiramente, de forma a estruturar as análises subsequentes, faz-se a divisão da estrutura em classes (grupo dos pilares, vigas e etc.) e seus elementos (indivíduos da classe em análise).

O cálculo do Dano Individual da Patologia ( $D_i$ ) é fundamentado por uma equação que segue a curva definida pelo Método de Heidecke, utilizando uma escala cúbica para os fatores utilizados. Esses fatores incluem:

- Fator de Dano ( $F_d$ ): projeta o nível de relevância daquele dano na funcionalidade daquele elemento. É tabelado.
- Fator de Intensidade ( $F_i$ ): grau de severidade e a evolução da manifestação patológica. É definido no momento da inspeção pelo profissional.
- Fator de Extensão ( $F_e$ ): espalhamento do dano no elemento. É definido no momento da inspeção pelo profissional.

As equações (1) a (6), definidas por Oliveira [1], são utilizadas para determinar a Integridade da Estrutura. O primeiro passo desse processo consiste no cálculo do Dano Individual da Patologia ( $D_i$ ), conforme expresso por:

$$D_i = (1,9738F_i^2 - 1,1187F_i + 0,1513) * F_d * F_e \quad (1)$$

Essa função foi obtida a partir dos valores da variável Estado de Conservação do Método de Heidecke, utilizado na avaliação da depreciação de imóveis. Esse método, por ser passível de integração com outras abordagens já existentes, possibilitou a parametrização dos valores contidos na Tabela 1. Com base nessa parametrização, foi realizada uma Interpolação Polinomial no software MATLAB, resultando na obtenção da equação 1.

**Tabela 1** Valores do estado de conservação do imóvel segundo Heidecke. Fonte: [1]

Estado da edificação	Depreciação (%)
Nova	0,00
Entre nova e regular	0,32
Regular	2,52
Entre regular e reparos simples	8,09
Reparos simples	18,10
Reparos simples e importantes	33,20
Reparos importantes	52,60
Reparos importantes e edificação sem valor	75,20
Edificação sem valor	100,00

Estado da edificação:

- 0,2 Novo
- 0,4 Regular
- 0,5 Entre regular e reparos simples
- 0,6 Reparos simples
- 0,7 Entre reparos simples e importantes
- 0,8 Reparos importantes
- 0,9 Entre reparos importantes e sem valor
- 1,0 Sem valor

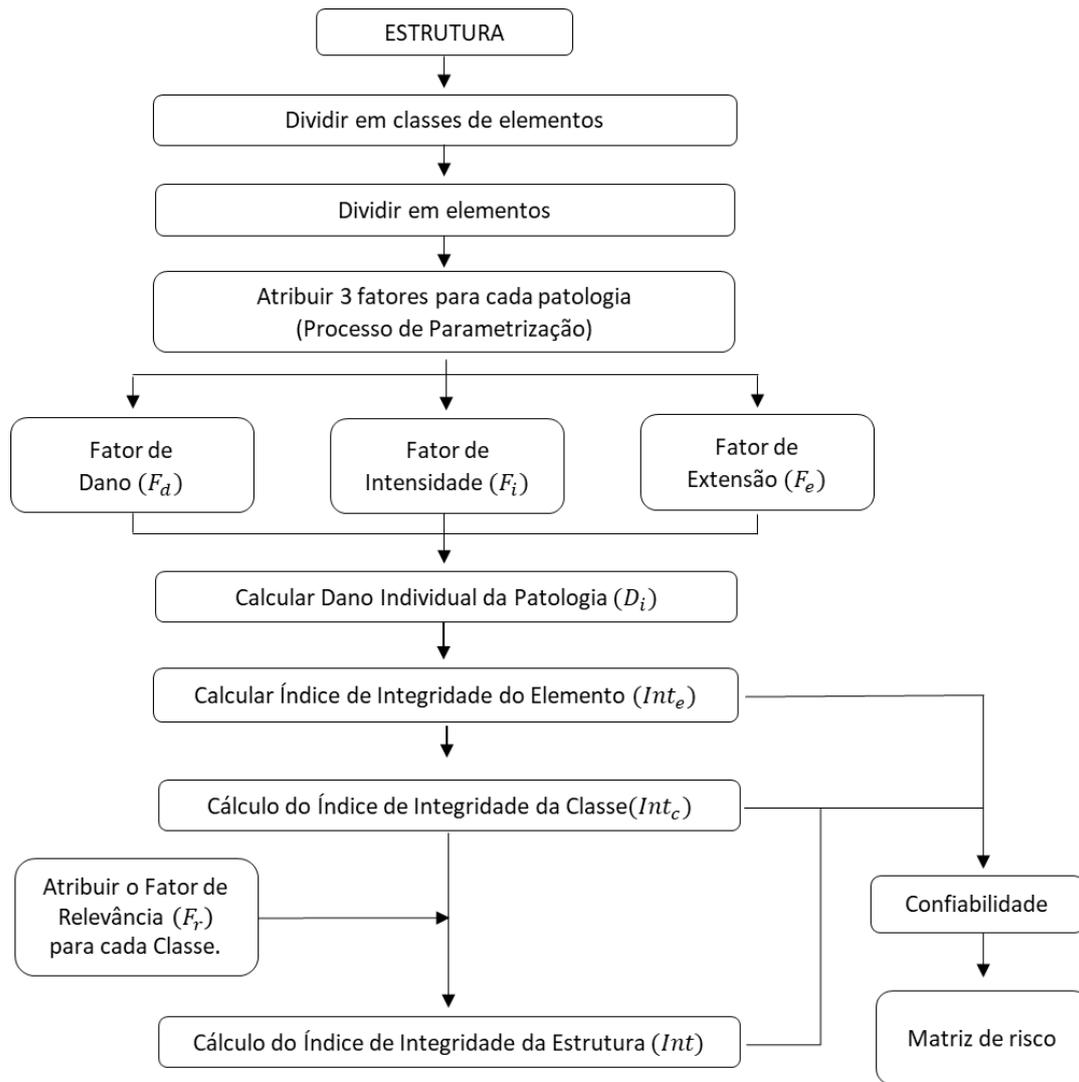


Figura 2 Fluxograma Método MAIS. Fonte: [1]

Uma vez obtido o valor  $D_p$  para cada manifestação patológica identificada *in loco*, é definido o Dano do Elemento ( $D_e$ ) e o respectivo Índice de Integridade do Elemento ( $Int_e$ ), como segue:

$$D_e = D_{i_{m\acute{a}x}} * \left( 1 + \frac{\sum_{i=1}^m D_i - D_{i_{m\acute{a}x}}}{\sum_{i=1}^m D_i} \right) * \frac{m}{2m-1} \quad (2)$$

$$Int_e = 1 - D_e \quad (3)$$

Onde:  $D_{i_{m\acute{a}x}}$  = Maior dano individual da não conformidade presente; e  $m = N.^{\circ}$  de não conformidades presentes no elemento.

Da mesma forma é feito o cálculo do Dano da Classe ( $D_c$ ) e do

Índice de Integridade da Classe ( $Int_c$ ), conforme:

$$D_c = \frac{D_{e_{m\acute{a}x}} * \left( \sqrt{1 + \frac{\sum_{i=1}^m D_{e(i)} - D_{e_{m\acute{a}x}}}{\sum_{i=1}^m D_{e(i)}}} \right)}{\sqrt{1 + \frac{n-1}{n}}} \quad (4)$$

$$Int_c = 1 - D_c \quad (5)$$

Onde:  $D_{e_{m\acute{a}x}}$  = Maior dano do elemento pertencente àquela classe; e  $n = N.^{\circ}$  de elementos presentes na classe.

Por fim, é definido o Índice de Integridade da Estrutura ( $Int$ ), que é feito pela introdução do Fator de Relevância ( $F_r$ ), utilizado para traduzir a importância das classes que compõe a estrutura na sua segurança e desempenho. Assim, tem-se:

$$Int = \sum Int_c * F_r \quad (6)$$

Como o Índice de Integridade deve sempre variar de 0 a 1, foram definidos intervalos com valores correspondentes a classificação de integridade do elemento/classe/estrutura, de modo que, quanto maior for o valor obtido, mais íntegra e segura a estrutura se apresenta, como mostra a Tabela 1:

**Tabela 2** Classificação do índice de integridade

Classificação	Integridade		
Alta	0,81	a	1,00
Média	0,51	a	0,80
Baixa	0,36	a	0,50
Sofrível	0,21	a	0,35
Crítica	0	a	0,20

A fim de estabelecer uma equivalência do mencionado modelo apresentado na Figura 1 e o Método MAIS, o presente artigo apresenta um estudo de outros três modelos de dano e três escalas dos fatores de dano, intensidade e extensão para adequação do Método MAIS de forma que seus resultados traduzam o real desempenho de estruturas de concreto armado dentro das fases de iniciação e propagação de dano.

### 3 Modelos de Integridade

Modelos de Integridade são ferramentas analíticas utilizadas para avaliar e prever o estado de conservação das estruturas ao longo de sua vida útil. Neste trabalho, o conceito de Modelo de Integridade engloba todas as etapas do Métodos MAIS [1] utilizadas para calcular os Índices de Integridade dos Elementos ( $Int_e$ ), das Classes ( $Int_c$ ) e da Estrutura ( $Int$ ). Em particular, destaca-se a Equação (1), que define o Dano Individual da Patologia ( $D_i$ ), como componente central do processo. Essa equação traduz numericamente o Modelo de Integridade adotado.

Serão abordados no estudo três Modelos de Integridade: Tuutti, Fibonacci e Exponencial, sendo os dois últimos estabelecidos pelos autores como forma de comparação e verificação da aplicabilidade do Método MAIS, além do já apresentado anteriormente – Heidecke. Os modelos de integridade de cada método foram adaptados para aplicação dos fatores utilizados no estudo: Dano ( $F_d$ ), Intensidade ( $F_i$ ) e Extensão ( $F_e$ ).

#### 3.1 Modelo de Integridade de Tuutti [14]

O Modelo referido desenvolve conceitos de vida útil de estruturas em concreto armado sujeitas a corrosão de armaduras, com um

modelo de previsão do tempo em dois intervalos: 1.º – iniciação por carbonatação e penetração de cloretos; e 2.º – propagação da corrosão. A Metodologia GDE/UNB, proposta por Castro [15] e adaptada por Fonseca [16], utilizou o Modelo como base para a formulação do Grau do Dano, que no presente estudo é nomeado por Dano Individual da Patologia ( $D_i$ ), sendo expresso por:

$$Se F_i \leq 0,6 \rightarrow D_i = 0,166 * F_i * F_d * F_e \quad (7)$$

$$Se F_i > 0,6 \rightarrow D_i = (2,25F_i - 1,25) * F_d * F_e \quad (8)$$

Portanto, o Modelo de Integridade, para o referido dano das equações 7 e 8, será:

$$Int_i = 1 - D_i \quad (9)$$

#### 3.2 Modelo de Integridade de Fibonacci

A equação de Fibonacci representa a sequência de Fibonacci descoberta por Leonardo Pisa, também conhecido como Fibonacci, no final do século 12, que consiste em uma progressão infinita de números que seguem um padrão. Normalmente, se inicia por 0 e 1 e cada termo subsequente é formado pela soma dos dois anteriores:  $0 + 1 = 1$ ;  $1 + 1 = 2$ ;  $1 + 2 = 3$ ;  $2 + 3 = 5$ ;  $3 + 5 = 8$ ; e assim por diante.

Atualmente, a escala Fibonacci é utilizada na metodologia Scrum para gestão de projetos, com o intuito de ajudar equipes a trabalharem em conjunto para atingir um objetivo. Por exibir um crescimento exponencial, no contexto do Scrum, a sequência de Fibonacci é usada para atribuir valores de pontos que representam um nível de complexidade e um grau de dificuldade necessários para concluir uma tarefa, de forma que se obtenha um alto desempenho, em um prazo reduzido.

Além disso, a sequência de Fibonacci é amplamente utilizada como ferramenta de análise no mercado financeiro, ajudando a identificar pontos de suporte, resistência e tendências. Essa abordagem auxilia os investidores a antecipar e reagir de forma estratégica às mudanças nos níveis de preço, sendo especialmente útil na interpretação de sistemas aparentemente aleatórios.

Analogamente, a sequência foi considerada como forma de aprimorar o Método MAIS [1], que tem como objetivo classificar manifestações patológicas em diferentes graus de importância. Nesse contexto, os autores desenvolveram uma função baseada na sequência de Fibonacci parametrizada, que serve como base para o Modelo de Integridade de Fibonacci. Essa função ajusta os valores da sequência para variar entre 0 e 1, conforme apresentado na Tabela 3. A sequência foi iniciada pelo número 55, pois, a partir desse ponto, a razão entre um termo e seu antecessor converge para a razão áurea, aproximadamente igual a 1,618, garantindo maior precisão na aplicação do modelo.

O vetor Y é, então, construído a partir dessa sequência parametrizada, enquanto o vetor X é gerado para variar entre 0 e 1, com um número de pontos igual ao tamanho de Y. A partir desses valores, realiza-se uma interpolação que relaciona os pontos de X e Y, por meio do software MATLAB, estabelecendo uma relação contínua entre os dois.

**Tabela 3** Sequência de Fibonacci parametrizada

Sequência Fibonacci	Parametrização
55	0
89	0,0213
144	0,0344
233	0,0557
377	0,0902
610	0,1459
987	0,2361
1597	0,3820
2584	0,6180
4181	1

Com base nesse processo, o Modelo de Integridade, proposto pelos autores, é fundamentado nessa sequência e pode ser representado por:

$$D_i = ((168,6 * F_i^9) - (791 * F_i^8) + (1567,9 * F_i^7) - (1704,7 * F_i^6) + (1106,1 * F_i^5) - (435 * F_i^4) + (100,8 * F_i^3) - (12,4 * F_i^2) + (0,7 * F_i)) * F_d * F_e \quad (10)$$

$$Int_i = 1 - D_i \quad (11)$$

### 3.3 Modelo de Integridade Exponencial

Por fim, tem-se um Modelo de Integridade, também proposto pelos autores, compreendido por uma equação exponencial com curva similar à dos modelos anteriores, porém em uma construção simplificada para sua aplicação. Após uma análise detalhada das características das curvas dos modelos previamente apresentados, foram testadas diferentes formulações simplificadas, visando equações que mantivessem o comportamento exponencial desejado, mas com maior praticidade de uso. Como resultado desse processo, chegou-se à formulação apresentada na equação 12, que mantém o comportamento esperado de maneira simplificada e eficiente.

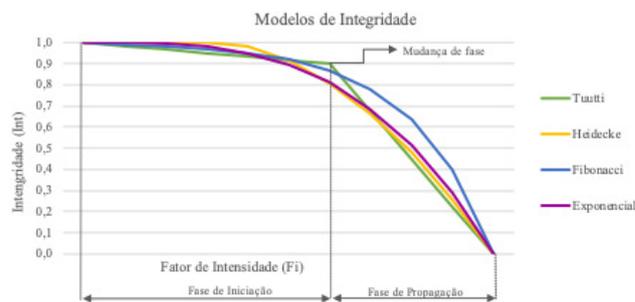
$$D_i = (1 - (1 - F_i^{3,25})) * F_d * F_e \quad (12)$$

$$Int_i = 1 - D_i \quad (13)$$

Os Modelos de Integridade expostos (Heidecke, Tuutti, Fibonacci e Exponencial), organizados em fases de iniciação (correspondente a até 10% do dano) e propagação, estão representados na Figura 3:

As curvas apresentam um padrão de decrescimento similar, em que o aumento do fator de intensidade resulta em uma redução da integridade, análogo a conceituação de desempenho e vida útil das estruturas de concreto armado exposto no trabalho de Helene (1993) [10]. As curvas seguem uma configuração convexa, representando os mecanismos de degradação de fenômenos físicos

e químicos que apresentam uma ação inicial geralmente lenta, mas têm seu ritmo de degradação intensificado ao longo do tempo em função da interação e da cooperação entre os agentes envolvidos.



**Figura 3** Comparação dos modelos de integridade em fase de iniciação e propagação

## 4 Escalas

O foco principal do estudo foi encontrar a escala adequada para os Fatores de Dano ( $F_d$ ), Intensidade ( $F_i$ ) e Extensão ( $F_e$ ), de forma que os resultados obtidos coincidam com as fases de iniciação e propagação e que expressem a real situação da estrutura, classe ou elemento (Figura 3).

As escalas, nada mais são, do que a tradução de um parâmetro em valores, ou seja, a quantificação das variáveis de deterioração de forma a expressarem o desempenho do elemento/classe/estrutura no momento que se encontra (tempo), representado pela curva do Modelo de Integridade.

Essas escalas foram definidas como Escalas de Classificação de Dano, com valores que refletem diferentes aspectos do dano analisado: em  $F_d$ , a sua importância dentro do elemento; em  $F_i$ , o nível de criticidade que se apresenta no momento da inspeção; e em  $F_e$ , a sua extensão no elemento. A calibração dessas escalas apresentou significativas mudanças nos resultados das curvas dos Modelos de Integridade apresentados.

A Tabela 4 apresenta os valores das Escalas de Classificação de Dano Linear, Cúbica, Fibonacci e MAIS/UnB, para cada um desses Fatores mencionados.

A escala linear foi obtida a partir da parametrização dos valores atribuídos aos Fatores de Dano, Intensidade e Extensão da Metodologia GDE/UNB, adaptado por Fonseca [16], conforme Tabela 4. Os valores são definidos conforme se segue:

- $Fd_n = Fd_{n-1} + 0,2 \rightarrow$  variando de 0,2 a 1;
- $Fi_n = Fi_{n-1} + 0,25 \rightarrow$  variando de 0 a 1; e
- $Fe_n = Fe_{n-1} + 0,25 \rightarrow$  variando de 0 a 1.

A escala cúbica foi baseada em uma equação polinomial e seus pontos foram descobertos via interpolação polinomial da equação que obedece aos fundamentos de Heidecke.

A escala de Fibonacci foi estabelecida através da Razão Áurea, que, segundo Lauro [17], representa a mais agradável proporção entre dois segmentos ou duas medidas. Essa razão é expressa pela fórmula:  $F_{n-1} = F_n - 0,1618$ , sendo o primeiro  $F_n$  referente ao valor 1.

**Tabela 4** Valores das Escalas de Classificação de Danos: Linear, Cúbica, Fibonacci e Exponencial

	Importância	Atributo MAIS	Escalas de Classificação de Dano			
			Linear	Cúbica	Fibonacci	MAIS/UnB
Fator de dano	–	–	0,2	0	0,353	0,532
	Pouca	A	0,4	0,4226	0,515	0,759
	Intermediária	B	0,6	0,6265	0,676	0,902
	Importante	C	0,8	0,87	0,838	0,976
	Muito importante	D	1	1	1	1
	Importância	Atributo MAIS	Escalas de Classificação de Dano			
			Linear	Cúbica	Fibonacci	MAIS/UnB
Fator de intensidade	Sem lesões	–	0	0	0,353	0,532
	Lesões leves	A	0,25	0,4226	0,515	0,759
	Lesões toleráveis	B	0,50	0,6265	0,676	0,902
	Lesões graves	C	0,75	0,87	0,838	0,976
	Lesões críticas	D	1	1	1	1
	Extensão da patologia (%)	Atributo MAIS	Escalas de Classificação de Dano			
			Linear	Cúbica	Fibonacci	MAIS/UnB
Fator de extensão	< 2	–	0	0	0,353	0,532
	02-10	A	0,25	0,4226	0,515	0,759
	10-30	B	0,50	0,6265	0,676	0,902
	30-70	C	0,75	0,87	0,838	0,976
	≥ 70	D	1	1	1	1

A escala MAIS/UnB constitui uma segunda proposta deste trabalho, desenvolvida após análises realizadas nas escalas Linear e Cúbica, com o objetivo de obter uma maior precisão nos resultados durante a fase de propagação do dano. Os seus 5 valores:  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$ ,  $F_4$  e  $F_5$ , foram determinados de acordo com o exposto a seguir:

$$F_1 = 1;$$

$$F_2 = F_1 - (0,1^{1,618});$$

$$F_3 = F_2 - (0,2^{1,618});$$

$$F_4 = F_3 - (0,3^{1,618});$$

$$F_5 = F_4 - (0,4^{1,618}).$$

## 5 Análises comparativas

Para representar de forma visual a análise das Escalas de Classificação de Dano e Modelos de Integridade, foi feita a aplicação do estudo no software MATLAB, conforme Figura 4. É possível observar que as curvas não têm uma mudança significativa quando comparados somente os Modelos de Integridade. Porém, quando se comparam

as várias Escalas de Classificação de Dano dentro do mesmo Modelo de Integridade, as curvas sofrem alterações significativas.

Ao analisar as curvas obtidas a partir das variações das Escalas de Classificação de Dano, observam-se comportamentos distintos entre as diferentes metodologias de avaliação do Índice de Integridade. As curvas associadas às Escalas de Classificação de Dano Linear e Cúbica apresentam um comportamento muito rígido, com valores, em sua maioria, muito altos do Índice de Integridade (indicando que a estrutura está em condições ideais) ou valores iguais a zero (sugerindo um colapso imediato). Essa verificação não condiz com a realidade, pois, como apresentado anteriormente, durante a fase de propagação do dano (momento em que manifestações patológicas tornam-se visíveis), os valores do Índice de Integridade geralmente ficam abaixo de 0,9 (indicando cerca de 10% do dano).

Na Escala de Classificação de Dano Linear os valores do Índice de Integridade variam de aproximadamente 0,7 a 1, atingindo seu ponto mínimo em zero. Já na Escala de Classificação de Dano Cúbica, a variação vai de cerca de 0,5 a 1, com o mínimo também sendo zero. Esses valores mostram uma distribuição pouco realista para as fases

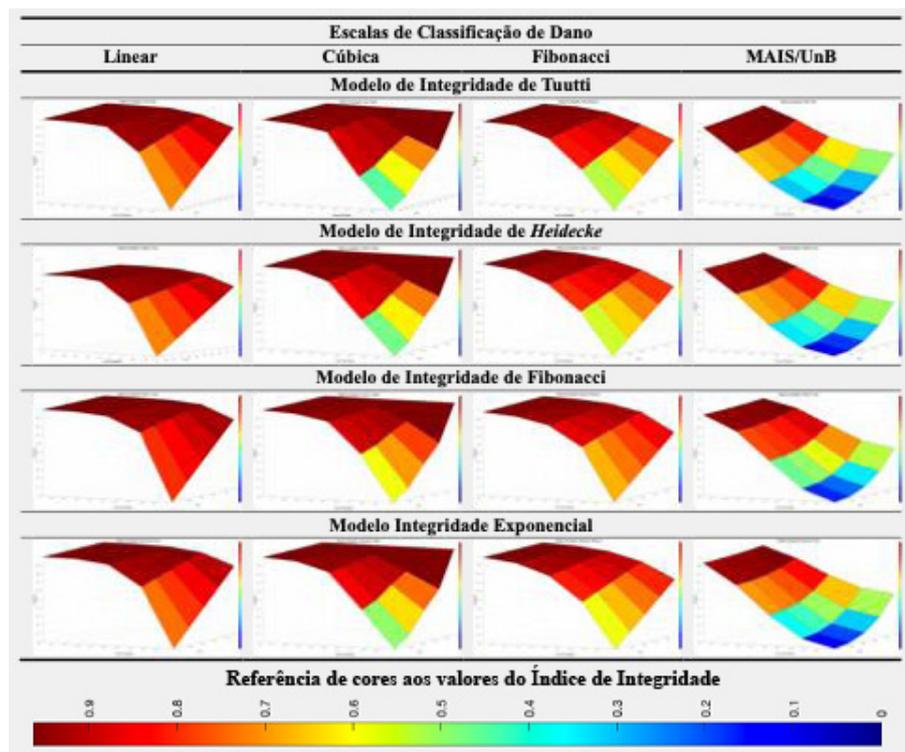


Figura 4 Curvas de Integridade

de iniciação e propagação do dano, já que não capturam de forma precisa a gradual deterioração da estrutura.

Em contrapartida, nas Escalas de Classificação de Dano de Fibonacci e Teste, os resultados são mais adequados, refletindo com maior precisão o comportamento real da estrutura durante as fases de iniciação e propagação. A Escala de Classificação de Dano de Fibonacci apresenta uma variação do Índice de Integridade entre 0,55 e 1, com valor mínimo sendo zero. A principal diferença é que a curva dessa escala distribui os valores de maneira mais homogênea, resultando em uma maior quantidade de resultados dentro do intervalo de propagação do dano. Isso é crucial, pois a fase de propagação é o momento em que o dano começa a ser visualmente detectável.

Por fim, a Escala de Classificação de Dano Teste se destaca por sua grande variação do Índice de Integridade, indo de 0 a 1, e pela distribuição bastante homogênea dos resultados. Essa distribuição reflete de forma mais fiel a condição da estrutura durante uma inspeção visual, pois, conforme esperado, a maioria dos resultados deve estar abaixo de 0,9, refletindo o momento que as manifestações patológicas se tornam visíveis e podem ser identificadas em uma inspeção visual.

Essas observações demonstram que, enquanto as Escalas de Classificação de Dano Linear e Cúbica apresentam limitações evidentes, as Escalas de Classificação de Dano Fibonacci e Teste fornecem resultados mais representativos e ajustados à realidade da degradação das estruturas, especialmente na fase de propagação do dano. Isso é refletido na porcentagem de resultados na fase de

propagação obtidos em cada Modelo de Integridade e respectivas escalas, conforme ilustrado na Figura 5.

Em todos os Modelos de Integridade, a ordem das Escalas de Classificação de Dano quanto aos valores de porcentagem na fase de propagação, da menor para maior, é: Linear, Cúbica, Fibonacci e MAIS/UnB. Nota-se que, para uma mesma avaliação dano, dependendo da Escala de Classificação de Dano adotada, os resultados apresentam variação de até 172,016% no Modelo de Integridade de Tuutti (Figura 5a), 154,015% no Modelo de Integridade de Heidecke (Figura 5b), 203,980% no Modelo de Integridade de Fibonacci (Figura 5c), e 199,218% no Modelo de Integridade Exponencial (Figura 5d).

Como exemplo, no Modelo de Integridade Exponencial (Figura 5d), a Escala de Classificação de Dano Linear representa apenas 29,41% dos resultados na fase de propagação, o que não reflete a realidade de forma consistente, considerando que, em uma inspeção visual, todos os danos observados estariam, necessariamente, nessa fase. Já as Escalas de Classificação de Dano Cúbica e Fibonacci apresentam um aumento modesto desses valores, alcançando 45,45% e 50,67% respectivamente. No entanto, é na Escala de Classificação de Dano MAIS/UnB que se observa um aumento significativo do resultado, atingindo 88%, o que traduz de maneira muito mais eficiente o objetivo dessa análise.

Portanto, percebe-se que, independente do Modelo de Integridade analisado, há um aumento expressivo dos resultados na fase de propagação da Escala de Classificação de Dano MAIS/UnB. Dentre os Modelos de Integridade, o que obteve um resultado mais expressivo foi o Exponencial.

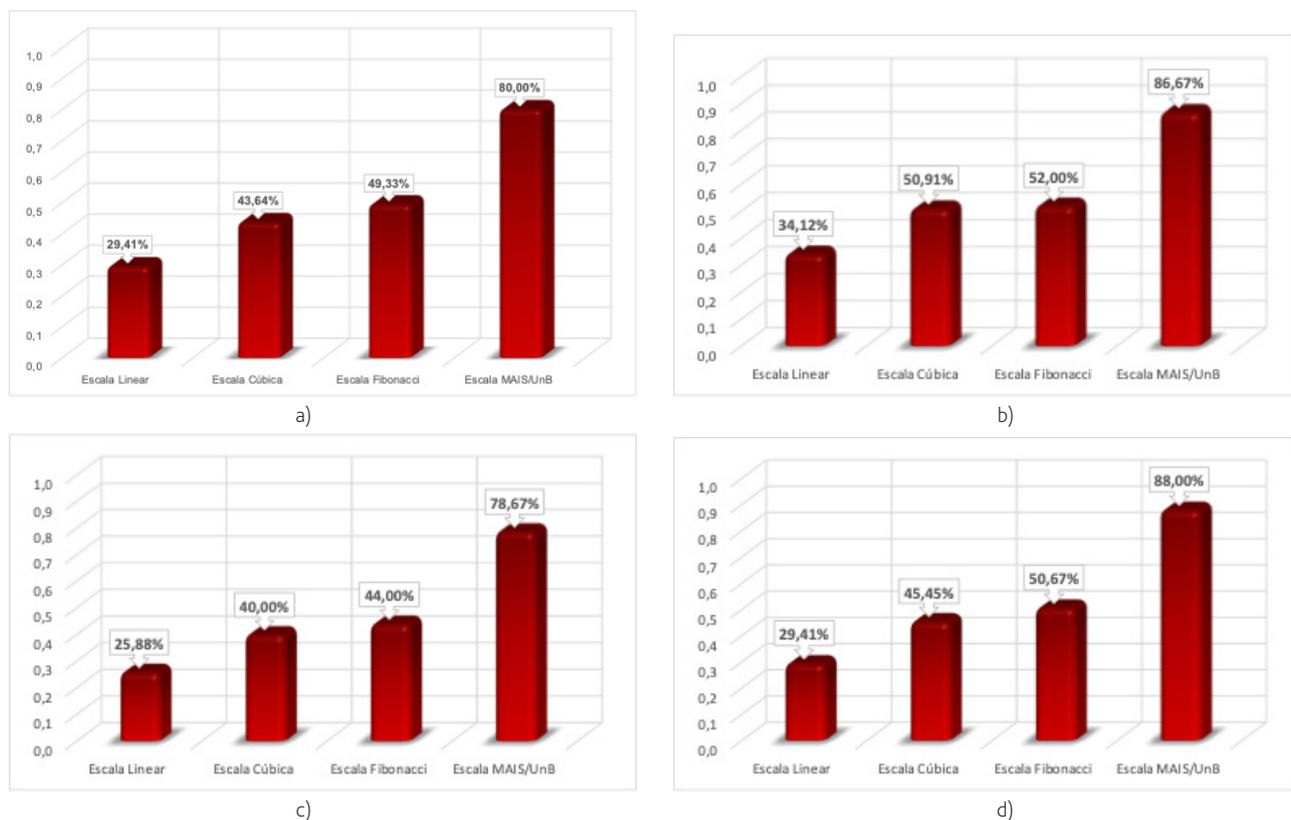


Figura 5 Percentagem de resultados na fase de propagação para: (a) Modelo de Integridade de Tuutti; (b) Modelo de Integridade de Heidecke; (c) Modelo de Integridade de Fibonacci; e (d) Modelo de Integridade Exponencial

## 6 Aplicação a um caso real

A partir de uma inspeção visual realizada em uma viga de concreto armado, cinco danos foram escolhidos baseados no que cada um representa como perda de desempenho do elemento, de acordo com a Figura 1. Esses danos caracterizam:

- Dano 1: despassivação da armadura;
- Dano 2: manchas devido a corrosão da armadura;
- Dano 3: fissuras devido a corrosão da armadura;
- Dano 4: destacamento devido a corrosão da armadura;
- Dano 5: perda de aderência e redução de seção devido a corrosão da armadura.

A Tabela 5 a seguir mostra referências de cores para cada intervalo de dano/integridade.

Assim, foi feito um gráfico comparativo, que faz a sobreposição das cores de referência da Tabela 5 com a Figura 1, de forma a situar cada dano analisado dentro do intervalo de dano/integridade correspondente à perda de desempenho do elemento. Esse gráfico está contido na Figura 6, sendo dividido em 10 intervalos de 0,1 cada, representando os resultados de dano/integridade da estrutura.

Tabela 5 Referências de cores

	Dano	Integridade	Referência
Fase de iniciação	0 - 9,1	0,0 - 1	
Fase de propagação	0,1 - 0,2	0,8 - 0,9	
	0,2 - 0,3	0,7 - 0,8	
	0,3 - 0,4	0,6 - 0,7	
	0,4 - 0,5	0,5 - 0,6	
	0,5 - 0,6	0,4 - 0,5	
	0,6 - 0,7	0,3 - 0,4	
	0,7 - 0,8	0,2 - 0,3	
	0,8 - 0,9	0,1 - 0,2	
	0,9 - 1	0 - 0,1	

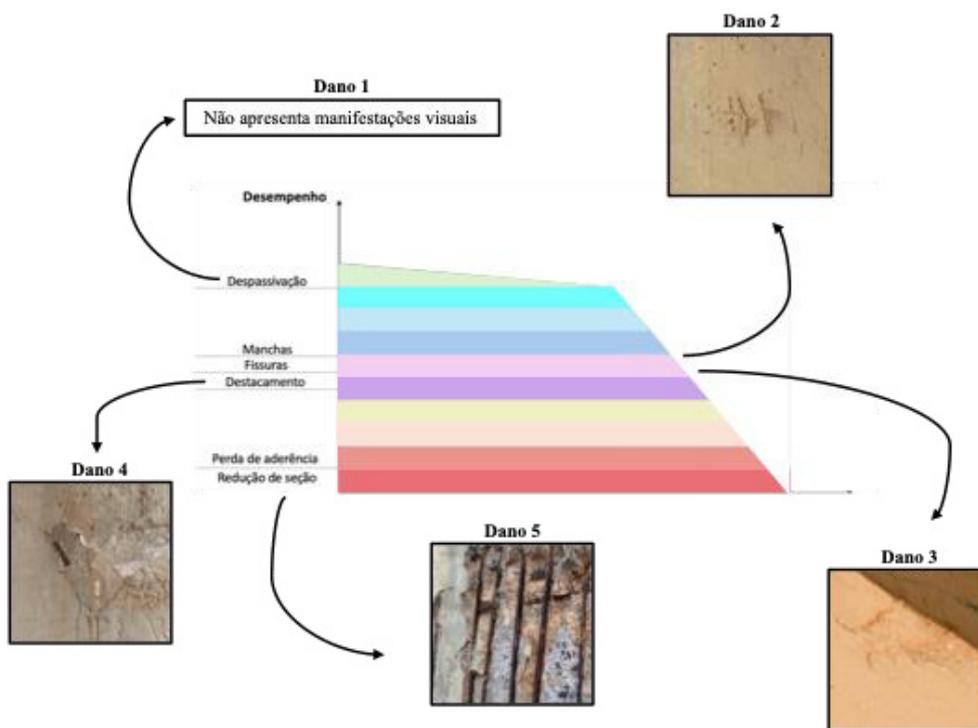


Figura 6 Perda de desempenho com referência aos intervalos de dano/integridade

Para o cálculo dos danos apresentados, foram atribuídos atributos (A, B, C, D) para os Fatores de Dano ( $F_d$ ) e Intensidade ( $F_i$ ), conforme Tabela 6. Para o Fator de Extensão, foi atribuído o atributo A (02-10%) para todos os casos, por se tratar de uma análise em um dano pontual.

A partir da Figura 6, verifica-se que os Danos deveriam estar contidos nos respectivos intervalos:

- Dano 1: 0 – 0,1;
- Dano 2: 0,3 – 0,5;

- Dano 3: 0,4 – 0,6;
- Dano 4: 0,5 – 0,8;
- Dano 5: 0,8 - 1.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 6, é possível fazer uma análise detalhada do fenômeno de corrosão da armadura em relação aos Danos apontados. Para o Dano 1, nota-se que os resultados de todos os modelos nas Escalas de Classificação de Dano Linear, Cúbica e Fibonacci estão alinhados com o intervalo esperado. Contudo, a Escala de Classificação de Dano MAIS/UnB apresenta

Tabela 6 Cálculo dos Danos 1, 2, 3, 4 e 5

ELEMENTO	Viga						
Dano	1						
DANOS	Fd Let	Fi Let	Fe Let	D - Tuutti	D - Heidecke	D - Fibonacci	D - Exponencial
Carbonatação	B	B	A	0,01	0,01	0,01	0,02
Dano do elemento (De):	SOMATÓRIO DI:			0,01	0,01	0,01	0,02
	Di MÁX:			0,01	0,01	0,01	0,01
	N.º de patologias (m):			1	1	1	1
	Escala Linear			0,01	0,01	0,01	0,02
	Escala Cúbica			0,01	0,01	0,01	0,02
Escala Fibonacci			0,09	0,10	0,07	0,10	
Escala MAIS/UnB			0,53	0,51	0,42	0,49	

ELEMENTO	Viga						
Dano	2						
DANOS	Fd Let	Fi Let	Fe Let	D - Tuutti	D - Heidecke	D - Fibonacci	D - Exponencial
Carbonatação	B	D	A	0,15	0,15	0,15	0,15
Corrosão de armaduras	D	C	A	0,11	0,11	0,07	0,10
Dano do elemento (De):	SOMATÓRIO DI:			0,26	0,26	0,22	0,25
	Di MÁX:			0,15	0,15	0,15	0,15
	N.º de patologias (m):			2	2	2	2
	Escala Linear			0,14	0,14	0,13	0,14
	Escala Cúbica			0,29	0,28	0,26	0,27
	Escala Fibonacci			0,34	0,34	0,32	0,34
Escala MAIS/UnB			0,71	0,71	0,68	0,70	

ELEMENTO	Viga						
Dano	3						
DANOS	Fd Let	Fi Let	Fe Let	D - Tuutti	D - Heidecke	D - Fibonacci	D - Exponencial
Carbonatação	B	D	A	0,15	0,15	0,15	0,15
Corrosão de armaduras	D	C	A	0,11	0,11	0,07	0,10
Deslocamento	B	B	A	0,01	0,01	0,01	0,02
Dano do elemento (De):	SOMATÓRIO DI:			0,27	0,27	0,23	0,26
	Di MÁX:			0,15	0,15	0,15	0,15
	N.º de patologias (m):			3	3	3	3
	Escala Linear			0,13	0,13	0,12	0,13
	Escala Cúbica			0,27	0,26	0,24	0,25
	Escala Fibonacci			0,32	0,32	0,30	0,32
Escala MAIS/UnB			0,70	0,70	0,66	0,68	

ELEMENTO	Viga						
ESCALA	Linear						
Dano	4						
DANOS	Fd Let	Fi Let	Fe Let	D - Tuutti	D - Heidecke	D - Fibonacci	D - Exponencial
Carbonatação	B	D	A	0,15	0,15	0,15	0,15
Cobrimento deficiente	B	C	A	0,07	0,06	0,04	0,06
Corrosão de armaduras	D	C	A	0,11	0,11	0,07	0,10
Desagregação	B	C	A	0,07	0,06	0,04	0,06
Deslocamento	B	C	A	0,07	0,06	0,04	0,06
Dano do elemento (De):	SOMATÓRIO DI:			0,46	0,45	0,35	0,42
	Di MÁX:			0,15	0,15	0,15	0,15
	N.º de patologias (m):			5	5	5	5
	Escala Linear			0,14	0,14	0,13	0,14
	Escala Cúbica			0,29	0,27	0,25	0,26
	Escala Fibonacci			0,34	0,34	0,32	0,33
Escala MAIS/UnB			0,71	0,71	0,68	0,70	

ELEMENTO	Viga						
ESCALA	Linear						
Dano	5						
DANOS	Fd Let	Fi Let	Fe Let	D - Tuutti	D - Heidecke	D - Fibonacci	D - Exponencial
Carbonatação	B	D	A	0,68	0,69	0,68	0,68
Cobrimento deficiente	B	D	A	0,68	0,69	0,68	0,68
Corrosão de armaduras	D	D	A	0,76	0,76	0,76	0,76
Desagregação	B	D	A	0,68	0,69	0,68	0,68
Desplacamento	B	D	A	0,68	0,69	0,68	0,68
Dano do elemento (De):	SOMATÓRIO DI:			3,50	3,52	3,50	3,50
	Di MÁX:			0,76	0,76	0,76	0,76
	N.º de patologias (m):			5	5	5	5
	Escala linear			0,24	0,24	0,24	0,24
	Escala cúbica			0,40	0,41	0,40	0,40
	Escala fibonacci			0,49	0,50	0,49	0,49
Escala MAIS/UnB			0,75	0,76	0,75	0,75	

valores significativamente superiores, variando entre 0,42 e 0,53, o que corresponderia ao estágio de fissuras e destacamentos. Vale ressaltar que, embora tenham sido considerados valores para o dano de despassivação, na prática essa fase do processo de corrosão, na prática, não apresenta indícios detectáveis por inspeção meramente visual.

Para o Dano 2, o intervalo esperado situa-se entre 0,3 e 0,5, sendo a Escala de Classificação de Dano de Fibonacci a única dentro desse intervalo. As Escalas de Classificação de Dano Linear e Cúbica apresentam resultados inferiores, enquanto a Escalas de Classificação de Dano MAIS/UnB exibe valores acima do esperado. Já no Dano 3 nenhum resultado das Escalas de Classificação de Dano analisadas está dentro do intervalo esperado (0,4 a 0,6). Enquanto as Escalas de Classificação de Dano Linear, Cúbica e Fibonacci apresentam valores abaixo desse intervalo, a Escalas de Classificação de Dano MAIS/UnB resulta em valores superiores. Porém, a Escala de Classificação de Dano que mais se aproxima do resultado esperado é a de Fibonacci.

No Dano 4, que possui um intervalo esperado entre 0,5 até 0,8, apenas a Escala de Classificação de Dano MAIS/UnB apresenta valores dentro desse limite. As demais Escalas de Classificação de Dano exibem resultados significativamente inferiores. Por fim, no Dano 5, que representa o cenário mais crítico, com valores estimados entre 0,8 e 1, nenhuma Escalas de Classificação de Dano alcança o intervalo esperado. Ainda sim, a Escalas de Classificação de Dano MAIS/UnB é a que mais se aproxima, com resultados de 0,75 e 0,76, muito próximos do desejado.

Adicionalmente, o atributo utilizado no Fator de Extensão foi "A" (02-10%), o que resultou em Índices de Integridade maiores, indicando uma estrutura mais íntegra. Caso esse atributo fosse ajustado para representar uma extensão maior dos danos, consequentemente a curva de Integridade seria agravada e os valores apresentados indicariam um nível de criticidade mais elevado.

## 7 Conclusões

Em síntese, este trabalho explorou de forma abrangente o estudo da durabilidade em estruturas de concreto armado, destacando a importância de compreender os processos de degradação dessas estruturas. Além disso, enfatizou a evolução das normativas e metodologias voltadas para o desenvolvimento de parâmetros e estratégias de avaliação de estruturas existentes em processo de deterioração.

Dentro dessa temática, o artigo apresenta dois novos Modelos de Integridade e duas novas Escalas de Classificação de Dano, incorporados ao Método MAIS [1], que possibilitam uma adaptação da metodologia capaz de refletir de forma mais precisa a realidade de uma inspeção visual na avaliação de integridade e segurança de estruturas em concreto armado que apresentem danos, destacando-se, assim, a importância de identificar a perda desempenho dessas estruturas ao longo de sua vida útil.

Através das análises realizadas, é possível concluir que o Método MAIS [1] é eficaz em exprimir a integridade de uma estrutura existente em concreto armado e seus elementos e classes por meio de inspeções visuais. No entanto, ao considerar o Modelo de Integridade, utilizado para expressar as fases de iniciação (sem expressão visual) e propagação (avanço progressivo da deterioração com expressão visual) de um dano, bem como nas Escalas de Classificação de Dano, referentes aos Fatores de Dano ( $F_d$ ), de Integridade ( $F_i$ ) e de Extensão ( $F_e$ ), utilizadas, percebe-se que o Método poderia ser ajustado para refletir de maneira mais precisa essa avaliação. Por esse motivo, os autores propõem dois novos Modelos de Integridade: Fibonacci e Exponencial, e duas novas Escalas de Classificação de Dano: Fibonacci e MAIS/UnB como forma de otimizar o modelo de previsão de danos.

Ao analisar as equações de cada Dano Individual da Patologia ( $D_i$ ), referentes aos Modelos de Integridade de Tuutti, Heidecke,

Fibonacci e Exponencial, não se observam variações significativas nos resultados. Para uma mesma Escala de Classificação de Dano, a maior diferença entre os valores máximos e mínimos dos resultados na fase de propagação foi de 9,33%. Já na comparação das Escalas de Classificação de Dano Linear, Cúbica, Fibonacci e MAIS/UnB, para a mesma equação do Modelo de integridade, essa diferença é de 58,59%. Dessa forma, recomenda-se a utilização da equação mais simplificada e de fácil aplicação, que é a equação Exponencial sugerida pelos autores.

Na comparação das Escalas de Classificação de Dano dos fatores de Dano ( $F_d$ ), de Integridade ( $F_i$ ) e de Extensão ( $F_e$ ), as que mostraram resultados mais próximos da real condição dos danos analisados, quando inspecionados de forma visual, foram as Escalas de Classificação de Dano propostas pelos autores, Fibonacci e MAIS/UnB. Contudo, a Escala de Classificação de Dano que apresenta a maior porcentagem de resultados na fase de propagação é a MAIS/UnB, representando de maneira mais eficaz a perda de desempenho do elemento no seu processo de degradação.

Portanto, indica-se o ajuste do Método MAIS utilizando a equação do Dano Individual da Patologia ( $D_i$ ) do **Modelo de Integridade Exponencial** e os fatores de Dano ( $F_d$ ), Integridade ( $F_i$ ) e Extensão ( $F_e$ ) com base na **Escala de Classificação de Dano MAIS/UnB**, conforme proposto e justificado pelos autores, que fundamentaram a escolha dessas soluções ao longo do estudo.

## Referências

- [1] Oliveira, A Luiza A. – *Avaliação de Patrimônios Históricos em Estruturas de Concreto Armado: Proposta de Formulação Acoplada entre Integridade e Segurança* [tese]. Brasília: Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo; 2021. 306 p.
- [2] American Concrete Institute – ACI 201 PRC-201.2-23: Durable Concrete – Guide; 2023.
- [3] European Commission – EN 1992-1-1:2023 Eurocode 2: Design of concrete structures; 2023.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118:2024 Projeto de estruturas de concreto.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15575:2024 Edificações habitacionais – Desempenho.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 14037:2024 Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações — Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos.
- [7] Mehta, P.K. – *Durability of concrete – Fifty years of progress?* In Proceedings of the 2nd CANMET/ACI International Conference on Durability, Montreal, QC, Canada, 4–9 August 1991; pp. 1-31.
- [8] Neville, A.M. – *Propriedades do concreto*. São Paulo: PINI, 1997, 828 p.
- [9] Report of RILEM Technical Committee 130-CSL – RILEM REPORT 14: Durability design of concrete structures. Edited by A.Sarja and E.Vesikari. Taylor & Francis e-Library, 2005.
- [10] Andrade, J.J. – *Vida útil das estruturas de concreto armado. Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 923-951 p. Fourth International Conference. Olinda: ACI, 2005.
- [11] Helene, P. – *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado* [tese]. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil; 1993. 231 p.
- [12] Isaia, G.C.; Vaghetti, M; Gastaldini, A. – “Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar.” Congresso Brasileiro do Concreto, 43. 2001, Foz de Iguaçu. Anais... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001.
- [13] Pantoja, J.C.; Moura, S.P.; Caied, S.; Varum, H. – “A Influência da Ponderação na Avaliação do Grau de Criticidade em Edificações de Múltiplos Pavimentos Via Inspeção Predial.” P@ranoá (UNB), v. 1, p. 126-138, 2020.
- [14] Tuutti, K. – *Corrosion of steel in concrete* [doctoral thesis (monograph)]. Stockholm: Lund University, Swedish Cement and Concrete Research Institute; 1982. 468 p.VILHENA, António J.D.S.M. Método de Avaliação do Estado de Conservação de Edifícios – Análise e contributos para o seu aperfeiçoamento e alargamento do âmbito. 2011. 15364 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- [15] Castro, E.K. – *Desenvolvimento de Metodologia para Manutenção de Estruturas de Concreto Armado* [dissertação]. Brasília: Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia; 1994. 129 p.
- [16] Fonseca, R.P. – *A estrutura do instituto central de ciências: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenção e proposta de manutenção* [dissertação]. Brasília: Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia; 2007. 213 p.
- [17] Lauro, M.M. – “A razão áurea e os padrões harmônicos na natureza, artes e arquitetura [artigo].” São Paulo: Exacta, 2005. V. 3, p. 35-48.



# Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise experimental

Behaviour of reinforced concrete beams with different support conditions in fire situations: experimental analysis

Gabriela Lins de Albuquerque  
Valdir Pignatta e Silva  
João Paulo Correia Rodrigues

## Resumo

As vigas de concreto armado sofrem deformações quando aquecidas: os comprimentos dos vãos se alongam e passam a fletir de forma acentuada. Essas deformações térmicas podem ser restringidas, por exemplo, pela estrutura circundante, induzindo a atuação de forças de compressão axiais e/ou momentos fletores solicitantes. Pesquisas sugerem que os efeitos desses esforços adicionais podem ser benéficos ao comportamento de vigas em situação de incêndio. Contudo, a análise experimental ainda é limitada, pois restrições foram admitidas apenas de forma separada e, em alguns casos, com nível de rigidez não claramente definido. Neste artigo, apresentam-se ensaios laboratoriais em vigas sob flexão em diferentes condições de apoio: sem restrições, com restrições axiais e com efeito conjunto axiais/rotacionais, considerando variados níveis preestabelecidos de rigidezes. A partir dos resultados, verificou-se que as restrições podem afetar significativamente a resposta de vigas sob temperaturas elevadas. Em determinados casos, registraram-se aumentos de resistência ao fogo superiores a 100%.

## Abstract

Reinforced concrete beams are subject to deformations when heated: span lengths extend and bend sharply. These thermal deformations may, for example, be restrained by the surrounding structure, inducing the actions of axial compressive forces and/or applied bending moments. Research suggests that the effects of these additional efforts may be beneficial to the behaviour of beams in fire situations. However, experimental analyses are still limited, as restraints have been accepted only separately, and with stiffness levels sometimes not clearly defined. This paper presents laboratory bending tests on full-scale beams under different support conditions: unrestrained, with axial restraints, and with axial/rotational coupled effects, considering distinct pre-established stiffness levels. The findings indicate that restraints can affect beam responses significantly at high temperatures. In some cases, fire resistance increases of more than 100% were recorded.

Palavras-chave: Viga de concreto armado / Incêndio / Restrição térmica / Resistência ao fogo / Análise experimental

Keywords: Reinforced concrete beam / Fire / Thermal restraint / Fire resistance / Experimental analysis

## Gabriela Lins de Albuquerque

Pós-Doutoranda  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP)  
São Paulo, Brasil  
 0000-0002-4409-8957  
gabriela.lins@usp.br

## Valdir Pignatta e Silva

Professor Doutor  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP)  
São Paulo, Brasil  
 0000-0003-3302-8520  
valpigss@usp.br

## João Paulo Correia Rodrigues

Professor Doutor  
Universidade de Coimbra (UC)  
Coimbra, Portugal  
 0000-0002-6865-7995  
jpaulocr@dec.uc.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.*

ALBUQUERQUE, G. [et al.] – Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise experimental. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 81-94.  
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-006>

## 1 Introdução

As vigas de concreto armado tendem a se deformar por flexão e a expandir o seu comprimento quando expostas ao fogo. Essas deformações de origem térmica resultam na rotação e no deslocamento horizontal dos seus apoios, respetivamente, se esses não forem fixos. Na prática, é usual que tais fenômenos ocorram de forma simultânea. Em uma viga idealmente sem carregamento gravitacional e aquecida pela face inferior, o gradiente não linear de temperaturas ao longo da altura de sua secção transversal é um fator determinante, junto com a diminuição do módulo de elasticidade do concreto, para a ocorrência da deformação por flexão. Já a expansão do comprimento da viga ocorre pela dilatação térmica dos seus materiais constituintes (concreto e aço).

Contudo, as vigas presentes em estruturas reais não possuem total liberdade para se deformarem, sendo mais correto admitir que existam impedimentos impostos a essas deformações [1]. As restrições podem ser resultantes dos seguintes fatores: próprias condições de apoio da viga (própria continuidade, por exemplo); condições de contorno/razões construtivas, i.e., devido a elementos estruturais circundantes; ou rigidez imposta por elementos estruturais ainda frios, adjacentes às vigas localizadas no interior de um compartimento em chamas.

As restrições geram esforços adicionais. Há aproximadamente quarenta anos, pesquisas começaram a apontar que os efeitos desses esforços poderiam ser benéficos ao comportamento ao fogo das vigas de concreto armado [2 - 4]. Nas vigas em que a flexão é impedida, surgem momentos fletores solicitantes negativos, contrários ao encurvamento para baixo, que se superpõem aos existentes por carregamentos aplicados. A elevação dos momentos negativos e a diminuição dos positivos são favoráveis, pois a armadura negativa possui resistência pouco prejudicada quando comparada à positiva, diretamente exposta às altas temperaturas. No impedimento à expansão do comprimento, forças de compressão irão atuar na viga, de forma a rebater à tentativa de alongamento, que “empurra” os apoios. Dependendo da localização dessas forças, da configuração deformada da peça (efeitos da não linearidade geométrica) e da fissuração do concreto (redistribuição de esforços), as vigas poderão ser contempladas por contra-flechas (efeito arco) por certo período do incêndio [5 - 6].

Logo, os esforços adicionais gerados pelos impedimentos às deformações modificam o desempenho de vigas de concreto armado sob temperaturas elevadas, sendo imprescindível que a magnitude desses esforços e as influências que eles geram na resistência ao fogo desses elementos sejam objeto de investigação. Apesar de existirem pesquisas experimentais relacionadas ao tema [3, 7 - 9], os efeitos das restrições foram estudados de forma separada, i.e., as vigas estavam submetidas somente a restrições axiais [8] ou a rotacionais [3, 7, 9]. Nessas análises, não foram avaliados diferentes níveis parciais de restrições e, eventualmente, os níveis de rigidez não foram claramente definidos.

Este artigo pretende contribuir ao referido tema, por meio da apresentação de um conjunto de ensaios experimentais de resistência ao fogo em vigas de concreto armado produzidas em escala real e submetidas à flexão em diferentes condições de apoio:

sem restrições às deformações, com restrições apenas axiais e com restrições tanto axiais quanto rotacionais, considerando nesse último caso o efeito conjunto, mais representativo ao que ocorre na realidade. Quanto aos elementos restringidos, foram analisados diferentes níveis preestabelecidos de rigidez axial e rotacional.

## 2 Análises experimentais

### 2.1 Sistemas de ensaios

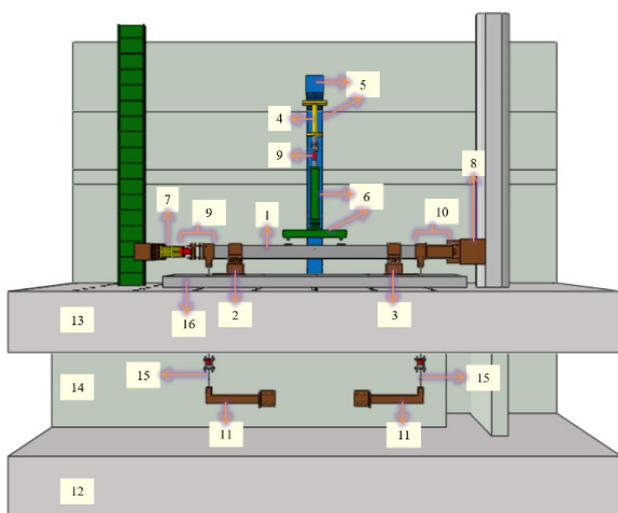
As análises experimentais foram conduzidas no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LEME) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Portugal. Inicialmente, realizaram-se ensaios de flexão a quatro pontos em vigas simplesmente apoiadas (sem restrições), com um sistema do qual faziam parte alguns dos elementos ilustrados na Figura 1: uma viga de concreto armado (nº 1) sobre dois apoios de aço; um apoio simples (nº 2), que permitia a rotação e o deslocamento na direção axial da viga; um apoio duplo (nº 3), que permitia apenas a rotação; um macaco hidráulico para a aplicação do carregamento (nº 4), suspenso por um pórtico de reação (nº 5) e localizado sobre um sistema de redistribuição de forças (nº 6), ambos de aço. As forças eram aplicadas em dois pontos, de modo a dividir as vigas ensaiadas em três trechos iguais (1 m, equivalente a um terço do vão) e a fazer com que apresentassem flexão pura no trecho central.

Para simular condições de contorno que restringissem o alongamento térmico do vão das vigas de concreto, duas vigas de aço foram acopladas ao sistema de ensaios anterior, de vigas simplesmente apoiadas. As vigas de restrição (nº 7 e 8, Figura 1) foram posicionadas perpendicularmente à viga de concreto por meio de um conjunto de peças de aço que funcionavam como complementos do elemento ensaiado (nº 9 e 10). Portanto, nos ensaios com restrição axial, as vigas de concreto eram igualmente posicionadas sobre os apoios,

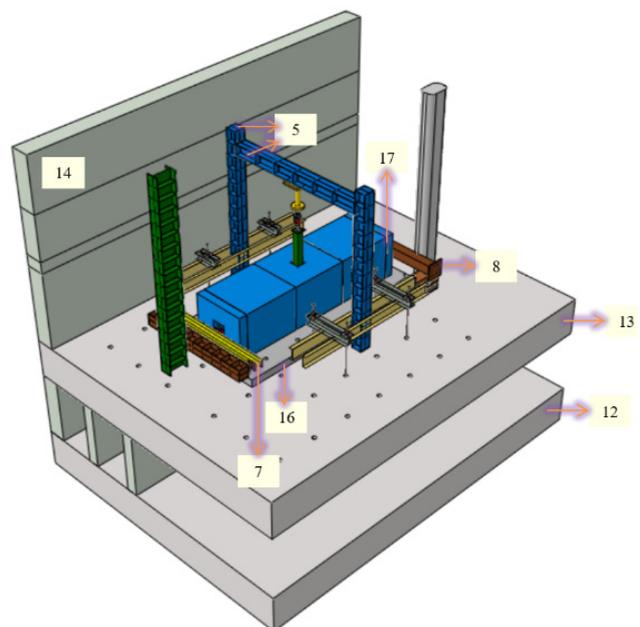
mas na extremidade próxima ao apoio simples havia uma viga que simulava uma restrição parcial ao alongamento, com baixa rigidez à flexão (nº 7), igual a 7 ou 14 kN/mm, enquanto na extremidade próxima ao apoio duplo, havia uma viga extremamente rígida (nº 8), que impedia qualquer alongamento, pois tinha rigidez à flexão aproximadamente cinco vezes maior que a de 14 kN/mm. Logo, esse sistema simulava o modelo estático de viga biapoiada.

A fim de representar o comportamento de vigas submetidas simultaneamente a restrições axiais e rotacionais, adicionaram-se ao sistema de ensaios das vigas com restrição apenas axial duas vigas de aço (nº 11, Figura 1), responsáveis por prover rigidezes rotacionais aos apoios, impedindo parcialmente as deformações térmicas resultantes da flexão. Essas vigas foram posicionadas no piso inferior do LEME (nº 12), logo abaixo daquele onde eram realizados os ensaios (nº 13). Engastadas à parede (nº 14), conectavam-se à viga de concreto a partir de barras de aço (nº 15), que passavam pela laje do LEME (nº 13) e pela laje de ensaios (nº 16) através de furos. Essas barras foram acopladas às peças do sistema por meio de um mancal posto junto a um sistema de pino. Localizadas a uma distância fixa de 0,5 m dos apoios, tais barras transmitiam forças concentradas à viga de concreto, essas forças resultavam em um momento aplicado a cada um dos apoios e, por conseguinte, em restrições rotacionais impostas à tentativa de giro das extremidades da viga de concreto. Dois níveis de rigidez rotacional foram reproduzidos nesse sistema, 2500 kNm/rad e 5000 kNm/rad.

Em todos os sistemas de ensaios, um forno horizontal modular elétrico era posicionado sobre a viga de concreto para prover o aquecimento (nº 17, Figura 2). Utilizou-se macaco hidráulico modelo RR 3014 da ENERPAC, controlado por uma central



**Figura 1** Esquema com vista frontal do sistema para ensaios de vigas com diferentes tipos de restrição em situação de incêndio [11; adaptado]



**Figura 2** Esquema com vista isométrica do sistema para ensaios, com o detalhe do forno posicionado sobre a viga de concreto armado [11; adaptado]

servo-hidráulica W+B NSPA700/DIG2000. A aquisição dos dados foi realizada via data logger TDS-530 da TML. Os carregamentos aplicados às vigas foram medidos por uma célula de carga F204 da Novatech, com 250 kN de capacidade. Os deslocamentos verticais das vigas de concreto, aferidos por transdutores de deslocamento tipo cabo DP-1000E TML, foram analisados em três seções: a 0,5 m dos apoios ( $S_1$  e  $S_3$ ) e a meio vão ( $S_2$ ), vide Figura 3. A taxa de aquecimento do forno da Termolab foi calibrada para seguir o incêndio-padrão [10]. As temperaturas internas do forno foram monitorizadas em doze pontos via termopares de sonda tipo k. As evoluções das temperaturas das vigas foram medidas a partir de fios termopares tipo k, introduzidos em pontos representativos da interface concreto/material isolante ( $P_1$ ), da armadura superior ( $P_2$ ), do núcleo do concreto ( $P_3$ ) e da armadura inferior ( $P_4$ ), nas seções  $S_1$ , a  $S_3$  (posições indicadas na Figura 3). As forças de restrição axial foram aferidas por célula de carga F204 Novatech, com 500 kN de capacidade, disposta junto aos complementos da extremidade do apoio simples. As forças geradas nas barras de conexão entre a viga de concreto e o sistema de restrição rotacional foram medidas por células de carga F202 Novatech, com 100 kN de capacidade. Em [6], há mais informações sobre outros parâmetros analisados ao longo dos ensaios e acerca dos equipamentos de instrumentação adotados.

## 2.2 Vigas ensaiadas

Vários modelos hipotéticos de edifícios de concreto armado foram analisados com o propósito de determinar as dimensões e as respectivas armaduras de vigas presentes nos mesmos, bem como os níveis de restrições axial e rotacional para as quais as vigas estavam submetidas como componentes desses edifícios. Com base nessas análises, adotou-se a viga ilustrada na Figura 3 para representar todos os corpos de prova e foram definidos os níveis de restrição mencionados na secção anterior. As vigas foram fabricadas com concreto de classe de resistência C25/30 e classe de fluidez S3, cimento Portland de calcário tipo II/A- L, agregados graúdos com 16 mm, de origem calcária, e areia lavada da zona de Pombal, Coimbra, Portugal. Adotou-se plastificante Master Pozzolith 7002 da BASF. A produção das vigas foi dividida em três concretagens e, para amostras de cada uma, aferiram-se as resistências à compressão do material em 7 e 28 dias de idade e no primeiro e último dias de ensaios das vigas de cada grupo. Teores de umidade e massas específicas do concreto endurecido também foram aferidos. Para

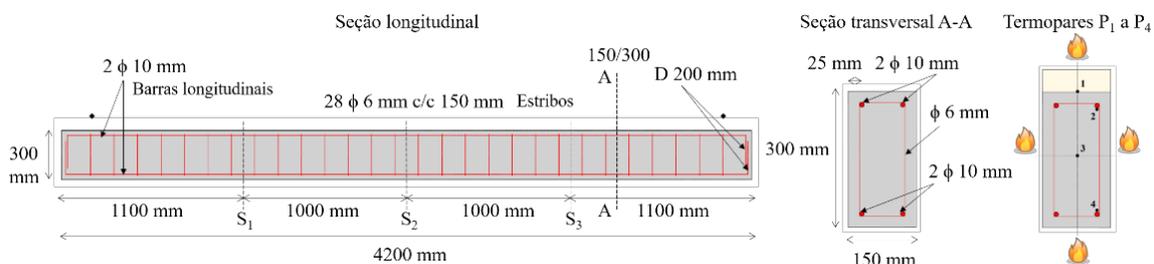
as armaduras, estipularam-se barras de aço nervuradas com classe de resistência A500, que foram ensaiadas para a verificação da resistência característica à tração do aço. O forno posicionado sobre a viga de concreto durante os ensaios a submetia a aquecimento em quatro faces. A solução para simular vigas sob lajes consistiu na aplicação de um material isolante nas faces superiores das vigas ensaiadas. Após o estudo de vários materiais via análises térmicas no programa de computador Temperature Calculation and Design v.5 (TCD) [12], definiu-se o uso de manta de lã de silicato alcalino Insulfrax® S Blanket, com espessura de 5 cm. Indica-se [6] para mais detalhes sobre as características dos materiais constituintes.

## 2.3 Plano de ensaios

O programa experimental deste artigo é composto por doze ensaios de resistência ao fogo. O ensaio ka0\_kr0\_1 representa ensaio de viga simplesmente apoiada, ou seja, com restrição axial (ka) e restrição rotacional (kr) iguais a zero. O número ao final da referência (\_1) indica que esse foi o primeiro de uma série de dois ensaios iguais (ka0\_kr0\_1 e ka0\_kr0\_2). Os ensaios ka1\_kr0 indicam vigas submetidas a um nível mais baixo de restrição axial (ka1), 7 kN/mm, e para elas ainda não tinham sido impostas restrições rotacionais (kr0). Os ensaios ka2\_kr0 representam restrição axial mais elevada (ka2), 14 kN/mm, e também sem restrição rotacional (kr0). A restrição de 7 kN/mm é equivalente a  $0,02EA/l$ , em que "EA/l" representa a rigidez axial da viga de concreto à temperatura ambiente ("E" é o módulo de elasticidade, "A" a área da seção transversal e "l" o comprimento do vão). Já 14 kN/mm é equivalente a  $0,4EA/l$ . ka1\_kr1 e ka2\_kr1 representam os ensaios em que, além das restrições axiais (ka1 ou ka2), impuseram-se níveis mais baixos de restrição rotacional (kr1), iguais a 2500 kNm/rad. As referências ka1\_kr2 são indicativas dos ensaios com níveis mais altos de restrição rotacional (kr2), 5000 kNm/rad. A restrição de 2500 kNm/rad é representativa de  $1EI/l$ , onde "EI/l" é a rigidez à flexão da viga de concreto à temperatura ambiente ("I" é o momento de inércia). Já a restrição rotacional de 5000 kNm/rad equivale a  $2EI/l$ .

## 2.4 Procedimentos de ensaios

Antes de o forno ser acionado, aplicava-se à viga de concreto uma força total inicial que correspondia a 50% da carga última de projeto à temperatura ambiente. Após a aplicação dessa força é que se dava o início do aquecimento; tal força era mantida ao longo de todo



**Figura 3** Dimensões e armaduras das vigas ensaiadas e posições dos termopares nas seções  $S_1$  a  $S_3$ , com representação do regime de aquecimento e do material isolante aplicado na face superior das vigas

o ensaio. O forno realizava o aquecimento até o instante em que eram atingidos os dois critérios de ruptura estabelecidos para a finalização dos ensaios de resistência ao fogo. O primeiro consistiu no critério de deslocamentos, definido de acordo com [13], no qual o ensaio deve ser finalizado quando atingidos dois valores limites: o do deslocamento vertical a meio vão da viga, Equação (1); e o da velocidade de aumento desse deslocamento vertical, Equação (2), sendo que esse último precisa ser monitorado somente após ter sido atingido o deslocamento apresentado na Equação (3). O segundo foi o critério de capacidade resistente, no qual se estabelece que a ruptura da viga ensaiada é atingida quando o valor da força de restrição axial retorna ao seu valor inicial, igual a zero. Logo, admite que a viga atinge a ruptura quando a deterioração das propriedades mecânicas dos seus materiais e da sua rigidez é tão elevada que ela não mais é capaz de resistir às forças aplicadas. É importante mencionar que posteriormente ao estudo realizado, o critério de ruptura de vigas especificado nas Equações (1), (2) e (3) foi alterado pela EN 1363-1:2020, versão atualizada de [13].

$$d_v = \frac{l^2}{400d} \therefore d_v = \frac{3000^2}{400 \times 264} \therefore d_v = 85 \text{ mm} \quad (1)$$

$$\frac{dd_v}{d_t} = \frac{l^2}{9000d} \therefore \frac{dd_v}{d_t} = \frac{3000^2}{9000 \times 264} \therefore \frac{dd_v}{d_t} = 3,78 \text{ mm/min} \quad (2)$$

$$d_v = \frac{l}{30} \therefore d_v = \frac{3000}{30} \therefore d_v = 100 \text{ mm} \quad (3)$$

onde  $d$  é a altura efetiva da viga ensaiada [mm],  $d_v$  é o deslocamento vertical a meio vão (flecha) da viga ensaiada [mm],  $dd_v/d_t$  é a velocidade ou taxa de aumento do deslocamento vertical a meio vão da viga ensaiada [mm/min] e  $l$  é o comprimento do vão da viga ensaiada [mm].

### 3 Resultados e discussões

#### 3.1 Distribuições de temperaturas

A Figura 4 mostra as evoluções das temperaturas no forno ( $\theta_{forno}$ ) em função do tempo ( $t$ ) dos ensaios, obtidas pela média das temperaturas dos termopares tipo sonda. As temperaturas tiveram um pequeno atraso nos primeiros minutos, quando comparadas à curva ISO 834 [10], pois costuma ser difícil reproduzir essa parte inicial em forno elétrico. Porém, por volta dos 30 min da maioria dos ensaios, apresentaram boa correlação. Além disso, após 10 min, as curvas se mostraram semelhantes entre si, com diferenças máximas da ordem de 100 °C. Logo, de modo geral, as curvas de aquecimento seguiram o regime pretendido e foram similares umas às outras, tornando os resultados dos ensaios comparáveis.

Ao comparar as temperaturas das vigas ( $\theta_{viga}$ ) para um determinado ponto ( $P_1$ ) em relação às diferentes seções ( $S_1$  a  $S_3$ ) de um mesmo ensaio (Figura 5a), verificou-se, pela similaridade da maior parte dos resultados, a ocorrência de gradientes térmicos constantes ao longo dos vãos dos elementos estruturais, independente do esquema estático da viga.

Ao confrontar temperaturas de um determinado ponto ( $P_2$ ) em dois ensaios com esquemas estáticos iguais (Figura 5b), as tendências

(evoluções) das curvas foram similares. Quanto aos valores das temperaturas, houve casos em que as curvas se mostraram mais distantes, porém, não foram diferenças significativas porque, para a maior parte das situações, não superaram 100 °C. Assim, constatou-se que os ensaios com esquemas estáticos iguais apresentaram resultados similares de campos térmicos.

Visto a similaridade entre campos térmicos das diferentes seções, escolheu-se a  $S_2$  como base para comparar as temperaturas para determinados pontos ( $P_3$  e  $P_4$ ) em relação a três ensaios com esquemas estáticos diferentes (Figuras 5c e 5d, respectivamente). Os resultados foram próximos em termos de tendência das curvas e também em termos de valores, com diferenças médias mais uma vez não superiores a 100 °C. Essas variações podem ser atribuídas a diferenças entre as homogeneidades de cada concreto, entre o estado de fissuração ou deformação das vigas, além da migração de vapor (fenômeno que ocorre com o aumento da temperatura).

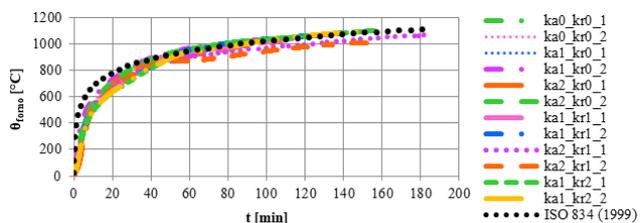


Figura 4 Evolução das temperaturas internas do forno nos ensaios experimentais

As curvas representativas do ponto 1 (Figura 5a) apresentaram um atraso no crescimento das temperaturas, usualmente com duração de 40 min. Esse fenômeno ocorreu por conta movimentação da água presente no concreto que, uma vez aquecida, se deslocava para a região superior da viga, ficando retida na interface concreto/manta até que atingisse 100 °C e se evaporasse completamente.

As curvas do ponto 3 – núcleo do concreto – (Figura 5c), também apresentaram atrasos, contudo, esses trechos indicaram picos de temperaturas superiores a 100 °C e se mantiveram atuantes por intervalos de tempo menores. Tal fenômeno se justifica pela evaporação da água que estava presente nessa região e os picos de temperaturas chegaram a alcançar valores superiores a 100 °C porque no interior do concreto as pressões podem ser superiores a 1 atm [14].

#### 3.2 Forças de restrição

Os gráficos da Figura 6 ilustram a evolução das forças de restrição axiais ( $N_{rest}$ ) em função do tempo ( $t$ ). Os trechos finais de algumas curvas, em linhas tracejadas, são linhas de tendência traçadas por meio de uma função polinomial de 5ª ordem para delimitar o instante em que  $N_{rest}$  retornava ao valor zero. Isso foi feito porque alguns ensaios precisaram ser finalizados antes que as forças  $N_{rest}$  voltassem ao valor inicial, pois a longa duração desses estava conduzindo a um superaquecimento dos equipamentos de instrumentação. Os pares de ensaios de cada condição de apoio e níveis de restrições apresentaram resultados com tendências similares na maior parte dos casos. Porém, para realizar uma comparação mais coerente,

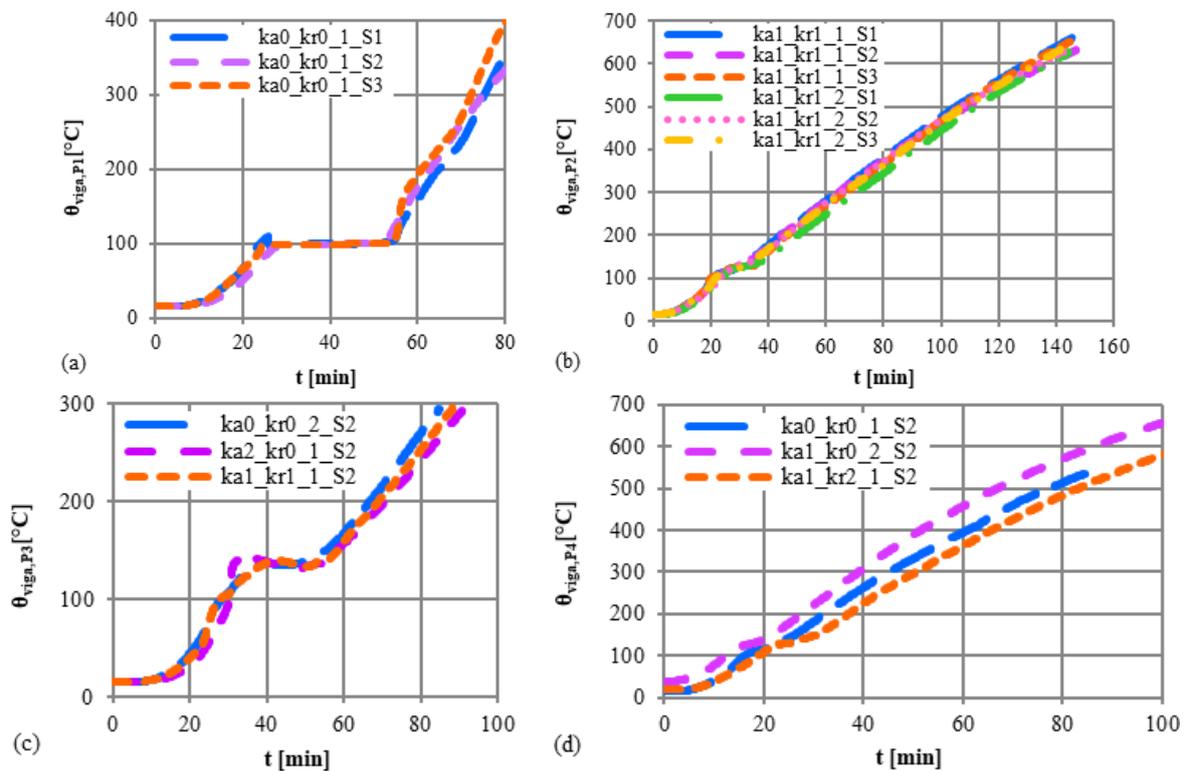


Figura 5 Exemplos de comparação das evoluções de temperaturas das vigas para (a) apenas um ensaio; (b) dois ensaios com esquemas estáticos iguais; (c,d) três ensaios com esquemas estáticos diferentes

reuniram-se, na Figura 6a, os resultados dos que indicaram, dentre cada um dos pares, forças  $N_{rest}$  mais elevadas e durações de ensaio mais prolongadas (maiores resistências ao fogo pelo critério de capacidade resistente). Na Figura 6b, os ensaios com duração mais curta e valores de  $N_{rest}$  menores.

Os ensaios com restrição axial mais baixa e sem restrição rotacional apresentaram valores menores de  $N_{rest}$  máxima quando comparados aos com restrição axial mais alta, mas também sem rotacional. Portanto, quanto maior a rigidez da estrutura circundante, maior o

nível de restrição imposto ao alongamento da viga e maior a força  $N_{rest}$  gerada como reação ao impedimento da deformação. Ainda se verificou que para o mesmo nível de restrição axial, a introdução ou o aumento da restrição rotacional conduz ao aumento tanto da força  $N_{rest}$  máxima quanto da resistência ao fogo da viga. A curva ka1\_kr1\_2 não seguiu de forma completa essas tendências, pois apesar de ter conduzido a uma resistência ao fogo maior quando introduzida a restrição rotacional,  $N_{rest}$  máxima foi menor que a do ensaio ainda sem esse tipo de restrição. Em exceção às outras vigas,

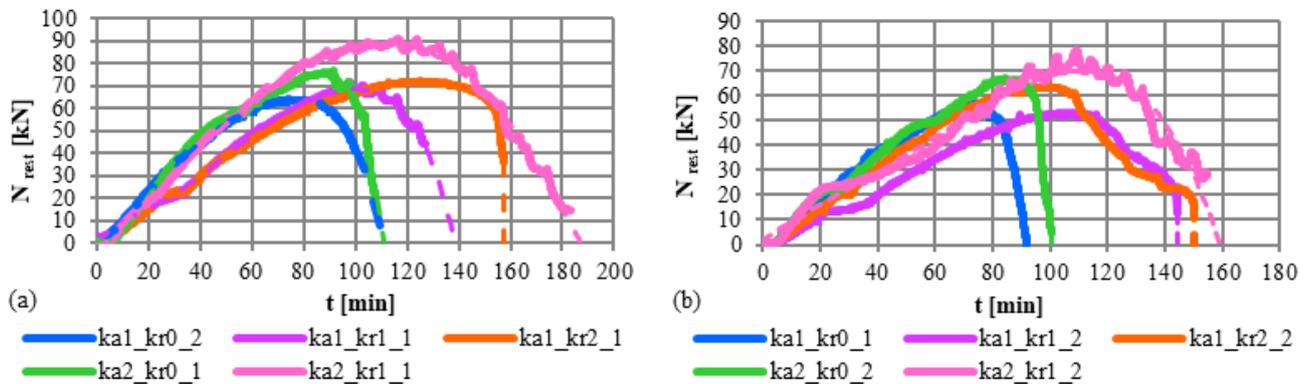


Figura 6 Comparação das evoluções de forças de restrição axiais vs tempo entre os ensaios com (a) forças axiais máximas e resistências ao fogo maiores e (b) forças axiais máximas e resistências ao fogo menores

que indicaram fissuras de flexão após ensaios, essa apresentou modo de colapso por cisalhamento, com a rutura de estribos. Por isso, deve ter perdido rigidez e não apresentou forças condizentes ao nível de restrição axial. Segundo [15], há uma conscientização crescente que ruturas por esforços cortantes podem governar o colapso de elementos de concreto aquecidos. Porém, dentre as dez vigas restringidas aqui ensaiadas, apenas uma rompeu por características de cisalhamento. Logo, essa é uma questão que ainda deve ser mais bem estudada. Para um mesmo nível de restrição rotacional, a força  $N_{rest}$  máxima e a resistência ao fogo aumentam à medida que se aumenta a restrição axial. A justificativa está novamente no fato de que a imposição de uma rigidez mais elevada ao alongamento da viga gera forças  $N_{rest}$  maiores e resistências ao fogo mais elevadas, i.e., segue a regra das vigas com imposição de restrições apenas axiais. A diferença é que o efeito conjunto das restrições faz aumentar ainda mais a resistência ao fogo desses elementos. Quanto ao desenvolvimento das curvas  $N_{rest}$  vs  $t$ , pode-se observar que em todos os casos as forças começaram a surgir poucos minutos após o início da exposição ao fogo, cresceram continuamente até ser atingido um valor de pico e, em seguida, passaram para a fase de decaimento pela degeneração das propriedades mecânicas dos materiais da viga, que conduzem à redução da rigidez do elemento estrutural.

As forças de restrição de ensaios apenas com restrição axial e com restrições axial e rotacional foram relacionadas às temperaturas da armadura longitudinal superior (Figura 7a), do núcleo do concreto (Figura 7b) e da armadura inferior (Figura 7c), para a análise da degeneração dos materiais na fase em que se inicia o decaimento das forças. Em ka2\_kr0\_1, a armadura inferior se encontrava a pouco mais de 550 °C, sendo que o intervalo entre 500 e 550 °C é usualmente admitido como aquele no qual a temperatura crítica do aço é atingida. A resistência à tração e módulo de elasticidade das armaduras já teriam sido reduzidos a 60% dos valores à temperatura ambiente nesse estágio [16]. O concreto, a aproximadamente 350 °C no instante em que as forças de restrição passaram a decrescer, também devia se encontrar bastante degradado, sobretudo em relação ao módulo de elasticidade (de acordo com [17], teria apenas 30% do seu valor inicial). Porém, uma vez que é usual admitir que a rutura de vigas de concreto armado seja dúctil, por excesso de deformação do aço aquecido, a temperatura crítica da armadura inferior parece ter governado o início do decaimento da força de restrição nesse caso. As armaduras superiores, em contrapartida,

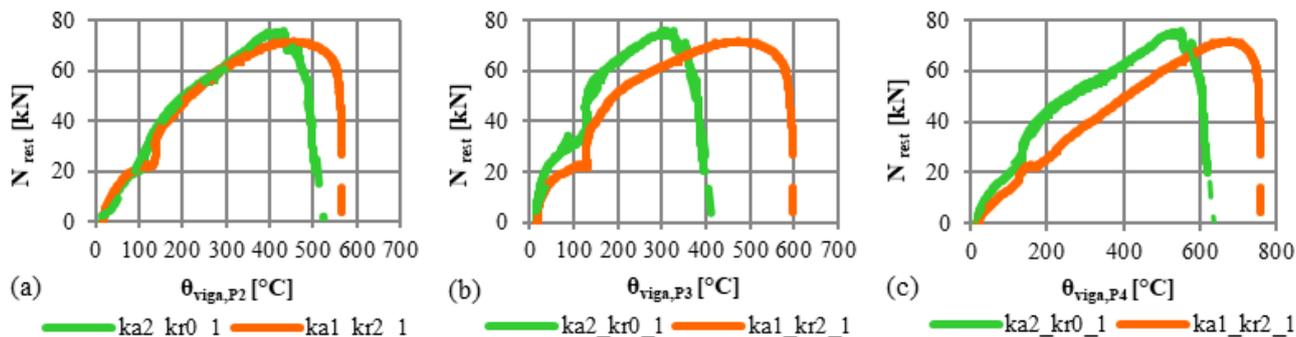
ainda não tinham atingido essa temperatura, mas para o modelo estático em questão, realmente não apresentariam contribuição à capacidade resistente ao fogo da peça.

Note-se que o fator de redução do módulo de elasticidade secante do concreto produzido com agregados calcários ( $k_{E,0c}$ ) igual a 30% foi calculado com base nas prescrições de [17] porque [16] não apresenta uma variação do módulo para concretos de resistência convencional, mas apenas para concretos de resistência elevada. Mais detalhes sobre a proposta de redução de [17] podem ser consultados em [6], onde é indicada a equação para cálculo dos fatores  $k_{E,0c}$  a partir da qual se chegou a uma redução de 30% a 350 °C. Em [6], há ainda uma representação gráfica dos resultados de  $k_{E,0c}$  obtidos para as demais temperaturas (intervalo de 20 a 1200 °C).

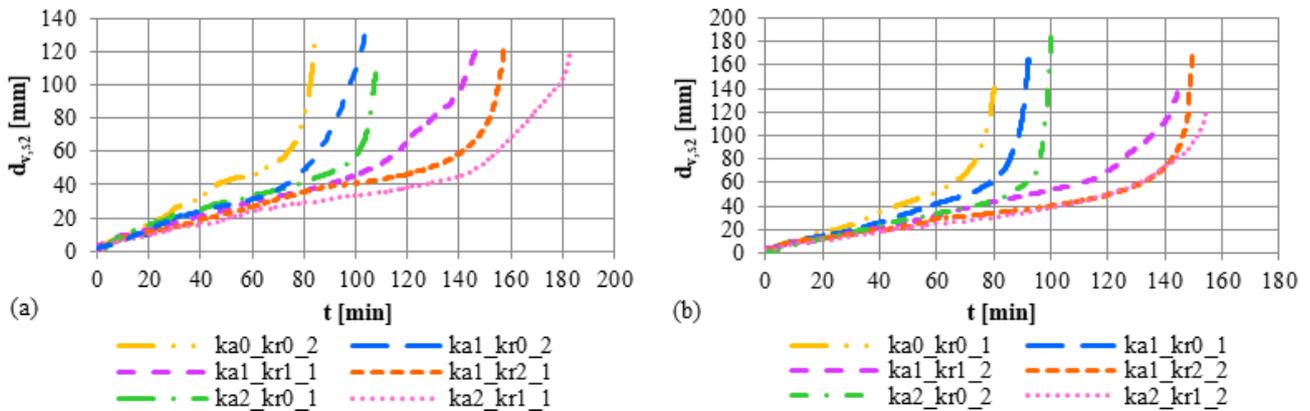
A introdução da restrição rotacional em ka1\_kr2\_1 fez com que a viga passasse a se comportar como hiperestática (contínua), sendo beneficiada pela redistribuição dos momentos fletores solicitantes. Logo, o decaimento da força de restrição não ocorreu logo no instante em que a armadura inferior atingiu a temperatura crítica, pois no início da queda essa já havia atingido os 700 °C. Ao redistribuir momentos positivos para negativos, a viga apresentou o decaimento de sua capacidade resistente apenas quando as armaduras negativas também já tinham atingido a temperatura crítica. Além disso, a 500 °C, sendo essa a temperatura do núcleo do concreto no início do decaimento das forças de restrição, restava a esse material apenas cerca de 10% do seu módulo de elasticidade.

### 3.3 Deslocamentos verticais

Os gráficos da Figura 8 apresentam as evoluções dos deslocamentos verticais a meio vão ( $d_{v,52}$ ) em função do tempo. Os resultados foram reunidos com base no mesmo critério de comparação das forças  $N_{rest}$ . Na Figura 8a, as curvas que tiveram crescimentos de  $d_{v,52}$  mais brandos e durações de ensaio mais prolongadas (maiores resistências ao fogo pelo critério de deslocamentos); na Figura 8b, as provenientes dos ensaios em que os deslocamentos  $d_{v,52}$  aumentaram de forma mais rápida e foram mais curtos. Ao comparar a organização das curvas, já se percebe que as vigas com maiores resistências ao fogo definidas com base no critério de capacidade resistente também tiveram maiores resistências em termos de deslocamentos.



**Figura 7** Evoluções das forças de restrição em função das temperaturas (a) na armadura superior, (b) no núcleo do concreto e (c) na armadura inferior

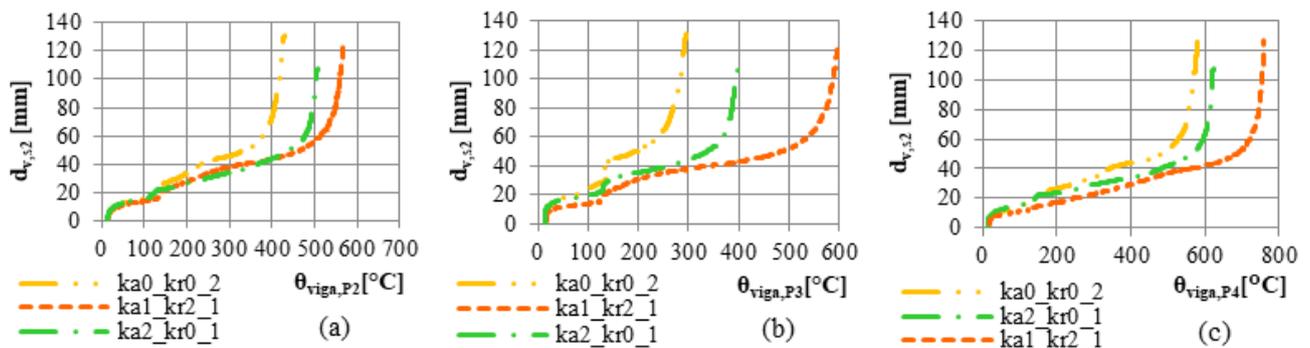


**Figura 8** Comparação das evoluções das flechas vs tempo entre os ensaios com (a) crescimentos mais brandos de flechas e resistências ao fogo maiores e (b) crescimentos mais rápidos de flechas e resistências ao fogo menores

As vigas simplesmente apoiadas atingiram  $d_{v,s2}$  maiores em tempos menores quando comparadas às vigas com restrições, pois não foram contempladas nem pelas contra-flechas resultantes das forças de restrição axiais, nem pela redistribuição de momentos, resultante das restrições rotacionais. Portanto, a introdução dos impedimentos às deformações de origem térmica (axiais e rotacionais) gera um aumento na resistência ao fogo das vigas. Além disso, pode-se observar que a introdução de qualquer tipo de restrição também gera um aumento na rigidez da viga. Ao serem confrontados os resultados dos ensaios em que foram admitidas apenas restrições axiais, constatou-se que as vigas submetidas a menor nível de restrição axial apresentaram maiores  $d_{v,s2}$  em tempos mais curtos. As vigas circundadas por estruturas menos rígidas são comprimidas em menor intensidade e as forças  $N_{rest}$  são mais brandas. Logo, o efeito benéfico das contra-flechas (efeito arco), que possuem como uma de suas variáveis a intensidade de  $N_{rest}$ , foi menos expressivo. Em contrapartida, na comparação de vigas com um mesmo nível de restrição axial, mas diferentes restrições rotacionais, as vigas com menores níveis de restrição rotacional se deformaram por flexão mais rapidamente. A razão é que nesses ensaios a redistribuição de momentos foi mais branda, a região a meio vão foi mais solicitada e as flechas maiores ocorreram em tempos menores. Em relação às

vigas com níveis de restrição rotacional iguais, mas axiais diferentes, as com menores restrições axiais apresentaram maiores flechas em tempos menores. Isso ocorreu como esperado, pois no efeito conjunto das restrições, a contribuição da axial, nesses casos, foi menor. O efeito conjunto das restrições axiais e rotacionais se mostrou benéfico, pois ao comparar as flechas dos ensaios com restrição apenas axial àquelas com a imposição de ambas, vê-se que as flechas em que a rotacional não foi admitida apresentou valores maiores em tempos menores de exposição ao fogo. Por fim, pode-se verificar que em todos os ensaios, os deslocamentos  $d_{v,s2}$  cresceram de forma lenta até o instante em que atingiram pontos nos quais passaram a crescer abruptamente.

A seguir, apresentam-se gráficos em que as flechas de ensaios de vigas simplesmente apoiada, com restrição axial e com restrições axial/rotacional foram traçadas em função das temperaturas na armadura superior (Figura 9a), no núcleo do concreto (Figura 9b) e na armadura inferior (Figura 9c). O primeiro ponto de inflexão da curva de viga simplesmente apoiada ocorreu quando a temperatura na armadura longitudinal inferior atingiu a temperatura de 500 °C e a viga então entrou no estágio de eminente colapso. [18] apontam que nas vigas simplesmente apoiadas, a resistência ao fogo é realmente governada pela temperatura na armadura inferior, pois a



**Figura 9** Evoluções de flechas em função das temperaturas (a) na armadura longitudinal superior, (b) no núcleo do concreto e (c) na armadura inferior

região comprimida da seção é pouco afetada pelo fogo, mas que nas vigas restringidas axialmente os efeitos das forças de compressão podem compensar a perda de resistência do aço da armadura longitudinal inferior. Essa questão pode ser verificada nos gráficos, em que as flechas das vigas com restrição axial só começaram a crescer de forma mais significativa um pouco mais tarde, quando as temperaturas da armadura inferior já estavam a quase 600 °C. Quanto às vigas com restrições axial e rotacional, é possível observar pela curva em função da temperatura da armadura inferior que o primeiro ponto de inflexão ocorreu quando essa já chegava aos 700 °C. No caso desse modelo estático, a compensação à perda de resistência da armadura positiva foi proveniente das armaduras negativas dos apoios, que se encontravam menos aquecidas e resistiam aos momentos adicionais impostos pela redistribuição. Já nas flechas traçadas em função das temperaturas na armadura inferior, o ponto de inflexão ocorre aos 500 °C.

### 3.4 Modos de ruptura

Nesta secção serão discutidos os aspetos e as características pós-ensaios das vigas de concreto armado. O termo “modos de ruptura” não indica, necessariamente, uma ruptura real da viga, mas sim o seu estado depois de terem sido atingidos os critérios adotados para finalização dos ensaios. A configuração deformada (pós-ensaio) característica das vigas simplesmente apoiadas (ka0\_kr0\_1 e ka0\_kr0\_2) está ilustrada na Figura 10. Nesses ensaios, não se verificou a ruptura de barras das armaduras, contudo, foi possível observar a aparência “craquelada” das superfícies de concreto (Figura 11). Algumas fissuras de flexão também foram vistas (Figura 12). Nos ensaios com restrição axial e sem rotacional (ka1\_kr0\_1, ka1\_kr0\_2,

ka2\_kr0\_1 e ka2\_kr0\_2) também não houve ruptura das armaduras. A Figura 13 ilustra a configuração deformada de uma dessas vigas. Em relação ao concreto, verificou-se apenas no ensaio ka1\_kr0\_2 o destacamento de dois pedaços do material à meia altura da seção transversal da viga, perto do apoio simples, provavelmente devido à compressão gerada pela força de restrição axial atuante naquela zona (Figura 14). À exceção dessa particularidade, as duas vigas ensaiadas com o nível de restrição axial mais baixo (ka1\_kr0\_1 e ka1\_kr0\_2) também apresentaram uma aparência final “craquelada” nas superfícies do concreto, de modo semelhante às simplesmente apoiadas. As fissuras de flexão foram mais marcantes no ensaio ka1\_kr0\_1, enquanto no ensaio ka1\_kr0\_2 não foram significativas. Após os ensaios das vigas submetidas ao nível mais alto de restrição axial (ka2\_kr0\_1 e ka2\_kr0\_2), o forno não pôde ter sido aberto logo no dia seguinte para a verificação do aspecto final das mesmas. Por conta desse motivo, as vigas já apresentavam alguma esfoliação do concreto presente nas superfícies, deixando alguns agregados à mostra, mas não se identificaram fissuras (Figura 15).

Quanto aos ensaios nos quais foram impostos às vigas restrições tanto axiais quanto rotacionais, a aparência “craquelada” das superfícies de concreto e algumas fissuras de flexão também foram constatadas. Outro fenômeno em comum observado entre essas vigas consistiu em uma instabilidade lateral com torção (Figura 16), que se mostrou mais significativa nas vigas dos ensaios ka1\_kr2\_1 e ka1\_kr2\_2, logo, naquelas às quais foram impostos níveis mais elevados de restrição rotacional. É provável que essas vigas ao terem sofrido deformações de origem térmica sob o efeito de uma estrutura circundante muito mais rígida acabaram por se deformar na única direção em que não estavam restringidas, nesse caso o eixo horizontal. Todavia, o sistema de aplicação de forças, mesmo



Figura 10 Vista geral da configuração deformada da viga ka0\_kr0\_1



Figura 11 Aparência “craquelada” do concreto em ka0\_kr0\_1



**Figura 12** Vista geral das fissuras de flexão na face inferior da viga ka0\_kr0\_1



**Figura 13** Configuração deformada da viga do ensaio ka1\_kr0\_1



**Figura 14** Destacamento de pedaços de concreto na viga ka1\_kr0\_2



**Figura 15** Deformada de ka2\_kr0\_2, com esfoliação do concreto da superfície



**Figura 16** Instabilidade lateral com torção em ka1\_kr2\_1



**Figura 17** Rutura de uma das armaduras superiores próximas ao apoio duplo (região dos momentos negativos) da viga ka1\_kr2\_2

com a ocorrência desse fenômeno de instabilidade, continuou a acompanhar configuração deformada das vigas de concreto ao longo dos ensaios, impondo devidamente as forças a elas.

Haja vista que essas vigas passaram por deformações horizontais de magnitudes diferentes, os modos de ruptura desse grupo de ensaios diferiram um pouco dos demais. Para a viga ka1\_kr2\_2, uma daquelas com restrição rotacional mais elevada, verificou-se a ruptura de armaduras longitudinais superiores tanto do lado do apoio simples quanto do duplo (Figura 17). Para algumas vigas dos ensaios com restrições rotacionais mais brandas, ka1\_kr1 e ka2\_kr1, também foram verificadas rupturas das armaduras longitudinais superiores, porém, apenas em pontos localizados próximos ao apoio simples. Essas rupturas das armaduras superiores se relacionam tanto ao possível esgotamento da capacidade de rotação dos apoios, que não mais deviam estar aptos a suportar o aumento dos momentos negativos, quanto à torção das peças.

Vale citar que a segurança à instabilidade lateral das vigas ensaiadas foi verificada para a condição de temperatura ambiente, com base nos critérios descritos nas normas europeia [19] e brasileira [20]. Porém, não foram encontrados métodos ou equações a partir dos quais essa verificação pudesse ser realizada para a situação de incêndio. Por ter sido um fenômeno observado nos ensaios, carece de mais estudos.

### 3.5 Resistências ao fogo

O Quadro 1 apresenta as resistências ao fogo. “ $t_{Nrest,máx}$ ” indica o instante em que a força de restrição axial atingiu o seu valor máximo; “ $t_{cr,r}$ ” a resistência ao fogo determinada pelo critério de capacidade resistente, ou seja, indica o instante em que a força de restrição retorna a zero; “ $t_{cr,d}$ ” a resistência ao fogo pelo critério de deslocamentos, i.e., compreende o instante em que são verificados

Quadro 1 Resultados experimentais de resistências ao fogo

Referência do ensaio	Restrição axial	Restrição rotacional	Critérios de rutura		
			Em termos de capacidade resistente		Em termos de deslocamentos
			$k_a$ [kN/mm]	$k_r$ [kNm/rad]	$t_{Nrest,máx}$ [min]
ka0_kr0_1	0	0	–	–	78,0
ka0_kr0_2			–	–	83,0
$\mu$	–	–	–	–	80,5
s	–	–	–	–	2,5
ka1_kr0_1	7 (0,02EA/l)	0	74,0	93,0	89,0
ka1_kr0_2			77,0	110,0	101,0
$\mu$	–	–	75,5	101,5	95,0
s	–	–	1,5	8,5	6,0
ka2_kr0_1	14 (0,04EA/l)	0	91,0	110,0	108,0
ka2_kr0_2			84,0	101,0	98,0
$\mu$	–	–	87,5	105,5	103,0
s	–	–	3,5	4,5	5,0
ka1_kr1_1	7 (0,02EA/l)	2500 (1EI/l)	97,0	138,0	142,0
ka1_kr1_2			107,0	144,0	142,0
$\mu$	–	–	102,0	141,0	142,0
s	–	–	5,0	3,0	0,0
ka2_kr1_1	14 (0,04EA/l)	2500 (1EI/l)	116,0	187,0	180,0
ka2_kr1_2			109,0	160,0	154,0
$\mu$	–	–	112,5	173,5	167,0
s	–	–	3,5	13,5	13,0
ka1_kr2_1	7 (0,02EA/l)	5000 (2EI/l)	120,0	157,5	156,0
ka1_kr2_2			100,0	150,0	147,0
$\mu$	–	–	110,0	154,0	151,5
s	–	–	10,0	4,0	4,5

os critérios tanto de flecha máxima quanto de velocidade máxima de crescimento das flechas, Equações (1) a (3); “ $\mu$ ” indica valor médio e “ $s$ ” desvio padrão. Houve concordância aceitável entre as resistências dos pares de vigas com mesmas condições de apoio, pois os desvios padrão foram inferiores ou igual a 10 na maioria dos casos, com exceção às vigas dos ensaios ka2\_kr1. Uma razão pode ter sido as maiores resistências ao fogo. Por terem sido aquecidas por tempos mais longos, a heterogeneidade do concreto pode ter-se sobressaído. Nos ensaios com restrições apenas axiais, à medida que o nível dessa restrição era aumentado, também aumentavam os tempos críticos  $t_{cr,d}$  e  $t_{cr,r}$ , bem como o instante  $t_{Nrest,máx}$ . Ao se fixar uma taxa de restrição axial e introduzir restrição rotacional, os tempos críticos  $t_{cr,d}$  e  $t_{cr,r}$ , assim como  $t_{Nrest,máx}$ , também aumentavam. Elevados os níveis de restrição rotacional, os tempos críticos aumentavam ainda mais. Também foi constatado que ao se introduzir restrição rotacional em vigas com restrições axiais mais intensas, as elevações de  $t_{cr,d}$  e  $t_{cr,r}$  são mais significativas. Ao se fixar um valor de restrição rotacional, o aumento dos níveis de restrição axial faz aumentar  $t_{cr,d}$ ,  $t_{cr,r}$  e  $t_{Nrest,máx}$ .

Após essas discussões específicas, é importante ressaltar o principal resultado obtido a partir dos ensaios: as resistências ao fogo das vigas de concreto armado sempre aumentam quando introduzido qualquer tipo de restrição (somente axial ou axial mais rotacional). Por resistências ao fogo, compreendem-se os tempos críticos definidos com base nos critérios de capacidade resistente ou de deslocamentos. Chegou a ser encontrado, como exemplo, um aumento até superior a 100% quando comparados os ensaios ka0\_kr0 e ka2\_kr1, admitindo as resistências médias  $\mu$  definidas pelo critério de deslocamentos  $t_{cr,d}$ . Essa constatação indica que se os efeitos das restrições às deformações térmicas forem desconsiderados nos projetos em que possuem a oportunidade de ocorrer, os resultados de dimensionamento podem ser extremamente conservadores.

## 4 Conclusões

Apresentou-se uma série de doze ensaios de flexão a quatro pontos em vigas de concreto armado sob altas temperaturas, admitindo como variáveis as condições de apoio: sem restrições às deformações térmicas, com restrições axiais e com restrições tanto axiais quanto rotacionais. Foram estudados dois níveis parciais de rigidezes axial e rotacional. A motivação consistiu em analisar, sobretudo de forma quantitativa, a influência das restrições na resposta de vigas em incêndio. A principal conclusão foi que as resistências ao fogo das vigas sempre aumentam quando considerado qualquer tipo de restrição. Ao ser introduzido o nível mais baixo de restrição axial e ainda sem rotacional, chegou a ser verificado aumento de 18% em relação à resistência média de vigas simplesmente apoiadas (porcentagem calculada em função dos valores de  $\mu$  obtidos pelo critério de deslocamentos  $t_{cr,d}$ ). Novamente quanto aos ensaios apenas com restrição axial, concluiu-se que quanto maior o nível de restrição, maior a resistência. Ao se dobrar esse nível, encontrou-se um aumento de 8,5%, quando comparada à da viga com restrição axial mais baixa, e, logo, um aumento de 28% em relação à resistência de vigas simplesmente apoiadas (valores relacionados ao  $t_{cr,d}$ ).

Os efeitos das restrições rotacionais melhoraram ainda mais o desempenho das vigas frente ao fogo. Para os níveis mais baixos tanto de restrição axial quanto rotacional, o acréscimo já se mostrou significativo, uma vez que a resistência ao fogo foi 76% maior que a obtida para vigas simplesmente apoiadas (em relação ao  $t_{cr,d}$ ). Para o modelo que conduziu às maiores resistências dessa série de ensaios, no qual foi combinado o nível mais alto de restrição axial com o mais baixo de rotacional, o aumento chegou a ser superior a 100% em relação às simplesmente apoiadas (também com base em  $t_{cr,d}$ ). A restrição rotacional seguiu a regra da axial: maiores níveis de rigidez conduzem a resistências ao fogo maiores. Em um ensaio que foi possível fixar o nível de restrição axial e dobrar o nível da rotacional, a resistência chegou a ser quase 10% maior quando comparada àquela com a rotacional mais baixa (nesse caso, tomou-se como base de comparação as resistências médias  $\mu$  resultantes do critério de capacidade resistente  $t_{cr,r}$ ). Uma vez que a consideração das restrições pode gerar um aumento significativo na resistência ao fogo das vigas, conclui-se que os métodos simplificados normatizados, indicados em [16, 21] (e abordados em [6, 22 - 24]), por exemplo, podem eventualmente conduzir a resultados de dimensionamento conservadores ao não admitir esses efeitos nas vigas que possam ter oportunidade de ser submetidas a eles em incêndio. Entretanto, um tópico que carece de estudo se refere a quantificar a rigidez de restrição (axial e rotacional) durante a ação de um incêndio. Essa dificuldade é constatada, sobretudo, se o incêndio ocorrer simultaneamente em compartimentos contíguos (horizontal e verticalmente).

## Agradecimentos

Agradece-se à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo apoio no financiamento do sistema experimental por meio do projeto PTDC/ECM/116859/2010 - FIRE\_COLDSTEEL - *Experimental and Numerical Analysis of Cold Formed Steel Elements subjected to Fire*, à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) [No. 2018/14735-6], à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) [No. 99999.008942/2014-05] e ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico (CNPq).

## Referências

- [1] Usmani, A. S. et al. – “Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects”. *Fire Safety Journal*, 2001, Vol. 36, No. 8, p. 721-744. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(01\)00037-6](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(01)00037-6).
- [2] Concrete Reinforcing Steel Institute – *Reinforced concrete fire resistance*. CRSI, 1980, 242 p.
- [3] Lin, T.D. et al. – *Fire endurance of continuous reinforced concrete beams*. Portland Cement Association, 1981, 23 p. (Research and Development Bulletin RD072.01B).
- [4] Gustafsson, A.H.; Lin, T.D. – “Rational design of reinforced concrete members for fire resistance”. *Fire Safety Journal*, 1986, Vol. 11, No. 1-2, p. 85-98. DOI: [https://doi.org/10.1016/0379-7112\(86\)90054-8](https://doi.org/10.1016/0379-7112(86)90054-8).
- [5] Dwaikat, M.B. – *Flexural response of reinforced concrete beams exposed to fire*. Michigan State University, PhD Dissertation, 2009, 2. Vol., 369 p.

- [6] Albuquerque, G.B. M.L. – *Análise numérico-experimental de vigas de concreto armado com restrições axial e rotacional em situação de incêndio*. Universidade de São Paulo e Universidade de Coimbra, Tese de Doutorado, 2018, 413 p.  
DOI: <https://doi.org/10.11606/T.3.2018.tde-29082018-085805>
- [7] Lin, T.D. et al. – *Flexural and shear behavior of reinforced concrete beams during fire tests*. Portland Cement Association, 1988, 81 p. (Research and Development Bulletin RD091T).
- [8] Dwaikat, M.B.; Kodur, V.K.R. – “Response of restrained concrete beams under design fire exposure”. *Journal of Structural Engineering*, 2009, Vol. 135, No. 11, p. 1408-1417.  
DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000058](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000058)
- [9] Guo, Z.; Shi, X. – *Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures*. Butterworth-Heinemann, 2011, 311 p.  
DOI: <https://doi.org/10.1016/C2010-0-65988-8>
- [10] International Organization for Standardization – *ISO 834-1: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1: general requirements for fire resistance testing*. Geneva, 1999, 25 p.
- [11] Laím, L. M. S. – *Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams subjected to fire*. University of Coimbra, PhD Thesis, 2013, 165 p. + appendices.
- [12] Fire Safety Design – *TCD 5.0 User’s manual*. Fire Safety Design AB, 2007, 129 p.
- [13] European Committee for Standardization – EN 1363-1: Fire resistance tests - part 1: general requirements. Brussels, 1999, 49 p.
- [14] Bazant, Z.P.; Thonguthai, W. – “Pore pressure in heated concrete walls: theoretical prediction”. *Magazine of Concrete Research*, 1979, Vol. 31, No. 107, p. 67-76. DOI: <https://doi.org/10.1680/mac.1979.31.107.67>
- [15] Smith, H.K.M. et al. – “Shear strength of concrete at elevated temperature”. *Proceedings of International Conference on Applications of Structural Fire Engineering*, Prague, 2011, p. 133-138.
- [16] European Committee for Standardization – EN 1992-1-2: *Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design*. Brussels, 2004, 97 p.
- [17] European Committee for Standardization – EN 1994-1-2: *Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design*. Brussels, 2005, 109 p.
- [18] Buchanan, A.H.; Abu, A.K. – *Structural design for fire safety*. Wiley, 2017, 415 p.  
DOI: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9781118700402>
- [19] European Committee for Standardization – EN 1992-1-1: *Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004, 225 p.
- [20] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [21] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15200: *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro, 2012, 48 p.
- [22] Albuquerque, G.B.M.L. – *Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio*. Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, 2012, 245 p.  
DOI: <https://doi.org/10.11606/D.3.2012.tde-09022013-135226>
- [23] Silva, V. P. – *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012*. Edgard Blücher, 2012, 237 p.
- [24] Rodrigues, J.P.C.; Oliveira, R.L.G. – *Dimensionamento de estruturas em situação de incêndio: segundo as normas brasileiras*. Oficina de Textos, 2021, 192 p.



# Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise numérica

Behaviour of reinforced concrete beams with different support conditions in fire situations: numerical analysis

Gabriela Lins de Albuquerque  
Valdir Pignatta e Silva  
João Paulo Correia Rodrigues

## Resumo

Apresentam-se modelos numéricos tridimensionais para análise do comportamento de vigas de concreto armado sob diferentes condições de apoio em situação de incêndio: sem restrições a deformações, com restrições axiais e com efeito conjunto axiais/rotacionais. Desenvolvidos no programa de elementos finitos DIANA, simulam ensaios laboratoriais realizados pelos autores deste artigo. A fissuração do concreto, seu amolecimento sob compressão e tração, e colaboração à tração entre fissuras exemplificam fenômenos assumidos. Consideraram-se armaduras longitudinais, transversais, e material isolante aplicado nas vigas. Admitiu-se ação do fogo pela variação de propriedades termomecânicas dos materiais com a temperatura. Especificam-se essas propriedades, modelos constitutivos, geometria dos elementos, condições de apoio e contorno, características da malha e critérios para análises não lineares. Resultados de temperaturas, flechas, forças de restrição, resistências ao fogo e modos de ruptura foram consistentes aos experimentais. Esses modelos podem auxiliar na elaboração de ferramentas alternativas para consideração dos efeitos benéficos das restrições em projeto.

**Palavras-chave:** Viga de concreto armado / Incêndio / Restrição térmica / Método dos elementos finitos / Análise numérica

## Abstract

Three-dimensional numerical models are presented for analysing the behaviour of reinforced concrete beams in fire situations under different support conditions: without deformation restraints, with axial restraints, and with axial/rotational coupled effects. Developed in the DIANA finite element software, they simulate laboratory tests performed by the authors of this paper. Assumed phenomena are exemplified by concrete cracking, its softening under compression and tension, and tensile stiffening between cracks. Longitudinal and transverse reinforcements were considered, as well as insulating material applied to the beams. Fire action was assumed through temperature-related variations in the thermomechanical properties of the materials. These properties, constitutive models, element geometry, support and boundary conditions, mesh characteristics, and non-linear analysis criteria are specified. The results for temperatures, deflections, restraining forces, fire resistances and failure modes were consistent with experiment outcomes. These models can assist in the development of alternative tools for applying beneficial restraint effects to beam design.

**Keywords:** Reinforced concrete beam / Fire / Thermal restraint / Finite element method / Numerical analysis

## Gabriela Lins de Albuquerque

Pós-Doutoranda  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP)  
São Paulo, Brasil  
 0000-0002-4409-8957  
gabriela.lins@usp.br

## Valdir Pignatta e Silva

Professor Doutor  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP)  
São Paulo, Brasil  
 0000-0003-3302-8520  
valpigss@usp.br

## João Paulo Correia Rodrigues

Professor Doutor  
Universidade de Coimbra (UC)  
Coimbra, Portugal  
 0000-0002-6865-7995  
jpaulocr@dec.uc.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.*

ALBUQUERQUE, G. [et al.] – Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise numérica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 95-106. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-007>

## 1 Introdução

As vigas de concreto armado sofrem deformações de origem térmica em situação de incêndio: os comprimentos dos vãos se alongam, resultando no deslocamento horizontal de seus respectivos apoios, e elas passam a fletir de forma acentuada, o que gera a rotação nos mesmos. Se essas deformações forem impedidas pelas próprias condições de apoio da peça ou devido a elementos estruturais circundantes, esforços adicionais passarão a atuar nas vigas, modificando o desempenho dessas frente ao fogo.

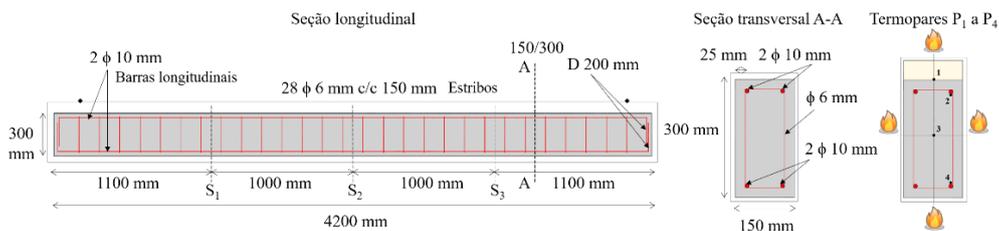
Os autores do presente artigo realizaram ensaios experimentais de flexão a quatro pontos em vigas de concreto armado produzidas em escala real e submetidas a diferentes condições de apoio sob altas temperaturas: sem restrições às deformações, com restrição apenas axial e com efeito conjunto de restrições axial e rotacional. As análises foram conduzidas no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LEME) da Universidade de Coimbra, Portugal. As descrições dos sistemas de ensaios adotados para cada uma das condições de apoio são apresentadas no artigo sobre a análise experimental desta pesquisa (Albuquerque, G. et al. [1]) e também em [2].

A principal conclusão obtida por meio dos ensaios foi que as resistências ao fogo das vigas sempre aumentam quando admitido qualquer tipo de restrição (somente axial ou axial mais rotacional). Os dados experimentais adquiridos para diferentes esquemas estáticos de vigas e, sobretudo, a verificação do efeito benéfico das restrições, motivaram a concepção de modelos numéricos que fossem representativos do comportamento dos elementos ensaiados em laboratório e que pudessem ser futuramente utilizados em análises paramétricas. Neste artigo, apresentar-se-ão as premissas estabelecidas para a concepção desses modelos, desde a definição da geometria até os procedimentos estipulados para conduzir as análises não lineares.

Avaliou-se a consistência das hipóteses adotadas mediante correlações entre resultados numéricos e experimentais em termos de temperaturas, flechas, forças de restrição, resistências ao fogo e modos de rutura e tal validação também será aqui discutida. O programa de computador adotado foi o DIANA (*Displacement ANAlyzer*) [3], que possui origem neerlandesa e avalia o comportamento de estruturas com base no método dos elementos finitos.

Na Figura 1, indicam-se as características das vigas de concreto submetidas a ensaios laboratoriais, definidas como base para a modelagem computacional. Os deslocamentos verticais foram analisados em três secções: a 0,5 m dos apoios ( $S_1$  e  $S_3$ ) e a meio vão ( $S_2$ ). As evoluções das temperaturas das vigas foram medidas por fios termopares em pontos representativos da interface concreto/material isolante ( $P_1$ ), da armadura superior ( $P_2$ ), do núcleo do concreto ( $P_3$ ) e da armadura inferior ( $P_4$ ), nas secções  $S_1$  a  $S_3$ .

Os modelos numéricos simulam os três casos de condições de apoio analisados na campanha experimental de ensaios de resistência ao fogo: (1) viga simplesmente apoiada, i.e., sem restrições; (2) viga com restrição apenas axial; (3) viga com restrições axial e rotacional. Conforme Quadro 1, ka0\_kr0\_1 representa um ensaio de viga simplesmente apoiada, com restrição axial (ka) e restrição rotacional



**Figura 1** Dimensões e armaduras das vigas adotadas nos ensaios experimentais e como base para a concepção dos modelos numéricos e posições dos termopares nas secções  $S_1$  a  $S_3$ , com representação do regime de aquecimento e do material isolante aplicado na face superior das vigas

(kr) iguais a zero.  $ka1\_kr0\_1$  indica ensaio de viga submetida a restrição axial com nível de 7 kN/mm ( $ka1$ ) e restrição rotacional nula ( $kr0$ ). A restrição de 7 kN/mm é equivalente a  $0,02EA/l$ , em que “ $EA/l$ ” representa a rigidez axial da viga de concreto à temperatura ambiente (“ $E$ ” é o módulo de elasticidade, “ $A$ ” a área da seção transversal e “ $l$ ” o comprimento do vão).  $ka1\_kr1\_1$  indica ensaio em que, além da restrição axial  $ka1$ , considerou-se restrição rotacional de 2500 kNm/rad ( $kr1$ ), representativa de  $1EI/l$ , onde “ $EI/l$ ” é a rigidez à flexão da viga de concreto à temperatura ambiente (“ $I$ ” é o momento de inércia). O número ao final de cada referência ( $\_1$ ) estabelece que esse foi o primeiro de uma série de dois ensaios iguais (por exemplo,  $ka0\_kr0\_1$  e  $ka0\_kr0\_2$ ).

Os modelos numéricos representativos desses ensaios foram desenvolvidos a partir da adaptação de um modelo criado para a análise de vigas à temperatura ambiente, que também foi calibrado mediante comparações a resultados experimentais e, logo, serviu como base para simular os ensaios conduzidos em vigas expostas a altas temperaturas. Mais detalhes sobre o modelo à temperatura ambiente são apresentados em [2].

**Quadro 1** Ensaios experimentais de vigas de concreto armado em situação de incêndio adotados para modelagens numéricas

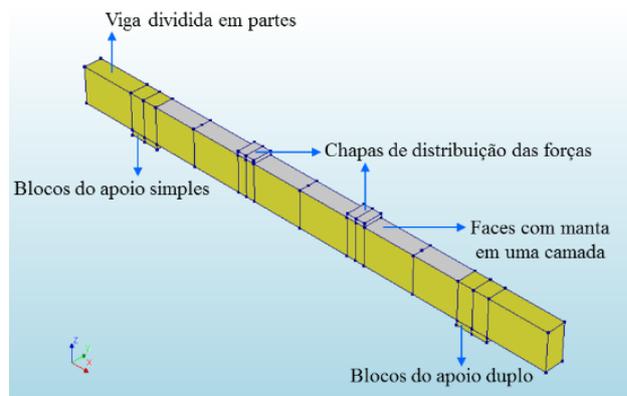
Referência do ensaio	Restrição axial $ka$ [kN/mm]	Restrição rotacional $kr$ [kNm/rad]
$ka0\_kr0\_1$	0	0
$ka1\_kr0\_1$	7 ( $0,02EA/l$ )	0
$ka1\_kr1\_1$	7 ( $0,02EA/l$ )	2500 ( $1EI/l$ )

## 2 Análises numéricas

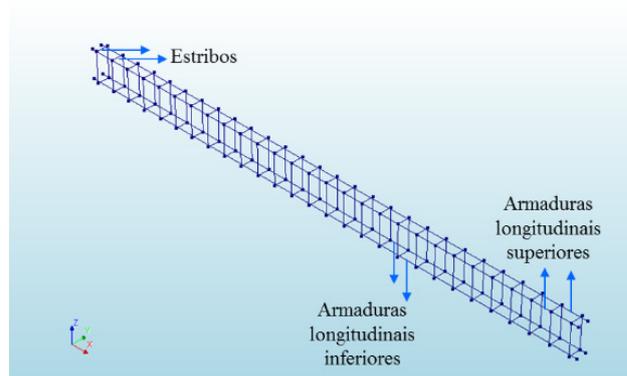
### 2.1 Definição da geometria dos modelos

O primeiro passo para a modelagem das vigas ensaiadas consistiu na definição da geometria da viga propriamente dita, dos blocos dos apoios simples e duplo e das chapas para distribuição das forças aplicadas, criados por meio de sólidos tridimensionais no formato de blocos, vide Figura 2. Ao longo dos ensaios experimentais, utilizaram-

-se chapas de aço nos dois pontos de aplicação das forças para que as mesmas fossem distribuídas ao longo de uma determinada área, a fim de evitar rupturas localizadas por esmagamento do concreto, que podem ocorrer quando da aplicação de forças concentradas em um único ponto. O segundo passo da modelagem numérica consistiu na definição das armaduras longitudinais e transversais, ambas criadas mediante linhas simples (Figura 3).



**Figura 2** Geometria da viga, dos blocos dos apoios e das chapas para distribuição de forças



**Figura 3** Geometria das armaduras longitudinais e transversais

Para simular as condições de contorno resultantes do posicionamento dos módulos do forno elétrico sobre as vigas ao longo dos ensaios, todas as faces externas dos modelos foram admitidas como

expostas ao fogo (Figura 1). Definiu-se que essas estavam sujeitas a carregamentos térmicos dos tipos convecção e radiação e que depois de atingidos por esses dois fluxos de calor os modelos seriam aquecidos interiormente pelo processo de condução. O regime de aquecimento atribuído às faces aquecidas foi estipulado conforme as curvas de temperaturas internas do forno em função do tempo aferidas experimentalmente, programadas para seguir a curva de incêndio-padrão ISO 834 [4], indicadas na Figura 4. Em relação a todos os modelos, admitiu-se temperatura inicial (ambiente) de 20 °C.

Nos ensaios, algumas regiões estavam protegidas pela aplicação de um material isolante, as mantas de lã de silicato alcalino. Os blocos dos apoios e suas chapas constituintes, por exemplo, eram protegidos com duas camadas de manta por se tratarem de elementos auxiliares, em aço, utilizados ao longo de todos os ensaios. Assim, as regiões da viga que se encontravam junto a esses apoios também acabavam isoladas mediante essas duas camadas de manta. Já as faces superiores das vigas foram protegidas com uma camada de manta (Figura 2), a fim de que representassem as condições de isolamento que seriam impostas por lajes. Essas condições foram simuladas numericamente a partir de interfaces de contorno, às quais foram atribuídas propriedades térmicas que levavam em consideração o efeito da espessura do material. Logo, optou-se por não modelar a manta explicitamente como um elemento sólido, pois a mesma não apresentava contribuição à resistência mecânica das vigas.

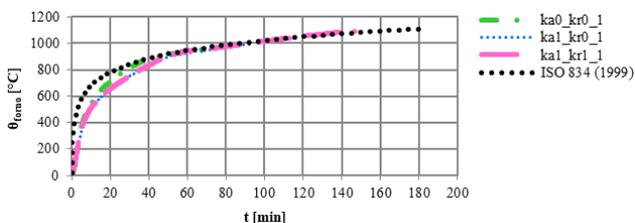


Figura 4 Temperaturas do forno adotadas na simulação numérica dos ensaios

Antes de acionar o forno nos ensaios, aplicava-se à viga de concreto cerca de 50% do carregamento último calculado no projeto à temperatura ambiente (17 kN). Durante todo o experimento, mantinha-se esse carregamento de serviço, que era dividido nas forças que se distribuíam pelas áreas das chapas, tal como simulado nos modelos (Figura 5), nos quais também se considerou a força do peso próprio.

Para definir o apoio simples, admitiram-se livres as rotações em todas as direções, bem como as translações na direção do eixo X. Enquanto isso, restringiram-se as translações na direção Z de todos os nós localizados na linha central da face inferior desse apoio, enquanto as translações na direção Y foram impedidas apenas no nó central da sua face inferior. Para o apoio duplo, as rotações foram permitidas em todas as direções, enquanto as translações na direção Z de todos os nós localizados na linha central da face inferior desse apoio foram impedidas. As translações nas direções Y e X foram impedidas no nó central da sua face inferior. Essas condições de apoio estão ilustradas na Figura 5.

Para os modelos de vigas restringidas, estipularam-se condições de apoio adicionais, impondo restrições a partir de interfaces estruturais que permitiam a introdução de condições de contorno mecânicas, uma vez que a elas podiam ser atribuídas rigidezes distribuídas em relação à área de suas respectivas faces. Sendo assim, uma vez posicionadas em contato com as faces extremas das vigas, eram capazes de transmitir tais rigidezes às peças simuladas no DIANA (Figura 6).

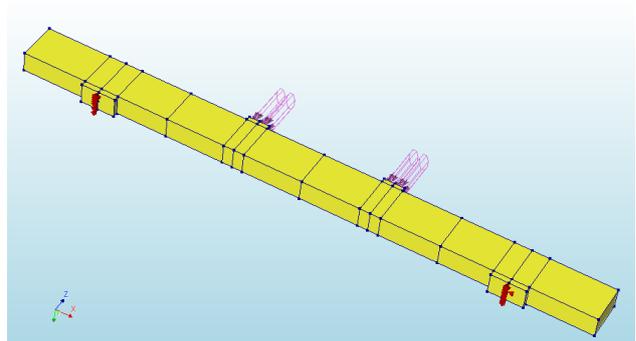


Figura 5 Vista geral das condições de carregamento e de apoio

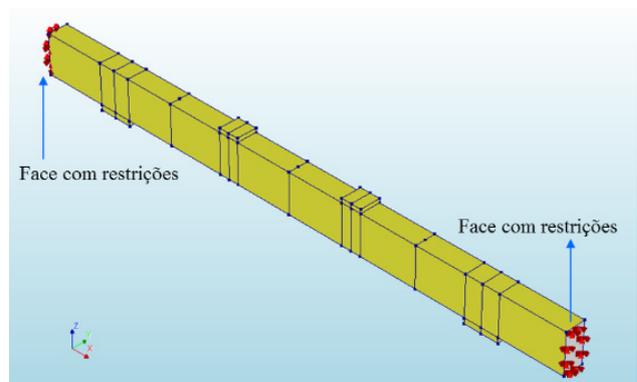


Figura 6 Interfaces estruturais aplicadas para a consideração dos efeitos das restrições

## 2.2 Atribuição de propriedades dos materiais

### 2.2.1 Concreto da viga

Para caracterizar o concreto da viga, estipulou-se o “total strain based crack model”, que adota a abordagem de fissuração distribuída. Esse modelo descreve o comportamento do concreto aos esforços de compressão e tração por meio de diagramas de tensões vs deformações e nele as fissuras são propagadas pela imposição da carga aplicada. Para representar a orientação das fissuras, adotou-se o modelo rotacional. A largura da banda de fissuração foi determinada pelo modelo de Rots [5].

Para simular o comportamento do concreto sob tração, usou-se o modelo exponencial [3], que considera tanto o fenômeno de amolecimento do material quanto os efeitos provenientes da colaboração à tração do concreto entre fissuras. A resistência média

à tração simples ( $f_{ctm}$ ) foi calculada pela equação proposta pelo Eurocode 2 parte 1-1 [6], resultando em 2,649 N/mm<sup>2</sup>. Variou-se  $f_{ctm}$  em função da temperatura mediante os fatores de redução indicados pelo Eurocode 2 parte 1-2 [7]. Adotou-se a equação do Model Code 2010 [8] para o cálculo da energia de fratura à tração no modo I ( $G_{fI}$ ), que resultou em 131,441 N/m. Optou-se por manter  $G_{fI}$  constante com a temperatura.

O comportamento do concreto à compressão foi simulado pelo modelo parabólico [3]. Nele se assume que o amolecimento do material pode ser representado a partir da energia de fratura para o concreto comprimido, tomando como base o mesmo critério de energia adotado para simular o amolecimento frente a esforços de tração. A resistência máxima à compressão foi admitida igual a 26,238 N/mm<sup>2</sup>, valor da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) aferida experimentalmente. Para simular os efeitos do fogo em  $f_{cm}$ , aplicaram-se os fatores propostos no Eurocode 2 parte 1-2 [7] para concretos produzidos com agregados calcários. Calculou-se a energia de fratura à compressão ( $G_c$ ) via Model Code 2010 [8], resultando em 32,85 N/mm. O DIANA não apresenta a opção de variar  $G_c$  com a temperatura.

Assumiu-se o coeficiente de Poisson igual a 0,2, seguindo o Eurocode 2 parte 1-1 [6]. Apesar de o programa permitir a variação com a temperatura, tal coeficiente foi considerado constante. O módulo de elasticidade secante ( $E_{cm}$ ) foi determinado por equação presente no Eurocode 2 parte 1-1 [6] e em seguida o resultado foi reduzido em 10%, para torná-lo representativo de concreto com agregados calcários. Logo, adotou-se  $E_{cm}$  igual a 26446 N/mm<sup>2</sup>. A variação de  $E_{cm}$  com a temperatura foi estipulada com base nas prescrições do Eurocode 4 parte 1-2 [9], haja vista que o Eurocode 2 parte 1-2 [7] não se pronuncia sobre o assunto (vide Albuquerque *et al.* [1]). Como indicado na Equação (1), essa variação foi determinada por meio de fatores que reduzem o valor definido para essa propriedade na condição de temperatura ambiente ( $E_{cm} = 26446$  N/mm<sup>2</sup>). De acordo com a norma europeia que apresenta as diretrizes para o projeto de estruturas mistas em situação de incêndio [9], esses fatores devem ser calculados pela Equação (2), considerando  $E_{cm,20^\circ C}$  conforme a Equação (3). Admitindo-se as propriedades  $k_{c,\theta_c}$  e  $\epsilon_{c1,\theta_c}$  indicadas por [7] para concretos com agregados calcários, determinaram-se os fatores  $k_{E,\theta_c}$  representados graficamente na Figura 7. Esses foram os fatores adotados nas análises numéricas desta pesquisa, para reduzir o módulo de elasticidade do concreto exposto a temperaturas elevadas. Essa proposta de redução de [9] também é abordada em Hager e Krzemień [10].

$$E_{cm,\theta_c} = k_{E,\theta_c} \times E_{cm} \quad (1)$$

$$k_{E,\theta_c} = \frac{f_{cm,\theta_c}}{\epsilon_{c1,\theta_c}} \therefore k_{E,\theta} = \frac{k_{c,\theta_c} \times f_{cm}}{\epsilon_{c1,\theta_c} E_{cm,20^\circ C}} \quad (2)$$

$$E_{cm,20^\circ C} = \frac{f_{cm}}{\epsilon_{c1,20^\circ C}} \quad (3)$$

onde  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto [N/mm<sup>2</sup>],  $E_{cm,20^\circ C}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura de 20 °C (calculado em função de  $f_{cm}$  e  $\epsilon_{c1,20^\circ C}$ ) [N/mm<sup>2</sup>],

$E_{cm,\theta_c}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura  $\theta_c$  [N/mm<sup>2</sup>],  $\epsilon_{c1,20^\circ C}$  é a deformação específica do concreto à temperatura de 20 °C (determinada conforme o Eurocode 2 parte 1-2 [7]) [adimensional],  $\epsilon_{c1,\theta_c}$  é a deformação específica do concreto à temperatura  $\theta_c$  [adimensional],  $f_{cm}$  é a resistência média à compressão do concreto [N/mm<sup>2</sup>],  $f_{cm,\theta_c}$  é a resistência média à compressão do concreto à temperatura  $\theta_c$  [N/mm<sup>2</sup>],  $k_{c,\theta_c}$  é o fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura  $\theta_c$  [adimensional],  $k_{E,\theta_c}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura  $\theta_c$  [adimensional] e  $\theta_c$  é a temperatura do concreto [°C].

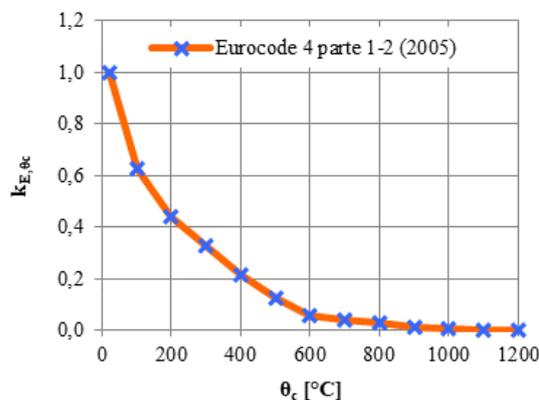


Figura 7 Fatores de redução do módulo de elasticidade de concreto produzido com agregados calcários

Os coeficientes de expansão térmica à temperatura ambiente ( $\alpha_c$ ) e em incêndio foram calculados a partir das equações indicadas no Eurocode 2 parte 1-2 [7] para a determinação da expansão ou alongamento térmico de concretos com agregados calcários. Estipulou-se para a massa específica ( $\rho_c$ ) 2297,953 kg/m<sup>3</sup>, resultado experimental. Sua variação com a temperatura foi definida conforme Eurocode 2 parte 1-2 [7]. A condutividade térmica ( $\lambda_c$ ) foi determinada segundo a curva de limite inferior proposta em [7]. O calor específico ( $c_p$ ) também seguiu o disposto em [7], o seu valor de pico foi calculado pela interpolação linear dos dados indicados na norma e a umidade obtida de forma experimental. A partir de umidade igual a 1,664% em peso, encontrou-se  $c_{p,u}$  igual a 1530,1333 J/(kg °C).

## 2.2.2 Aço dos blocos dos apoios e das chapas de distribuição das forças

Os blocos dos apoios e as chapas de distribuição de forças utilizados nos ensaios foram fabricados com aço S275 JR. Para representar esse material, adotou-se o modelo "linear elástico isotrópico". O coeficiente de Poisson, igual a 0,3, e o módulo de elasticidade, igual a  $210 \times 10^3$  N/mm<sup>2</sup>, foram definidos conforme o Eurocode 3 parte 1-1 [11]. Estipulou-se a massa específica igual a zero para não tornar esses elementos muito rígidos às zonas que os circundavam.

Como não possuíam função estrutural, não se verificou a necessidade de variar com a temperatura as propriedades mecânicas do aço que os constituía, mas as variações das suas propriedades térmicas

foram admitidas, para que pudesse ser considerada a eventual influência desses elementos nos campos térmicos dos modelos. A condutividade térmica e o calor específico foram calculados pelo Eurocode 3 parte 1-2 [12] no que diz respeito a aços carbono. A capacitância foi aferida com a consideração de uma massa específica igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>, pois segundo [11] essa propriedade pode ser admitida independente da temperatura.

### 2.2.3 Aços das armaduras longitudinais e transversais

As armaduras longitudinais e transversais produzidas com aço A500 laminado a quente – designação portuguesa que corresponde, de forma similar, ao aço CA50 do Brasil – foram admitidas como embutidas/incorporadas ao concreto e o modelo escolhido para simular o comportamento dessas foi o diagrama tensões de tração vs deformações específicas do Eurocode 2 parte 1-2 [7]. Para a sua definição, são necessários os valores à temperatura ambiente da tensão correspondente ao limite de proporcionalidade ( $f_{sp}$ ) e da resistência ao escoamento do aço ( $f_{sy}$ ), além das deformações específicas correspondentes à resistência ao escoamento ( $\epsilon_{sy}$ ), à tensão que dá início ao trecho de decaimento ( $\epsilon_{st}$ ) e, por fim, a deformação última ( $\epsilon_{su}$ ).

Os valores de  $f_{sp}$  e  $f_{sy}$  foram os resultantes dos diagramas tensão vs deformação obtidos experimentalmente, enquanto  $\epsilon_{sy}$ ,  $\epsilon_{st}$  e  $\epsilon_{su}$  foram adotadas segundo valores sugeridos em [7], para levar em conta, de forma implícita, a fluência do material. O módulo de elasticidade ( $E_s$ ) foi calculado pela inclinação inicial da curva, tomando como base os resultados experimentais de  $f_{sp}$  e  $\epsilon_{sp}$ . O Quadro 2 apresenta os valores desses dados de entrada.  $f_{sp}$ ,  $f_{sy}$  e  $E_s$  foram postos em função das temperaturas mediante os coeficientes propostos em [7] para aços laminados a quente. Os coeficientes de expansão térmica ( $\alpha_c$ ) foram definidos pelas equações indicadas em [7] para determinar a expansão/alongamento térmico. A introdução de propriedades térmicas para caracterizar os fluxos de calor atuantes nas armaduras não se mostrou necessária, pois o DIANA admite que as temperaturas sejam iguais às equivalentes ao concreto.

### 2.2.4 Fluxos de calor das interfaces diretamente aquecidas ou com isolamento

Para caracterizar os fluxos de calor convectivos e radioativos dos elementos de interface sem manta, atribuíram-se as propriedades

que de modo usual são adotadas para superfícies diretamente expostas ao fogo: coeficiente de transferência de calor por convecção ( $\alpha_c$ ) igual a 25 W/(m<sup>2</sup> °C), indicado pelo Eurocode 1 parte 1-2 [13] para exposições conforme a curva de incêndio-padrão [4] (o aquecimento nos ensaios seguiu essa curva); emissividade resultante ( $\epsilon_{es}$ ) nas faces expostas ao fogo igual a 0,7, valor recomendado pelo Eurocode 2 parte 1-2 [7] para superfícies de concreto.

Nas interfaces com manta, adotaram-se coeficientes de transferência de calor equivalentes para simular no fluxo calorífico os efeitos advindos de uma ou duas camadas de material isolante posto sobre as superfícies da viga. Portanto, o uso desses coeficientes é capaz de simplificar a simulação numérica de camadas finas de materiais que existam entre o concreto e o seu entorno. O método de cálculo dos coeficientes, denominado “analogia resistência elétrica / resistência térmica”, foi proposto por Azenha [14]. Para a sua aplicação, consideraram-se, dentre outras variáveis, as condutividades térmicas da manta para determinadas temperaturas. Os cálculos e valores dos coeficientes adotados podem ser consultados em [2].

### 2.2.5 Restrições axial e rotacional das interfaces estruturais

As interfaces estruturais foram adotadas para a aplicação das restrições às deformações de origem térmica nos modelos numéricos. Dentre os modelos de materiais disponíveis para elementos de interface, foi escolhido um modelo linear elástico, que permitiu que a essas interfaces fossem atribuídas rigidezes uniformemente distribuídas ao longo de suas respectivas faces. Os ensaios de vigas restringidas aqui abordados são: ka1\_kr0\_1, referência que designa viga com restrição axial ( $k_a$ ) igual a 7 kN/mm e restrição rotacional ( $k_r$ ) nula; ka1\_kr1\_1, viga com restrição axial igual a 7 kN/mm e restrição rotacional igual a 2500 kNm/rad.

Na modelagem desses ensaios foram criadas duas interfaces, bem como dois materiais diferentes, para atribuir os níveis de restrições representativos dos ensaios, que diferiam do lado esquerdo (próximo ao apoio simples) para o direito (apoio duplo) quanto às restrições axiais, pois o lado esquerdo consistia naquele em que se considerava uma restrição parcial dos deslocamentos e o direito consistia no lado considerado como infinitamente rígido. A fim de representar a restrição axial atuante na extremidade esquerda, por exemplo, dividiu-se a rigidez de 7 kN/mm pela área da interface estrutural, que era igual à área da secção transversal da viga (150 × 300 mm).

**Quadro 2** Dados de entrada para definição das armaduras longitudinais e transversais

Armadura	Diâmetro $\phi$ [mm]	Área da secção transversal [mm <sup>2</sup> ]	Tensões [N/mm <sup>2</sup> ]		Deformações específicas [adimensionais]				Módulo de elasticidade [ $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> ]
			$f_{sp}$	$f_{sy}$	$\epsilon_{sp}$	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{st}$	$\epsilon_{su}$	
Longitudinal	10	78,5	515,387	589,669	0,002678	0,02	0,15	0,2	192,452
Transversal	6	28,27	548,058	644,152	0,002766	0,02	0,15	0,2	198,141

Assim, admitiu-se em relação ao eixo X (direção axial da peça) a rigidez distribuída de  $1,55 \times 10^{-4}$  kN/mm<sup>3</sup>. Os demais valores de rigidezes distribuídas, tanto axiais quanto rotacionais, são indicados em [2].

### 2.3 Determinação da malha de elementos finitos

Os modelos foram discretizados na maior parte de suas regiões com elementos finitos CHX60 (tipo “brick” com vinte nós). Por conta de pontos auxiliares inseridos na geometria para a análise de temperaturas das vigas, utilizaram-se também elementos CTE30 (tetraédricos com dez nós), CPY39 (piramidais com treze nós) e CTP45 (prismáticos triangulares “wedge” com quinze nós). Todos pertencem à mesma classe de elementos sólidos isoparamétricos e utilizam funções de interpolação quadráticas. Diferem, entre eles, os métodos e esquemas de integração, indicados em [2, 3].

Incorporaram-se as armaduras a essa malha e, uma vez embutidas, foram modeladas como elementos de barras uniaxiais. Logo, não possuíam graus de liberdade próprios e as suas propriedades mecânicas, como resistência e rigidez, eram calculadas apenas na direção longitudinal. As tensões correspondentes a elas foram definidas pelo campo de deslocamentos dos elementos estruturais que as circundavam. Isso implicou na consideração de aderência perfeita entre as armaduras e o concreto.

Os elementos de fluxo BQ4HT (isoparamétricos quadriláteros com quatro nós), indicados para análises que envolvam transferências de calor por convecção e radiação, foram usados para discretizar as faces externas dos modelos. Nas vigas em que foram consideradas interfaces estruturais para a imposição de restrições, também constituíram a malha os elementos de interface CQ48I.

Na etapa inicial de construção dos modelos numéricos, para a análise de vigas à temperatura ambiente, realizou-se um estudo de sensibilidade da malha [2]. Assim, para o modelo de viga aquecida, aplicou-se malha com a mesma densidade definida à temperatura ambiente, i.e., elementos com lados de, aproximadamente, 40 mm.

### 2.4 Procedimentos de análise

A resposta completa do comportamento ao fogo das vigas modeladas no DIANA foi obtida pela conjugação de análises térmicas a estruturais. Consideraram-se análises térmicas não lineares e as equações foram solucionadas de modo iterativo pelo método de Newton Raphson Regular. O tempo total das análises de exposição ao fogo foi fracionado em passos de tempo de 1 min. O critério de convergência teve base na norma de temperaturas, admitindo-se tolerância  $1 \times 10^{-6}$  e número máximo de 5 iterações a cada passo.

As análises estruturais não lineares foram divididas em três blocos de carga: o primeiro para o cálculo do peso próprio, o segundo para a imposição das forças atuantes e o terceiro conduzia a análise termomecânica em regime transiente, i.e., acoplava os efeitos das temperaturas em função do tempo nos modelos que já se encontravam com as condições de carregamento devidamente aplicadas. O peso próprio foi calculado em um passo de carga e a força de 17 kN foi imposta a partir de passos de carga de 1 kN. O terceiro bloco foi colocado em função de passos de tempo definidos explicitamente e iguais a 1 min.

Adotaram-se os seguintes procedimentos para a configuração da análise estrutural não linear: método Newton Raphson Regular para a resolução iterativa das equações; critérios de convergência com base na norma de deslocamentos, com tolerância  $5 \times 10^{-2}$ ; algoritmo para a procura de linhas (“line search”) para o aumento da taxa de convergência. Adicionalmente, consideraram-se os efeitos da não linearidade geométrica dos modelos, sensivelmente importantes nas análises ao fogo, pelo método Total Lagrange.

## 3 Resultados e discussões

### 3.1 Comportamento térmico

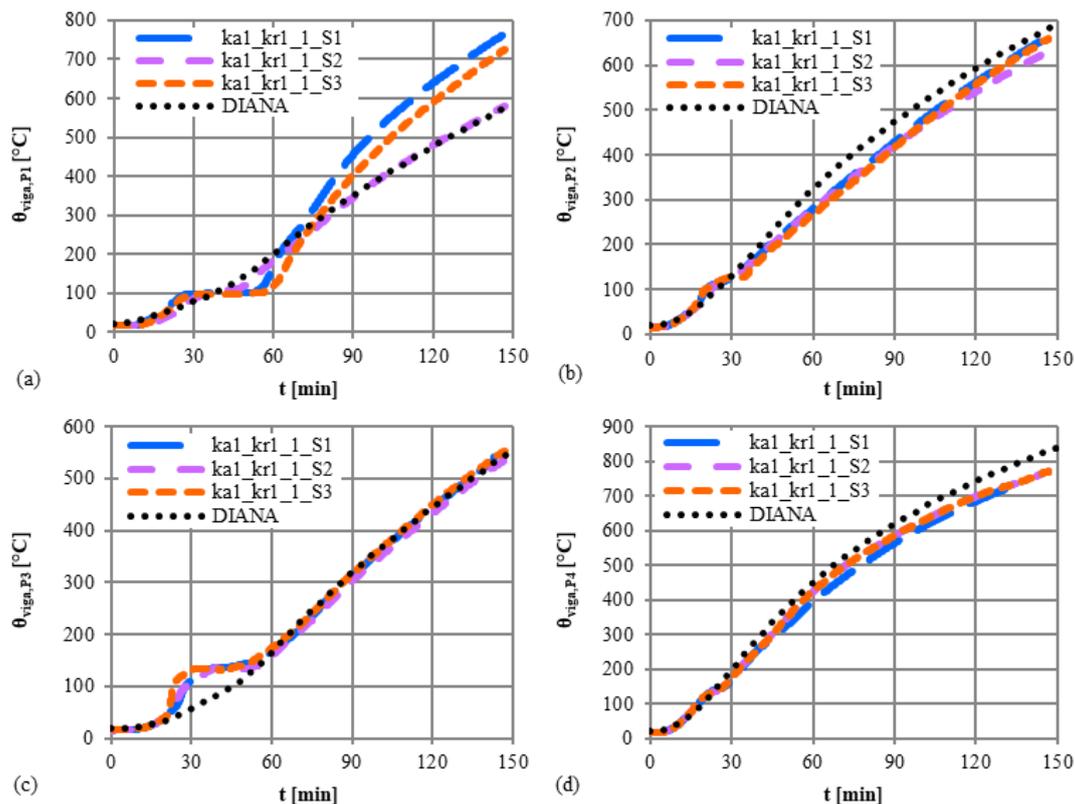
Durante os ensaios experimentais, aferiram-se as temperaturas em alguns pontos das seções transversais localizadas a 0,5 m dos apoios simples ( $S_1$ ) e duplo ( $S_2$ ) e a meio vão ( $S_3$ ) das vigas, indicados na Figura 1. A Figura 8 apresenta as evoluções de temperaturas em função do tempo obtidas no ensaio da viga ka1\_kr1\_1, bem como a comparação das mesmas à curva obtida por meio do DIANA.

Nos modelos numéricos, o teor de umidade do concreto não foi considerado explicitamente e não se admitiram os efeitos advindos do fenômeno de vaporização da água do material. A modelagem física desses parâmetros costuma ser bastante complexa, tanto que existe uma área de estudo totalmente voltada a esse tema. Bažant e Thonguthai [15] desenvolveram o primeiro modelo numérico para análises hidrotérmicas de elementos estruturais de concreto, no qual as temperaturas são calculadas considerando que o concreto se comporta como um material poroso parcialmente saturado quando aquecido. À luz desse modelo, surgiram os “thermo-hydro-mechanical models – THM” [16 - 18], considerados os mais avançados desse segmento pelo fato de acoplarem análises hidrotérmicas a mecânicas.

A não consideração desses parâmetros justifica o facto da curva do DIANA para a interface concreto/manta (Figura 8a) não ter conseguido acompanhar o patamar no qual se apresentava um atraso na evolução das temperaturas, que se mantinham constantes e iguais a 100 °C, aproximadamente. Esse fenômeno verificado nos resultados experimentais ocorreu por conta da evaporação da água do concreto que ao subir para a face superior da viga ali ficava retida, entre o concreto e a manta, até que se evaporasse completamente. Sem a presença da água nos modelos numéricos, as curvas resultaram em temperaturas sempre crescentes em relação a esse ponto e interceptavam o patamar resultante dos ensaios.

Em contrapartida, os trechos das curvas numéricas que precediam esse patamar se mostraram sempre muito similares aos experimentais. Nos trechos que o precediam, as curvas do DIANA também se mostraram coerentes na maior parte dos casos, pois se encontravam dentro do intervalo de temperaturas delimitado pelas curvas experimentais ou, em outras situações, até se mostraram praticamente iguais a uma das curvas dos ensaios (vide resultados de ka1\_kr1\_1). Apenas na simulação do ensaio ka0\_kr0\_1, as diferenças se mostraram relativamente mais acentuadas, porém não passaram dos 50 °C.

A mesma justificativa – não consideração dos efeitos da água nas análises térmicas – se aplica à questão do DIANA não ter apanhado



**Figura 8** Exemplos de comparação das evoluções de temperaturas numéricas vs experimentais da viga do ensaio ka1\_kr1\_1 (a) na interface concreto/manta (ponto  $P_1$ ); (b) na armadura longitudinal superior (ponto  $P_2$ ); (c) no núcleo do concreto (ponto  $P_3$ ); e (d) na armadura longitudinal inferior (ponto  $P_4$ )

os trechos em que se apresentaram picos de temperaturas, também atuantes por determinados intervalos de tempo e da ordem de 100 °C, relativamente aos pontos localizados no núcleo (centro geométrico) do concreto (Figura 8c). Esse fenómeno verificado nos ensaios estava intimamente ligado à evaporação da água que ocorria no interior do concreto. Porém, as diferenças entre as temperaturas numéricas e as experimentais nesses trechos não passaram, na maior parte dos casos, de 50 °C e, à parte desses trechos, as curvas resultantes do programa para esses pontos apresentaram boas correlações aos valores experimentais em todos os casos de estudo.

As temperaturas nas armaduras longitudinais superiores obtidas via DIANA (Figura 8b) tiveram, no geral, resposta muito parecida àquelas medidas ao longo dos ensaios. Para os casos em que houve alguma diferença mais aparente entre curvas, essas ficaram na média de 60 °C. Ressalta-se que as temperaturas nas armaduras longitudinais inferiores (Figura 8d) mostraram valores similares aos dos ensaios em todas as situações, sendo essa uma questão essencial para aferir o correto desempenho das vigas frente ao fogo porque o escoamento seguido da rutura dessas barras comandam os pontos de inflexão das curvas das flechas [19].

Assim, verificou-se que os campos térmicos obtidos pelas análises numéricas no DIANA foram capazes de simular de forma coerente aqueles provenientes dos ensaios experimentais. Logo, confirmou-se

que as propriedades térmicas indicadas para os materiais constituintes dos modelos pelas normas europeias são bastante representativas e que os coeficientes de transferência de calor equivalentes adotados para simular a contribuição das mantas no campo térmico apresentam soluções precisas. Note-se que, neste artigo foram apresentados os campos térmicos concernentes ao ensaio de maior duração dentre os três aqui discutidos, contudo, pontua-se que as respostas dos demais foram análogas.

### 3.2 Comportamento estrutural

Na Figura 9, apresentam-se as evoluções das flechas ( $d_{v,S2}$  – deslocamentos verticais na secção  $S_2$ ) das vigas de estudo. No geral, as curvas numéricas apresentaram boa correlação às experimentais: as tendências foram sempre similares, bem como os valores encontrados para vários estágios de exposição ao fogo. Quanto a determinados trechos, sobretudo de instantes iniciais, que indicaram alguns valores subestimados para as flechas, pode-se atribuir o fato de que, nos modelos numéricos, as temperaturas na região do núcleo do concreto não apresentaram intervalos com picos de temperaturas. Logo, enquanto nos ensaios o núcleo estava mais aquecido e, por conseguinte, mais degradadas estavam as propriedades mecânicas do concreto, as flechas resultavam

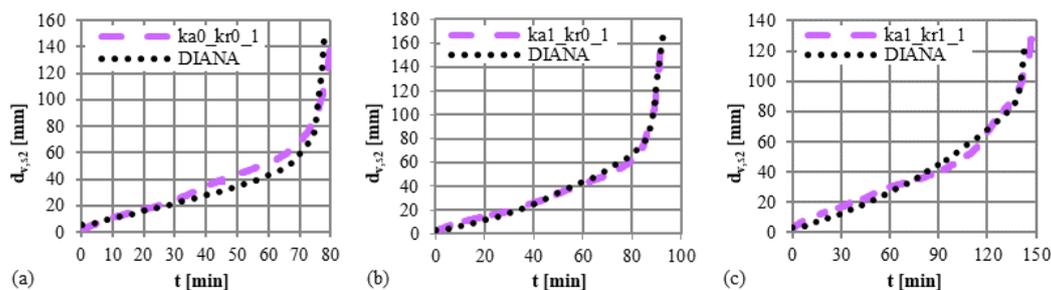


Figura 9 Evolução das flechas (deslocamento vertical na secção  $S_2$ ) dos ensaios (a) ka0\_kr0\_1; (b) ka1\_kr0\_1; e (c) ka1\_kr1\_1

relativamente maiores. Nos modelos numéricos, em contrapartida, as temperaturas do núcleo permaneceram mais baixas durante certo tempo e, sendo assim, o concreto estava ainda submetido a menores danos, sobretudo no que diz respeito ao módulo de elasticidade, parâmetro que influencia nas flechas.

Os pontos de inflexão dessas curvas, onde as flechas passam a aumentar de forma mais acentuada e que estão intimamente ligados ao estado de degradação das propriedades do aço das armaduras longitudinais, (1) foram muito semelhantes aos medidos nos ensaios ou (2) ocorreram um pouco antes, com a curva numérica acabando por interceptar a curva experimental. O cenário (2), representativo de pontos de inflexão ligeiramente adiantados, não contradiz um comportamento já esperado, uma vez que foi admitido o diagrama tensão vs deformação proposto pela norma europeia [7] para a modelagem numérica das armaduras (conforme detalhado na Secção 2.2.3). Os valores de deformações específicas normatizados para o aço ( $\epsilon_{sy}$ ,  $\epsilon_{st}$  e  $\epsilon_{su}$ , apresentados no Quadro 2) certamente possuem uma margem de segurança, pois são valores indicados para a prática de projetos.

O Quadro 3 indica comparações entre pontos relevantes das curvas de evolução das flechas obtidos experimental e numericamente, uma vez que tratam dos critérios que foram tomados a partir da norma EN 1363 parte 1 [20] para o controle e finalização dos ensaios de resistência ao fogo. Como pode ser observado, os instantes em

que as flechas atingiram os valores limites de 85 e 100 mm foram muito parecidos. Além disso, as resistências ao fogo aferidas com base no critério de ruptura em termos de deslocamentos verticais apresentaram um erro máximo de, aproximadamente, 1,3% em relação aos medidos via ensaios.

Na Figura 10, indicam-se as evoluções das forças de compressão. Quanto à viga com restrição apenas do tipo axial, o valor da força máxima encontrada pelo DIANA apresentou boa correlação ao experimental. Apesar dos instantes em que atingiram esse pico terem sido um pouco diferentes, aqueles em que retornaram ao valor igual a zero, sendo esse o procedimento para se estabelecer a resistência ao fogo com base no critério de ruptura em termos de capacidade resistente, foram coerentes, haja vista o erro de 3,2% indicado no Quadro 4. Para a viga com restrições tanto axial quanto rotacional, apesar de o valor de força máxima numérica ter resultado menor que a obtida por intermédio dos ensaios, os instantes em que ocorreram foram próximos. As resistências ao fogo também foram bastante representativas às dos ensaios, com um erro de 2,2% (valores indicados no Quadro 4).

Dessa forma, verificou-se que as soluções adotadas nesta investigação para caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais, admitidas variáveis ou não com a temperatura, e que as demais estratégias de modelagem foram capazes de simular de forma coerente o comportamento estrutural de vigas de concreto

Quadro 3 Comparações de resultados experimentais e numéricos relacionados às flechas das vigas

Ensaio	Instante no qual $d_{v,s2}$ atingiu 85 mm [min]		Instante no qual $d_{v,s2}$ atingiu 100 mm [min]		Resistência ao fogo pelo critério de rutura I <sup>***</sup> [min]		$\frac{t_{cr,d,num}}{t_{cr,d,exp}}$
	Exp <sup>*</sup>	Num <sup>**</sup>	Exp	Num	Exp $t_{cr,d,exp}$	Num $t_{cr,d,num}$	
ka0_kr0_1	74	75	77	76	78	77	0,987
ka1_kr0_1	86	86,5	88	88	89	89	1,000
ka1_kr1_1	133	136,5	141	140,5	142	141,5	0,996

\* "Exp" representa os resultados experimentais;

\*\* "Num" representa os resultados numéricos;

\*\*\* Dá-se pelo instante no qual a taxa de aumento das flechas  $d/d_0(d_0, S_2)$  excede 3,78 mm/min, sendo esse o critério de rutura em termos de deslocamentos.

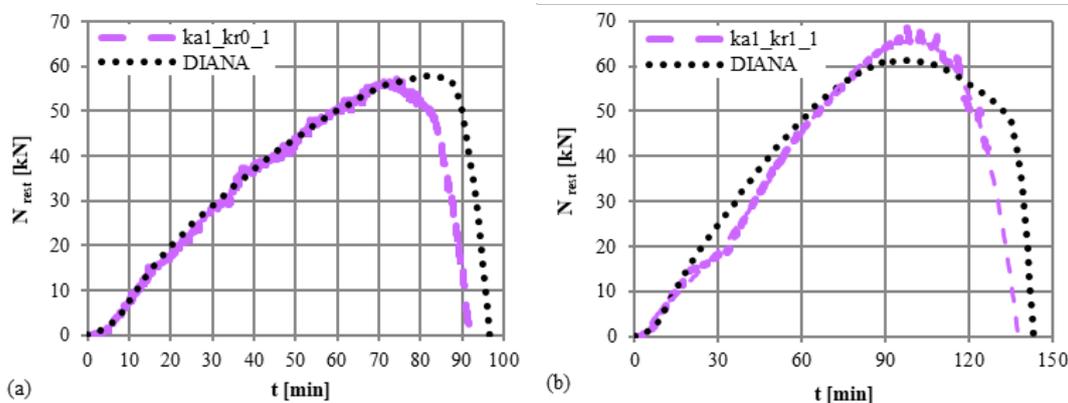
**Quadro 4** Comparações de resultados experimentais e numéricos relacionados às forças de restrição axiais

Ensaio	$N_{rest}$ máxima [kN]		Instante no qual $N_{rest}$ atingiu valor máximo [min]		Resistência ao fogo pelo critério de rutura II <sup>***</sup> [min]		$\frac{t_{cr,num}}{t_{cr,exp}}$
	Exp <sup>*</sup>	Num <sup>**</sup>	Exp	Num	Exp $t_{cr,exp}$	Num $t_{cr,num}$	
ka1_kr0_1	57	58	74	81	93	96	1,032
ka1_kr1_1	67	61,5	97	92	138	141	1,022

\* "Exp" representa os resultados experimentais;

\*\* "Num" representa os resultados numéricos;

\*\*\* Dá-se pelo instante no qual a força de restrição axial  $N_{rest}$  retorna a zero, sendo esse o critério de rutura em termos de capacidade resistente.



**Figura 10** Evolução das forças de restrição axiais dos ensaios (a) ka1\_kr0\_1 e (b) ka1\_kr1\_1

armado simplesmente apoiadas e com restrições a deformações de origem térmica que foram submetidas a ensaios de resistência ao fogo em laboratório. Portanto, esses modelos poderão ser eventualmente aplicados em trabalhos futuros que prevejam, por exemplo, estudos paramétricos relacionados a esses elementos estruturais.

Verificou-se, ainda, que foi acertada a decisão de tomar preferencialmente como base as propriedades mecânicas e térmicas e até alguns modelos constitutivos indicados pelas normas europeias que foram citadas ao longo deste artigo. À exceção de determinados modelos de caracterização do comportamento de materiais que se mostraram muito simplificados para as complexas análises numéricas em questão como, por exemplo, os modelos normalizados para representar as respostas à tração e à compressão do concreto, que não se fundamentavam nos preceitos da Mecânica de Fratura, as demais soluções adotadas conforme os *Eurocodes* conduziram a bons resultados.

As normas europeias foram escolhidas pelo facto das vigas de concreto armado ensaiadas terem sido fabricados em Portugal e, por conseguinte, com materiais provenientes do âmbito europeu. Uma vez que os modelos numéricos deveriam representar da melhor forma possível os ensaios laboratoriais, as normas europeias

certamente seriam as mais indicadas. Contudo, é oportuno citar que as normas provenientes do Brasil se mostram muitas vezes similares a essas, sendo possível citar a própria norma brasileira de projeto de estruturas de concreto em incêndio, a ABNT NBR 15200 [21], que foi concebida à luz das prescrições da norma europeia [7].

Por fim, verificou-se que os modelos constitutivos adotados para caracterizar o comportamento dos materiais à temperatura ambiente também conduziram a resultados satisfatórios nas análises a altas temperaturas, pois os modelos escolhidos para as primeiras análises, sem fogo, foram sempre mantidos nos modelos em incêndio. As alterações nesses modelos constitutivos se davam apenas nos parâmetros que os compunham, eventualmente postos em função do aumento das temperaturas.

## 4 Conclusões

Apresentaram-se neste artigo modelos numéricos tridimensionais desenvolvidos para simular o comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas e com restrições axial e axial/rotacional que foram submetidas a ensaios de resistência ao fogo em laboratório. Considerando a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, concluiu-se que as análises

fundamentadas no método dos elementos finitos conduzem a uma abordagem coerente do problema proposto para investigação em termos computacionais.

Portanto, esses modelos numéricos calibrados mediante resultados experimentais de ensaios, poderão ser aplicados em trabalhos futuros que prevejam estudos paramétricos. A partir desses estudos, podem ser analisados mais casos de vigas, diferentes daquelas submetidas a testes em laboratório, com o propósito de verificar a influência de cada variável no comportamento ao fogo das peças com ou sem deformações térmicas restringidas. Por meio deles, há a possibilidade de modificar, por exemplo: curvas de incêndio, níveis e configurações de carregamentos, comprimento e número de vãos (com a consideração de apoios intermédios), configurações de armaduras, dimensões e tipos de seções transversais (como seções T, de vigas sob lajes), níveis de restrições axiais e rotacionais, além da localização vertical das forças de restrição. Além disso, podem ser adaptados para a análise de vigas de concreto com barras poliméricas ou reforçadas pelo uso de diferentes técnicas e de vigas produzidas com concreto de alta resistência mecânica.

Os modelos e os resultados provenientes do estudo numérico-experimental aqui apresentado também podem dar seguimento a uma linha de pesquisa que compreende a elaboração de uma ferramenta alternativa ou método simplificado, diferentes daqueles existentes na literatura, para ser disponibilizado aos engenheiros com o intuito de facilitar a consideração dos efeitos das restrições às deformações de origem térmica na prática de projetos de vigas de concreto em situação de incêndio.

No caso específico desta pesquisa, também foi possível apresentar uma nova ferramenta para a realização dessas análises, o DIANA [3]. Esse programa de computador ainda não tinha sido aplicado nas pesquisas mais semelhantes a esta, i.e., naquelas que foram realmente voltadas ao estudo das restrições no comportamento ao fogo das vigas de concreto armado.

Os modelos de vigas em situação de incêndio foram concebidos a partir de um modelo criado para análises à temperatura ambiente, não tendo sido necessário modificar nenhum dos modelos constitutivos considerados para os materiais na condição normal (sem ação do fogo). Assim, concluiu-se que é possível fazer uso de muitas diretrizes indicadas para a modelagem de estruturas de concreto à temperatura ambiente para modelar as estruturas ao fogo, sendo a posterior consideração da degradação das propriedades mecânicas dos materiais, devido ao aumento das temperaturas, suficiente para adaptar esses modelos.

Concluiu-se ainda que, apesar dos modelos constitutivos indicados pelas normas europeias, pertinentes a projetos estruturais, terem se mostrado coerentes para caracterizar o aço das armaduras, os modelos normatizados para a simulação do comportamento do concreto sob tração ou compressão se mostraram muito simplificados. Para obter resultados mais próximos à realidade, o uso de modelos que levam em conta os valores de energia de fratura do concreto se mostra fundamental.

Quanto às variações de propriedades mecânicas e térmicas dos materiais aquecidos, essas foram sempre admitidas com base nas normas europeias, de modo a confirmar que são bastante representativas da resposta do concreto e do aço expostos ao fogo.

Por fim, verificou-se que se um material isolante não possui função estrutural no modelo, considerá-lo de forma implícita, admitindo-o como um elemento de interface com um coeficiente de transferência de calor equivalente, conduz a resultados satisfatórios.

## Agradecimentos

Agradece-se à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) [No. 99999.008942/2014-05], à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) [No. 2018/14735-6], à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) e ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico (CNPq).

## Referências

- [1] ALBUQUERQUE, G. [et al.] – Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise experimental. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 81-94. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-006>
- [2] Albuquerque, G.B.M.L. – *Análise numérico-experimental de vigas de concreto armado com restrições axial e rotacional em situação de incêndio*. Universidade de São Paulo e Universidade de Coimbra, Tese de Doutorado, 2018, 413 p. DOI: <https://doi.org/10.11606/T.3.2018.tde-29082018-085805>
- [3] DIANA FEA – *User's manual: release 10.1*. DIANA FEA BV, 2016, 13 v.
- [4] International Organization for Standardization – ISO 834-1: *Fire-resistance tests: elements of building construction – part 1: general requirements for fire resistance testing*. Geneva, 1999, 25 p.
- [5] Rots, J.G. – *Computational modeling of concrete fracture*. Delft University of Technology, PhD Thesis, 1988, 132 p.
- [6] European Committee for Standardization – EN 1992-1-1: *Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004, 225 p.
- [7] European Committee for Standardization – EN 1992-1-2: *Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design*. Brussels, 2004, 97 p.
- [8] Comité Euro-international du Béton – *CEB-FIP MC 2010: fib Model Code for concrete structures 2010*. Lausanne, 2011, 653 p.
- [9] European Committee for Standardization – EN 1994-1-2: *Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design*. Brussels, 2005, 109 p.
- [10] Hager, I.; Krzemień, K. – "An overview of concrete modulus of elasticity evolution with temperature and comments to European Code provisions". *Proceedings of the 1st International Fire Safety Symposium – IFireSS*, Coimbra, 2015, p. 703-712.
- [11] European Committee for Standardization – EN 1993-1-1: *Eurocode 3: design of steel structures - part 1.1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2005. 91 p.
- [12] European Committee for Standardization – EN 1993-1-2: *Eurocode 3: design of steel structures - part 1.2: general rules - structural fire design*. Brussels, 2005. 78 p.
- [13] European Committee for Standardization – EN 1991-1-2: *Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire*. Brussels, 2002. 59 p.

- [14] Azenha, M.A.D. – *Comportamento do betão nas primeiras idades: fenomenologia e análise termo-mecânica*. Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado, 2004, 220 p.
- [15] Bazant, Z.P.; Thonguthai, W. – “Pore pressure in heated concrete walls: theoretical prediction”. *Magazine of Concrete Research*, 1979, Vol. 31, No. 107, p. 67-76. DOI: <https://doi.org/10.1680/mac.1979.31.107.67>
- [16] Gawin, D. *et al.* – “Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature”. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 1999, Vol. 4, No. 1, p. 37-74.  
DOI: [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199901\)4:1%3C37::AID-CFM58%3E3.0.CO;2-S](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199901)4:1%3C37::AID-CFM58%3E3.0.CO;2-S)
- [17] Gawin, D. *et al.* – “What physical phenomena can be neglected when modelling concrete at high temperature? A comparative study. Part 1: Physical phenomena and mathematical model”. *International Journal of Solids and Structures*, 2011, Vol. 48, No. 13, p. 1927-1944.  
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.03.004>
- [18] Gawin, D. *et al.* – “What physical phenomena can be neglected when modelling concrete at high temperature? A comparative study. Part 2: Comparison between models”. *International Journal of Solids and Structures*, 2011, Vol. 48, No. 13, p. 1945-1961.  
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.03.003>
- [19] Liao, F.; Huang, Z. – “An extended finite element model for modelling localised fracture of reinforced concrete beams in fire”. *Computers & Structures*, 2015, Vol. 152, p. 11-26.  
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.02.006>
- [20] European Committee for Standardization – *EN 1363-1: Fire resistance tests - part 1: general requirements*. Brussels, 1999, 49 p.
- [21] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15200: *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro, 2012, 48 p.

# Comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas: análise numérico-experimental

Behaviour of simply supported reinforced concrete beams:  
experimental and numerical analysis

Gabriela Lins de Albuquerque  
Valdir Pignatta e Silva  
João Paulo Correia Rodrigues

## Resumo

Apresenta-se um modelo numérico tridimensional para análise de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas, que simula ensaios experimentais de flexão a quatro pontos realizados pelos autores deste artigo. Tratam-se dos ensaios de referência e do modelo à temperatura ambiente adotados como base para a análise numérico-experimental de vigas com diferentes condições de apoio em situação de incêndio, apresentados em [2] e [3]. Adotou-se o programa de elementos finitos DIANA, considerando armaduras embutidas e diversas propriedades/fenômenos do comportamento não linear dos materiais: fissuração e amolecimento do concreto, colaboração à tração entre fissuras, dentre outros. O modelo se mostrou coerente, com resultados de carga última, flechas, panorama de fissuração e modo de ruptura similares aos ensaios laboratoriais. Portanto, pode contribuir como referência para simulações de condições normais e de exposição ao fogo, uma ação excepcional exigida em projetos de determinadas estruturas.

## Abstract

A three-dimensional numerical model is presented for analysing simply supported reinforced concrete beams, simulating experimental tests on beams under four-point bending, conducted by the authors of this paper. These are the benchmark tests and reference model at ambient temperature adopted as a basis for the numerical-experimental analysis of beams with different support conditions in fire, presented in [2] and [3]. The DIANA finite element software was used, considering embedded reinforcements and several properties/phenomena of the non-linear behaviour of the materials: concrete softening and cracking, tensile stiffening between cracks, among others. The model proved consistent, with its ultimate load, deflections, crack patterns, and failure mode results similar to laboratory tests. Consequently, it could serve as a reference for simulations under normal conditions and in scenarios involving exposure to fire, an accidental action required for certain structure designs.

**Palavras-chave:** Viga de concreto armado / Análise numérico-experimental / Método dos elementos finitos / Modelo de fissuração distribuída

**Keywords:** Reinforced concrete beam / Experimental-numerical analysis / Finite element method / Smeared cracking model

## Gabriela Lins de Albuquerque

Pós-Doutoranda  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP)  
São Paulo, Brasil  
 0000-0002-4409-8957  
gabriela.lins@usp.br

## Valdir Pignatta e Silva

Professor Doutor  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP)  
São Paulo, Brasil  
 0000-0003-3302-8520  
valpigss@usp.br

## João Paulo Correia Rodrigues

Professor Doutor  
Universidade de Coimbra (UC)  
Coimbra, Portugal  
 0000-0002-6865-7995  
jpaulocr@dec.uc.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.*

ALBUQUERQUE, G. [et al.] – Comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas: análise numérico-experimental. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 107-118. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-008>

## 1 Introdução

Nesta pesquisa, apresenta-se um programa experimental para a análise do comportamento de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas submetidas a ensaios de flexão a quatro pontos, realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LEME) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Portugal. As vigas foram dimensionadas como elementos constituintes de edifícios de escritórios e produzidas em escala real com concreto de resistência convencional de classe C25/30 e com armaduras de aço laminado a quente do tipo A500 NR. Um dos objetivos traçados para esse programa experimental consistia em obter dados que auxiliassem na concepção de um modelo numérico que fosse representativo do comportamento das vigas ensaiadas.

O programa de computador escolhido foi o DIANA – *Displacement ANALyzer* [1], que avalia o comportamento de estruturas com base nos métodos dos deslocamentos e dos elementos finitos. Sua eficiência é extremamente reconhecida para o estudo de estruturas em concreto armado, uma vez que permite considerar diversas variáveis características do comportamento não linear desse material compósito. As vigas foram representadas por intermédio de um modelo tridimensional, cujas premissas adotadas para a sua concepção, desde a modelagem da geometria até os procedimentos definidos para conduzir as análises não lineares, são aqui abordadas. A consistência das hipóteses definidas foi verificada mediante as boas correlações entre resultados numéricos e experimentais e tal validação também é mencionada no presente texto.

Os ensaios discutidos neste artigo representam os ensaios de referência de um programa experimental para análise de vigas de concreto armado sob diferentes condições de apoio em situação de incêndio, apresentado em [2]. A partir deles, verificaram-se os carregamentos e modos de ruptura das vigas, informações necessárias para a condução das análises ao fogo. Além disso, o modelo numérico aqui apresentado também foi desenvolvido como base para a concepção de modelos representativos desses ensaios de resistência ao fogo, que englobaram vigas de concreto armado simplesmente apoiadas, com restrições a deformações axiais e com efeito conjunto de restrições axiais e rotacionais. Portanto, a proposta consistiu em criar um modelo representativo de análises à temperatura ambiente para depois o adaptar para análises a altas temperaturas, vide [3]. A modelagem em condições normais (sem fogo) é fundamental para garantir a precisão das simulações de estruturas de concreto aquecidas, que envolvem tantas outras não linearidades.

Com a apresentação de um modelo computacional avançado, idealizado com a consideração de diversas propriedades características do comportamento não linear dos materiais e validado a partir de resultados de análises experimentais, pretende-se contribuir para o avanço de estudos relacionados à simulação do comportamento de vigas de concreto armado. Logo, esse modelo poderá ser utilizado tanto em situações normais quanto como referência para a consideração de incêndio, que se trata de uma ação excepcional que eventualmente deve ser admitida na fase de projeto da estrutura da edificação, de modo a atender às diretrizes das legislações de diferentes países. O objetivo deste artigo é abordar com mais detalhes os conceitos que se referem à modelagem

computacional, sobretudo em relação ao concreto, e apresentar o estudo de validação que comprova a precisão desse modelo.

Com base em revisão de literaturas sobre análises numéricas de vigas de concreto com o uso do DIANA, verificou-se que, no Brasil, [4 - 6] adotaram esse programa para a modelagem de vigas de concreto convencionais, enquanto [7] para vigas com reforço. Em Portugal, [8 - 9] apresentaram análises voltadas ao comportamento do concreto nas primeiras idades, sendo que [8] o fez por meio da modelagem de uma viga de concreto armado e [9] mediante uma viga pré-fabricada de concreto protendido. [10] analisou estruturas laminares, considerando casos de vigas com rupturas por cisalhamento e vigas parede. Quanto às pesquisas acadêmicas internacionais (fora do âmbito Brasil/Portugal, no qual esta pesquisa foi desenvolvida), também podem ser apontados exemplos de aplicação do DIANA. [11 - 14] modelaram vigas com reforços, já [15] conduziu um estudo voltado à verificação do cisalhamento em viga de concreto. Em contrapartida, não foram encontradas publicações focadas no mesmo tema deste artigo, no qual o DIANA foi aplicado para a modelagem do comportamento à flexão de vigas de concreto armado convencionais, o que reforça a relevância de sua escolha para o presente estudo.

## 2 Análises experimentais

### 2.1 Sistema de ensaios e vigas ensaiadas

Os ensaios de flexão a quatro pontos em vigas de concreto armado simplesmente apoiadas foram conduzidos com o auxílio do mesmos elementos do sistema descrito em [2] para a análise experimental de vigas sem restrições. Alguns parâmetros aferidos foram similares, como os carregamentos aplicados, os deslocamentos verticais em três secções das vigas, etc. Contudo, adotaram-se adicionalmente: transdutores de deslocamento tipo êmbolo SDP-200D ou CDP-100 e CDP-50, ambos da TML, para a medição dos deslocamentos verticais dos apoios e de pontos nas extremidades das vigas; e extensômetros elétricos (*strain gauges*) modelo TML PL-60-11, colados às faces lateral, superior e inferior das vigas, para aferir as deformações específicas do concreto na secção a meio vão ( $S_2$ ). Essas deformações ainda foram monitorizadas em regiões próximas às chapas de distribuição de forças, para analisar se ocorreriam rupturas localizadas por esmagamento. Todas as vigas ensaiadas possuíam as mesmas dimensões, armaduras e tipos de materiais apresentados detalhadamente em [2]. Na Figura 1, ilustram-se

as secções longitudinal e transversal das vigas com as respectivas dimensões e quantidades de armadura, além das secções  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ , nas quais foram medidos os deslocamentos verticais.

### 2.2 Plano e procedimentos de ensaios

O programa experimental foi composto por três ensaios, conforme Quadro 1. O ensaio A\_ka0\_kr0\_1 representa um ensaio à temperatura ambiente (A) de viga simplesmente apoiada, ou seja, com restrição axial ( $k_a$ ) e restrição rotacional ( $k_r$ ) iguais a zero. O número posto ao final da referência (\_1) indica que esse foi o primeiro ensaio de uma série de três ensaios iguais (A\_ka0\_kr0\_1 a A\_ka0\_kr0\_3). Estipulou-se um ensaio para cada uma das vigas das diferentes concretagens. Duas forças concentradas foram aplicadas às vigas por controle de deslocamentos, a uma taxa de 0,001 mm/s. Após a aparição da primeira fissura de flexão, os ensaios passavam a ser interrompidos a cada 5 kN de força total aplicada, a fim de que a evolução das fissuras pudesse ser registrada. As fissuras eram demarcadas na viga ensaiada e também eram anotados os seus respectivos comprimentos ao longo da altura e as aberturas (essas verificadas por meio de uma régua medidora de fissuras, conhecida como fissurômetro). Dois ensaios foram levados até a ruína total (colapso real) das vigas para que o carregamento máximo e o modo de ruptura esperados pudessem ser efetivamente comprovados. Apenas um deles não foi conduzido até esse estágio, para salvaguardar duas células de carga que foram posicionadas junto às chapas de aço de distribuição de forças, porém a viga ensaiada já estava muito próxima da ruína total. Essas células, modelo CLC-20A TML com 200 kN de capacidade, foram utilizadas somente em um ensaio para certificar que a força total proveniente do macaco hidráulico estava sendo igualmente distribuída nos dois pontos de aplicação.

### 2.3 Comportamento estrutural

Conforme será visto na Secção 4, as vigas das três concretagens apresentaram comportamentos similares nas relações de forças aplicadas em função de flechas, bem como nos valores de forças máximas resistidas. Nos ensaios A\_ka0\_kr0\_1 e A\_ka0\_kr0\_2, as forças máximas foram iguais a 42 kN, enquanto no ensaio A\_ka0\_kr0\_3 igual a 39,5 kN. Com variações não superiores a 5%, também foi possível afirmar que as forças últimas obtidas experimentalmente foram muito próximas ao valor característico da carga última total prevista com base em [16], igual a 40 kN.

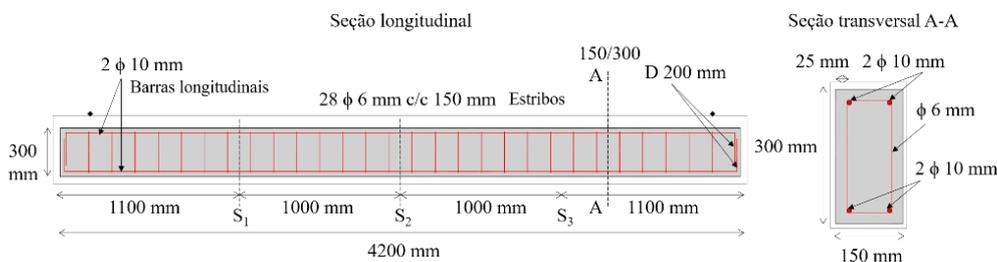


Figura 1 Dimensões e armaduras das vigas ensaiadas e posições das secções S1 a S3, para a medição dos deslocamentos verticais

**Quadro 1** Plano de ensaios de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas

Referência do ensaio	Restrição axial $k_a$ (kN/mm)	Restrição rotacional $k_r$ (kNm/rad)	Concretagem	Idade do concreto (dias)	Resistência característica à compressão de amostras cilíndricas (MPa)
A_ka0_kr0_1			1ª	221*	26,24
A_ka0_kr0_2	0	0	2ª	181*	29,81
A_ka0_kr0_3			3ª	124*	26,52

\* Indicam idades para as quais as resistências à compressão do concreto foram obtidas de forma experimental, no dia da realização de cada ensaio.



**Figura 2** Campos de fissuras registrados pouco antes da finalização dos ensaios de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas A\_ka0\_kr0\_1 (a), A\_ka0\_kr0\_2 (b) e A\_ka0\_kr0\_3 (c).

Assim, confirmou-se a precisão do método analítico adotado para a definição das forças que seriam aplicadas posteriormente, nos ensaios ao fogo. Relativamente aos campos de fissuração registrados pouco antes dos ensaios terem sido finalizados, observou-se que a quantidade de fissuras, o posicionamento ao longo do vão e o comprimento ao longo da altura da secção se mostraram similares para as vigas características das concretagens 1 a 3 (Figura 2). As aberturas das fissuras correspondentes a determinadas forças totais aplicadas também foram próximas (esses dados podem ser consultados em [17]). Logo, não se verificou a necessidade de modelar vigas com os dados de cada uma das concretagens nas análises numéricas, optando-se por considerar a viga com o concreto da primeira concretagem como aquela representativa dos modelos computacionais. Ao fim dos três ensaios, verificou-se que

todas as vigas apresentaram o modo de ruptura por flexão, com seus estados-limite sendo atingidos pela deformação última da armadura longitudinal tracionada, porém com o aviso prévio dado pelas fissuras de flexão e flechas excessivas. Assim, as vigas apresentaram comportamento experimental que refletiu o estado-limite de projeto adotado ao longo do dimensionamento das mesmas.

### 3 Análises numéricas

#### 3.1 Definição da geometria do modelo

As geometrias da viga, dos blocos dos apoios simples e duplo e das chapas de distribuição de forças foram definidas por meio de

elementos finitos sólidos tridimensionais no formato de blocos, enquanto as armaduras longitudinais e transversais foram criadas por meio de linhas simples. Nos ensaios, as deformações das vigas foram provenientes dos incrementos de carga aplicados continuamente a elas pelo atuador hidráulico e, em menor parcela, resultantes da atuação de seu peso próprio. A partir dos resultados experimentais, foi possível verificar que as mesmas resistiram a forças máximas totais de aproximadamente 40 kN. Com base nessa informação, aplicou-se no modelo numérico uma força total de 50 kN, sendo 25 kN em cada uma das chapas de distribuição, pois já se sabia que esse era um valor próximo àquele atingido experimentalmente. As forças de 25 kN foram distribuídas pelas áreas de 22500 mm<sup>2</sup> de cada uma das chapas na direção - Z. A outra força atribuída ao modelo foi a proveniente do seu peso próprio, que é calculada automaticamente pelo programa com base nas massas específicas dos materiais e na direção e na aceleração da gravidade. Os apoios simples e duplo foram definidos de acordo com o disposto em [3]. Essas condições de apoio foram adotadas porque conferiam o mínimo de restrição que poderia ser admitido para que não existissem movimentos de corpo rígido e para garantir a modelagem de uma estrutura isostática. Esses elementos da geometria do modelo são ilustrados em [3].

### 3.2 Atribuição de propriedades dos materiais

O concreto da viga foi caracterizado pelo modelo "total strain based crack model", que adota a abordagem de fissuração distribuída. Ele descreve o comportamento do concreto aos esforços de compressão e tração por meio de diagramas de tensões em função de deformações e a partir dele as fissuras são propagadas ao longo da peça pela imposição da carga aplicada, hipótese que mais se assemelha ao fenômeno de fissuração observado nos ensaios. O conceito de fissuração distribuída se fundamenta na hipótese de que as aberturas das fissuras são distribuídas sobre os elementos finitos de concreto, tal como uma faixa de microfissuras, e de que podem ser representadas por meio das relações tensão vs deformação provenientes das mesmas. O fator que distingue os modelos de fissuração distribuída se refere à hipótese adotada para representar a orientação da fissura. Dentre as opções de modelo fixo, rotacional ou ambos, em que se admite a orientação a mudar de rotacional para fixa, adotou-se o rotacional, no qual se assume que uma fissura deverá se iniciar assim que a tensão limite de resistência à tração do material for atingida. Então, a fissura iniciada modificará a sua direção, acompanhando a direção do eixo da tensão principal e eliminando as deformações por cisalhamento. A variação contínua da direção da tensão principal induzirá a variação da direção da fissura, de modo que as direções principais das tensões e das deformações serão coincidentes durante todo o processo de fratura [18 - 19]. A largura da banda de fissuração (*crack bandwidth*) é admitida no DIANA ao longo da caracterização do material e trabalha como um fator de escala, capaz de retirar a influência do tamanho do elemento na abertura das fissuras. O mesmo foi determinado pelo modelo de [19], que consiste no padrão do programa de computador, seguindo o disposto na Equação (1).

$$h = \sqrt[3]{V} \therefore h = \sqrt[3]{(40)^3} \therefore h = 40 \text{ mm} \quad (1)$$

onde  $h$  é a largura da banda de fissuração [mm] e  $V$  o volume do elemento finito adotado [mm<sup>3</sup>].

O modelo escolhido para simular o comportamento do concreto sob tração foi o exponencial, um dos modelos pré-definidos do DIANA que se fundamenta na Mecânica da Fratura, pois suas leis constitutivas são governadas, sobretudo, pela energia de fratura do material. O mesmo engloba a modelagem tanto do fenômeno de amolecimento do concreto (*tension softening*) quanto os efeitos provenientes da colaboração à tração do concreto entre as aberturas de fissuras (*tension stiffening*). A resistência média à tração ( $f_{ctm}$ ), inserida como dado de entrada para definir a curva exponencial, foi calculada a partir da Equação (2), proposta em [16]. Logo, esse parâmetro foi definido analiticamente por intermédio da resistência característica à compressão do material ( $f_{ck}$ ), aqui admitida igual à resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ), que foi medida de forma experimental no dia em que se efetuou o ensaio da viga sob análise. Na falta de uma equação proposta em [16] ou [20] para o cálculo da energia de fratura à tração do concreto no modo I, adotou-se a indicada em [21], vide Equação (3).

$$f_{ctm} = 0,3 \times (f_{cm})^{2/3} \therefore f_{ctm} = 0,3 \times (26,238)^{2/3} \therefore f_{ctm} = 2,649 \text{ N/mm}^2 \quad (2)$$

$$G_{fI} = 73 \times (f_{cm})^{0,18} \therefore G_{fI} = 73 \times (26,238)^{0,18} \therefore G_{fI} = 131,441 \text{ N/m} \quad (3)$$

onde  $f_{ctm}$  é a resistência média à tração simples do concreto [N/mm<sup>2</sup>],  $f_{cm}$  é a resistência média à compressão do concreto [N/mm<sup>2</sup>] e  $G_{fI}$  é a energia de fratura à tração do concreto no modo I [N/mm].

O comportamento do concreto à compressão foi simulado pelo modelo parabólico, também pertencente à biblioteca de modelos pré-definidos. Nele se assume que o amolecimento do material pode ser representado a partir da energia de fratura para o concreto comprimido ( $G_c$ ), tomando como base o mesmo critério de energia usualmente adotado para simular o amolecimento frente a esforços de tração. O modelo parabólico foi adotado com base nas diretrizes de [22], que não aconselham o uso de modelos nos quais apenas se limitam as resistências à compressão do material ou suas deformações específicas, tais como os modelos elastoplástico e o parábola-retângulo propostos em [16] para o dimensionamento de estruturas de concreto. Em [22] alega-se que as análises numéricas conduzidas com esses modelos devem sempre ser procedidas de verificações para checar as deformações geradas pela compressão do material. A resistência máxima à compressão do concreto estipulada como dado de entrada para a definição do modelo parabólico foi a obtida pela média das resistências dos corpos de prova cúbicos ensaiados na prensa do laboratório no dia da realização do ensaio de viga escolhido para ser modelado no programa de computador, conforme já comentado ao longo deste texto. Logo,  $f_{cm} = 26,238 \text{ N/mm}^2$ . A energia de fratura à compressão foi calculada pela Equação (4), proposta em [21].

$$G_c = 250 \times G_{fI} \therefore G_c = 250 \times 0,1314 \therefore G_c = 32,85 \text{ N/mm} \quad (4)$$

onde  $G_c$  é a energia de fratura à compressão do concreto [N/mm].

Quanto às propriedades lineares do concreto, assim denominadas no DIANA por caracterizarem a fase em que o material ainda apresenta

comportamento linear elástico, o coeficiente de Poisson foi assumido igual a 0,2, seguindo a recomendação de [16], e a massa específica adotada foi igual a 2297,953 kg/m<sup>3</sup>, sendo esse valor a média dos resultados obtidos experimentalmente pelos ensaios realizados também em três corpos de prova cúbicos do concreto adotado para a produção das vigas. [16] indica a Equação (5) para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto, definido como o módulo secante entre a tensão de compressão no material igual a 0 e 0,4  $f_{cm}$ . Contudo, essa equação resulta em valores que são representativos de concretos com agregados de quartzito. Para adaptar esses valores a agregados calcários, a mesma esclarece que deve ser aplicada a eles uma redução de 10%. A seguir, indica-se o valor estabelecido como dado de entrada para o módulo de elasticidade ou módulo de Young, sendo esse um dos parâmetros novamente calculados com base no valor de  $f_{cm}$  obtido experimentalmente.

$$E_{cm} = \left[ 22 \times \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \right] \times 0,9 \therefore E_{cm} = \left[ 22 \times \left( \frac{26,238}{10} \right)^{0,3} \right] \times 0,9 \quad (5)$$

$$E_{cm} = 26,446 \text{ GPa} \therefore E_{cm} = 26,446 \times 10^3 \text{ N / mm}^2$$

onde  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto [N/mm<sup>2</sup>]. Adotou-se o modelo "linear elástico isotrópico" para a simulação do aço dos blocos dos apoios e das chapas de distribuição de forças, e o modelo proposto em [23] para os aços das armaduras longitudinais e transversais. As propriedades definidas para a caracterização desses materiais estão inteiramente descritas em [3].

### 3.3 Determinação da malha de elementos finitos

#### 3.3.1 Tipos de elementos

O modelo numérico foi discretizado com elementos finitos CHX60, elemento sólido isoparamétrico do tipo "brick" com vinte nós e três graus de liberdade, que utiliza funções de interpolação quadráticas e integração de Gauss para determinar a matriz de rigidez do elemento. Pelo padrão, o DIANA aplica um esquema de integração de 3 x 3 x 3 pontos. Esse consiste em um dos elementos de ordem superior recomendados em [1] para análises não lineares, enquanto o uso de elementos isoparamétricos com funções de interpolação lineares deve ser evitado nesse tipo de problema. Segundo [22], os elementos de ordem quadrática também são os mais precisos para análises de estruturas de concreto, pois são capazes de descrever um número maior de modos de deformação, bem como modos de ruptura mais complexos. Além disso, o modelo de elemento adotado é o mais indicado para a simulação de vigas de concreto em três dimensões. As armaduras foram incorporadas a essa malha. Uma vez embutidas, foram modeladas como elementos de barras uniaxiais, conforme discutido em [3].

#### 3.3.2 Análise de sensibilidade

Duas malhas foram analisadas para checar a influência do tamanho dos elementos na resposta do comportamento das vigas: uma mais grossa, constituída por elementos retangulares com lados de 40 mm, aproximadamente; outra mais fina, com elementos retangulares

de 20 mm. A primeira malha possuía um número total de 2.880 elementos finitos e a segunda 25.875 elementos. As armaduras, por terem sido incorporadas a essa malha, também foram discretizadas em trechos com comprimentos aproximadamente iguais a 40 ou 20 mm. A Figura 3a expõe o gráfico de forças aplicadas à viga em função das flechas (deslocamentos verticais a meio vão da peça) obtido a partir das malhas estudadas. As duas seguiram a mesma tendência no trecho da curva que identifica o comportamento ainda linear elástico do concreto. Ademais, apresentaram o primeiro ponto de descontinuidade, que é característico da primeira fissura de flexão mais expressiva que aparece na viga (da ordem de 10<sup>-1</sup> mm), para valores de carga muito próximos. No modelo com malha 40 mm, essa primeira fissura expressiva abriu aos 18 kN de carga aplicada e no modelo com malha de 20 mm se abriu logo em seguida, aos 19 kN. A Figura 3b apresenta essa região do gráfico mais detalhadamente. Já no próximo trecho, após a abertura da primeira fissura até o ponto em que se inicia o patamar de carga resistida pela viga, sendo essa transição para a região do patamar proveniente do escoamento da armadura longitudinal inferior, a viga com malha de 40 mm apresentou menor rigidez, entretanto, ainda bastante próxima da curva resultante da malha mais fina. Ambas também atingiram esse patamar devido ao escoamento da armadura, entrando na fase de estabilização da carga, de forma similar: a viga com malha de 40 mm o atingiu a partir de 39 kN e a com malha de 20 mm a partir de 40 kN (novamente, vide Figura 3b). O tamanho dos elementos finitos também não demonstrou impacto significativo na carga máxima resistida: 42 kN na malha de 40 mm e 43 kN na malha de 20 mm. Já era esperada uma capacidade de carga um pouco menor no modelo com malha mais grossa, pois essa apresentou danos levemente mais acentuados no que se refere à fissuração e perda de rigidez para determinadas condições de carregamento.

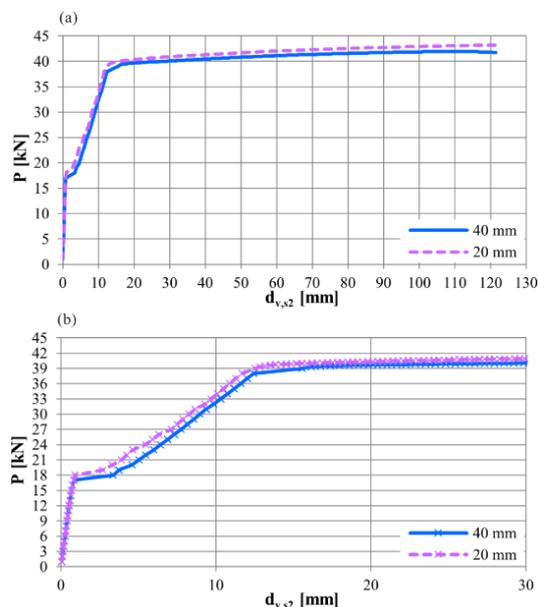


Figura 3 Resultados numéricos de força aplicada em função da flecha da viga para diferentes malhas de elementos finitos: gráfico completo (a) e gráfico ampliado (b)

Os campos de fissuração e as aberturas de fissuras ( $E_{cw1}$ ) encontrados para as duas situações, em relação a alguns valores de força total aplicada, também foram bastante similares, como pode ser visto na Figura 4. As aberturas com valores negativos indicadas pelo software não possuem nenhum sentido físico, são apenas resíduos provenientes do método numérico adotado para calcular esse parâmetro. Portanto, esses valores podem ser aproximados a zero e representam regiões não fissuradas. Por fim, verificou-se o mesmo modo de ruptura – por flexão – para ambos os casos de estudo. Haja vista a similaridade entre as curvas força vs flecha, os danos por fissuração e o modo de colapso, optou-se por adotar a malha com elementos finitos de  $40 \times 40$  mm no modelo de viga estudado nesta pesquisa, pois essa se mostrou estável e precisa frente aos resultados obtidos mediante o uso de uma malha extremamente mais refinada (cerca de nove vezes mais densa) e também mais prática no sentido de reduzir o esforço computacional e o tempo para a simulação das análises. Portanto, foi escolhida por apresentar um bom balanço precisão/eficiência.

### 3.4 Procedimentos de análise

O comportamento da viga de concreto armado foi avaliado mediante uma análise estrutural não linear. As equações foram resolvidas iterativamente pelo método de Newton-Raphson Regular. Nesse método, a matriz de rigidez tangente é derivada a cada uma das iterações. O incremento de carga aplicado à viga foi realizado por controle de força, ou seja, adotaram-se passos de carga ou parcelas de carga para que as forças fossem aplicadas aos poucos, por incrementos. Essa hipótese se mostrou consistente à adotada nos ensaios experimentais das vigas, que foram submetidas a deformações pelo aumento contínuo de força/energia aplicada

ao sistema a partir do atuador hidráulico. Adotaram-se nas análises numéricas três blocos de carga, que foram inseridos no comando de uma única análise estrutural não linear: o primeiro se referia à aplicação das forças resultantes do peso próprio do modelo, enquanto o segundo e o terceiro tratavam da aplicação das forças que foram uniformemente distribuídas sobre as duas chapas de aço. Em todos os blocos, os passos de carga foram definidos explicitamente. O peso próprio foi aplicado de forma direta, i.e., em apenas um passo. No segundo bloco, aplicou-se cerca de 75% da força total de 50 kN imposta ao modelo a partir de pequenos incrementos de 1 kN, a fim de que se obtivesse convergência mesmo em pontos críticos da análise, como no início da fissuração do concreto. Finalmente, no terceiro bloco, pelo alto grau de fenômenos de não linearidade já envolvidos (concreto extremamente fissurado, por exemplo) e, por conseguinte, pela maior dificuldade de convergência, aplicou-se a mesma configuração de passos de carga adotada no bloco anterior, porém, com a ativação do controle por comprimento de arco (*arc-length control*). Adotou-se o critério de convergência em termos de deslocamentos, admitindo-se uma tolerância de  $5 \times 10^{-2}$ , ou seja, com a permissão de um erro máximo de 5% a cada passo. Para aumentar a taxa de convergência e estabilizar o seu comportamento, aplicou-se um algoritmo para a procura de linhas (*line search*).

## 4 Validação e discussão dos resultados

### 4.1 Forças aplicadas vs flechas

O primeiro resultado do modelo numérico comparado aos de cunho experimental consistiu na curva que apresenta a relação entre as forças aplicadas à viga e as flechas. A curva denominada “DIANA”

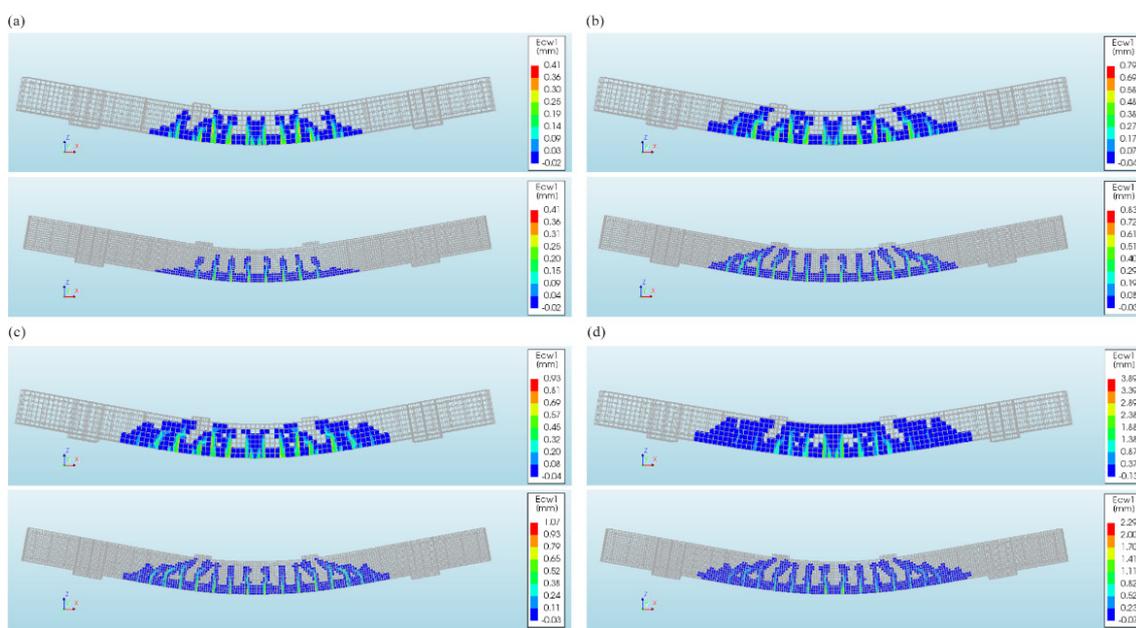


Figura 4 Comparações dos campos de fissuras obtidos por DIANA para as malhas de 40 e 20 mm, respectivamente, com a indicação das aberturas  $E_{cw1}$  para as forças totais aplicadas de 20 kN (a), 30 kN (b), 35 kN (c) e 40 kN (d)

na Figura 5 foi traçada a partir da somatória das reações verticais resultantes nos apoios da peça e nos deslocamentos verticais obtidos na direção do eixo  $-Z$  em relação ao nó localizado na parte inferior da seção a meio vão da viga ( $S_2$ ) e na direção do centro geométrico da seção transversal ( $Y = 7,5$  cm), conforme Figura 6. Dos deslocamentos verticais resultantes de cada incremento de carga foi subtraído aquele proveniente do peso próprio da viga, uma vez que esse não foi medido nos ensaios, em que os dados começaram a ser aferidos apenas a partir da aplicação de forças por intermédio do atuador hidráulico. Verificou-se uma boa correlação entre as curvas obtidas a partir dos ensaios experimentais e a curva resultante da análise no programa. A fase inicial da curva numérica, representativa do comportamento ainda linear elástico do concreto, bem como a rigidez do modelo após a abertura das fissuras, seguiram a mesma tendência dos ensaios. Em termos de forças máximas resistidas (ou carregamentos de ruptura), o resultado numérico de 42 kN se igualou aos registrados nos ensaios referentes às duas primeiras vigas ( $A\_ka0\_kr0\_1$  e  $A\_ka0\_kr0\_2$ ) e foi bastante similar à da terceira ( $A\_ka0\_kr0\_3$ ), para a qual se registrou uma força máxima de 39,5 kN, aproximadamente.

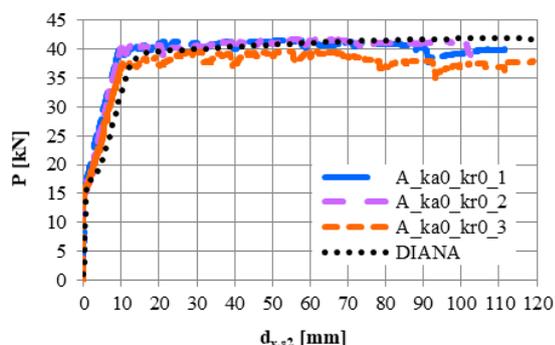


Figura 5 Comparação das curvas experimentais e numérica de forças aplicadas em função das flechas

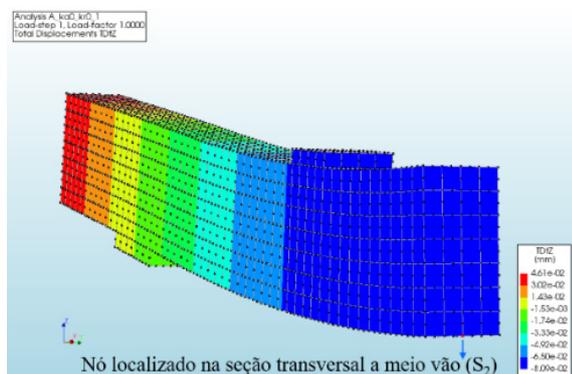


Figura 6 Indicação do nó a partir do qual foram obtidas as flechas da viga

## 4.2 Panoramas de fissuração

Na Figura 7 são apresentados os panoramas de fissuração obtidos para a viga modelada no DIANA, com a indicação das respectivas

aberturas das fissuras ( $E_{cw1}$ ), além da comparação àqueles traçados nos ensaios. No geral, os panoramas representativos de diferentes forças totais que foram aplicadas às vigas apresentaram uma boa correlação. O número de fissuras que se abrem ao longo do vão, o espaçamento entre elas e o prolongamento de cada uma ao longo da altura da seção foram semelhantes.

Quanto às aberturas de fissuras, essas se mostraram relativamente maiores no modelo numérico, conforme comparações indicadas no Quadro 2. Contudo, todas as fissuras do modelo numérico foram representativas de fissuras de flexão, em consonância àquelas vistas ao longo dos ensaios. Esse é um dos fatores que caracterizam as rupturas por flexão e, portanto, contribui à conclusão de que o modelo proposto apresentou um modo de ruptura coerente ao experimental. Mais evidências acerca dessa questão serão comentadas a seguir.

Quadro 2 Comparações de resultados experimentais vs numéricos de aberturas de fissuras registradas para a viga de referência  $A\_ka0\_kr0\_1$

Resultados	Forças aplicadas $P$ (kN) / Aberturas de fissuras $E_{cw1máx}$ (mm)				
	20	25	30	35	40
Experimentais $E_{cw1máx,exp}$	0,15	0,20	0,36	0,40	2,2
Numéricos $E_{cw1máx,num}$	0,41	0,63	0,79	0,93	3,89

## 4.3 Modos de ruptura

Todas as vigas submetidas a ensaios experimentais de flexão a quatro pontos apresentaram excessivas aberturas de fissuras de flexão e aumento contínuo das flechas antes de atingirem o colapso total pela ruptura das barras das armaduras longitudinais inferiores, submetidas a esforços de tração. Sendo assim, todas apresentaram ruínas por flexão, com o aviso prévio dado pelas fissuras e flechas, correspondendo ao estado-limite de projeto para as quais foram dimensionadas. Esse modo de ruptura também foi identificado na viga analisada a partir do programa. Além das fissuras de flexão, verificou-se o escoamento das armaduras longitudinais inferiores. Esse pôde ser identificado pelas deformações longitudinais superiores a 0,02, valor estipulado para a deformação correspondente à resistência ao escoamento do aço ( $\epsilon_{sy}$ ). A Figura 8 ilustra, como exemplo, as deformações longitudinais das armaduras para o passo de carga no qual foi atingida a força máxima, igual a 42 kN. Já a Figura 9 indica o aspecto final da viga deformada relativamente ao último passo de carga convergido, com excessivas flechas e iminente colapso da região a meio vão, sendo esse muito similar ao verificado pouco antes do colapso total das vigas ensaiadas.

Pelas tensões e deformações dos estribos, certificou-se que esses ainda permaneciam em regime linear elástico tanto no passo de carga representativo da máxima força aplicada de 42 kN quanto no último passo de carga convergido, uma vez que essas armaduras não apresentaram escoamento (tensões superiores a 548,058 MPa

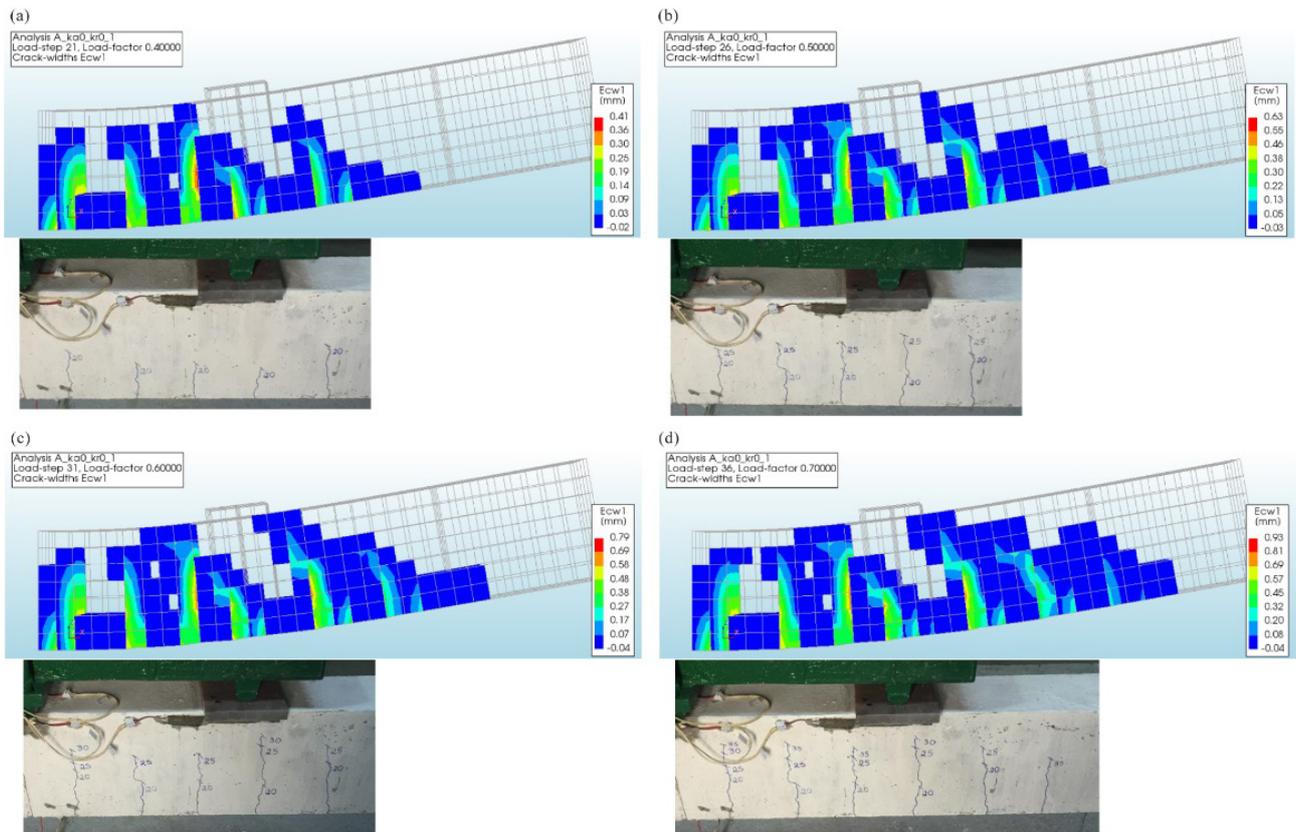


Figura 7 Panoramas de fissuração obtidos pelo DIANA, com a indicação das aberturas  $E_{cw1}$ , comparados àqueles traçados nos ensaios para as forças totais aplicadas de 20 (a), 25 (b), 30 (c) e 35 kN (d)

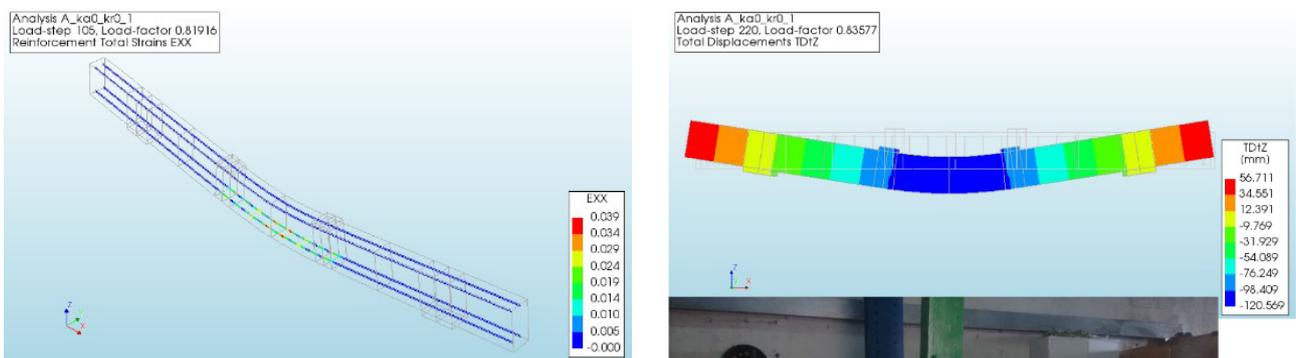
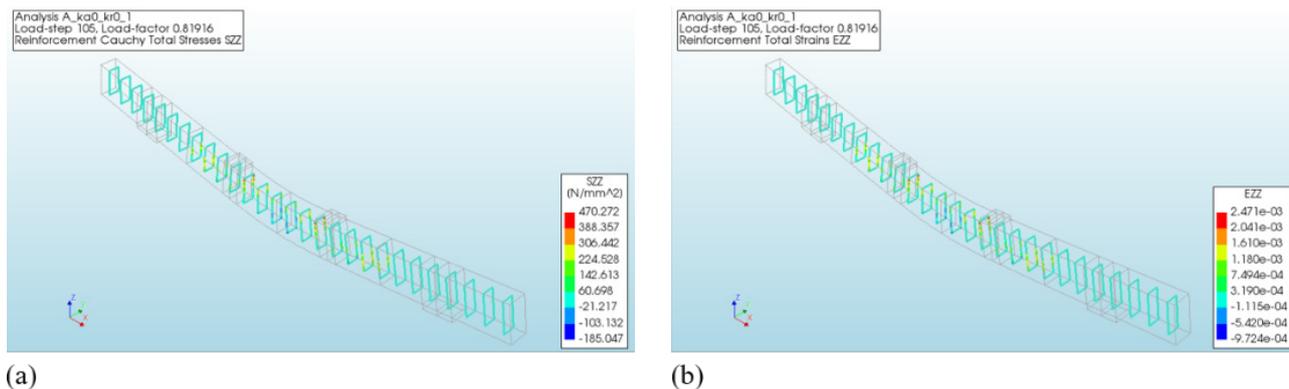


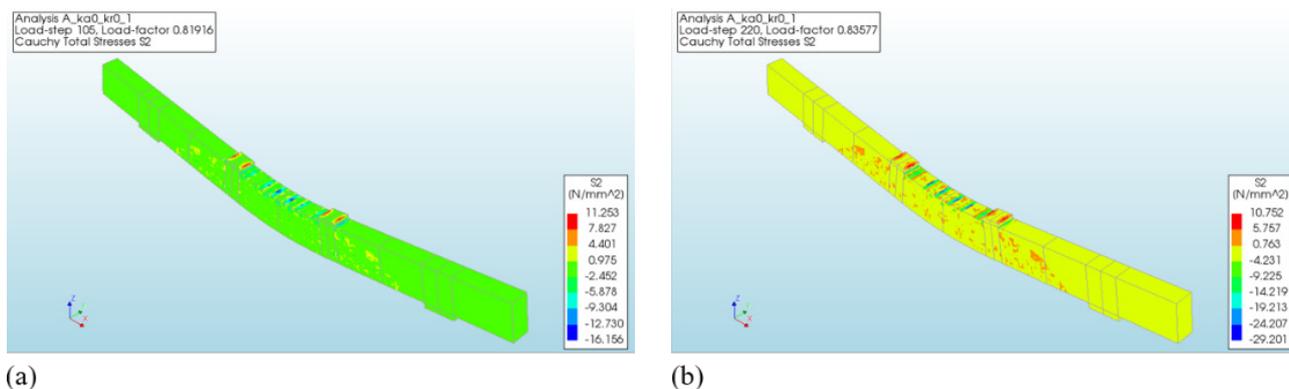
Figura 8 Deformações EXX das armaduras longitudinais para a máxima força total aplicada, igual a 42 kN



Figura 9 Comparação numérico vs experimental das configurações deformadas das vigas para as máximas flechas atingidas



(a) (b)  
**Figura 10** Tensões SZZ (a) e deformações EZZ (b) das armaduras transversais para a máxima força total



(a) (b)  
**Figura 11** Tensões principais S2 do concreto para a máxima força total (a) e para o último passo de carga convergido (b)

e deformações superiores a 0,02), vide exemplo da Figura 10. Assim, descartou-se a hipótese de colapso por cisalhamento da peça, devido à rutura da armadura transversal. Ainda para a força última, não se verificou esmagamento do concreto, uma vez que as tensões de compressão ainda eram inferiores a 26,238 MPa. Esse fenômeno passou a ocorrer apenas em alguns elementos localizados na região central superior da viga, submetida a altos esforços de compressão, em estágios mais avançados da análise, com flechas já superiores a 100 mm (Figura 11). Esse fenômeno também foi verificado nos ensaios, mas da mesma forma que no modelo numérico, a viga não atingiu colapso por conta desse esmagamento, continuando a desempenhar sua capacidade de carga. Após a comparação dos resultados numéricos aos experimentais em termos de relações entre forças aplicadas em função de flechas, panoramas de fissuração e modo de rutura, certificou-se a consistência do modelo que foi concebido no DIANA para a simulação do comportamento estrutural de vigas de concreto armado.

## 5 Conclusões

Esta pesquisa se dedicou a simulações experimentais e numéricas do comportamento estrutural de vigas de concreto armado. A parte experimental envolveu a realização de três ensaios de flexão a

quatro pontos em vigas simplesmente apoiadas. Esses ensaios foram adotados como referência para análises numéricas subsequentes e tinham como principais objetivos a determinação das forças máximas resistidas pelas vigas, a verificação do modo de rutura das mesmas, além da demarcação dos campos de fissuras. Logo, a partir dos ensaios em laboratório, coletaram-se resultados relevantes para a validação dos modelos computacionais. As vigas apresentaram comportamento experimental conforme o esperado, uma vez que as forças últimas obtidas pelos ensaios foram similares ao valor determinado analiticamente e as ruturas ocorreram por flexão, com estados-limite atingidos pela deformação última da armadura longitudinal tracionada, entretanto com o aviso prévio das fissuras de flexão e flechas excessivas, refletindo o estado-limite de projeto para o qual foram dimensionadas.

A parte numérica da pesquisa resultou na concepção de um modelo numérico em 3D capaz de representar com precisão o comportamento estrutural das vigas de concreto armado submetidas aos ensaios em laboratório. Após comparar os valores de forças máximas resistidas pelas vigas e de flechas, além das características dos panoramas de fissuração e os modos de rutura verificados experimentalmente aos resultados obtidos por intermédio do DIANA, verificou-se que a viga modelada no programa de computador apresentava respostas similares às ensaiadas. Assim, concluiu-se que as análises

fundamentadas no método dos elementos finitos conduzem a uma abordagem coerente do problema proposto para investigação. Além disso, que os modelos constitutivos indicados pelas normas brasileira e europeia para a caracterização do concreto se mostram simplificados para análises numéricas mais complexas. Nesse caso, os modelos com base na Mecânica da Fratura conduzem a resultados mais coerentes. Em contrapartida, os modelos constitutivos normatizados para a caracterização do aço das armaduras apresentam resultados satisfatórios. O mesmo se aplica às propriedades mecânicas adotadas com base nas normas, que se mostraram bastante representativas do comportamento dos materiais. Dentre os modelos de fissuração discreta ou distribuída disponíveis no programa de computador, a segunda opção conseguiu representar satisfatoriamente os danos no concreto, haja vista que até mesmo os valores das aberturas de fissuras foram coerentes aos aferidos durante os ensaios. Sendo assim, o modelo numérico proposto se mostra apto a ser eventualmente aplicado em trabalhos futuros que prevejam, por exemplo, estudos paramétricos relacionados ao comportamento desses elementos estruturais.

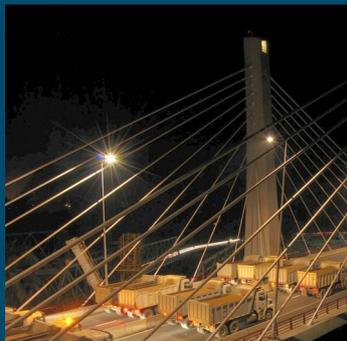
## Agradecimentos

Agradece-se à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo apoio no financiamento do sistema experimental por meio do projeto PTDC/ECM/116859/2010 - FIRE\_COLDSTEEL – *Experimental and Numerical Analysis of Cold Formed Steel Elements subjected to Fire*, à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) [No. 2018/14735-6], à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) [No. 99999.008942/2014-05] e ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico (CNPq).

## Referências

- [1] DIANA FEA – *User's manual: release 10.1*. DIANA FEA BV, 2016, 13 v.
- [2] ALBUQUERQUE, G. [et al.] – *Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise experimental*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 81-94. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-006>
- [3] ALBUQUERQUE, G. [et al.] – *Comportamento de vigas de concreto armado com diferentes condições de apoio em situação de incêndio: análise numérica*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 27. ISSN 2183-8488. (março 2025) 95-106. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n27-007>
- [4] Sampaio, C.D.C. – *Comparação entre a modelagem numérica e experimental da deformação por fluência em vigas de concreto armado*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, 2004, 146 p.
- [5] Souza, R.A. – *Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Tese de Doutorado, 2004, 379 p.
- [6] Menin, R.C.G. et al. – “Modelos de fissuração distribuída em vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos”. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, 2009, Vol. 2, No. 2, p. 166-200. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952009000200004>
- [7] Gamino, A.L. – *Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Tese de Doutorado, 2007. 259 p. DOI: <https://doi.org/10.11606/T.3.2007.tde-27062007-181359>
- [8] Azenha, M.A.D. – *Numerical simulation of the structural behaviour of concrete since its early ages*. Faculty of Engineering, University of Porto, PhD Thesis, 2009. 375 p.
- [9] Ferreira, D. C. S. – Identificação e modelação do comportamento de estruturas de betão nas primeiras idades. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado, 2008. 180 p.
- [10] Pimentel, M.J.S. – *Modelação e análise de estruturas laminares de betão: possibilidades e desafios*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado, 2004. 234 p.
- [11] Rafi, M.M. et al. – “Analytical modeling of concrete beams reinforced with carbon FRP bars”. *Journal of Composite Materials*, 2007, Vol. 41, No. 22, p. 2675-2690. DOI: <http://dx.doi.org/10.1177/0021998307078728>
- [12] Mauludin, L.M. – *Numerical modeling of reinforced concrete beams repaired with polymer modified mortar*. University of Padova, Master's Thesis, 2009. 94 p.
- [13] Moltubakk, Ø.T. – *Nonlinear analysis of fibre reinforced concrete beams: influence of fibre orientation and density*. Faculty of Engineering Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology, Master's Thesis, 2014. 121 p.
- [14] Qapo, M. et al. – “Finite element parametric study of reinforced concrete beams shear-strengthened with embedded FRP bars”. *Composite Structures*, 2016, Vol. 149, p. 93-105. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.04.017>
- [15] Yang, Y. – *Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement: a new look at an old problem*. Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, PhD Thesis, 2014. 344 p.
- [16] European Committee for Standardization – EN 1992-1-1: *Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004, 225 p.
- [17] Albuquerque, G.B.M.L. – *Análise numérico-experimental de vigas de concreto armado com restrições axial e rotacional em situação de incêndio*. Universidade de São Paulo e Universidade de Coimbra, Tese de Doutorado, 2018, 413 p. DOI: <https://doi.org/10.11606/T.3.2018.tde-29082018-085805>
- [18] Bittencourt, T.N. – *Fraturamento do concreto estrutural: aspectos teóricos, computacionais e experimentais, e suas aplicações*. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Tese de Livre Docência, 1999, 226 p.
- [19] Rots, J.G. – *Computational modeling of concrete fracture*. Delft University of Technology, PhD Thesis, 1988, 132 p.
- [20] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [21] Comité Euro-international du Béton – *CEB-FIP MC 2010: fib Model Code for concrete structures 2010*. Lausanne, 2011, 653 p.
- [22] Belletti, B. et al. – Guidelines for nonlinear finite analysis of concrete structures (RTD: 1016-1:2016). Utrecht: Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, 2016. 66 p.
- [23] European Committee for Standardization – EN 1992-1-2: *Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design*. Brussels, 2004, 97 p.





# 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





## ATIC entra em 2025 com nova imagem



A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento inicia o ano de 2025 com uma **nova identidade gráfica**, resultado de uma operação de *rebranding* que reflete a visão inovadora e sustentável da associação para o futuro.

A nova imagem inclui um logótipo renovado, uma paleta de cores modernizada e um refresh completo do website, garantindo uma comunicação mais clara, mais dinâmica e mais próxima dos seus stakeholders.

O símbolo central da nova identidade é composto por duas peças que se unem para formar uma nova figura no centro, um conceito que simboliza a colaboração entre parceiros como a CIMPOR e a SECIL, a criatividade no uso do cimento e a sustentabilidade, refletindo o compromisso da ATIC em construir um futuro mais inovador e equilibrado. Visualmente, os triângulos que compõem o logótipo apontam para a direita, transmitindo movimento e progresso, enquanto a forma triangular, por si só, remete para a estabilidade e o equilíbrio, atributos fundamentais de uma associação que se posiciona como um ícone de confiança no setor.

“2025 marca o início de uma nova era para a ATIC. A nova identidade gráfica é a ponte entre o nosso legado e o futuro que queremos construir: sólido, sustentável e inovador. Este rebranding é mais do que estética, é um compromisso visual com a transformação do setor cimenteiro em Portugal e no mundo”, sublinha Cecília Meireles, secretária-geral da ATIC.

Esta mudança estratégica reflete a missão da ATIC em ser um ponto de referência para a inovação e sustentabilidade na indústria cimenteira, reforçando a sua imagem no mercado nacional e internacional.

### Sobre a ATIC

A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento foi criada na década de 1960 para promover uma melhor utilização do cimento. Ao cariz técnico e científico, juntou mais tarde a responsabilidade de representar a indústria cimenteira portuguesa junto de entidades nacionais, europeias e internacionais, promovendo o desenvolvimento sustentável do setor. A ATIC tem como associadas a CIMPOR e a SECIL. A Indústria Cimenteira é fundamental para a economia local e nacional, com um elevado efeito multiplicador na economia: estima-se que por cada euro de valor acrescentado na fileira de cimento e betão são gerados cerca de 3 euros na economia. O setor emprega, direta e indiretamente, 5.100 pessoas. Em 2021, a associação apresentou o Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica 2050, sendo este o compromisso formal com as metas de descarbonização e sustentabilidade estabelecidas pelo Governo português, em consonância com o Pacto Ecológico Europeu.



# IABSE

International Association for  
Bridge and Structural Engineering

Próximos eventos



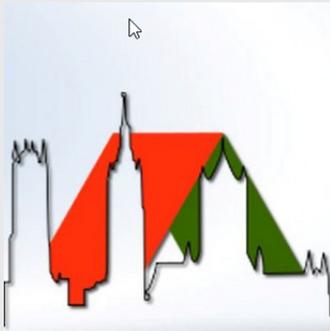
**IABSE**  
Symposium  
Tokyo 2025

**May 18 - May 21, 2025**

Waseda University and Rihga Royal Hotel, Tokyo

*on Environmentally Friendly Technologies and Structures - Focusing on Sustainable Approaches*

Mais informações em: [www.iabse.org/tokyo2025](http://www.iabse.org/tokyo2025)



**IABSE Congress  
Ghent 2025**

27 - 29 August 2025

*The Essence of Structural Engineering for Society*



Mais informações em: [www.iabse.org/Ghent2025](http://www.iabse.org/Ghent2025)



**SAVE THE DATE**

**IABSE SYMPOSIUM  
COPENHAGEN 2026  
21-24 APRIL 2026**

**Bridging Advanced  
Technologies  
-Structural Innovation**

Submissão de resumos até março de 2025

Mais informações em: <https://iabse.org/copenhagen2026>



# Save the date

**Lisbon, June 15-19, 2026**

Dear colleague,

After the fib Symposium 2021, held virtually due to the Covid-19 pandemic, GPBE and IST are delighted to host the 7<sup>th</sup> fib Congress and welcome you to Lisbon, the westernmost and second-oldest European capital. Held only once every four years, this congress is the most significant event for the fib community, bringing together world-renowned experts in the structural concrete sector.

Under the motto "*Structural Concrete 2050: Towards Carbon Neutrality, AI Design, and Robotic Construction*", the congress will highlight the challenges and opportunities of emerging technologies and sustainability in concrete structures. Over four days, distinguished speakers will address topics such as: Conceptual design; robustness of prefabricated structures; seismic retrofitting of existing buildings; 3D printing and robotic construction; and AI-supported applications.

Young engineers will have dedicated sessions organized by the fib-YMG, while students will participate in a competition designed to challenge both their skills and the knowledge of their supervisors. Additionally, leading companies in the concrete construction industry will showcase their products and services at the sponsors' technical exhibition, located in both foyers of the congress venue, where coffee breaks and lunches will take place.

For more information about the 7<sup>th</sup> fib Congress visit our official website:  
<https://fiblisbon2026.pt>

We look forward to welcoming you to Lisbon!

## ÓRGÃOS SOCIAIS 2025-2027

A eleição dos novos Órgãos Sociais para o triénio 2025/2027 teve lugar na Assembleia Geral do GPBE do dia 12 de fevereiro de 2025.

### DIREÇÃO

Presidente



Eduardo Júlio  
(IST)

Vice-Presidente



Mário Pimentel  
(FEUP)

Vice-Presidente



J. Sena Cruz  
(UNIV. MINHO)

Vice-Presidente



Ana Sofia Louro  
(LNEC)

Tesoureiro



André Furtado  
(IST)

Vogal



Paulo Rocha  
(CIMPOR)

Vogal



Nuno Maia  
(SECIL)

Vogal



Miguel Lourenço  
(JSJ)

Secretário



João Pacheco  
(IST-ID)

### CONSELHO FISCAL

Presidente



A. Bettencourt  
Ribeiro  
(LNEC)

Vogal



Ricardo do Carmo  
(ISEC/IPC)

Vogal



Eduardo Cavaco  
(FCT/UNL)

### ASSEMBLEIA GERAL

Presidente



Manuel Pipa  
(LNEC)

Secretário



A. Pinho Ramos  
(FCT/UNL)



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/](http://spessismica.pt/sismar-podcast/)

**SPES**





Instituto para  
a Construção  
Sustentável



## Missão e posicionamento

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.

R. Dr. Roberto Frias  
Campus 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](http://www.fe.up.pt/ics)  
[ics@fe.up.pt](mailto:ics@fe.up.pt)



## Visão e objetivos

O **ICS** tem como visão ser uma interface científica e tecnológica multidisciplinar reconhecida pela sua capacidade de responder a **desafios sociais** 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.



## 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](http://www.construsoft.pt)  
[info@construsoft.pt](mailto:info@construsoft.pt)

Fale connosco!





Sistema  
**CONSOLIDAÇÃO  
E REFORÇO ESTRUTURAL**



### GEOACTIVE TOP B 525

Argamassa fixotrópica,  
fibrorreforçada de  
retração compensada  
para estruturas de betão



### C 285 BETON-E

Paintura elastomérica para  
proteção de betão



**FASSA  
BORTOLO**



[www.fassabortolo.com](http://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**<sup>®</sup>

- 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](http://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](http://mapei.pt)



# VÁLVULA ANTISSÍSMICA DE CORTE DE GÁS

Válvula Mecânica para o corte automático do gás em caso de sismo.

Reduz o risco de incêndios causados por fugas de gás quando o sismo ocorre

Proteja pessoas e bens a um custo irrisório

Facilmente rearmável após inspeção e verificação das condições de segurança



VÍDEO INFORMATIVO

CONTACTE



PRETENSA



MECHANICAL ACTUATED SEISMIC VALVE SERIES



A Simpson Strong-Tie® Company

# 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 !



# SOLUÇÕES SIKA®

## REPARAÇÃO E PROTEÇÃO DE BETÃO

A reparação de betão é essencial para restaurar a integridade estrutural, a durabilidade e a estética de estruturas danificadas. As argamassas de reparação são formuladas para substituir ou restaurar o perfil original do betão, corrigindo defeitos, melhorando a aparência e prolongando a vida útil da estrutura. As causas mais comuns de deterioração do betão incluem degradação química, corrosão das armaduras, ataque mecânico, danos físicos e fatores construtivos. A degradação química ocorre devido à exposição a substâncias químicas, reações álcali-agregado e ação bacteriana. A corrosão das armaduras é provocada pela carbonatação, presença de cloretos ou correntes elétricas dispersas.



SAIBA MAIS  
[WWW.SIKA.PT](http://WWW.SIKA.PT)

A CONSTRUIR CONFIANÇA



COM O APOIO DE:



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

