

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500 °C isotherm method

Flexão composta oblíqua em pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio: curvas do estado – limite último pelo método da isoterma de 500 °C



J. S. SUAZNABAR^a
jorge.suaznabar@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

Abstract

Ultimate limit state curves of short reinforced concrete columns in fire situation are going to be presented in this paper. The authors created a code developed in Matlab. It makes a discretization of the cross sections of the columns and calculates the equilibrium integrals of them. The curves were plotted with the code considering the 500 °C isotherm method.

Keywords: reinforced concrete columns, fire situation.


Resumo

Curvas envoltórias correspondentes ao estado – limite último de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio serão apresentadas neste artigo. Os autores criaram um código desenvolvido no programa Matlab. Esse código realiza uma discretização da seção transversal dos pilares e o cálculo numérico das integrais de equilíbrio. As curvas foram representadas graficamente com o código considerando o método da isoterma de 500 °C.

Palavras-chave: pilares, concreto armado, incêndio, flexão composta, isoterma de 500 °C.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, SP, Brasil.

Received: 24 Jan 2016 • Accepted: 20 Jun 2017 • Available Online: 15 Feb 2018

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

A flexão composta oblíqua de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio é um tema de estudo muito novo internacionalmente [1] e [2]. Para determinar a segurança desses elementos

titutivas do concreto e do aço, da geometria da seção transversal do pilar e do critério de ruptura escolhido (Estado – Limite Último). Existe bastante material disponível, como ábacos e métodos simplificados [3] [4], e métodos numéricos mais avançados, para seções transversais de pilares à temperatura ambiente [5], porém

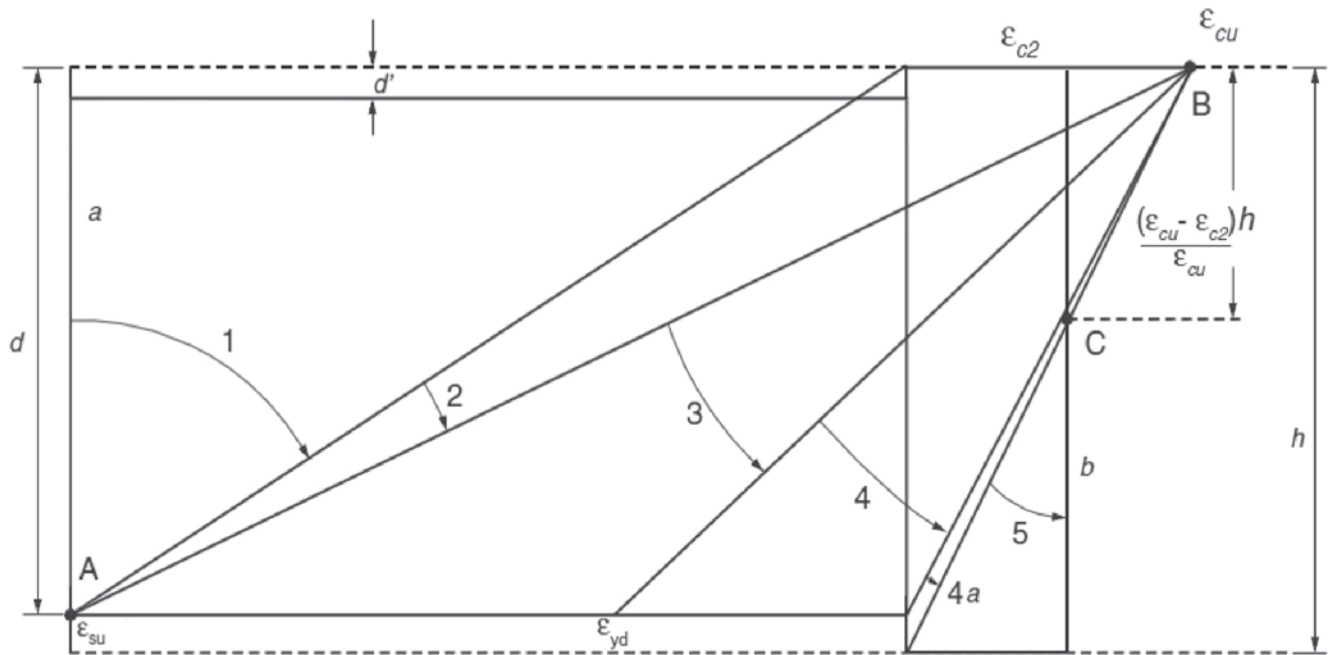


Figura 1
Domínios de deformação à temperatura ambiente

estruturais devem considerados vários aspectos, entre outros, o campo de temperaturas na seção transversal e a não linearidade dos materiais. A consideração desses aspectos aumenta o nível de dificuldade. Como opção, uma estratégia é definir valores limites para as deformações específicas lineares, ou seja, domínios de deformação (Figura 1), e aplicar esses domínios à geração de curvas envoltórias de ruptura, também chamadas curvas de interação de esforços, que permitem verificar a segurança dos pilares. Essa interação de esforços ($N - M_x - M_y$) é função entre outros, das leis consi-

em menor quantidade para a situação de incêndio, entre eles os programas comerciais de computador DIANA, ABAQUS e ANSYS e o programa específico SAFIR.

Na Figura 1:

- ϵ_{cu} : Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite ultimo de ruptura da fibra mais comprimida de concreto, de uma seção transversal totalmente comprimida.
- ϵ_{c2} : Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite ultimo de ruptura da fibra menos comprimida de concreto, de uma seção transversal totalmente comprimida.
- ϵ_{su} : Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite ultimo de ruptura da armadura tracionada.
- ϵ_{yd} : Deformação específica linear correspondente ao início do escoamento da armadura tracionada.
- h : Altura da seção transversal.

Em situação de incêndio, essas curvas de interação são função (além das variáveis mencionadas anteriormente), do tempo. Para gerar essas curvas de interação em situação de incêndio, podem ser consideradas duas estratégias [1] as quais se distinguem entre as que consideram a relação momento-curvatura e as que consideram as deformações-limite de acordo com domínios diferentes dos usados à temperatura ambiente, que devem variar de acordo com a temperatura. Esses domínios de deformação têm sido estudados em [6], são apresentados na Figura 2 e formam parte de

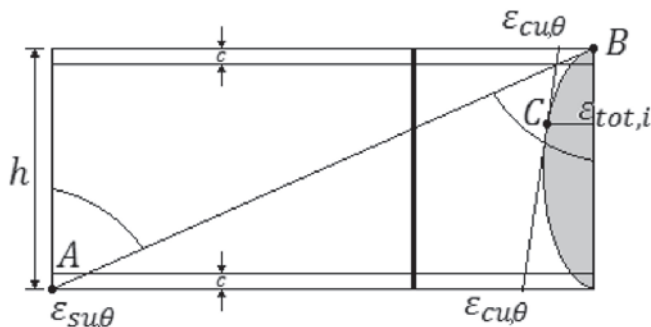


Figura 2
Domínios de deformação em situação de incêndio

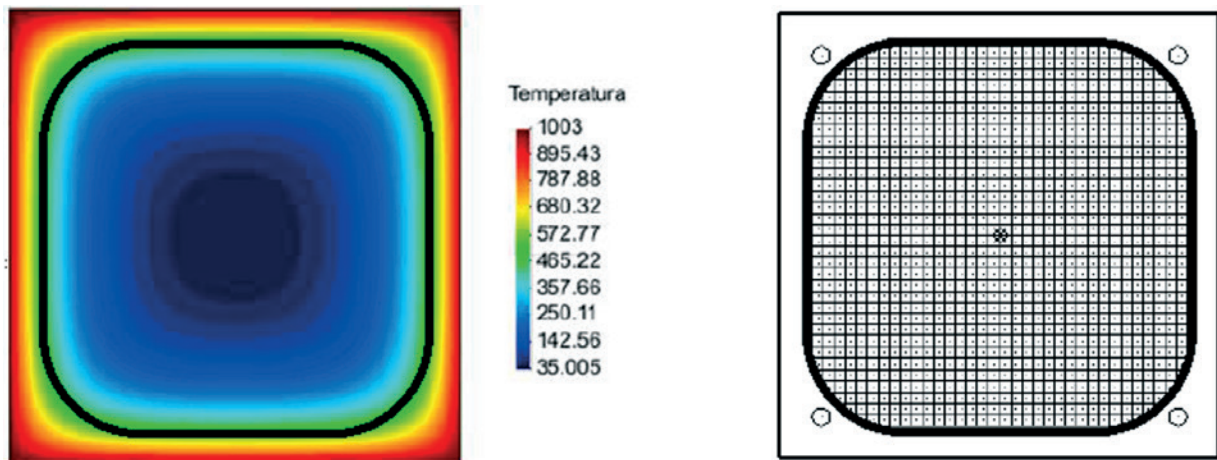


Figura 3
Seção transversal discretizada com o campo de temperaturas mostrando a isoterma de 500 °C

pesquisas mais avançadas do mesmo grupo de pesquisa dos autores. Porém, usar esses domínios implica maior esforço computacional e permite estudar os pilares submetidos à flexão composta reta, mas não oblíqua [7].

Na Figura 2:

$\epsilon_{cu,\theta}$: Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite último de ruptura do concreto à temperatura θ .

$\epsilon_{su,\theta}$: Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite último de ruptura da armadura tracionada à temperatura θ .

$\epsilon_{tot,i}$: Deformação específica linear total em um ponto i na seção de concreto totalmente comprimida.

O objetivo deste artigo é apresentar um código computacional desenvolvido em MATLAB [8] que, por meio de métodos numéricos calcula de maneira precisa esforços, deformações lineares específicas e diagramas de interação, para pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio, considerando as hipóteses do método da isoterma de 500 °C para gerar as curvas de interação.

2. Método da isoterma de 500 °C

O método da isoterma de 500 °C é um método simplificado criado pelo pesquisador sueco Dr. Yngve Anderberg. Em 1978, Anderberg propôs o método da isoterma de 550 °C, mais tarde o método foi modificado considerando-se como limite a isoterma de 500 °C.

Considerando uma seção transversal em situação de incêndio, com o campo de temperaturas conhecido, o método da isoterma de 500 °C consiste em assumir que o concreto com temperaturas maiores do que 500 °C é desconsiderado. Dessa maneira, considera-se unicamente o concreto com temperaturas menores do que 500 °C, ou seja, a região da seção transversal interior à isoterma de 500 °C. De maneira simplificada, o concreto dessa região interior é considerado com as propriedades originais à temperatura ambiente, inclusive os limites de deformação específica, no entanto, com os coeficientes de ponderação de ação excepcional. As armaduras são consideradas com as propriedades do aço à temperatura atual (em situação de incêndio).

Na Figura 3, é apresentado um exemplo de seção transversal com a isoterma de 500 °C marcada no campo de temperaturas e desconsiderando o concreto com temperatura maior do que 500 °C. Apesar de ser considerado um método simplificado pelo EN 1992-1-2:2004 [9], para se aplicar este método é necessário o uso de um programa de análise térmica, que não é comum na engenharia civil, para calcular o campo de temperaturas na seção transversal.

3. Equilíbrio na seção transversal

Para desenvolvimento do código computacional foram adotadas as seguintes hipóteses:

- a) Na seção transversal, são apenas consideradas as tensões normais, sendo desconsideradas as tensões tangenciais e as deformações decorrentes delas.
- b) A seção permanece plana após a deformação térmica mais a mecânica.
- c) Existe aderência entre as armaduras e o concreto adjacente a elas.

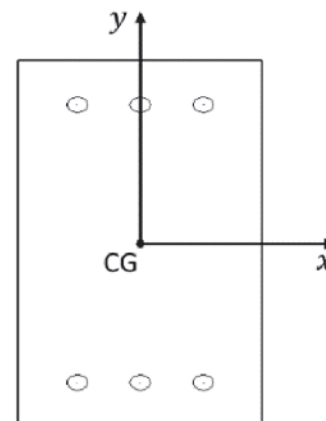


Figura 4
Seção transversal de pilar de concreto armado

- d) Não é considerado qualquer efeito de não linearidade geométrica relacionada à esbelteza do pilar, a análise é feita unicamente na seção transversal.
- e) Não é considerado o efeito das restrições às deformações térmicas.

Sob as hipóteses anteriores e para a região da seção de concreto interna à isoterma de 500 °C, considera-se que a seção transversal da Figura 4 está em equilíbrio, se é satisfeito o Sistema de Equações 1.

Na Figura 4:

CG: Centro geométrico da seção transversal.

$$S = \iint \sigma(\varepsilon)Z dx dy \quad (1)$$

No sistema de Equações 1 têm-se:

$$S = \begin{bmatrix} N \\ M_x \\ M_y \end{bmatrix} \quad Z = \begin{bmatrix} 1 \\ y \\ x \end{bmatrix}$$

Em que:

N : Força normal solicitante.

M_x : Momento solicitante em torno do eixo x .

M_y : Momento solicitante em torno do eixo y .

No sistema de Equações 1, a parcela da esquerda representa as solicitações em situação de incêndio e a da direita representa as tensões e forças resistentes (Figura 5).

Todos os esforços solicitantes e tensões atuantes citados neste artigo são para a situação de incêndio. Por simplicidade, resolveu-se aliviar a notação, não incluindo o subíndice "θ". Os valores dessas solicitações devem ser as determinadas, conforme ABNT NBR 15200:2012 [10].

Resalta-se que neste artigo são calculadas as curvas de estado limite-ultimo para pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio, usando o método da isoterma de 500 °C, segundo o qual, como foi explicado anteriormente, as tensões e forças resistentes do concreto são as correspondentes à temperatura ambiente, com

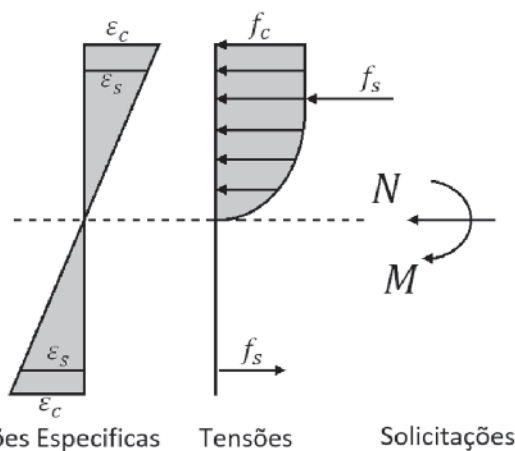


Figura 5

Equilíbrio na seção transversal para flexão composta reta, à temperatura ambiente

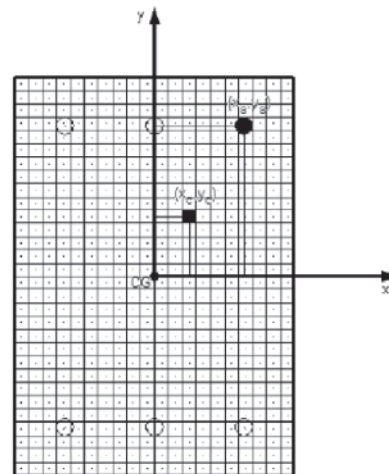


Figura 6

Seção transversal discretizada

os coeficientes de ponderação unitários, e as do aço são as correspondentes à temperatura atual (em situação de incêndio).

Na Figura 5:

ε_c : Deformação específica linear do concreto.

ε_s : Deformação específica linear do aço.

f_c : Tensão do concreto.

f_s : Tensão do aço.

N : Força normal solicitante.

M : Momento fletor solicitante.

Para resolver o sistema de Equações 1, é realizada uma discretização da seção transversal. Dessa maneira é possível resolver as integrais de maneira bastante precisa inclusive quando se tem seções transversais com geometria pouco comum.

3.1 Equilíbrio na seção discretizada

O código desenvolvido pelos autores permite realizar uma discretização da seção transversal, em elementos quadrados ou retangulares. A deformação linear específica do concreto e a tensão são consideradas constantes em cada elemento e iguais à do respectivo centro geométrico. Para as armaduras, que sempre têm seções circulares e diâmetro pequeno em relação às dimensões da seção transversal de concreto, a deformação linear específica e a tensão são consideradas constantes e iguais à do respectivo centro geométrico de cada barra de armadura. Nas áreas onde há superposição entre as áreas do concreto e as áreas das armaduras é subtraída a tensão do concreto correspondente àquela área da armadura.

A seguir é apresentada a formulação de equilíbrio para a seção discretizada, que é análoga à formulação já apresentada. Nessa formulação o subíndice "e" indica que está se referindo a um elemento genérico "e".

Realizada a discretização, um elemento da seção discretizada pode ser considerado em equilíbrio se é satisfeito o sistema de Equações 2.

$$S_e = \iint \sigma_e(\varepsilon_e)Z_e dx dy \quad (2)$$

No sistema de Equações 2, têm-se:

$$S_e = \begin{bmatrix} N_e \\ M_{xe} \\ M_{ye} \end{bmatrix} \quad Z_e = \begin{bmatrix} 1 \\ y_e \\ x_e \end{bmatrix}$$

De maneira análoga ao sistema de Equações 1, no sistema de Equações 2 a parcela da esquerda representa as solicitações relacionadas ao elemento e a da direita representa as tensões e forças resistentes relacionadas ao elemento.

Para a seção transversal completa, já discretizada, o sistema de Equações 1 pode ser expresso segundo o sistema de Equações 3.

$$\begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})A_{si} \\ M_x &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})y_{ci}A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})y_{si}A_{si} \\ M_y &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})x_{ci}A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})x_{si}A_{si} \end{aligned} \quad (3)$$

No sistema de Equações 3:

- N : Força normal solicitante.
 - M_x : Momento solicitante em torno do eixo x.
 - M_y : Momento solicitante em torno do eixo y.
 - σ_{ci} : Tensão no elemento de concreto i.
 - σ_{si} : Tensão no elemento de aço i.
 - ε_{ci} : Deformação linear específica no elemento de concreto i.
 - ε_{si} : Deformação linear específica no elemento de aço i.
 - A_{ci} : Área do elemento de concreto i.
 - A_{si} : Área do elemento de aço i.
 - x_{ci} : Coordenada x do centro geométrico do elemento de concreto i.
 - y_{ci} : Coordenada y do centro geométrico do elemento de concreto i.
 - x_{si} : Coordenada x do centro geométrico do elemento de aço i.
 - y_{si} : Coordenada y do centro geométrico do elemento de aço i.
- Note-se que a distribuição de tensões é considerada constante na seção transversal de cada elemento, portanto, é necessária

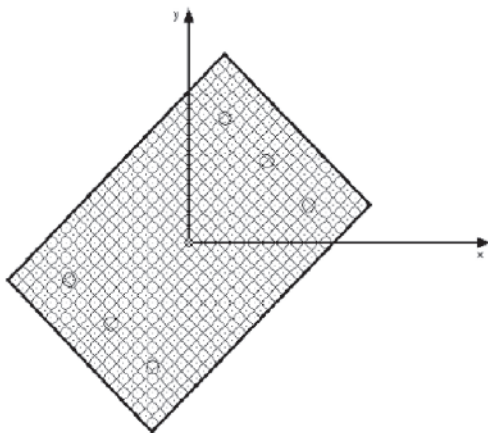


Figura 7
Seção transversal discretizada, sob rotação em torno do eixo longitudinal do pilar

uma discretização adequada para obter uma boa distribuição de tensões na seção transversal do pilar.

4. Geração das curvas do estado limite – último

Sob as hipóteses indicadas anteriormente, para um conjunto de esforços solicitantes em situação de incêndio fornecidos ao código, ele aplica campos de deformações à seção transversal e avalia o sistema de Equações 3. Realiza esse processo de maneira iterativa até ser satisfeito o equilíbrio. Porém, é mais simples aplicar as deformações convencionais do estado limite – último e calcular os esforços relacionados a essas deformações.

Para gerar as curvas envoltórias de ruptura ou curvas de interação de esforços, basta definir as deformações de ruptura convencionais à temperatura ambiente (lembrando que está sendo aplicado o método da isotermia de 500 °C) e calcular os esforços solicitantes associados a essas deformações. Percorrendo o campo de deformações de ruptura, se obtêm as curvas de interação de esforços. Vale a pena salientar que se for necessário obter apenas a curva de interação $N - M_x$, correspondentes à flexão composta reta, todos os campos de deformação têm em comum, rotações em torno do eixo x, pois o momento M_y é nulo.

Para a curva de interação de momentos $M_x - M_y$ o código aplica rotações à seção transversal em torno do eixo longitudinal do pilar (Figura 7) e, posteriormente, aplica os campos de deformação com as rotações em torno do eixo x. Vale a pena lembrar que para essas curvas de interação de momentos, a força normal é constante.

5. Materiais

No código desenvolvido foram empregadas as recomendações do EN 1992-1-1:2004 [4] e a ABNT NBR 6118:2014 [11] para os diagramas tensão-deformação do concreto e aço à temperatura ambiente e as recomendações do EN 1992-1-2:2004 [9] e a ABNT NBR 15200:2012 [10] para os diagramas tensão-deformação do concreto e aço em situação de incêndio.

A seguir serão apresentados os diagramas tensão-deformação para concreto e aço tanto à temperatura ambiente convencional, quanto em situação de incêndio.

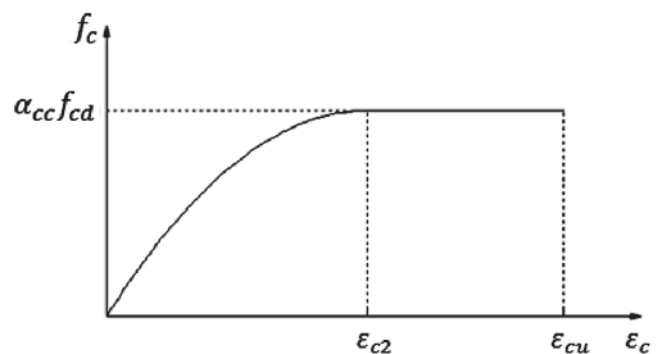


Figura 8
Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido à temperatura ambiente

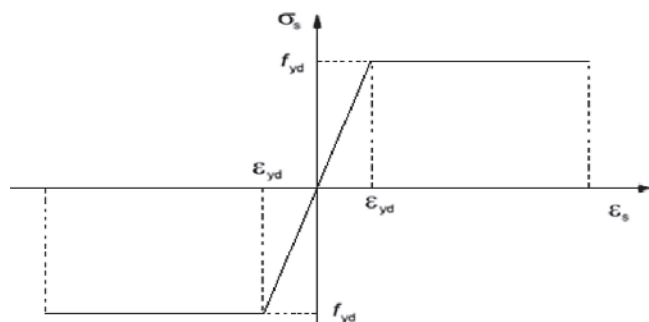


Figura 9
Diagrama tensão-deformação do aço à temperatura ambiente

5.1 Materiais à temperatura ambiente

Para os materiais à temperatura ambiente, o EN 1992-1-1:2004 [4] e a ABNT NBR 6118:2014 [11] permitem o uso das relações tensão-deformação da Figura 8 e Figura 9 dadas pelas Equações 4 e Equações 5 para o concreto comprimido e o aço respectivamente.

$$\sigma_c = \alpha_{cc} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (4)$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = \alpha_{cc} f_{cd}$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

Em que:

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto.

α_{cc} : Coeficiente de diminuição da resistência do concreto sob carregamento de longa duração.

Para $|\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{yd}$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

Para $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$

$$f_s = f_{yd} \quad (5)$$

Para $\varepsilon_s < -\varepsilon_{yd}$

$$f_s = -f_{yd}$$

Em que:

E_s : Módulo de elasticidade do aço.

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

5.2 Materiais em situação de incêndio

Para os materiais em situação de incêndio o EN 1992-1-2:2004 [9] e a ABNT NBR 15200:2012 [10] permitem o uso das relações tensão-deformação da Figura 10 e Figura 1 dadas pela Equação 5 e Equações 6 para o concreto comprimido e o aço respectivamente.

$$\frac{\sigma_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} = \frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (6)$$

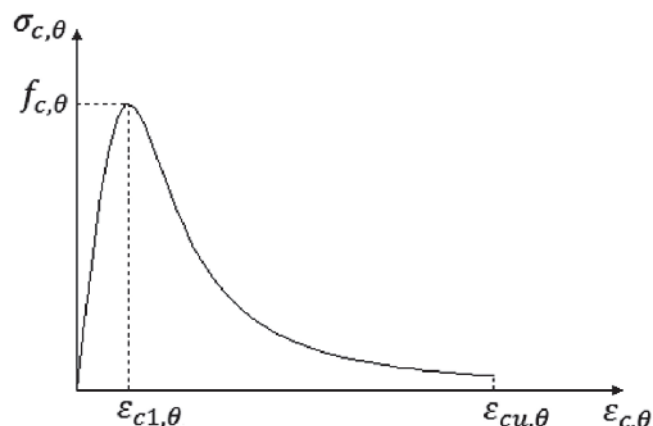


Figura 10
Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido em situação de incêndio

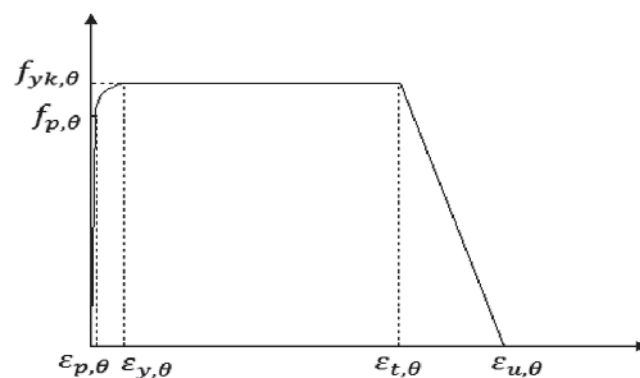


Figura 11
Diagrama tensão-deformação do aço em situação de incêndio

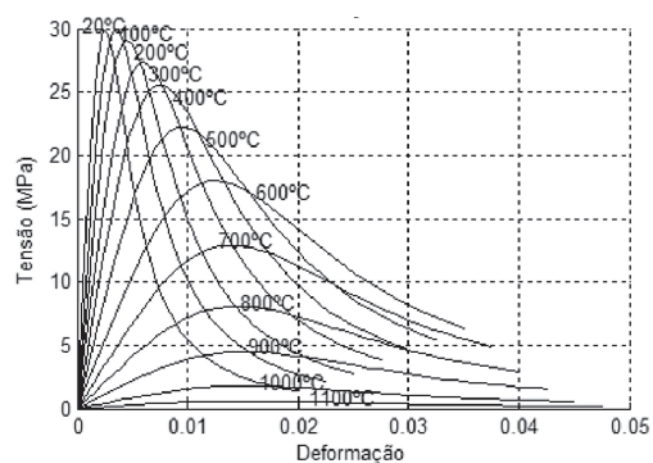


Figura 12
Diagrama tensão-deformação do concreto variando com a temperatura

¹ Average humidity estimated for the city of Foz do Iguaçu (Brazil).

² Average value based on report from IPCC [27].

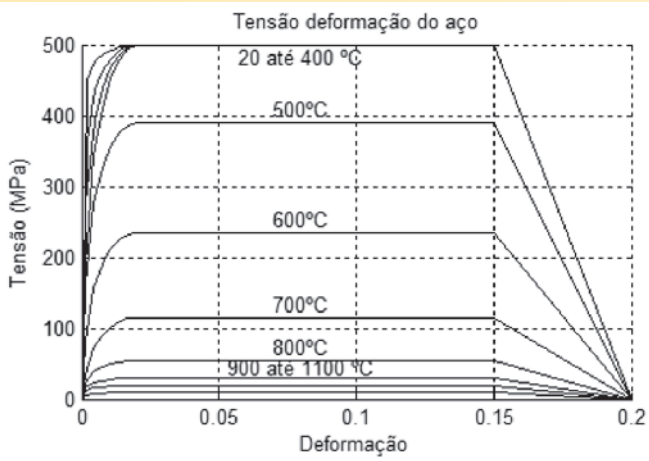


Figura 13
Diagrama tensão-deformação do aço variando com a temperatura

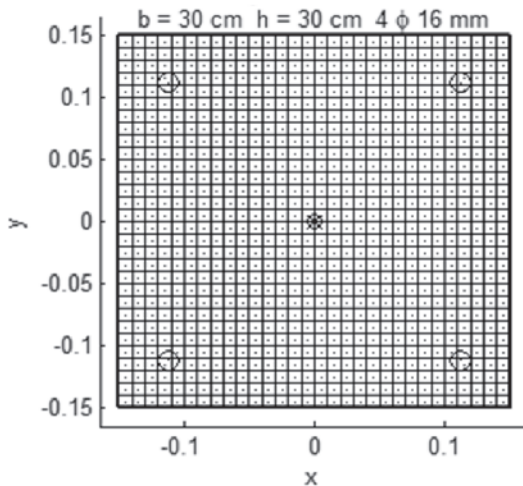


Figura 14a
Seção transversal com 4 φ 16 mm

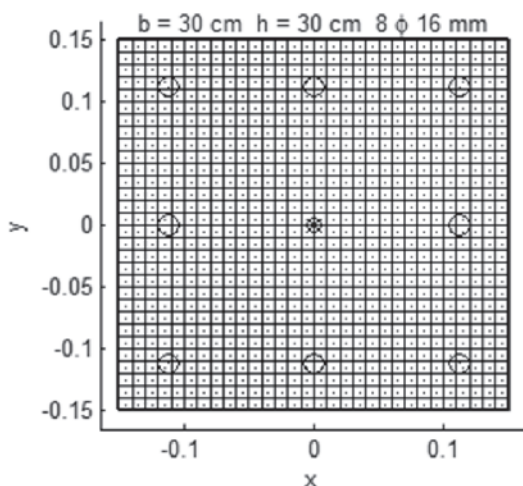


Figura 14b
Seção transversal com 8 φ 16 mm

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}$$

$$0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta}$$

$$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \cdot \left[1 - \frac{(\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})} \right]$$

$$\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0$$

$$\varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}$$

Em que:

$\sigma_{c,\theta}$: Tensão do concreto à temperatura θ .

$\varepsilon_{c,\theta}$: Deformação linear específica do concreto à temperatura θ .

$\sigma_{s,\theta}$: Tensão do aço à temperatura θ .

$\varepsilon_{s,\theta}$: Deformação linear específica do aço à temperatura θ .

Como exemplo, a seguir são apresentados os diagramas tensão-deformação de um concreto $f_c = 30$ MPa para vários valores de temperatura (Figura 2) e os diagramas tensão-deformação do aço CA50, $f_y = 500$ MPa, para vários valores de temperatura (Figura 3).

6. Resultados e discussões

Foram realizadas algumas modelagens no código desenvolvido

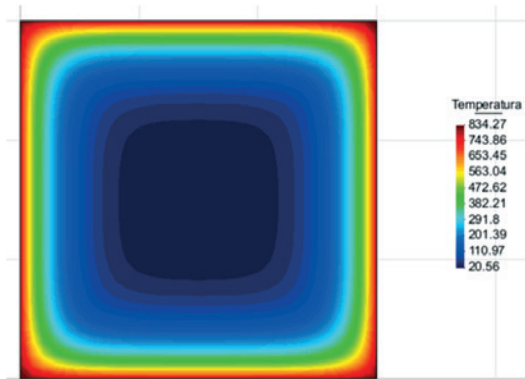


Figura 15a
Campo de temperaturas para 30 min

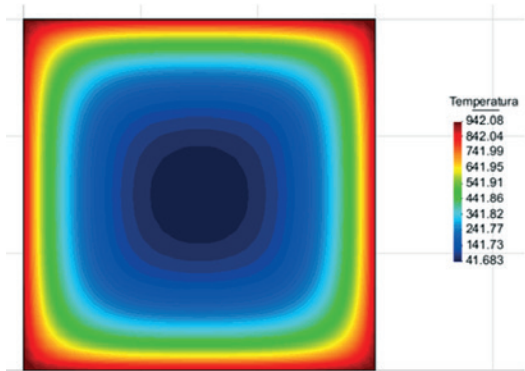


Figura 15b
Campo de temperaturas para 60 min

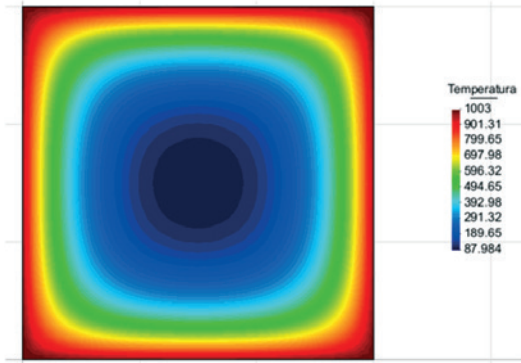


Figura 15c
Campo de temperaturas para 90 min

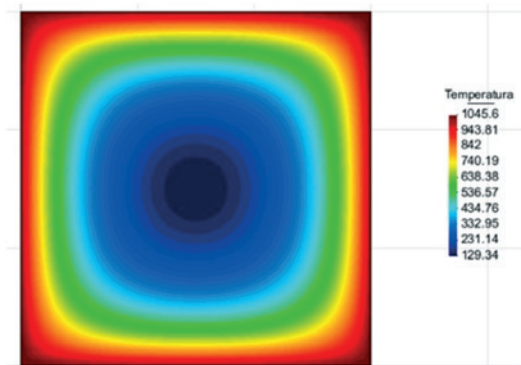


Figura 15d
Campo de temperaturas para 120 min

em MATLAB [8] para análises mecânicas de estruturas de concreto armado em situação de incêndio considerando o método da isoterma de 500 °C. Para isso foram realizadas as análises térmicas com o programa DIANA cujos resultados foram usados nas análises mecânicas no código em MATLAB. Para as modelagens deste artigo foi usado concreto com $f_{ck} = 30$ Mpa, aço com $f_y = 500$ Mpa e $E = 210$ GPa. Foram estudadas duas seções transversais de 30 cm x 30 cm com

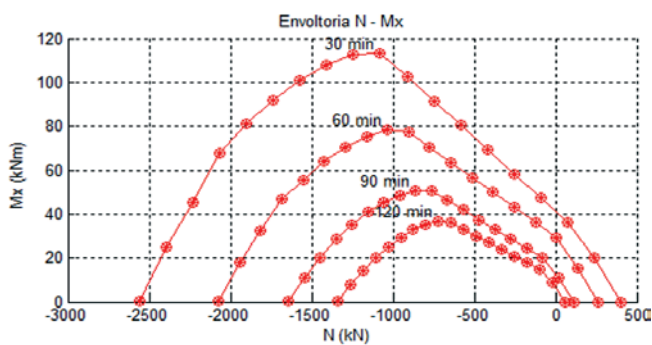


Figura 16a
Curvas de interação N x M_x da seção 30 cm x 30 cm com 4 ϕ 16 mm

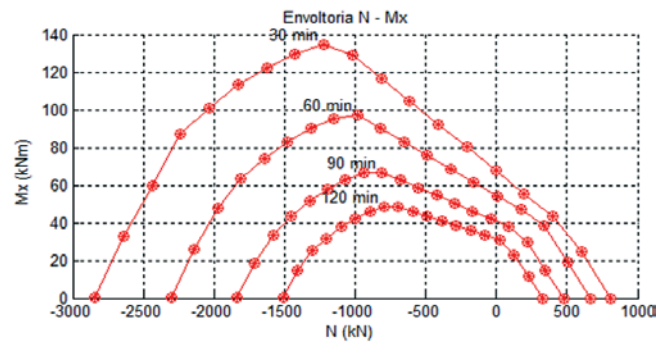


Figura 16b
Curvas de interação N x M_x da seção 30 cm x 30 cm com 8 ϕ 16 mm

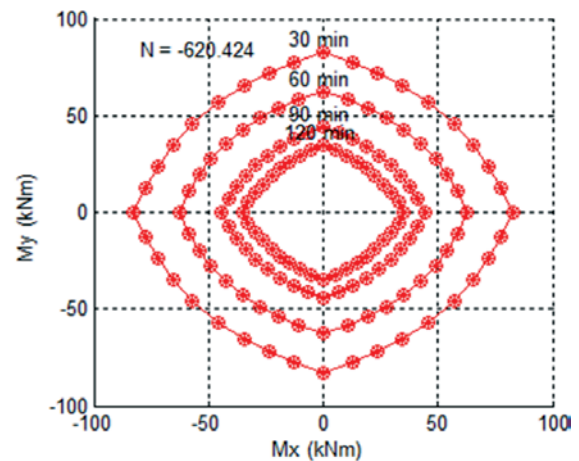


Figura 17a
Curvas de interação de momentos da seção 30 cm x 30 cm com 4 ϕ 16 mm para $N_s/N_{cm-ax20} = 0.20$

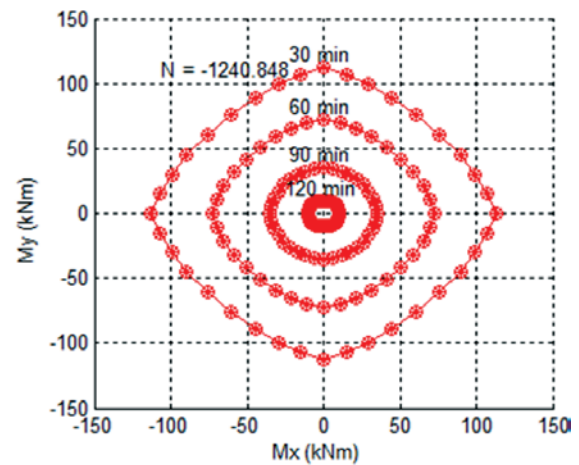


Figure 17b
 $M_x - M_y$ curves of the cross-section with 4 ϕ 16 mm for $N_s/N_{cm-ax20} = 0.40$

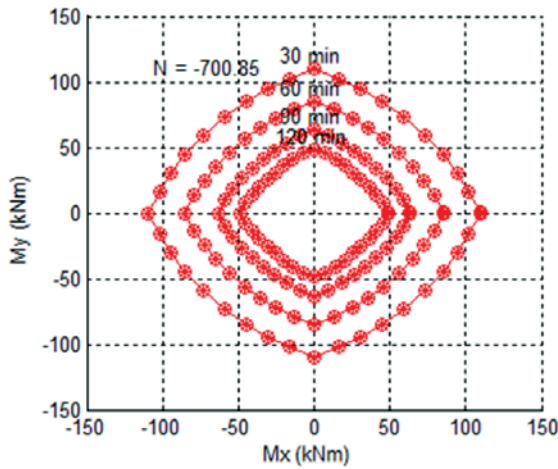


Figure 17c
 $M_x - M_y$ curves of the cross-section with 8 ϕ 16 mm for $N_s/N_{cm\text{-ax}20} = 0.20$

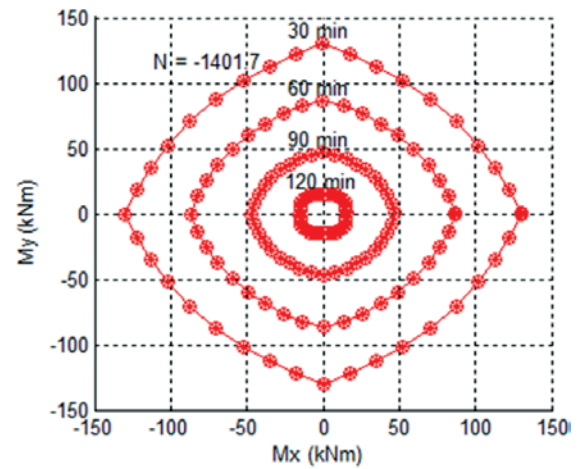


Figura 17d
 Curvas de interação de momentos da seção 30 cm x 30 cm com 8 ϕ 16 mm para $N_s/N_{cm\text{-ax}20} = 0.40$

4 ϕ 16 mm (Figura 14.a) e 8 ϕ 16 mm (Figura 14.b) com discretização em elementos quadrados de 1 cm x 1 cm.

Posteriormente foram realizadas as análises térmicas para 30 min, 60 min, 90 min e 120 min de exposição à curva-padrão ISO 834 (1999) [12]. Os correspondentes campos de temperatura são apresentados nas Figuras 15.a, 15.b, 15.c e 15.d respectivamente. Conhecidos os campos de temperatura, o código desconsidera o concreto com temperaturas maiores do que 500 °C, considerando apenas o concreto interior à isoterma de 500 °C com as propriedades à temperatura ambiente. Já as armaduras, independentemente da posição, foram consideradas à sua temperatura atual (em situação de incêndio).

Finalmente, foi realizada a análise mecânica verificando o equilíbrio com o cálculo do sistema de Equações 3. Lembra-se que foram consideradas as deformações-limite do concreto à temperatura ambiente.

Obtiveram-se como resultado as curvas de interação de esforços para Flexão Composta Reta ($N - M$) e Flexão Composta Oblíqua ($N - M_x - M_y$). Observa-se que N , M_x e M_y são os esforços de cálculo correspondentes à situação de incêndio.

A seguir, nas Figuras 16.a e 16.b, são apresentadas as curvas de interação $N - M$ das duas seções transversais em estudo (Figuras 14.a e 14.b) para os campos de temperatura mencionados (Figuras 15.a, 15.b, 15.c e 15.d) considerando o método da isoterma de 500 °C.

Observa-se que quanto maior o tempo de exposição ao fogo, menor é a capacidade resistente do pilar, observando-se uma

diminuição de mais de 50% da capacidade resistente à compressão centrada (em relação à sua capacidade à temperatura ambiente) quando o pilar é exposto 120 minutos.

A seguir, nas Figuras 17.a, 17.b, 17.c e 17.d são apresentadas as curvas de interação de momentos $M_x - M_y$ das duas seções transversais em estudo para os campos de temperatura de 30, 60, 90 e 120 min de exposição ao fogo ISO 834 (1999) [12], considerando o método da isoterma de 500 °C, para 3 carregamentos normais constantes. Essas combinações de esforços são próprias da flexão composta oblíqua.

Nas figuras anteriores $N_{cm\text{-ax}20}$ é a força normal máxima resistente de compressão centrada à temperatura ambiente.

Observa-se a diminuição da capacidade resistente do pilar com o aumento da temperatura e com o carregamento axial.

Salienta-se que cada ponto marcado nas curvas de interação corresponde a uma solução calculada do sistema de Equações 3.

Lembra-se, também, que neste artigo não foram consideradas as restrições às deformações térmicas.

Não foi considerada a variação do diagrama tensão – deformação do concreto em função da temperatura, por se tratar do emprego do método da isoterma de 500 °C.

A seguir apresenta-se uma tabela com a diminuição da força normal máxima de compressão centrada das seções apresentadas nas Figuras 14.a e 14.b para os tempos de exposição ao incêndio-padrão apresentados nas Figuras 15.a, 15.b, 15.c e 15.d.

Neste artigo consideraram-se todos os coeficientes de ponderação das resistências unitários e desconsideraram-se os efeitos

Tabela 1

Diminuição da força normal resistente em função do tempo de exposição ao fogo

30 cm x 30 cm	$N_{m\text{áx}20}$	$N_{m\text{áx}\theta} / N_{m\text{áx}20}$				
		0 min	30 min	60 min	90 min	120 min
4 ϕ 16 mm	3.102,12 kN	1	0,84	0,68	0,55	0,45
8 ϕ 16 mm	3.504,25 kN	1	0,80	0,65	0,53	0,43

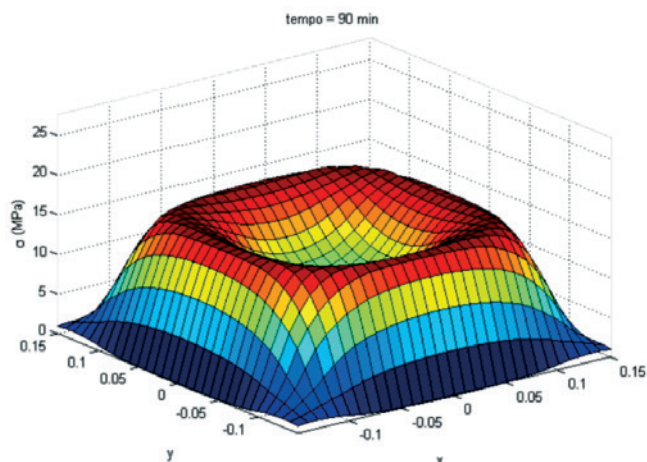


Figura 18
Campo de tensões da seção 30 cm x 30 cm com 4 ϕ 16 mm submetida à compressão centrada

da diminuição da resistência do concreto com o tempo (efeito de Rüsçh, etc.) por se tratar de problemas associados a situações excepcionais de curta duração desde o ponto de vista da segurança.

O código desenvolvido pelos autores deste artigo está em desenvolvimento para além do método da isoterma de 500 °C, a fim de realizar análises mecânicas considerando a variação dos diagramas tensão – deformação em função da temperatura e a variação das tensões na seção transversal (Figura 18).

7. Conclusões

Para realizar modelagens numéricas de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio, o uso do método da isoterma de 500 °C mostrou-se uma estratégia adequada.

O código computacional desenvolvido para este artigo foi capaz de gerar curvas de interação usando o método da isoterma de 500 °C, combinado com um método que resolve as integrais e sistemas de equações por meio da discretização da seção transversal. Como esperado, os resultados comprovaram que quanto maior o tempo de exposição ao fogo maior é a temperatura na seção transversal, portanto menor a capacidade resistente do pilar e que quanto maior a força de compressão no pilar, menor é o tempo em que atinge o estado-limite último.

Finalmente, salienta-se que a matemática usada para estudar os fenômenos estudados envolve sistemas de equações com integrais de equações não lineares. A resolução desses sistemas de equações foi possível usando métodos aproximados com discretização da seção transversal, considerados no meio acadêmico como métodos avançados.

8. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, ao CNPq - Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico e à FAPESP Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.

9. Referências bibliográficas

- [1] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment. State of art report. Lausanne, 2008.
- [2] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling. State of art report. Lausanne, 2007.
- [3] MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. Jimenez Montoya – Hormigón Armado. Gustavo Gili, Barcelona, España, 2009.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1.2 General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
- [5] RODRIGUEZ, J.A.; ARISTIZABAL, O.D. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. *Journal of Structural Engineering*. v. 125, p. 672-683, 1999.
- [6] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P.; PIERIN, I. Estudo dos Domínios de Deformação em Seções Transversais de Concreto Armado em Situação de Incêndio. 56 Congresso Brasileiro do Concreto. Natal, 2014.
- [7] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P. Flexão composta de pilares curtos de concreto armado sob incêndio não simétrico. 3 Congresso Ibero-Latino-Americano Sobre Segurança Contra Incêndios. Porto Alegre, 2015.
- [8] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P. Code for combined axial and flexural load on short RC columns: failure surfaces. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo, 2014.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1.2 General rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [12] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 834-1:1999(E). Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. Ginebra, 1999.