

# Numerical comparison between the thermo-structural behavior of steel and partially encased steel and concrete composite columns in fire

## *Comparação numérica entre o comportamento termoestructural de pilares de aço e mistos de aço e concreto parcialmente revestidos em situação de incêndio*

Y. S. SIMÕES<sup>a</sup>  
yaghosimoes@usp.br

F. M. ROCHA<sup>a</sup>  
fabio.rocha@usp.br

J. MUNAIAR NETO<sup>a</sup>  
jmunaiar@sc.usp.br

### Abstract

The bare steel structural members have a low fire resistance. However, in steel and concrete composite members, the concrete encasement, besides the contribution to the stiffness of the whole system, reduces the amount of heat that reaches the steel profile, increasing its fire resistance. The aim of this paper is to conduct a numerical study on the behavior of steel and steel and concrete composite columns in fire, in order to compare their performance based on the variation of parameters such as the stiffness of the surrounding structure, geometric imperfection and load ratio. It has been found that, in general, the intensity of the geometric imperfection and stiffness of the surrounding structure does not affect the fire resistance of steel and composite columns. However, the stiffness of the surrounding structure raised the maximum value of the restraining forces generate throughout the heating. Regarding the load ratio, when increased, the fire resistance and critical temperature decreased.

**Keywords:** steel and concrete composite columns, steel columns, numerical study, fire, fire resistance.

### Resumo

Os elementos construtivos de aço sem proteção possuem baixa resistência ao fogo. Apesar disso, nos elementos mistos de aço e concreto, o revestimento de concreto, além da contribuição de rigidez para o sistema, reduz a quantidade de calor que chega ao elemento de aço aumentando assim a sua resistência ao fogo. Diante disso, o artigo tem como objetivo realizar um estudo numérico acerca do comportamento de pilares isolados de aço e mistos de aço e concreto em elevadas temperaturas, visando comparar o desempenho dos mesmos a partir da variação de parâmetros como rigidez da estrutura circundante, imperfeição geométrica inicial e fator de carga. Foi constatado que, em geral, a intensidade da imperfeição geométrica e da rigidez da estrutura circundante não afeta a resistência ao fogo de pilares de aço. Entretanto, a rigidez da estrutura circundante elevou o valor máximo das forças de restrição geradas. Em relação ao nível de carga, quando aumentado, diminuiu o tempo e a temperatura críticos.

**Palavras-chave:** pilares mistos de aço e concreto, pilares de aço, estudo numérico, incêndio, resistência ao fogo.

<sup>a</sup> Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil.

## 1. Introdução

O aço e o concreto são os principais materiais utilizados na construção civil. No que concerne à ação do fogo, o aço possui um mau comportamento quando não protegido, uma vez que conta com uma elevada condutividade térmica e forma perfis cujas partes possuem espessuras reduzidas. A soma dos fatores descritos leva a um aquecimento mais rápido da seção, acelerando também a degradação das suas propriedades mecânicas (rigidez e resistência à tração e à compressão).

O comportamento do aço frente ao incêndio pode ser melhorado aplicando sobre o mesmo um revestimento de proteção contra o fogo ou associando-o a outros materiais que possuam um melhor desempenho em altas temperaturas. O custo elevado e a interferência estética que os materiais de proteção podem causar no elemento estrutural são alguns dos principais problemas na utilização desta solução.

O revestimento de concreto em perfis metálicos é uma boa opção a ser empregada para garantir maior resistência dos elementos estruturais à temperatura ambiente e também em situação de incêndio. Por formar elementos estruturais mais robustos e pela baixa condutividade térmica do material, as estruturas de concreto levam um tempo maior para se aquecerem em comparação com as estruturas de aço. Tendo em vista as características apresentadas, as estruturas mistas estão sendo cada vez mais utilizadas na construção de edifícios de muitos pavimentos. Nessa concepção estrutural, o concreto aumenta a capacidade portante da estrutura e atua como revestimento do perfil metálico, protegendo-o contra a ação do fogo e a corrosão. O aço, por sua vez, também melhora o comportamento do concreto em elevadas temperaturas, de modo a reduzir o efeito do deslocamento e a fissuração do mesmo.

No Brasil, a temática é abordada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da Norma Brasileira (NBR) 14323 [1] que segue basicamente os princípios das normas europeias, EUROCODE 3 e 4 Parte 1-2 [2, 3]. O texto normativo apresenta um método simplificado de dimensionamento para pilares isolados levando em consideração apenas a degradação das propriedades mecânicas dos materiais com o aumento da temperatura. Apesar disso, de acordo com Bubach [4], em situações reais de incêndio, deve-se considerar, além dessa redução citada, a interação do elemento estrutural com a estrutura circundante, o que pode comprometer a aplicação do método referenciado.

Os pilares fazem parte de uma estrutura global, de modo que interação com as vigas ou lajes, que podem estar apoiados sobre eles. Portanto, durante um incêndio, naturalmente o pilar tende a se deformar, mas o restante da estrutura impõe restrições térmicas a essa deformação o que promove o aparecimento de esforços adicionais aos pilares isolados que podem afetar a estabilidade dos mesmos, alterando a resistência ao fogo do elemento [4]. Há dois tipos de restrição térmica, a restrição axial, que impõe certo impedimento à deformação longitudinal do pilar, acarretando no aumento de suas forças axiais, e aquela responsável por impedir parcialmente o giro nas extremidades do mesmo, nomeada de restrição rotacional, que promove a geração de momentos fletores. O meio científico afirma que ambas possuem efeitos contrários na resistência ao fogo de pilares aquecidos em todas as

faces, de modo que a restrição axial age de forma a diminuir, e a rotacional aumentar a resistência ao fogo [1, 5, 7, 8, 9, 11].

Neves [5] realizou um estudo numérico detalhado, a partir do uso do código computacional ZWAN, a respeito da influência da estrutura circundante, excentricidade da carga aplicada e esbeltez no comportamento de pilares de aço em situação de incêndio. A partir do comportamento das forças de restrição, o autor definiu o conceito de resistência ao fogo de um pilar de aço como sendo o instante em que, após a elevação das forças internas, o pilar volta ao nível de carregamento observado antes do aquecimento. Esse instante é chamado de tempo crítico e a temperatura associada a ele é denominada de temperatura crítica. Esse conceito será utilizado no presente trabalho.

Aasen [6] apresenta uma análise experimental de pilares de aço em situação de incêndio, considerando restrições térmicas nas extremidades. O objetivo do trabalho foi avaliar a influência das restrições axial e rotacional na resistência ao fogo desses elementos estruturais. De modo semelhante, Ali *et al.* [7] e Ali e O'Connor [8] desenvolveram um programa experimental de modo a estudar os parâmetros citados anteriormente, incluindo na análise a variação do fator de carga e da esbeltez do elemento estrutural (apenas no primeiro estudo). Neves *et al.* [9] criaram um modelo numérico, a partir do código computacional FINEFIRE, com o intuito de determinar uma metodologia simplificada capaz de contabilizar o efeito da restrição térmica na determinação do valor da temperatura crítica de pilares metálicos que, por sua vez, haviam sido ensaiados sem restrição nas extremidades. Para isso, uma análise paramétrica foi realizada com variação dos seguintes parâmetros: seção transversal, índices de esbeltez e fator de carga.

Correia e Rodrigues [10] propuseram uma nova estrutura de ensaios experimentais para pilares em situação de incêndio, de modo que o elemento estrutural era inserido em um sistema de restrição tridimensional capaz de representar um sistema estrutural real. O estudo se deu a partir da variação dos mesmos parâmetros avaliados em Neves *et al.* [9]. No ano seguinte, Correia *et al.* [11] utilizaram os dados experimentais dos ensaios desenvolvidos e realizaram uma pesquisa numérica com o intuito de propor um método simplificado para determinar a resistência ao fogo de pilares metálicos em situação de incêndio com restrições à deformação térmica. Na mesma linha de pesquisa, Bubach [4] analisou o comportamento de pilares de aço com restrição axial e rotacional, atuando de forma individual e simultaneamente, a partir de uma modelagem numérica. Posteriormente, os resultados numéricos foram comparados com aqueles fornecidos pela norma brasileira ABNT NBR 14323 [1].

Os estudos apresentados chegaram a conclusões semelhantes, constatando o efeito negativo da restrição axial e positivo da restrição rotacional na resistência ao fogo do pilar. Além disso, foi possível concluir que o aumento do nível de carga provocou uma queda brusca na intensidade das forças de restrição geradas e na temperatura crítica. Em relação à esbeltez, em geral, o seu aumento resultou na redução da resistência ao fogo.

No que diz respeito aos pilares mistos, grande parte da pesquisa realizada mundialmente se refere a pilares mistos preenchidos de aço e concreto, poucas são aquelas que apresentaram como temática os pilares parcialmente revestidos.

Huang *et al.* [12] ensaiaram pilares mistos isolados parcialmente

revestidos considerando apenas restrição axial (com níveis variados) nas extremidades. Os autores concluíram que o colapso dos mesmos ocorreu por instabilidade global e que a restrição axial aumentou a força compressiva, o que diminuiu sua resistência ao fogo. Outro fenômeno que também ajudou nessa diminuição foi o deslocamento do concreto. No ano seguinte, esses autores [13] desenvolveram outra modelagem numérica, agora, com o intuito de avaliar a influência do nível de carga aplicado no pilar misto e das dimensões da seção transversal. Os resultados apontam que, para elevados níveis de carga, seções com pequenas dimensões apresentam resistência ao fogo baixa.

Correia e Rodrigues [14], utilizando a mesma estrutura de ensaio apresentada em Correia e Rodrigues [10], ensaiaram pilares de aço parcialmente revestidos com concreto, com restrição axial e rotacional (diferentes intensidades) em suas extremidades sujeitas a altas temperaturas, variando também o nível de carga e esbeltez do pilar. A principal constatação, além daquelas já descritas, foi o aumento da resistência ao fogo em comparação aos pilares de aço.

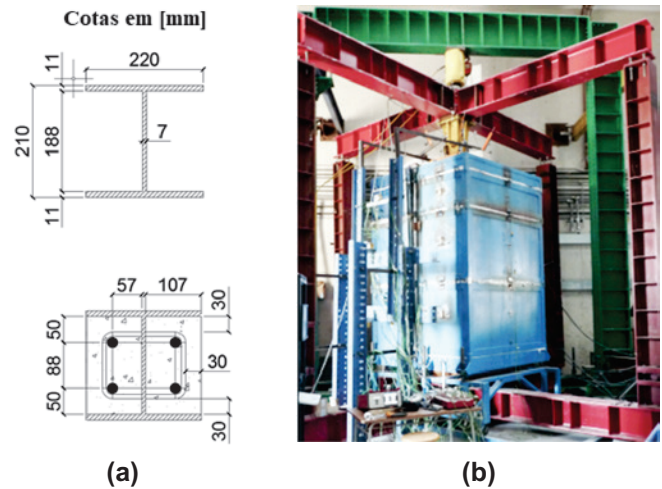
Ellobody [15] realizou um estudo numérico acerca dos pilares parcialmente revestidos sujeitos à ação do fogo, variando os níveis de carga, a rigidez axial, as dimensões da seção transversal e o tipo de agregado graúdo utilizado no concreto. O estudo constatou que os pilares mistos sem restrição axial apresentaram um colapso brusco, diferentemente daqueles com restrição térmica que apresentaram no gráfico “força de restrição x tempo”, um ramo descendente mais suave.

Han *et al.* [16, 17], através de ensaios experimentais e análises numéricas, descreveram o comportamento de pilares mistos revestidos sob ação do fogo. O primeiro estudo [16] propõe um método simplificado, a partir da análise paramétrica realizada pela modelagem numérica, para determinar a resistência ao fogo dos pilares, enquanto que o segundo artigo [17] ampliou o conhecimento com relação ao comportamento pós-incêndio destes elementos estruturais.

Os trabalhos apresentados acima consideraram em suas análises o comportamento de pilares isolados de aço e mistos de aço e concreto separadamente. Portanto, de modo a identificar a diferença do desempenho estrutural entre esses elementos foi desenvolvido neste trabalho um conjunto de análises numéricas visando a avaliação dos benefícios do concreto em situação de incêndio. Outras análises com o modelo validado também foram desenvolvidas, visando analisar parâmetros como a influência do nível de restrição axial, o nível de carga aplicado e a intensidade da imperfeição geométrica inicial na resistência ao fogo dos pilares metálicos e mistos de aço e concreto.

## 2. Modelo experimental de referência

O desenvolvimento de uma modelagem numérica consistente se baseia em um estudo detalhado do ensaio experimental utilizado para validação da mesma. Para validação dos modelos numéricos, foram adotados os resultados dos experimentos descritos em Rocha [18] realizados no Laboratório de Ensaio de Estruturas e Materiais da Universidade de Coimbra. Este trabalho experimental focou no estudo de pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes, porém, ensaios sem paredes também foram realizados. O programa experimental foi definido de forma que se avaliasse



**Figure 1**  
a) Características geométricas das seções transversais dos pilares estudados; b) Sistema de ensaio (Rocha [18])

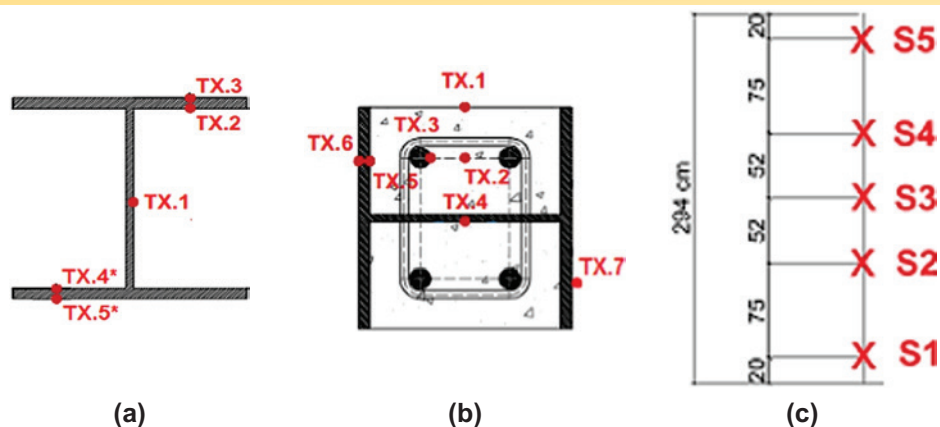
os seguintes parâmetros: esbeltez dos pilares, espessura da parede, posição do perfil em relação às paredes, influência do concreto atuando em conjunto com os perfis de aço e fator de carga. Considerando os ensaios em pilares isolados e inseridos em paredes, foram realizados um total de 12 protótipos em temperaturas elevadas. O estudo numérico que será abordado neste artigo utilizou apenas os resultados para os pilares isolados (sem paredes) de Rocha [18]. Destacando os pilares utilizados nesse trabalho, foi empregado o perfil de aço HEA 220 com altura de 2940 mm. Como condição de contorno, foram consideradas, nas extremidades do elemento, chapas quadradas com dimensão 450 x 450 x 30 mm de espessura, resultando um pilar com altura total igual a 3000 mm. Para os pilares mistos, foi utilizado o concreto de classe C30/37 colocado entre as mesas. Além disso, o concreto foi armado longitudinalmente com barras de diâmetro igual a 20 mm, do tipo CA50, bem como transversalmente com estribos de diâmetro igual a 8 mm e espaçamento de 15 cm. As dimensões da seção transversal utilizada estão esquematizadas na Figura 1a.

Para realização dos ensaios considerando temperaturas elevadas, foi determinada a capacidade de carga da seção transversal para que o pilar fosse carregado como uma parcela deste valor. O carregamento aplicado em relação à capacidade de carga do pilar é chamado de fator ou nível de carga. Esta situação irá representar o carregamento no qual um pilar de um edifício estará submetido na eventual ocorrência de um incêndio. A partir das metodologias

**Tabela 1**  
Capacidade de carga teórica para os pilares utilizados

Tipo do perfil	(kN)
HEA 220 - perfil metálico	1560
HEA 220 - pilar misto	2610

Fonte: Rocha [18] (adaptado)



**Figura 2**  
Instrumentação do ensaio experimental: a) Pilar de aço; b) Pilar misto; c) Indicação das seções em que foram medidas as temperaturas (Rocha [18])

de cálculo fornecidas pelos EUROCODE 3 e 4 [2, 3], a Tabela 1 traz os valores teóricos empregados.

No tocante aos procedimentos de ensaio, os pilares inicialmente foram carregados a um nível de carga de 30% da sua capacidade resistente (Tabela 1), posteriormente foram inseridos em um sistema de restrição tridimensional e, em seguida, aquecidos em um forno vertical elétrico (Figura 1b). Esse forno foi do tipo modular, composto por três módulos com fonte de alimentação individual, sendo dois módulos com 1 m de altura e o outro com 0,5 m. Portanto, apenas 2,5 m do pilar eram aquecidos. As aberturas do forno, pelas quais passavam o pilar a ser ensaiado, eram isoladas termicamente por meio de mantas cerâmicas para evitar perdas de calor para o ambiente e prejudicasse o aquecimento do forno. As Figuras 2a e 2b trazem uma representação esquemática da seção transversal de cada um dos pilares do campo de estudo. Nela estão indicadas as posições dos termopares localizados nos ensaios experimentais, responsáveis por medir a temperatura. Eles são apresentados pela terminologia TX.Y, em que X indica a seção do pilar ao longo do seu comprimento que está se estudando, enquanto Y indica a numeração do ponto de medição. Cita-se ainda que as temperaturas foram mensuradas em cinco seções, conforme apresentadas na Figura 2c. Apesar disso, a apresentação dos resultados e a validação dos modelos propostos serão feitos tendo como referência a seção 3 (central), uma vez que ela apresentou a maior temperatura dentre as demais, e por essa razão a maior degradação das suas propriedades mecânicas.

### 3. Modelos numéricos propostos

Para a modelagem numérica se utilizou o código computacional ABAQUS, que possui o Método dos Elementos Finitos como formulação básica para resolução dos problemas de engenharia, o qual fornece uma gama de elementos finitos que podem ser em-

**Tabela 2**  
Nomenclatura dos elementos finitos empregados nos modelos térmico e estrutural

Componente do elemento estrutural	Elemento finito: modelo térmico	Elemento finito: modelo estrutural
Perfil metálico	DS4	S4R
Concreto	C3D8	C3D8R
Armadura	DC1D2	T3D2

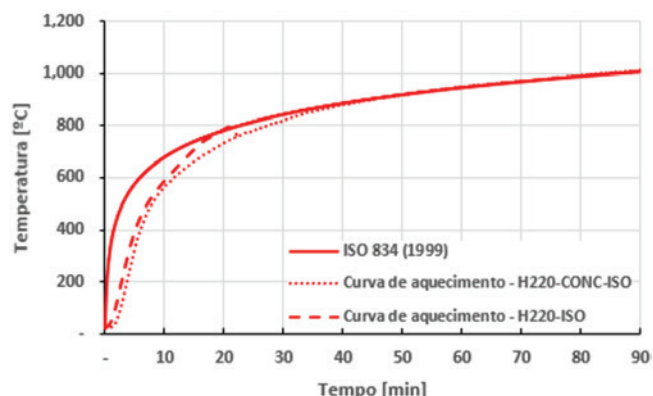
pregados para construção dos modelos de interesse. Após análises de tempo de processamento, resultados e compatibilidade entre os diversos tipos de elementos, foram adotados elementos de casca para o perfil de aço, elemento sólido para o concreto e elemento de barra para as armaduras.

Cada uma das análises numéricas desenvolvidas consistiu de três etapas executadas em sequência. A primeira, chamada de análise térmica, é responsável por determinar o campo de temperaturas obtido no ensaio experimental em todo o tempo de aquecimento. A segunda consiste na inserção das imperfeições geométricas iniciais como um deslocamento no meio do vão do pilar. E na última etapa, denominada análise termoestrutural, o elemento estrutural imperfeito é carregado e recebe gradualmente o campo térmico previamente determinado visando então representar o comportamento do pilar real em situação de incêndio. Nesta etapa é analisado principalmente o desenvolvimento das forças axiais e deslocamentos ao longo do aquecimento.

A Tabela 2 indica a nomenclatura adotada pelo código computacional para os elementos finitos empregados na modelagem térmica e termoestrutural.

#### 3.1 Condições de contorno e propriedades dos materiais

O ABAQUS adota o princípio da conservação da energia para realização de suas análises térmicas, a partir do uso das equações de



**Figura 3**  
Comparação entre as curvas experimentais e a curva de incêndio padrão ISO 834 [19]



equilíbrio térmico. Com relação ao tipo de análise, adota-se, nessa pesquisa, a análise transiente em que as propriedades térmicas dos materiais e a distribuição da temperatura variam com o tempo. As condições de contorno necessárias para realizar uma análise térmica se referem aos mecanismos de transferência de calor.

Para consideração da convecção e radiação inserem-se as grandezas coeficiente de convecção ( $\alpha_c$ ) para o primeiro mecanismo, bem como a emissividade do material ( $\epsilon$ ) e a constante Stefan-Boltzmann ( $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ) para o segundo. A consideração da condução do calor se dá a partir da entrada no modelo numérico de parâmetros relativos ao próprio material da seção, como a densidade, condutividade térmica e calor específico. As curvas de aquecimento empregadas para a validação do modelo foram aquelas obtidas nos três módulos do forno extraídos dos ensaios experimentais apresentados em Rocha [18], uma vez que elas se distanciaram da curva de incêndio-padrão da *International Organization for Standardization* (ISO) 834 [19] recomendada para ensaios em situação de incêndio. A diferença entre as curvas obtidas nos ensaios experimentais e aquela correspondente a ISO 834 [19] está representada na Figura 3. Observa-se que a máxima distinção entre elas se dá nos 20 primeiros minutos, sendo a maior diferença encontrada equivalente a  $200^\circ\text{C}$ , o que garante que as curvas experimentais se encontram fora do limite de tolerância estabelecido pela ISO 834 [19], pois de acordo com a referida norma, não é permitido que haja uma diferença superior a  $100^\circ\text{C}$ , entre as curvas de aquecimento e de incêndio-padrão após 10 min de exposição.

A determinação dos valores das grandezas citadas, inicialmente se baseou naqueles fornecidos pela ABNT NBR 14323 [1], i.e.,  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $\epsilon = 0,7$  para a superfície formada pelo aço e pelo concreto. Apesar disso, durante a comparação dos resultados numéricos com os experimentais apresentados em Rocha [18], verificou-se que não se obtinha uma boa concordância havendo a necessidade de realizar testes de sensibilidade para tais parâmetros. Sendo assim, variou-se o valor da emissividade de 0,5 a 0,9 e a partir disso, adotou-se 0,8 como a emissividade para o aço e 0,7 para o concreto, uma vez que eles forneceram resultados mais representativos. A mudança dos valores de emissividade é justificável, pois a situação de aquecimento que se obtém em um ensaio em forno elétrico é diferente daquela que será verificada em um incêndio real. Em relação ao coeficiente de convecção, o valor fornecido pela norma se mostrou razoável.

As propriedades do aço e do concreto utilizadas nas modelagens térmicas e termomecânica da análise paramétrica deste estudo, que foram realizadas após a validação do modelo, seguiram as normatizações brasileiras ABNT NBR 14323 [1] para o aço e ABNT NBR 15200 [20] para o concreto, ou seja, considerando os coeficientes de convecção e emissividade citados anteriormente ( $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $\epsilon = 0,7$ ), além de considerar também os pilares aquecidos pela curva da ISO 834 [19].

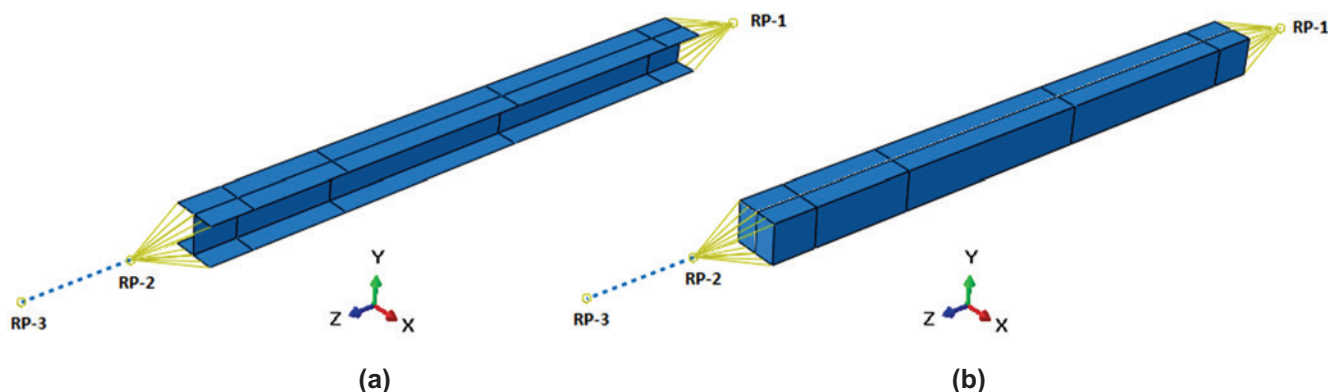
Em relação às propriedades mecânicas, o aço foi modelado seguindo o critério de plastificação de *von Mises* em conjunto dos diagramas tensão versus deformação em função da temperatura apresentados na ABNT NBR 14323 [1]. Porém, para as armaduras dos pilares mistos de aço e concreto não foi considerada a degradação das propriedades mecânicas com a elevação da temperatura, pois no ensaio experimental o valor dessa grandeza foi sempre inferior ou próximo a  $400^\circ\text{C}$ , valor que inicia a perda de resistência do aço. Para o concreto, foi observado que adotando as propriedades elásticas para esse material o modelo resultava suficiente para representar de forma efetiva o comportamento termomecânica dos pilares mistos.

Na construção dos modelos numéricos as armaduras longitudinais e transversais foram consideradas por meio do comando *embedded reinforcements*, de modo a permitir a interação entre o concreto e as armaduras. Para a união das superfícies de aço e concreto nas regiões de contato, adotou-se a função *tie constraint* do tipo *“master-slave surfaces”*, responsável por unir os graus de liberdade entre os nós das superfícies em contato, resultando assim em uma situação de interação total entre os materiais.

### 3.2 Representação do modelo numérico

Os modelos numéricos propostos para os pilares metálicos e mistos estão indicados nas Figuras 4a e 4b, respectivamente. Como pode ser observado, não foram consideradas chapas quadradas nas extremidades, de modo que o comprimento final dos mesmos resultou igual a 2,94 m. Destaca-se ainda que os pilares foram representados na horizontal para facilitar a visualização.

A estratégia numérica adotada para representação termomecânica dos pilares consiste em inserir uma mola na extremidade superior do elemento de modo a simular a estrutura tridimensional de



**Figura 4**  
Pilares modelados: a) H220-ISO; b) H220-CONC-ISO

restrição do ensaio experimental. Neves [5] já havia afirmado que a reação da estrutura ao aquecimento do pilar pode ser comparada a ação de uma mola, cuja rigidez depende das características físicas e geométricas da própria estrutura que envolve o elemento ensaiado. Dessa maneira, a mola receberá a rigidez axial e rotacional da estrutura de restrição, e a partir de um teste de sensibilidade foram definidos os valores de 30 kN/mm para rigidez axial e 5000 kN.m/rad para rigidez rotacional.

Inicialmente, foram criados nós de referência nas extremidades dos pilares nos quais acoplaram-se os graus de liberdade das extremidades do elemento estrutural. Na parte inferior foi criado o nó RP-1 e na parte superior foram criados os nós RP-2 e RP-3 que recebem os graus de liberdade do topo do pilar e representam o comportamento de uma mola.

O desenvolvimento do modelo termoestrutural foi realizado em 2 fases. A primeira fase consistiu na etapa de carregamento do pilar com 30% da sua carga última, na qual foi aplicada a força axial no nó RP-2. Além disso, como condição de contorno, foi adotado engaste no nó RP-1 e fixados os deslocamentos na direção X e Y e a rotação em torno do eixo Z no nó RP-2 representado na Figura 3, de modo que os demais graus de liberdades fossem livres para se manifestar. No nó RP-3 não foi aplicada condição de contorno, pois durante o carregamento mecânico a extremidade superior do pilar se encontra livre para se deformar e não ocorre a participação da mola.

A segunda fase representa a etapa de aquecimento do pilar, e fundamenta-se no acoplamento entre o campo térmico, definido em análise anterior, e as deformações obtidas pelo carregamento do pilar. Portanto, as temperaturas do modelo numérico foram transferidas para essa etapa, de modo a simular o aquecimento da peça estrutural. Além disso, foi inserida a participação da mola na extremidade superior como condição de contorno do nó RP-1, de modo que ela atuasse restringindo as deformações longitudinais (eixo Z) e as rotações em torno do eixo X e Y que no passo

anterior estavam livres para se deformar. Os modelos numéricos foram processados até o instante em que o pilar, após apresentar o pico de força axial, voltou a apresentar a carga inicial aplicada, sendo este o critério de resistência ao fogo definido por Neves [5]. O processo de validação dos resultados numéricos, por meio de comparação com os resultados experimentais apresentados em Rocha [18], foi dividido em duas etapas, as quais foram aplicadas aos pilares de aço e misto de aço e concreto.

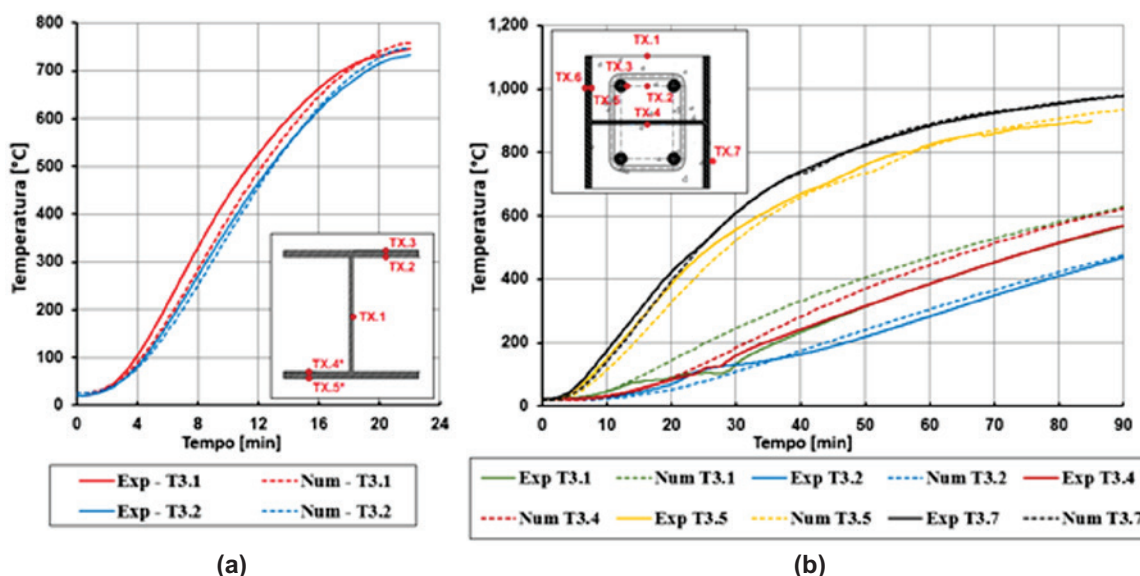
Na primeira etapa, foi realizada análise térmica para comparar se as temperaturas obtidas numericamente apresentavam boa concordância com aquelas medidas nos ensaios experimentais.

A segunda etapa diz respeito à validação do modelo termoestrutural, sendo adotado o deslocamento axial e a força axial relativa como parâmetros de comparação entre os resultados numéricos e experimentais. A força axial relativa é obtida por meio da relação entre a força axial em determinado instante do aquecimento por aquela medida antes de iniciar o aquecimento, desta forma, resultando em uma grandeza adimensional. O uso da força, em termos relativos, facilita a discussão dos resultados quando comparados os pilares metálicos com os mistos, uma vez que o carregamento aplicado em cada um destes casos é diferente.

#### 4. Resultados

Tendo em vista a estratégia de modelagem, apresentada nos itens anteriores, o modelo térmico e termoestrutural para os pilares de aço e mistos de aço e concreto foram validados por meio dos ensaios apresentados em Rocha [18] e já descritos no item 2.

Após a validação, os modelos foram utilizados para a realização de uma análise paramétrica considerando a curva de incêndio padrão da ISO 834 [19] e as emissividades resultantes da ABNT NBR 14323 [1], levando em consideração a influência de fatores como a intensidade da imperfeição global no pilar, nível de carrega-



**Figura 5** Comparação entre as temperaturas obtidas nos ensaios e numericamente para o pilar metálico (a) e misto (b)

gamento e de restrição axial nas extremidades. A validação e a análise paramétrica serão discutidas ao longo desta seção.

#### 4.1 Validação do modelo numérico

Iniciando com os resultados da análise térmica, nas Figura 5a e 5b são apresentadas as variações de temperatura, obtidas numérica e experimentalmente, na seção média do pilar metálico e misto, respectivamente.

No caso do pilar metálico, apenas dois pontos de leitura foram utilizados para a validação, sendo um para a alma do perfil (T3.1) e outro para a mesa superior (T3.2). Como a temperatura na seção é praticamente uniforme, há apenas uma pequena diferença de temperatura entre a alma e a mesa, sendo a alma com temperaturas maiores devido à maior esbeltez e área de contato com o calor. Como se pode observar, as temperaturas numéricas se encontram bem próximas das medidas experimentalmente.

Já no caso do pilar misto, apresentado na Figura 4b, a maior parte dos resultados numéricos se adequou bem aos experimentais, de modo que a diferença entre as curvas foi menor que 10% na maior parte dos casos. Porém, apenas as temperaturas obtidas numericamente para o ponto de leitura T3.1 resultam, na maior parte do ensaio, 100°C superiores àquelas identificadas durante o ensaio. Isso é justificado devido ao fato de que a temperatura T3.1 foi obtida no interior do concreto, aproximadamente a 1 cm da superfície em contato com o calor. Sendo assim, não se pode afirmar que o ponto no qual a temperatura foi obtida numericamente corresponde exatamente ao ponto de leitura do ensaio, possível causa para a diferença nos resultados. Apesar disso, essa diferença não compromete os resultados, uma vez que em termos práticos, a perda de resistência não é elevada para um acréscimo de temperatura de 100°C. Com o modelo térmico validado, partiu-se para a comparação dos resultados termoestruturais dos pilares modelados. Nas Figuras 6a e 6b é apresentado o desenvolvimento da força *versus* deslocamento axial nos pilares metálicos e mistos de aço e concreto, respectivamente.

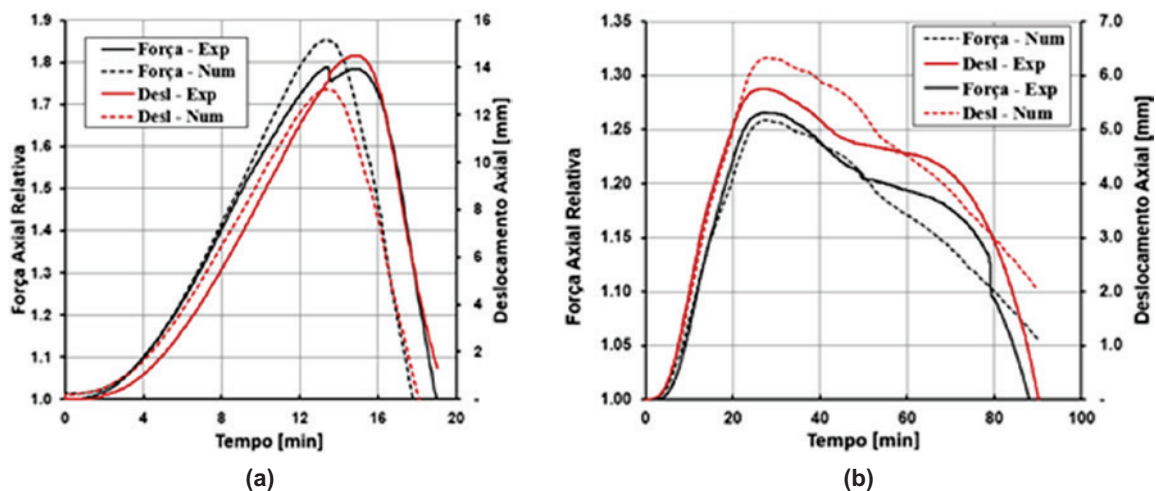
Analisando primeiramente o resultado para as forças axiais relativas para o pilar de aço, nota-se que os resultados numéricos resultam pouco superiores aos experimentais, com a maior diferença encontrada de 5% entre as curvas no trecho ascendente. No trecho descendente a diferença aumenta para mais de 10%, porém isso é aceitável, uma vez que nesse momento o pilar já se encontra com instabilidade local avançada o que dificulta a representação numérica. Tendo em vista o exposto, como a força que está sendo desenvolvida no elemento estrutural é maior no modelo numérico (Figura 6a), como descrito anteriormente, a parcela de deslocamento relativo à compressão também é maior, o que resulta em deslocamento axial total do pilar menor se comparado ao obtido experimentalmente, em torno de 5% no trecho ascendente da curva e de 20%, em média no trecho descendente.

Em relação aos pilares mistos, também foram obtidos resultados satisfatórios, devido à aproximação entre as curvas dos resultados numéricos e experimentais. Analisando primeiramente a força axial, nota-se que até os 50 minutos de incêndio, os resultados numéricos e experimentais são praticamente coincidentes. A partir dos 50 minutos, as curvas se distanciam, com o modelo numérico não representando a queda brusca de força ao fim do ensaio. Este comportamento pode ser atribuído ao fato de no modelo numérico não ser considerada a perda das propriedades mecânicas nas armaduras pela ação do fogo, de modo que as barras longitudinais conseguem manter a sua resistência original durante todo o tempo de aquecimento. Além disso, os deslocamentos axiais possuem um comportamento bastante semelhante ao observado nas forças.

A partir das Figura 5 e Figura 6, conclui-se que o modelo numérico consegue representar satisfatoriamente os comportamentos térmico e termoestrutural dos pilares de aço e mistos de aço e concreto ensaiados e com características similares.

#### 4.2 Análise paramétrica

A partir do modelo numérico validado para o caso de pilares metálicos e mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, utilizou-se



**Figura 6**

Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para as forças axiais relativas e deslocamentos axiais no pilar metálico (a) e misto de aço e concreto (b)

**Tabela 3**

Descrição dos parâmetros utilizados na análise paramétrica

Fator de carga	Força absoluta [kN]		Rigidez relativa	Rigidez estrutura [kN/mm]		Imperfeição global	Intensidade [mm]
	Metálico	Misto		Metálico	Misto		
0,25	390	625,5	0,05	18,76	50	L/1500	2
0,50	780	1305	0,10	37,51	100	L/1000	3
0,75	1170	1957,5	0,30	112,53	300	L/500	6

a mesma estratégia de modelagem para ampliar a análise para outros casos não abordados no programa experimental. Como é de conhecimento do meio científico, fatores como a restrição imposta pela estrutura que envolve o pilar e o nível de carregamento influenciam significativamente o desenvolvimento de deslocamentos e, consequentemente, as forças que se desenvolvem ao longo do aquecimento.

Também é importante ressaltar que, apesar de próximas, as curvas de aquecimento obtidas na análise experimental e utilizadas no processo de validação não resultam iguais a ISO 834 [19], recomendada pela ABNT NBR 14323 [1]. Além disso, os coeficientes utilizados para representar os fenômenos de radiação e convecção do ensaio em um forno elétrico também não coincidem com os recomendados pela ABNT NBR 14323 [1].

Dessa forma, neste item é apresentada a análise paramétrica realizada para avaliar o comportamento estrutural dos pilares mistos parcialmente revestidos e metálicos, compostos por seção do tipo HEA 220, considerando as características previstas na ABNT NBR 14323 [1], em que foi utilizada a curva de incêndio-padrão da ISO 834 [19] e fator de emissividade igual a 0,7, independentemente do material que constitui a superfície em contato com o calor. Dentre os parâmetros considerados na análise, foram variados o nível de carregamento do pilar, o nível de restrição axial relativa imposta ao pilar e a intensidade da imperfeição global no meio do vão.

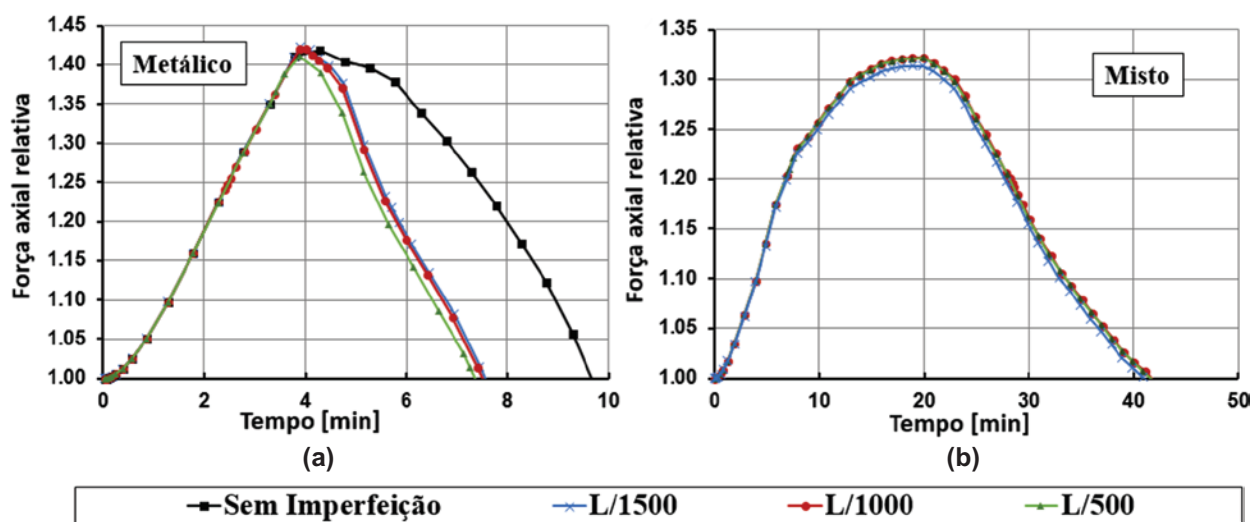
Como níveis de carregamento, foram adotados valores corres-

pondentes a 25%, 50% e 75% da capacidade de carga do pilar à temperatura ambiente. Já o nível de restrição axial imposto ao pilar foi considerado de forma relativa, ou seja, para a relação entre a rigidez da estrutura circundante e do pilar (375,1 kN/mm para o pilar de aço e 1000 kN/mm para o pilar misto) considerado foram adotados os valores de 5%, 10% e 30%. Tendo em vista que os pilares metálicos e mistos possuem diferentes capacidades de carga e de rigidez, o valor absoluto do carregamento aplicado e da rigidez da estrutura circundante foram diferentes para cada caso, como indica a Tabela 3, porém os níveis de carregamento e rigidez relativa fixados anteriormente foram respeitados. Por fim, o último parâmetro considerado diz respeito a intensidade da imperfeição global do pilar, sendo escolhidos os valores relativos a L/1500, L/1000 e L/500.

Nos itens que segue será apresentada a forma como cada um dos parâmetros variados deverá influenciar no comportamento termoestrutural dos pilares em situação de incêndio, analisando principalmente a contribuição no desenvolvimento das forças axiais relativas ao longo do aquecimento.

#### 4.2.1 Influência do nível de imperfeição

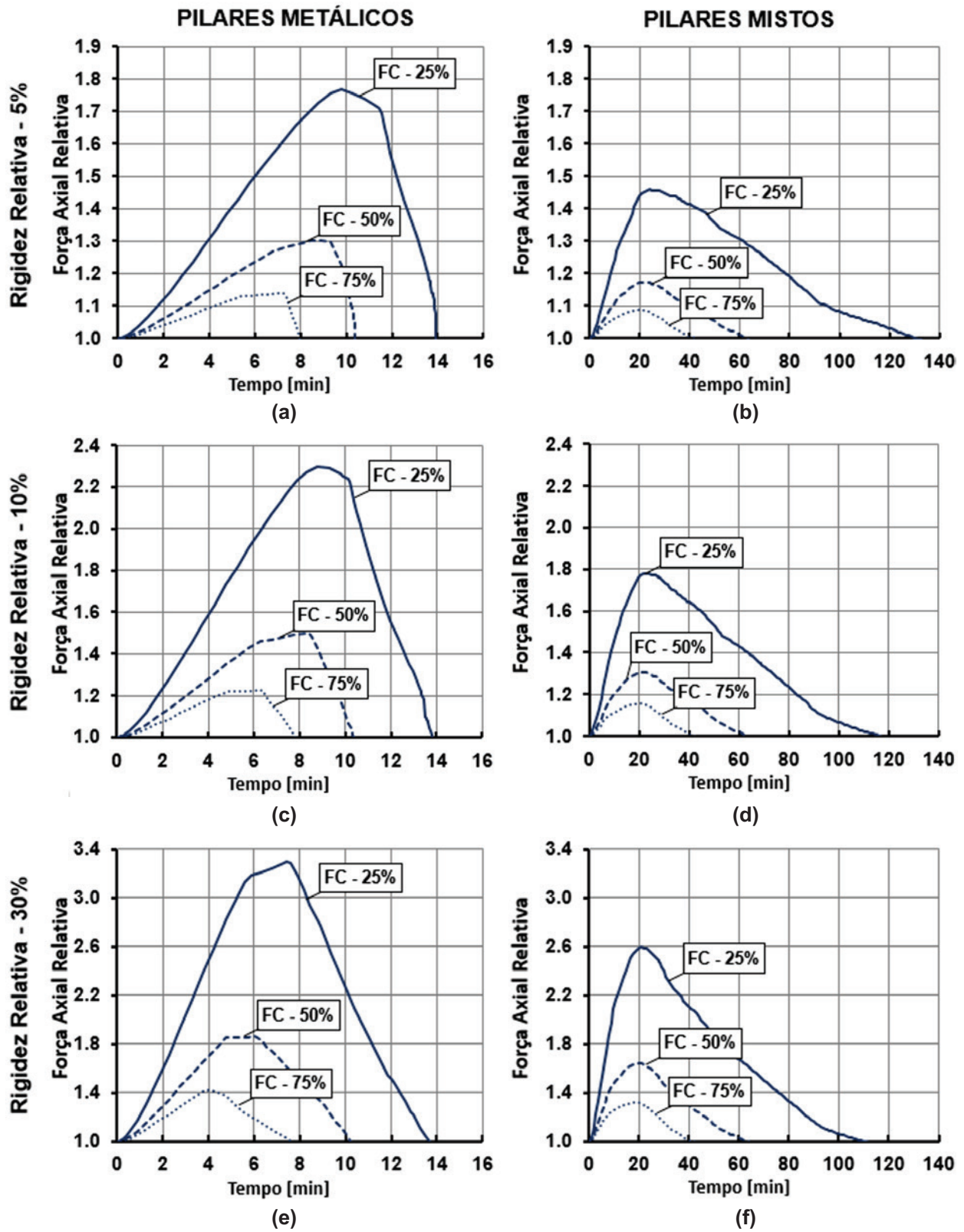
O primeiro parâmetro escolhido para a avaliação das análises complementares é o nível de imperfeição geométrica global adotada no modelo. Para tanto, nas Figuras 7a e 7b são apresentadas



**Figura 7**

Varição da força axial relativa para diferentes valores de imperfeição geométrica nos modelos com fator de carga de 75% e rigidez relativa de 30% nos (a) pilares de aço e (b) mistos





**Figura 8**

Influência da variação do fator de carga no desenvolvimento das forças axiais relativas para os pilares de aço e mistos

as variações da força axial relativa em função do tempo de aquecimento para os pilares de aço e mistos, respectivamente, com 3 níveis de imperfeição geométrica adotados.

Na Figura 7 são apresentados os resultados para os modelos com fator de carregamento de 75% e rigidez relativa de 30%, uma vez que para as demais combinações o comportamento obtido foi semelhante.

Ainda na Figura 7 pode-se observar que, para os pilares metálicos ou mistos, há mudança no comportamento quando se adota ou não a imperfeição geométrica no modelo. No caso do pilar metálico o tempo crítico (tempo no qual a força axial volta ao seu valor inicial após o pico) reduziu de 9,7 para 8,7 minutos, considerando o modelo sem imperfeição e aquele com a imperfeição de L/1500, respectivamente. Ainda analisando o pilar metálico, o aumento da imperfeição de L/1500 (2 mm) para L/500 (6 mm), resultou em uma diminuição de apenas 0,2 minutos no tempo crítico.

No caso dos pilares mistos, foram observados tempos críticos maiores, devido principalmente ao fato de o revestimento de concreto dificultar o aquecimento das partes centrais da seção. Por exemplo, no caso da alma do perfil, que se encontra protegida pelo concreto, seu aquecimento se deu principalmente por condução que se inicia na mesa aquecida do perfil. Também se deve levar em conta que a baixa condutividade térmica do concreto faz com que ele se aqueça com taxa bem menor do que o perfil metálico, resultando sempre com temperaturas mais baixas, especialmente nas regiões mais internas da seção. Pelo fato de o concreto apresentar temperaturas menores, as armaduras do perfil também apresentam temperaturas mais baixas, sendo que muitas vezes não sofrem diminuição das suas propriedades mecânicas devido aos efeitos da temperatura. Portanto, todos estes fatores combinados, em geral, garantem maior tempo resistente ao fogo para os pilares mistos de aço parcialmente revestidos de concreto.

Tendo em vista que o nível de imperfeição não terá influência significativa no desenvolvimento das forças axiais relativas, as demais análises serão realizadas considerando sempre os modelos com imperfeição global de L/1500.

#### **4.2.2 Influência do nível de carregamento**

Em etapa subsequente se faz análise dos resultados considerando a influência do nível de carregamento aplicado no modelo. Nas Figuras 8a a 8f são apresentadas as curvas de evolução da força axial relativa para todos os modelos processados. Em cada uma, se considera fixo um dado nível de rigidez axial relativa, de forma separada para os pilares de aço e os mistos.

De modo geral, quanto maior o nível de carga considerado antes do aquecimento menor será o valor atingido da força axial relativa. Tal aspecto se verifica uma vez que é possível que o pilar aumente consideravelmente a sua força axial até que seja atingida a sua capacidade de carga, representada pelo pico da curva. Analisando primeiramente a Figura 8a, que indica os resultados para os pilares de aço com rigidez relativa de 5%, as forças axiais relativas máximas para os fatores de carga de 25%, 50% e 75% resultaram iguais a 1,77, 1,30 e 1,14, respectivamente.

Além disso, para os pilares metálicos tais picos foram observados em tempos distintos, sendo que quanto menor o fator de carga mais tempo era necessário para atingir o pico. Esta constatação

se justifica, pois o aumento de força se dá de forma gradual com o aumento de temperatura e a restrição das expansões térmicas. Sendo assim, quanto menor a carga aplicada ao pilar no início do aquecimento, mais força axial será possível absorver e, conseqüentemente, mais tempo para atingir a sua capacidade de carga. Após o pico, os pilares metálicos apresentam queda mais brusca que os mistos. Assim como para os valores de pico, os tempos críticos observados são sempre maiores quanto menor for o fator de carga empregado. Ainda no caso da Figura 8a, os tempos críticos encontrados foram de 14, 10,2 e 8 minutos para os fatores de carga de 25%, 50% e 75%, respectivamente. No item 4.2.4 será apresentado um resumo com todos os tempos críticos dos modelos realizados.

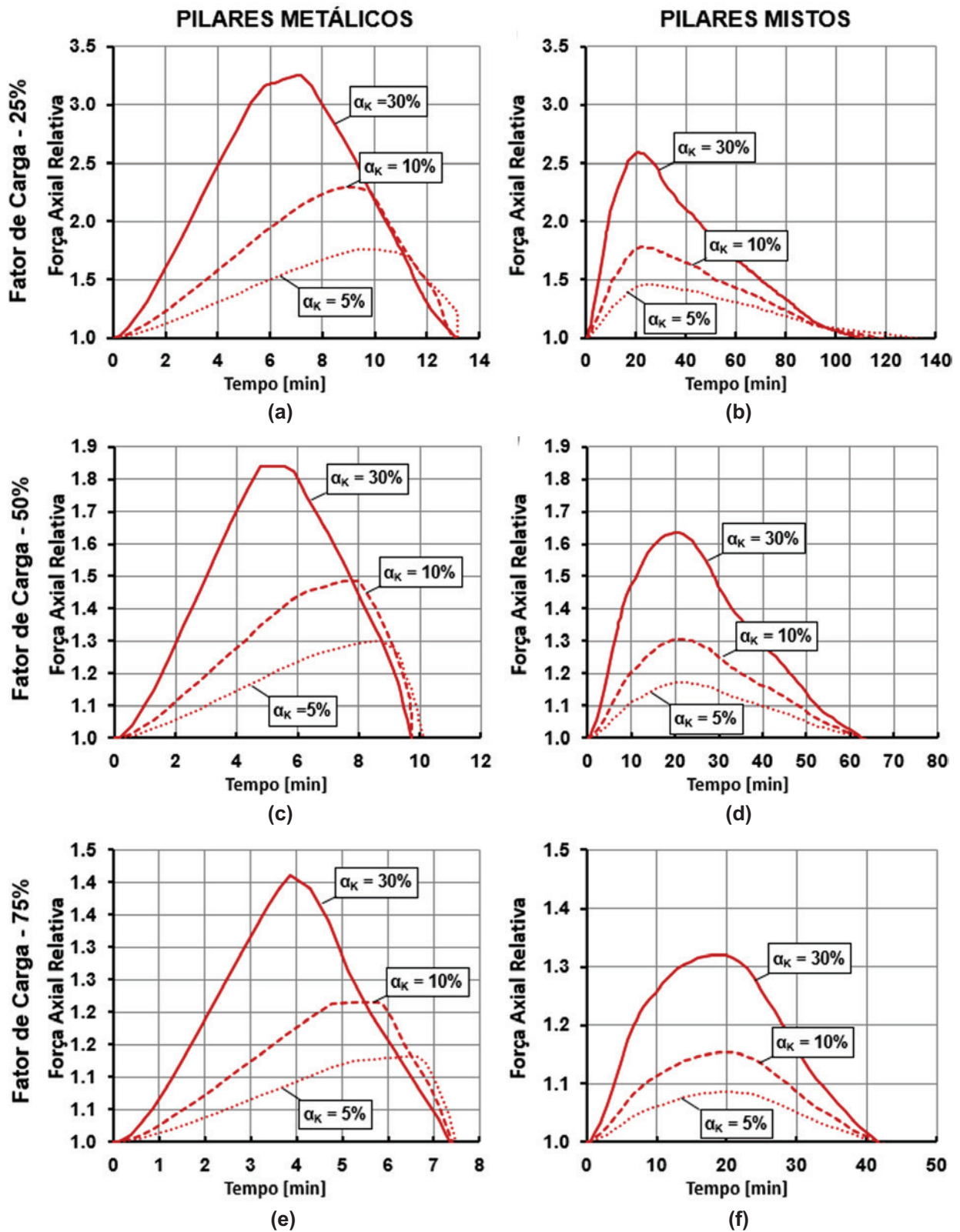
Observando agora a mudança de comportamento das curvas com diferentes fatores de carga, mas com níveis de rigidez maiores (Figura 8c e 8e), nota-se que o comportamento da força axial é semelhante ao discutido para Figura 7a. Porém, os níveis maiores de rigidez resultaram em maiores forças axiais relativas desenvolvidas no pilar, como se pode ver pela diferença entre os resultados das Figura 8a, 8c e 8e. Mais informações sobre o comportamento para níveis de rigidez diferentes serão comentados no item 4.2.3. Para os pilares mistos, apresentados nas Figura 8b, 8d e 8f, foi identificado uma maior temperatura crítica quando comparados aos pilares metálicos, devido ao fato de o revestimento de concreto diminuir a taxa de aquecimento do perfil metálico. Comparando as Figuras 8a e 8b, pode-se observar que para o caso com fator de carga de 25% e rigidez relativa de 5% o tempo crítico passou de 14 minutos no pilar metálico, para 130 minutos no pilar misto. Em todos os casos foi observado que o pilar misto, quando comparado para um mesmo nível de carregamento e rigidez, apresentou tempo crítico maior que o metálico.

Outra característica importante a se observar no caso dos pilares mistos é que, independentemente do nível de carga e rigidez empregada, o tempo no qual se atinge a força de pico foi sempre o mesmo. Além disso, o comportamento pós-pico é muito mais dúctil, apresentando a queda da força axial de forma lenta. Por fim, atenta-se para a intensidade das forças axiais relativas máximas encontradas no pilar misto, que são menores do que as dos pilares metálicos, quando comparadas ao pilar com mesma rigidez e fator de carga.

O fato de as forças axiais relativas para os pilares mistos apresentarem valores menores está relacionado às intensidades das forças iniciais aplicadas antes do aquecimento que, por sua vez, são os divisores para o cálculo da Força Axial Relativa, maiores que no caso dos pilares metálicos. Desta forma, a força absoluta atuante no pilar durante o aquecimento pode, em muitos casos, ser maior no pilar misto do que no metálico, mesmo tendo uma força axial relativa menor. De qualquer forma, a análise pela força relativa é bastante significativa para comparar o comportamento termoestrutural entre elementos com características diferentes, bem como para verificar a quantidade de carregamento adicional que este elementos estará sujeito ao longo do incêndio.

#### **4.2.3 Influência do nível de restrição axial**

De forma semelhante ao que foi realizado no item 4.2.2, são apresentadas nas Figuras 9a a 9f a variação da força axial relativa fixando um nível de carregamento, separadamente para os pilares metálicos e mistos.



**Figura 9**

Influência da variação da rigidez axial da estrutura circundante no desenvolvimento das forças axiais relativas para os pilares de aço e mistos

**Tabela 4**

Resumo dos resultados dos modelos da análise paramétrica para os pilares metálicos e mistos de aço e concreto

Fator de carga	Rigidez relativa	Tempo pico [min]		Tempo crítico [min]		Temperatura mesa [°C]		Temperatura alma [°C]	
		Aço	Misto	Aço	Misto	Aço	Misto	Aço	Misto
0,25	5	9,78	26,2	13,9	130,5	649,1	1053,0	685,2	780,0
0,25	10	9,30	24,9	13,8	116,5	646,8	1034,0	683,6	731,7
0,25	30	7,42	21,9	13,7	109,0	643,5	1023,0	681,1	707,3
0,50	5	9,30	22,8	10,4	62,8	584,0	924,4	606,9	465,6
0,50	10	8,41	21,9	10,3	63,0	547,7	924,9	606,6	466,7
0,50	30	6,14	20,8	10,2	62,9	543,3	924,3	603,1	465,9
0,75	5	7,26	20,9	8,0	42,1	446,2	820,3	520,8	304,5
0,75	10	6,40	20,9	7,8	41,9	438,1	818,8	513,4	302,8
0,75	30	4,09	20,9	7,6	40,9	425,9	810,7	502,4	293,8

Dentre as principais considerações que podem ser mencionadas, a mais notável é que, independentemente do nível de rigidez da estrutura circundante, o tempo crítico do pilar será praticamente o mesmo quando se considera um mesmo nível de carregamento. A maior diferença entre tempos críticos foi observada nos pilares mistos com fator de carga de 25% (Figura 9b), sendo ela de aproximadamente 20 minutos entre os modelos com maior e menor rigidez da estrutura circundante. Nos demais casos, essa diferença resultou inferior a 1 minuto. Esta constatação pode ser observada tanto nos pilares metálicos quanto mistos, como se pode verificar em cada uma das Figura 9a a 9f.

Isso é explicado pelo fato de que a curva de aquecimento para todos os casos foi a mesma. Deste modo, tomando como exemplo a Figura 9d, aos 63 minutos (instante em que a força axial volta ao seu valor inicial) o campo térmico instaurado nas seções, independentemente do nível de rigidez considerado na mola, é o mesmo. Assim, a capacidade resistente do pilar, que é afetada diretamente pela redução das propriedades mecânicas por este nível de temperatura, será igual à força atuante na seção que, por sua vez, corresponde ao fator de carga aplicado.

Por isso, o que será alterado para cada nível de carregamento será o instante em que o aquecimento gera um campo térmico que reduz a capacidade resistente do pilar para um valor igual ao carregamento aplicado. Como o aquecimento é o mesmo em todos os casos, este instante é praticamente coincidente independente da rigidez considerada na mola.

Por meio da Figura 9 é possível notar com mais clareza como a mudança da rigidez da estrutura circundante ao pilar irá afetar a intensidade da força gerada no pilar, sendo que quanto maior a rigidez maior será a restrição à expansão térmica, gerando assim um esforço maior nos pilares.

#### 4.2.4 Resumo dos resultados

Como forma de sumarizar os resultados apresentados ao longo do presente texto, se apresenta na Tabela 4, para cada um dos modelos considerados, o tempo no qual é atingido o valor de pico da força axial relativa, o tempo crítico e a temperatura da mesa e da alma no instante do tempo crítico. Na tabela são apresentados os resultados considerando os modelos com a menor imperfeição

(L/1500), uma vez que para os demais valores os resultados não se alteraram significativamente.

## 5. Conclusões

Por meio dos modelos numéricos desenvolvidos com o pacote computacional ABAQUS, pode-se concluir que a estratégia numérica consegue representar bem o comportamento térmico e termoestrutural de pilares de aço e mistos de aço e concreto considerando o incêndio atuando em todas as faces. Porém, o uso dos valores para a emissividade térmica apresentadas na ABNT NBR 14323 [1] não apresentaram resultados coerentes durante o processo de validação do modelo, sendo necessário alterá-lo para representar a real condição do ensaio em um forno elétrico.

Em relação a comparação entre o comportamento dos pilares metálicos e mistos restringidos ao alongamento térmico na extremidade, quando expostos ao incêndio em todas as faces, é possível concluir que ambos apresentam um comportamento semelhante, mas com tempos críticos de resistência ao fogo bastante diferentes. Nos dois casos, há um aumento gradual da força axial até o instante de pico, seguido pela diminuição da força até o instante em que ela volta ao seu valor do início do ensaio. Porém, os pilares mistos apresentaram tempos críticos até 10 vezes maiores do que os metálicos, quando considerado o mesmo nível de rigidez e fator de carga. A maior resistência ao fogo dos pilares mistos se dá principalmente pelo revestimento de concreto, que reduz a temperatura da alma do perfil metálico, fazendo com que ela consiga absorver os esforços da seção por mais tempo. Vale ressaltar que as mesas do perfil apresentaram temperaturas maiores no final do ensaio nos casos dos pilares mistos.

Analisando os resultados obtidos pela análise paramétrica, conclui-se que a imperfeição geométrica não alterou significativamente o comportamento termoestrutural dos pilares. Entretanto, o fator de carga foi o parâmetro que mais influenciou na resistência ao fogo do pilar, de forma que quanto maior o carregamento aplicado, menor é o tempo crítico obtido. Por outro lado, a força máxima relativa atingida durante o teste foi maior nos casos em que se aplicou menos carga, uma vez que o acréscimo de força comparado com o carregamento aplicado é maior nestes casos. Por fim, o nível de restrição às deformações nas extremidades não interfere significativamente no tempo crítico do pilar, mas sim na força axial



máxima atingida durante do ensaio, de modo que quanto maior o nível de restrição maiores são as forças obtidas.

## 6. Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos/USP pelo apoio direcionado à realização do presente trabalho.

## 7. Referências

- [1] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. - NBR 14323, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] EUROCODE. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 3 - Design of Steel Structures. Part 1-2: General rules - Structural Fire Design. Brussels, 2005
- [3] EUROCODE. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules- Structural Fire Design. Brussels, 2005.
- [4] BUBACH, C.R. Pilares de aço com restrição axial e rotacional em situação de incêndio, Espírito Santos, 2016, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 194 p.
- [5] NEVES, I.C. The critical temperature of steel columns with restrained thermal elongation. *Fire Safety Journal*, v. 24, n. 3, 1995; p. 211-227.
- [6] AASEN, B. An experimental study on steel column behaviour at elevated temperatures. Division of Steel Structures, Norwegian Institute of Technology, University Trondheim, Trondheim, Norway, 1985.
- [7] ALI, F.A. *et al.* The effect of axial restraint on the fire resistance of steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 46, 1998; p. 305-306.
- [8] ALI, F.A. *et al.* The effect of axial restraint on the fire resistance of steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 46, 1998; p. 305-306.
- [9] NEVES, I.C.; VALENTE, J.C.; RODRIGUES, J.P.C. Thermal restraint and fire resistance of columns. *Fire Safety Journal*, v. 37, n. 8, 2002; p. 753-771.
- [10] CORREIA, A.J.P.M.; RODRIGUES, J.P.C. Fire resistance of steel columns with restrained thermal elongation. *Fire Safety Journal*, v. 50, 2012; p. 1-11.
- [11] CORREIA, A.J.P.M.; RODRIGUES, J.P.C.; GOMES, F.C.T. A simplified calculation method for fire design of steel columns with restrained thermal elongation. *Computers & Structures*, v. 116, 2013; p. 20-34.
- [12] HUANG, Z.F.; TAN, K.H.; PHNG, G.H. Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasement I-section steel. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 63, n. 4, 2007; p. 437-447.
- [13] HUANG, Z.F. *et al.* Fire resistance of composite columns with embedded I-section steel - Effects of section size and load ratio. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 64, n. 3, 2008; p. 312-325.
- [14] CORREIA, A.J.P.M.; RODRIGUES, J.P.C. Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, n. 4, 2011; p. 593-601.
- [15] ELLOBODY, E. A consistent nonlinear approach for analysing steel, cold-formed steel, stainless steel and composite columns at ambient and fire conditions. *Thin-Walled Structures*, v. 68, 2013; p.1-17.
- [16] HAN, L.H.; TAN, Q.H.; SONG, T.Y. Fire performance of steel reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, v. 141, n. 4, 2015; p. 04014128.
- [17] HAN, L.H. *et al.* Performance of Steel-Reinforced Concrete Column after Exposure to Fire: FEA Model and Experiments. *Journal of Structural Engineering*, 2016; p. 04016055.
- [18] ROCHA, F.M. Pilares de aço e misto de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio, São Paulo, 2016, Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 256 p.
- [19] ISO. INTERNATIONAL STANDARD. Fire-resistance tests - Elements of building construct - Part 1: General requirements. - ISO 834, 1999.
- [20] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – procedimento. - NBR 15200, Rio de Janeiro, 2012.