



XXXVII IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS
ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING
BRASÍLIA - DF - BRAZIL

ANÁLISE TERMOMECAÂNICA DE ESTRUTURAS DE AÇO VIA ACOPLAMENTO MCD/MRPR

Rafael C. Barros*
Dalilah Pires*†
Ígor J. M. Lemes*
Paulo A. S. Rocha*
Ricardo A. M. Silveira*

rafaelcesario@hotmail.com
dalilah@ufsj.edu.br
igorjml@hotmail.com
paulorochoa@em.ufop.br
ricardo@em.ufop.br

*Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PROPEC/Deciv/EM), Universidade Federal de Ouro Preto, Campus Universitário s/n, Morro do Cruzeiro, 35400-000 Ouro Preto, MG, Brasil

†Departamento de Tecnologia em Engenharia Civil, Computação e Humanidades, Universidade Federal de São João Del-Rei, Campus Alto do Paraopeba Rod.: MG 443, KM 7, 36420-000 Ouro Branco, MG, Brasil

Resumo. Quando expostos à temperatura elevada, os elementos estruturais têm sua capacidade resistente comprometida, pois as características físicas e de resistência dos materiais empregados nas estruturas se deterioram com o aumento de temperatura. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo apresentar um novo módulo computacional, denominado aqui CS-ASA/FSA, capaz de realizar a análise numérica de estruturas de aço

e a análise mecânica e baseada no método da compatibilidade de deformações (MCD) acoplado ao Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). Esse último método foi adotado para avaliar tanto a capacidade resistente da seção transversal, quanto as rigidezes axial e à flexão de estruturas de aço sob elevadas temperaturas. A construção da relação momento-curvatura se torna essencial para tal avaliação. Por fim, os resultados obtidos são comparados aos numéricos e experimentais encontrados na literatura.

Palavras-chave: Análise Termomecânica, Incêndio, CS-ASA/FSA, MEF, MRPR, MCD

1 INTRODUÇÃO

Desde o início, o fogo sempre se fez presente na vida cotidiana do homem. Seu conhecimento e domínio contribuíram para o desenvolvimento da humanidade. O homem primitivo conhecia o fogo apenas em incêndios florestais, considerando-o um segredo dos deuses. Era um fenômeno incontrollável, que causava ferimentos e destruição. Aos poucos, o homem foi descobrindo a utilidade do fogo para iluminar, cozinhar, afugentar animais e o frio. Logo, desde os primórdios das civilizações, havia a necessidade de controlá-lo (Caldas, 2008).

As perdas humanas e prejuízos materiais originados por incêndios fora de controle têm ressaltado a importância da consideração da segurança contra incêndio nos projetos de engenharia civil. A integridade da edificação em situação de incêndio envolve o conhecimento das consequências da elevação das temperaturas nas estruturas, o qual vem sendo alcançado através do uso de modelos numéricos cada vez mais sofisticados que permitem um melhor conhecimento do comportamento estrutural em situação de incêndio. Sabe-se, por exemplo, que a temperatura elevada nos incêndios provoca alterações nas características físicas e mecânicas dos materiais. Tanto no aço quanto no concreto, tais características se deterioram durante a exposição ao fogo e a capacidade resistente e a rigidez dos elementos estruturais se reduzem consideravelmente com o aumento da temperatura.

A fim de mitigar as perdas e prejuízos causados por um incêndio, foram elaboradas normas que visam a segurança contra o incêndio dos elementos estruturais de edifícios, e seguindo este contexto, a ABNT emitiu recentemente uma série de normas e projetos de revisão, podendo-se citar: a NBR 14432:2001, NBR 14323:2013 e a NBR 15200:2012. Essas normas e procedimentos são frutos de pesquisas na área da engenharia de segurança contra incêndio e se baseiam também em normas internacionais como os *Eurocodes* (EN 1991-1-2:2002 e EN 1993-1-2:2005). Diversos trabalhos abordam os aspectos da segurança contra o incêndio (Landesmann, 2003; Mouço, 2008; Ribeiro, 2009; e Nunes, 2014).

Vale destacar que importantes pesquisas experimentais, numéricas e analíticas, sobre o comportamento de estruturas metálicas sob elevadas temperaturas, têm possibilitado o desenvolvimento de avaliações de segurança estrutural cada vez mais sofisticadas, garantindo análises mais realísticas sobre o desempenho de edifícios sob fogo mais realistas.

No contexto da análise numérica de estruturas submetidas à situação de incêndio, Wang e Moore (1995) desenvolveram um programa computacional via Método dos Elementos Finitos (MEF) para a análise de estruturas planas e tridimensionais em aço e concreto em situação de incêndio. Os autores consideraram nas análises os efeitos de segunda ordem, ligações semirrígidas, tensões residuais no aço e deflexões iniciais. Para considerar os efeitos da não linearidade do material sob elevadas temperaturas, três relações constitutivas foram implementadas, baseando-se nos trabalhos de Wainmai e Kirby (1982), Saab e Nethercot (1991) e na norma europeia EN-10:1990.

Iu (2004), em sua tese de doutorado, apresentou uma formulação para a análise de estruturas em aço em situação de incêndio via MEF e Método da Rótula Plástica (MRP). Em suas análises foram considerados os efeitos das não linearidades geométrica e física, bem como o encruamento do aço. A relação constitutiva do aço foi adotada com base nos *Eurocodes* e na norma BS 5950, parte 8. É importante destacar que o programa computacional desenvolvido é capaz de realizar análises na fase de resfriamento da estrutura. Outras pesquisas desenvolvidas com base na metodologia do MRP, para estruturas

submetidas à elevadas temperaturas, podem ser observados em Landesmann (2003), Souza Jr. (1998) e Mouço (2008).

Neste trabalho, o objetivo é apresentar um módulo computacional, implementado com base no MEF, capaz de realizar a análise termomecânica de estruturas de aço, o CS-ASA/FSA (*Computational System for Advanced Structural Analysis/Fire Structural Analysis*). O referido módulo faz parte do programa CS-ASA (Silva, 2009). Esse programa vem sendo desenvolvido ao longo dos últimos anos visando o estudo de diversas fontes de não linearidade, tanto no âmbito da análise estática quanto dinâmica de estruturas de aço. Mais recentemente, o sistema foi expandido por Lemes (2015) com o intuito de viabilizar a análise avançada de estruturas de concreto e mistas (aço e concreto). Assim, o programa em questão proporciona uma base computacional ideal para o desenvolvimento do módulo a ser apresentado.

Propõe-se então uma abordagem baseada no Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) (Caldas, 2004; Chiorean, 2013; e Lemes *et al.*, 2015) para a avaliação tanto da capacidade resistente da seção transversal, quanto das rigidezes axial e à flexão de estruturas de aço sob elevadas temperaturas (Barros, 2016). A construção da relação momento-curvatura se torna essencial para tal avaliação. Uma vez considerando a tangente à relação momento-curvatura, as rigidezes dependem somente do módulo de elasticidade dos materiais, retirado das respectivas relações constitutivas. Visa-se assim, o acoplamento dessa metodologia ao Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), em que se avalia a plasticidade em termos nodais através dos parâmetros generalizados de rigidez.

2 ANÁLISE TERMOMECÂNICA DE ESTRUTURAS DE AÇO

Como abordado anteriormente, para o estudo do comportamento inelástico de estruturas de aço em situação de incêndio, são seguidos os fundamentos básicos propostos pelo MRPR acoplado ao MCD. Essas estratégias numéricas foram adaptadas a partir do trabalho desenvolvido por Lemes (2015) e Lemes *et al.* (2015), no intuito de considerar os efeitos da ação térmica na estrutura, ou seja, a degradação dos parâmetros de rigidez e resistência do material, bem como a influência da deformação térmica na análise da seção transversal do elemento, para um determinado período de incêndio. Nas próximas seções são mostrados de forma sucinta o acoplamento do MRPR e o MCD. Maiores detalhes sobre essa estratégia de solução, considerando a análise de estruturas de aço em situação de incêndio, podem ser vistos em Barros (2016).

2.1 Propriedades termomecânicas do aço

A relação tensão *versus* deformação do aço adotada neste trabalho é apresentada na Tabela 1 (EN 1993-1-2:2005). Já a Tabela 2 traz os fatores de redução sob elevadas temperaturas para a resistência ao escoamento, o limite de proporcionalidade e o módulo de elasticidade dos aços laminados a partir da temperatura ambiente (20 °C). Os fatores de redução são dados pelas seguintes relações (NBR 14323:2013; EN 1993-1-2:2005):

$$k_{y,0} = \frac{f_{y,0}}{f_y}, k_{p,0} = \frac{f_{p,0}}{f_y}, k_{E,0} = \frac{E_0}{E} \quad (1)$$

em que $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento dos aços laminados a uma temperatura θ_a e f_y é a resistência ao escoamento do aço a 20 °C; $f_{p,\theta}$ é o limite de proporcionalidade a uma temperatura θ_a ; E_θ é o módulo de elasticidade a uma temperatura θ_a e E é o módulo de elasticidade a 20 °C.

Tabela 1. Relação tensão-deformação do aço sob elevadas temperaturas

Deformação	Tensão	Módulo de Elasticidade
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \right]^{0,5}$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0	-
Parâmetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

Tabela 2. Valores dos fatores de redução

Temperatura do aço	Fator de redução para a resistência ao escoamento	Fator de redução para o limite de proporcionalidade	Fator de redução para o módulo de elasticidade
θ_a	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_\theta / E$
20	1,0000	1,0000	1,0000
100	1,0000	1,0000	1,0000
200	1,0000	0,8070	0,9000
300	1,0000	0,6130	0,8000
400	1,0000	0,4200	0,7000
500	0,7800	0,3600	0,6000
600	0,4700	0,1800	0,3100
700	0,2300	0,0750	0,1300
800	0,1100	0,0500	0,0900
900	0,0600	0,0375	0,0680
1000	0,0400	0,0250	0,0450
1100	0,0200	0,0125	0,0225
1200	0,0000	0,0000	0,0000

Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

A variação das propriedades térmicas do aço com a temperatura, como a condutividade térmica, calor específico e massa específica, foi adotada conforme prescrições normativas (EN 1993-1-2:2005).

2.2 Análise térmica

A primeira fase da análise de estruturas em situação de incêndio consiste na determinação da variação do campo de temperaturas dos elementos expostos ao fogo, em função do tempo decorrido de incêndio. Nesta etapa, no presente trabalho, admite-se que a distribuição de temperaturas ao longo de cada elemento estrutural é uniforme e igual àquela estimada para a seção transversal. Dessa forma, a análise térmica é realizada exclusivamente no plano da seção transversal através de modelos numéricos de transferência de calor que possibilitam a determinação da distribuição de temperaturas em diferentes pontos da seção. Detalhes sobre a obtenção da distribuição de temperaturas de seções transversais de elementos estruturais em aço podem ser observados em Pires *et al.* (2015) e Barros (2016).

2.3 Método da compatibilidade de deformações

Ao submeter um elemento estrutural a esforços externos, este se deforma gerando forças internas para equilibrar o sistema (Lemes *et al.*, 2015). Essa deformação, a nível da seção transversal, é abordada no MCD. Para a aplicação desse método, supõe-se que o campo de deformações é linear e a seção permanece plana após a deformação (Fig. 1).

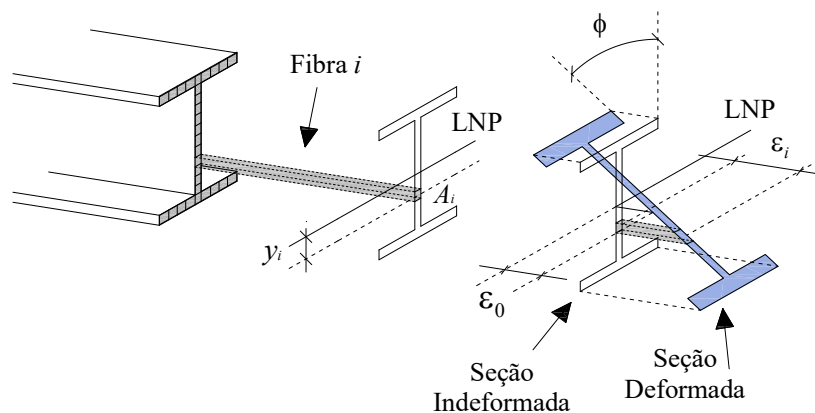


Figura 1: Campo linear de deformações

Esse método busca acoplar a configuração deformada da seção à relação constitutiva do material que a compõe. Deve-se então definir uma forma de discretização capaz de captar as deformações de forma mais eficiente possível. Neste trabalho adotou-se uma divisão da área da seção transversal em fibras, assim como em Lemes *et al.* (2015) e Barros (2016).

2.4 Relação momento-curvatura

O método iterativo de *Newton-Raphson* é utilizado, numa aplicação localizada a nível da seção transversal, para a obtenção da relação momento-curvatura ($M - \phi$). Para um valor fixo

de esforço axial, N , são dados incrementos no momento fletor solicitante até que o momento último resistente seja atingido (Zubydan, 2013).

A discretização da seção transversal em fibras tem como objetivo descrever a distribuição de deformações, capturando a deformação axial (ε_i) no centroide plástico (CP) de cada fibra e então, através das relações constitutivas dos materiais, obter as respectivas tensões (σ_i). Assim, a deformação axial na i -ésima fibra é dada por:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \varepsilon_{r_i} + \phi y_i + \alpha \Delta T + \frac{\alpha \beta T}{D} y_i \quad (2)$$

em que y_i é a distância entre os centroides plásticos da fibra analisada e da seção transversal; ε_0 é a deformação axial no CP da seção; ε_{r_i} é a deformação devido às tensões residuais (quando considerado); ϕ a respectiva curvatura; α o coeficiente de expansão térmica, considerado constante, e cujo valor é $14 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$; ΔT a variação de temperatura entre o passo atual e o primeiro passo (temperatura ambiente); βT a diferença de temperaturas no topo e na base da superfície do elemento estrutural; e D é a altura da seção do elemento estrutural.

Lemes *et al.* (2015) descreve, em notação matricial, que as variáveis ε_0 e ϕ são componentes do vetor de deformações $\mathbf{X} = [\varepsilon_0 \quad \phi]^T$, e que se adotando $\mathbf{X} = \mathbf{0}$ na primeira iteração, a convergência é atingida rapidamente. Os autores ainda relatam que partir da configuração indeformada da seção transversal evita problemas de convergência referentes ao equilíbrio entre as forças atuantes e as forças internas. Numericamente, pode-se dizer que o equilíbrio da seção é obtido quando a seguinte equação, escrita na forma matricial, é satisfeita:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} = \begin{bmatrix} N_{ext} \\ M_{ext} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} N_{int} \\ M_{int} \end{bmatrix} \cong \mathbf{0} \quad (3)$$

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

Os esforços internos são obtidos a partir da configuração deformada da seção transversal através de integrais clássicas, dados por:

$$N_{int} = \iint_{A_a} \sigma_a dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \sigma_{ai} A_{ai} \quad (4)$$

$$M_{int} = \iint_{A_a} \sigma_a y dA = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} \sigma_{ai} A_{ai} y_{ai} \quad (5)$$

sendo $n_{fib,a}$ o número de fibras no perfil metálico; A_i a área da fibra no perfil metálico; y_{ai} a posição da fibra em relação à Linha Neutra Plástica (LNP).

Embora seja eficiente iniciar o processo com $\mathbf{X} = \mathbf{0}$, a convergência só é atingida na primeira iteração se os esforços externos forem nulos. Assim, para a iteração seguinte, $k+1$, o vetor de deformações é calculado como (Lemes *et al.*, 2015):

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \mathbf{F}'(\mathbf{X}^k)^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (6)$$

na qual \mathbf{F}' é a matriz Jacobiana do problema não linear, isto é:

$$\mathbf{F}' = \begin{pmatrix} \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{x}} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} \\ \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} \end{bmatrix} \quad (7)$$

Os termos da matriz Jacobiana da seção transversal são dados pelas expressões:

$$f_{11} = \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} E_{t,ai} A_{ai} \quad (8)$$

$$f_{12} = \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} E_{t,ai} A_{ai} y_{ai} \quad (9)$$

$$f_{21} = \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} E_{t,ai} A_{ai} y_{ai} \quad (10)$$

$$f_{22} = \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} = \sum_{i=1}^{n_{fib,a}} E_{t,ai} A_{ai} y_{ai}^2 \quad (11)$$

com $E_{t,ai}$ o módulo de elasticidade tangente retirado diretamente da relação constitutiva do material componente da i -ésima fibra.

O critério de convergência é dado pela razão das normas Euclidianas do vetor de forças desequilibradas (\mathbf{F}) e o vetor de forças externas. Assume-se uma tolerância da ordem de 10^{-5} .

Atendendo ao critério de convergência, calculam-se os parâmetros de rigidezes generalizadas utilizando as deformações nas fibras em relação a configuração deformada, ou seja, a condição de equilíbrio é alcançada. Deste modo, os termos EA_t e EI_t são descritos da seguinte forma:

$$EA_t = \frac{f_{11}f_{22} - f_{12}^2}{f_{22}} \quad (12)$$

$$EI_t = \frac{f_{11}f_{22} - f_{12}^2}{f_{11}} \quad (13)$$

Portanto, para um dado esforço axial, atinge-se o momento máximo da relação momento-curvatura, o que configura a plastificação total da seção. Define-se então que esse par de esforços é um ponto da curva de interação normal-momento fletor (N-M). Vale ressaltar que as curvas de interação N-M são obtidas de forma independente da análise estrutural, a fim de acelerar a execução das simulações numéricas. Maiores detalhes sobre a construção das curvas de interação N-M, considerando o sistema estrutural submetido à condição de incêndio, podem ser observados em Barros (2016).

2.5 Formulação de elementos finitos via MRPR

No intuito de aprimorar o MRPR, o qual está associado à vinculação de molas fictícias nas extremidades do elemento finito de viga-coluna para a simulação da degradação da rigidez à flexão da seção transversal (Chan e Chui, 2000; Silva, 2009; Fong e Chan, 2012), Lemes *et al.* (2015) propuseram retirar essas molas e simular a não linearidade do material por meio da relação momento curvatura. Assim, fez-se necessário algumas considerações:

- todos os elementos são inicialmente retos e prismáticos e a seção transversal permanece plana após a deformação;
- são desprezados os efeitos de instabilidade locais, como a flambagem nas chapas componentes dos perfis de aço, assim a seção pode desenvolver sua capacidade total de rotação plástica;
- os efeitos de instabilidade globais que podem acontecer em problemas tridimensionais, como a flambagem lateral ou torcional, são ignorados considerando um sistema de travamento no eixo z ;
- grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos;
- as deformações originadas pelo cisalhamento são ignoradas.

Para a formulação adotada, parte-se do sistema corrotacional de referência, onde o elemento finito de pórtico plano é delimitado pelos pontos nodais i e j (Fig. 2). Nessa mesma figura estão os esforços internos atuantes no elemento, M_i , M_j e P , bem como os respectivos graus de liberdade θ_i , θ_j e δ .

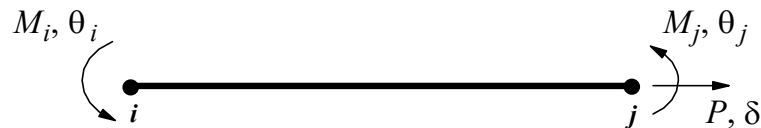


Figura 2: Elemento de viga-coluna referenciado ao sistema corrotacional

A relação de equilíbrio do elemento finito ilustrado na Fig. 2, na forma incremental, é dada por:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} \\ 0 & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (14)$$

em que, ΔP , ΔM_i e ΔM_j são os incrementos de força axial e de momentos fletores e $\Delta \delta$, $\Delta \theta_i$ e $\Delta \theta_j$ são os incrementos de deformação axial e rotações nodais, respectivamente.

Os termos atinentes a flexão da matriz de rigidez dependem da formulação geometricamente não linear. Adotou-se aqui a formulação linearizada proposta por Yang e Kuo (1994), que também pode ser consultada em Silva (2009) e Gonçalves (2013). Expressões são desenvolvidas para avaliar esses termos da matriz de rigidez, considerando a variação do módulo de elasticidade de forma linear ao longo do comprimento, assim (Ziemian e McGuire, 2002; Gonçalves, 2013; Lemes *et al.*, 2015; e Barros, 2016):

$$k_{22} = \frac{3EI_{t,i} + EI_{t,j}}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (15)$$

$$k_{23} = k_{32} = \frac{EI_{t,i} + EI_{t,j}}{L} - \frac{PL}{30} \quad (16)$$

$$k_{33} = \frac{EI_{t,i} + 3EI_{t,j}}{L} + \frac{2PL}{15} \quad (17)$$

sendo os termos $EI_{t,i}$ e $EI_{t,j}$ as rigidezes à flexão dos pontos nodais i e j , respectivamente, obtidas por meio do procedimento descrito nesta seção.

A rigidez axial no elemento é dada pela média das rigidezes nos pontos nodais i e j , então, ou seja:

$$k_{11} = \frac{EA_{t,i} + EA_{t,j}}{2L} \quad (18)$$

2.6 Solução do problema termomecânico

Durante a análise das estruturas em situação de incêndio, uma vez obtidas as curvas de interação N-M para determinado intervalo de tempo e temperatura, os coeficientes de rigidez generalizadas, EA_t e EI_t , trazem para a análise estrutural os efeitos da ação térmica, ou seja, a degradação dos parâmetros de rigidez e resistência, bem como a ação das deformações térmicas atuantes diretamente nas fibras da seção transversal, haja vista a utilização do módulo de elasticidade tangente na formulação, que é obtido diretamente da relação constitutiva do material em situação de incêndio (EN 1993-1-2:2005).

Em simulações computacionais, o adequado é aplicar um carregamento e mantê-lo constante antes do incêndio. Essa proposta de análise pode ser observada em diversos trabalhos, como em Najjar (1994), Souza Jr (1998), Iu (2004) e Caldas (2008). Portanto, pode-se utilizar o método de carga constante da forma convencional até o ponto onde se atinge o nível de carregamento desejado. Na sequência, o processo deixa então de ter incrementos de carga e passa a ter incrementos de tempo, durante os quais se passa o incêndio com o conseqüente aumento de temperatura. Durante os passos de tempo realiza-se uma análise térmica ao longo dos elementos com suas devidas condições de contorno (Pires *et al.*, 2015; Barros, 2016).

Durante a análise termoestrutural, o aumento de temperatura gera na estrutura deformações térmicas, e conseqüentemente, esforços térmicos. Então, para cada elemento obtém-se um vetor de carregamentos, o qual representa o conjunto de forças nodais equivalentes. A obtenção desse vetor de forças de engastamento perfeito, F_{ep} , é mostrado em detalhes em Barros (2016).

Por fim, para cada incremento de tempo, as etapas de iteração consideram na obtenção da matriz de rigidez e força interna a degradação das propriedades físicas do material.

O vetor de forças internas, F_i , durante o processo iterativo durante o incêndio, é calculado com base nos deslocamentos totais da estrutura (Iu, 2004) e deve ser adicionado ao vetor de cargas nodais equivalentes térmica, F_{ep} . A Figura 3 ilustra o Método de *Newton-Raphson* aplicado durante o carregamento da estrutura, os incrementos de tempo e o processo iterativo realizado durante o incêndio. A Tabela 3 mostra o algoritmo de solução do processo iterativo para estruturas de aço submetidas a elevadas temperaturas. Destaca-se ainda que adotou-se o critério de convergência baseado em deslocamentos.

O processo de carregamento da estrutura à temperatura ambiente é mostrado em detalhes em Barros (2016).

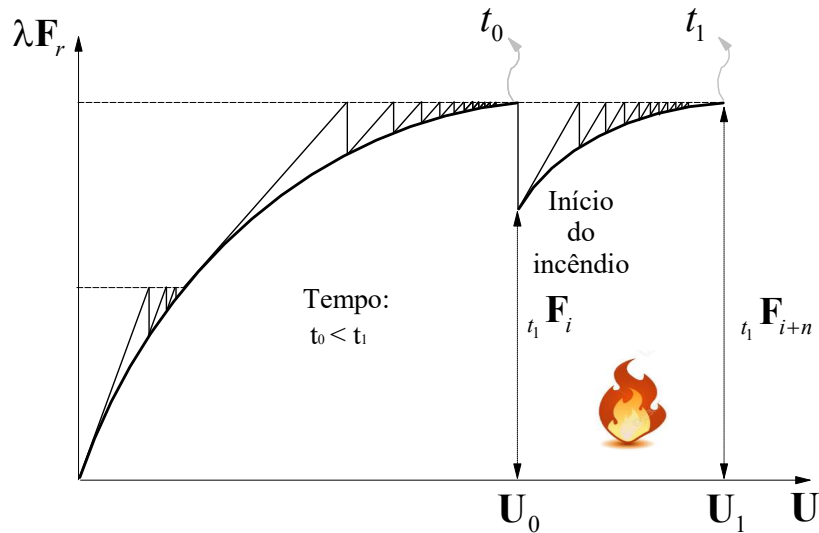


Figura 3: Incremento de tempo e processo iterativo

Tabela 3: Estratégia de solução numérica para estruturas submetidas a situação de incêndio

1. Aplica o carregamento à temperatura ambiente (Barros, 2016)
2. **for** cada incremento de tempo **do**
3. Calcula o campo de temperaturas na seção transversal de cada elemento
4. Construção das curvas de interação N-M
5. Monta-se a matriz de rigidez tangente \mathbf{K}
6. **for** $k = 1, nmax$ **do** ▷ PROCESSO ITERATIVO
7. Avalia o vetor de forças internas: ${}_{t_1} F_i^{(k-1)} = \mathbf{K} U^{(k-1)}$
8. Calcula o vetor de forças residuais: $\mathbf{g}^{(k-1)} = \lambda F_r^{\text{constante}} - {}_{t_1} F_i^{(k-1)} - F_{ep}$
9. Calcula a correção dos deslocamentos nodais totais: $\delta U^k = \mathbf{K}^{-1(k-1)} \mathbf{g}^{(k-1)}$
10. **if** $\|\delta U^k\| / \|U^k\| \leq tol$ **then**
11. Pare o processo e siga para a linha 15
12. **end if**
13. Atualiza os deslocamentos totais: ${}_{t_1} U^k = {}_{t_1} U + \delta U^k$
14. Retorna ao item 7
15. **end for**
16. Atualiza o sistema de variáveis (coordenadas nodais e vetor de forças internas)
17. **end for**

3 EXEMPLOS NUMÉRICOS

Nesta seção são mostradas as aplicações das estratégias numéricas apresentadas na seção anterior visando o estudo de sistemas estruturais em aço submetidos a elevadas temperaturas. Serão realizadas análises termomecânicas de dois problemas clássicos da literatura. O primeiro refere-se a um pilar submetido a condição de incêndio por todos os lados; já o segundo exemplo consiste na análise termoestrutural de um pórtico simples, estudado inicialmente por Rubert e Schaumann (1986).

3.1 Pilar isolado de seção IPE 360

Esse exemplo foi apresentado anteriormente por Landesmann (2003) e Landesmann *et al.* (2005), os quais realizaram uma análise termomecânica do pilar biapoiado de 4 m de comprimento, com perfil metálico IPE 360, exposto ao modelo de incêndio padrão pelos quatro lados do perfil, conforme a ISO-834-1:1999 (Fig. 4). O módulo de elasticidade do aço foi considerado igual a 205 GPa e tensão de escoamento igual a 250 MPa. Para as propriedades térmicas do aço, que variam com o aumento de temperatura, como condutividade térmica, massa específica e calor específico, foram adotados as expressões estabelecidas pelo EN 1993-1-2:2005, que também são mostradas em Barros (2016).

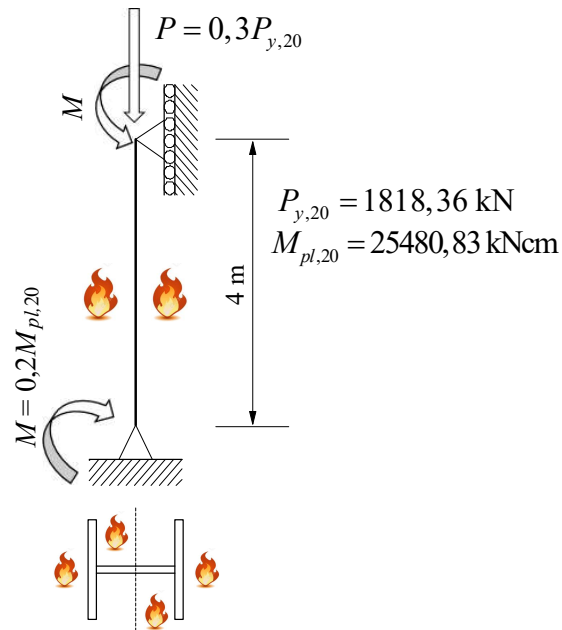


Figura 4: Modelo do pilar biapoiado com as 4 faces expostas ao incêndio

Para a análise considerou-se: incremento de tempo, Δt , igual a 15 s; seção transversal discretizada com 38 elementos quadrilaterais lineares; e o sistema estrutural discretizado com apenas 2 elementos finitos.

Os resultados obtidos através do CS-ASA/FSA foram confrontados com os resultados apresentados por Landesmann *et al.* (2005), Rigobello (2011) e o programa SAFIR, e podem ser observados na Fig. 5. É importante destacar que o programa SAAFE (Landesman, 2005) emprega o conceito de plasticidade concentrada, enquanto que o SAFIR e SYSAF (Rigobello, 2011) empregam o conceito de plasticidade distribuída.

Por meio da análise da Fig. 5, verifica-se que os resultados obtidos neste trabalho apresentam boa concordância em relação às referências. Vale destacar ainda a potencialidade do Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), uma vez que os resultados obtidos pelo CS-ASA/FSA distanciam-se um pouco daqueles apresentados pelo SAAFE, que baseia-se no Método da Rótula Plástica (MRP), e se aproximam dos resultados apresentados pelo SAFIR e SYSAF.

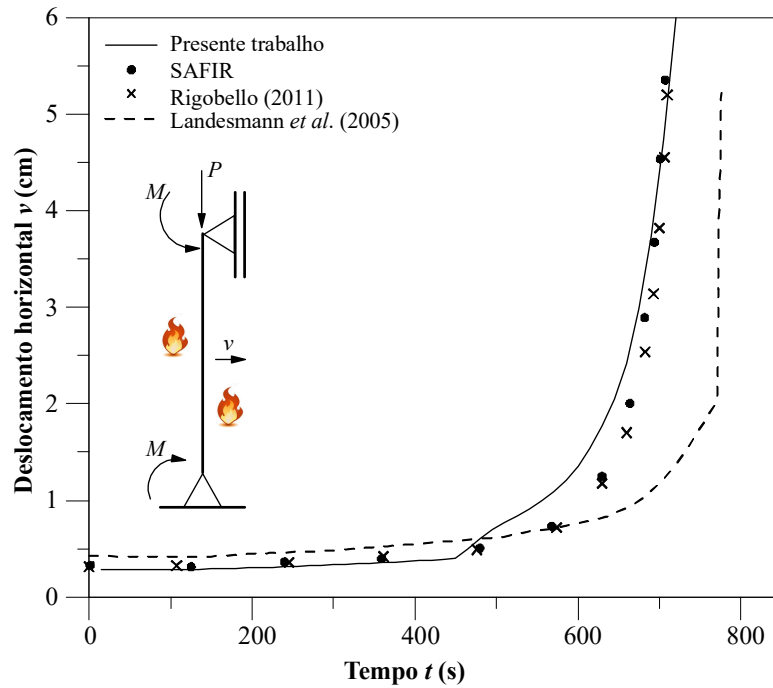


Figura 5: Deslocamento horizontal no meio do pilar exposto ao incêndio padrão nas 4 faces

3.2 Pórtico em escala reduzida

Rubert e Schaumann (1986) apresentam resultados do estudo de uma série de pórticos de aço submetidos a elevadas temperaturas. Neste trabalho são apresentados os resultados obtidos a partir da análise termomecânica apenas para a configuração denominada EGR (Fig. 6).

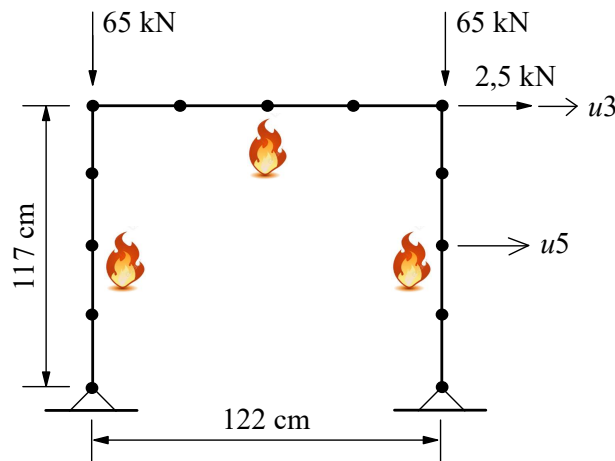


Figura 6: Configuração pórtico EGR (Rubert e Schaumann, 1986)

O pórtico foi carregado e depois aquecido a uma taxa constante até o colapso por meio de dispositivos elétricos. Todas as seções dos elementos que compõem o pórtico são do tipo IPE 80. Considerou-se o módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa e tensão de escoamento de 382 MPa. Os diagramas tensão-deformação foram obtidos com base no modelo do EN 1993-1-2:2005, utilizando-se os fatores de redução dos parâmetros de resistência e rigidez

propostos por Rubert e Schaumann (1986), que podem ser vistos em Rigobello (2011) e Barros (2016). Assim como no exemplo anterior, adotaram-se as mesmas propriedades térmicas propostas pelo EN 1993-1-2:2005.

Diversos autores analisaram numericamente este exemplo, como Rubert e Schaumann (1986), Saab e Nethercot (1991), Iu (2004) e Rigobello (2011). Neste trabalho os resultados obtidos por meio do CS-ASA/FSA são comparados aos experimentais apresentados por Rubert e Schaumann (1986), bem como os resultados numéricos expostos por Rigobello (2011). Para a comparação das curvas temperatura *versus* deslocamentos, considerou-se Δt igual a 15 s, malha da seção transversal discretizada com 25 elementos quadrilaterais lineares e discretização do sistema com 4 elementos finitos por membro estrutural.

As curvas temperatura *versus* deslocamentos são mostradas na Fig. 7 e as temperaturas críticas aqui obtidas e também aquelas encontradas na literatura podem ser vistas na Tabela 4.

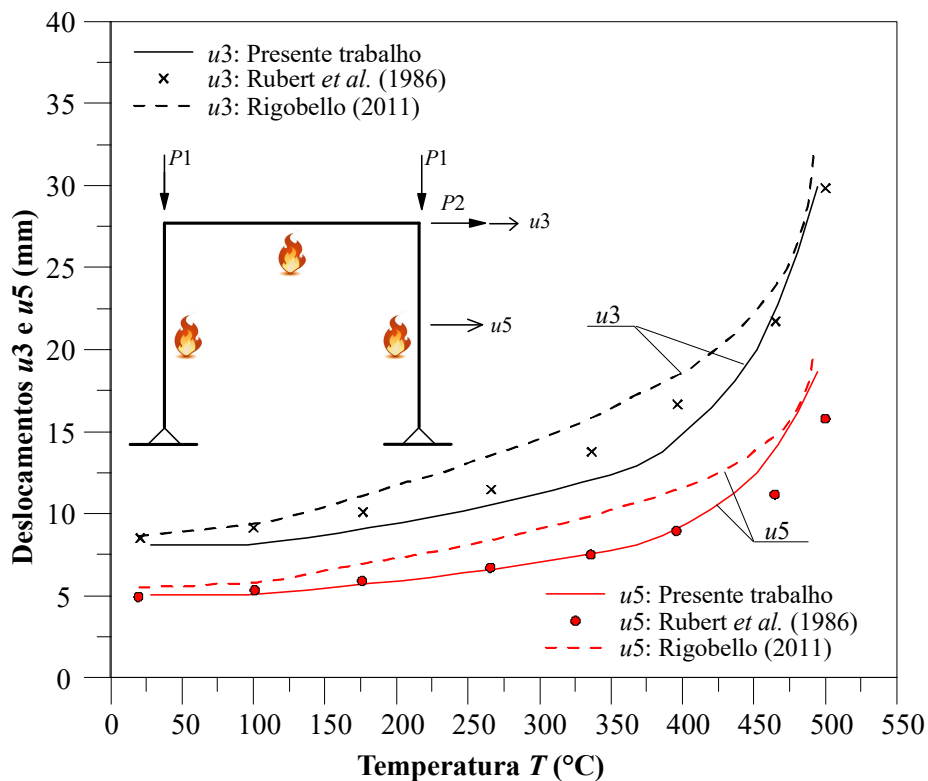


Figura 7: Curvas temperatura x deslocamentos. Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Tabela 4: Temperaturas críticas (°C)

Configuração	CS-ASA/FSA	Rubert <i>et al.</i> (1986)	dif1 (%)	Rigobello (2011)	dif2 (%)
EGR	494	515	-4,08	491	-4,7

dif1: erro relativo entre o resultado obtido pelo CS-ASA/FSA e o resultado experimental

dif2: erro relativo entre o resultado obtido por Rigobello (2011) e o resultado experimental

Analisando a Fig. 7 e Tabela 4, conclui-se, mais uma vez, que o programa CS-ASA/FSA apresenta resultados satisfatórios em relação aos deslocamentos do sistema em estudo e em relação às temperaturas críticas, quando confrontados com os resultados experimentais e numéricos.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo a realização de análises termomecânicas de estruturas metálicas em situação de incêndio. Para isso foi desenvolvido e implementado um novo módulo computacional no CS-ASA (Silva, 2009), denominado CS-ASA/FSA.

Por meio da análise dos exemplos mostrados na seção anterior, se verificou que os resultados obtidos com o módulo CS-ASA/FSA foram bastante satisfatórios quando comparados aos da literatura.

Como continuidade da presente pesquisa, vale enfatizar que diversos estudos ainda podem ser feitos, como: a verificação da influência do gradiente térmico na análise termomecânica; a consideração dos efeitos térmicos originados na fase de resfriamento do sistema termomecânico; e a análise de estruturas em concreto e mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem à CAPES, CNPq, FAPEMIG, PROPEC/UFOP e PROPP/UFOP o apoio recebido para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

Barros, R.C., 2016. *Avaliação Numérica Avançada do Desempenho de Estruturas de Aço sob Temperaturas Elevadas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

BS5950 Pt. 8, 1990. *Structural Use of Steelwork in Building: Code of Practice for Fire Resistant Design*.

Caldas, R.B., 2008. *Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Caldas, R.B., 2004. *Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Chan, S.L., Chui, P.P.T., 2000. *Non-linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections*. Elsevier, Oxford.

Chiorean, C.G., 2013. A Computer Method for Nonlinear Inelastic Analysis of 3D Composite Steel-Concrete Frame Structures. *Engineering Structures*, vol. 57, pp. 125-152.

European Committee for Standardization - EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: *Basis of design and actions on structures. Part 1-2: Actions on structures, Actions on structures exposed to fire*. Brussels.

European Committee for Standardization - EN 1993-1-2:2005. Eurocode 3: *Design of Steel Structures, Parte 1.2: General Rules, Structural Fire Design*.

Fong, M., Chan, S.L., 2012. Advanced analysis of steel-concrete composite beam-columns by refined plastic hinge method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 71(6) 1250046.

Gonçalves, G.A., 2013. *Modelagem do Comportamento Inelástico de Estruturas de Aço: Membros sob Flexão em Torno do Eixo de Menor Inércia*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

ISO 834-1, 1999. *Fire resistance tests - Elements of buildings construction, Part 1: General requirements*. ISO - International Organization for Standardization. Geneva.

Iu, C.K., 2004. *Numerical Simulation for Structural Steel Member or Framed Structure at Elevated Temperature*. Ph.D Thesis, Civil and Structural Engineering Department, Hong Kong Polytechnic University, China.

Landesmann, A., 2003. *Modelo Não-Linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Aporticadas em Condições de Incêndio*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Landesmann, A., Batista, E.M., 2005. Advanced analysis of steel framed buildings to brazilian standard and Eurocode-3. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, pp. 1051-1074.

Lemes, I.J.M., 2015. *Análise Avançada via MRPR de Estruturas Mistas de Aço e Concreto*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Lemes, I.J.M., Silva, A.R.D., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Acoplamento MCD/MRPR para análise de estruturas metálicas, de concreto e mistas. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Najjar, S.R., 1994. *Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Sub-Frames in Fire*. Ph.D. dissertation, University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, Sheffield.

NBR-14323, 2013. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

NBR-14432, 2000. *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações*, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

NBR-15200, 2012. *Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

Mouço, D.L., 2008. *Modelo Inelástico para Análise Avançada de Estruturas Mistas Aço-Concreto em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Nunes, N.E.M., 2014. *Código Computacional para Análise Térmica Tridimensional de Estruturas em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.

Pires, D., Barros, R.C., Lemes, I.J.M., Silveira, R.A.M., Rocha, P.A.S., 2015. Análise térmica de seções transversais via método dos elementos finitos. *XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Ribeiro, J.C.L., 2009. *Desenvolvimento e Aplicação de Sistema Computacional para Simulação via Método dos Elementos Finitos do Comportamento de Estruturas de Aço e Mistas em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Rigobello, R. 2011. *Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço aporticadas em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.

Rubert, A., Schaumann, P., 1986. Structural steel and plane frame assemblies under fire action. *Fire Safety Journal*, vol. 10, pp. 173-184.

Saab, H.A., 1990. *Non-Linear Finite Element Analysis of Steel Frames in Fire Conditions*. M.Sc Dissertation, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, England.

Saab, H.A., Nethercot, D.A., 1991. Modelling steel frame behavior under fire conditions. *Engineering Structures*, vol. 13, pp. 371-382.

Silva, A.R.D. 2009. *Sistema Computacional para Análise Avançada Estática e Dinâmica de Estruturas Metálicas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Souza Jr., V., 1998. *Análise de Pórticos de Aço Sob Altas Temperaturas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Wainmai, D.E., Kirby, B.R., 1982. *Compendium of UK Standard Fire Test Data, Unprotected Structural Steel*, Vol. 1 Ref. No. RS/RSC/S10328/1/87/B and Vol. 2 Ref. No. RS/R/S1199/88/B, British Steel Corporation, Swindon Laboratories, UK.

Wang, Y.C., Moore, D.B., 1995. Steel frames in fire: analysis. *Engineering Structures*, vol. 17(6), pp. 462-72.

Yang, Y.B., e Kuo, S.B., 1994. *Theory and Analysis of Nonlinear Framed Structures*. Prentice Hall.

Ziemian, R.D., McGuire, W., 2002. Modified tangent modulus approach, a contribution to plastic hinge analysis. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 128(10), pp. 1301-1307.

Zubydan, A.H., 2013. Inelastic large deflection analysis of space steel frames including H-shaped cross sectional members. *Engineering Structures*, vol. 48, pp. 155-165.