

The effect of the failure of the steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A study case

O efeito do colapso da cobertura de aço nos pilares de concreto de fachada de um depósito em situação de incêndio. Um estudo de caso



I. PIERIN^a
igorpierin@usp.br

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

M. R. VARGAS^b
tecsteel@uol.com.br

Abstract

In many situations, the Brazilian Legislation does not require verification of roof structures in a fire, since its failure will not endanger the stability of the structure. In fire, the steel roof of an industrial building deforms by heating in geometry similar to a catenary, resulting in horizontal forces in the upper extremities of the columns. Thus, even roofs that do not constitute a frame with the columns may lead them to collapse, therefore, should be protected against fire. Due to the small dimensions of the structural elements of the roof, fire coating is uneconomical. So there is a problem in the design practice. This paper presents a procedure based on British literature, which considers the horizontal load on the columns. This horizontal load must be supported by the columns and the foundations. The aim of this paper is to detail this procedure, adapt it to Brazilian standards and apply it to a case study.

Keywords: fire, steel roof, industrial building, concrete columns.

Resumo

Em muitas situações correntes, as Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros e as normas brasileiras dispensam a verificação das estruturas de coberturas em situação de incêndio, desde que seu colapso não prejudique a estabilidade dos pilares e dos fechamentos. Em incêndio, a cobertura de aço de um edifício industrial deforma-se pelo aquecimento, em uma geometria semelhante a uma catenária, provocando forças horizontais nas extremidades superiores dos pilares. Assim, mesmo coberturas simplesmente apoiadas que não compõem um pórtico com os pilares de fechamento poderão leva-los ao colapso, portanto, deveriam ser revestidas contra fogo. Devido às pequenas dimensões dos elementos estruturais da cobertura, o revestimento contra fogo é economicamente inviável, criando dessa forma um problema na prática de projeto. Este trabalho apresenta um procedimento com base em literatura britânica, em que se consideram os esforços horizontais nos pilares, que devem ser resistidos por eles e pelas fundações. O objetivo deste trabalho será detalhar esse procedimento, adaptá-lo às normas brasileiras e aplicá-lo a um estudo de caso.

Palavras-chave: incêndio, coberturas de aço, edifício industrial, pilares de concreto.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil;
^b Tecsteel Engenharia, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

É frequente o projeto de edifícios industriais ou depósitos com cobertura de aço apoiada em pilares de concreto. Grande parte desses edifícios, especialmente os térreos, e suas coberturas, são isentos de verificação estrutural para a situação de incêndio segundo a IT8 [1] e a ABNT NBR 14432 [2]. Em edifícios em que a verificação estrutural em incêndio é exigida, as coberturas poderão ser isentas se, segundo a IT8 [1], o seu colapso estrutural não comprometer a estabilidade das paredes externas e da estrutura principal da edificação. Porém, essa recomendação se torna necessário apenas quando houver riscos de propagação do fogo para edificações vizinhas [3, 4, 5, 6].

Dessa maneira, havendo risco de propagação, os elementos estruturais devem ser dimensionados de forma a não entrarem em colapso caso ocorra a ruína da cobertura do edifício.

No final da década de 1970, o colapso das coberturas de aço em situação de incêndio foi estudado no *Constructional Steel Research and Development Organization* (CONSTRADO). Posteriormente, a equipe do *Steel Construction Institute* (SCI) ampliou esses estudos o que resultou no procedimento proposto por Simms e Newman [3] e adotado neste trabalho.

Com o aumento da temperatura nas estruturas aperticadas, inicialmente, os pilares são deformados para fora do edifício devido à dilatação da viga. Posteriormente, decorrente da deformação vertical da viga, os pilares são atraídos para a posição indeformada [7]. Além disso, nas coberturas de aço, com o aumento da temperatura ocorre a formação de rótulas plásticas principalmente devido à redução da resistência ao escoamento do aço a altas temperaturas [3].

Com a formação das rótulas plásticas, o comportamento estrutural da viga de cobertura se altera formando um arco bi ou triarticulado. Assim, esforços axiais surgem nas vigas, que concomitantemente com a degradação da resistência do material, resulta em grandes deformações. O pórtico que, inicialmente se expandiria para fora, passa a ter uma força horizontal aplicada no topo do pilar, com sentido para dentro do pórtico. Nessa situação, os pilares e as fundações devem ser dimensionados para resistir esse novo esforço. O objetivo deste artigo é analisar o colapso de uma cobertura de

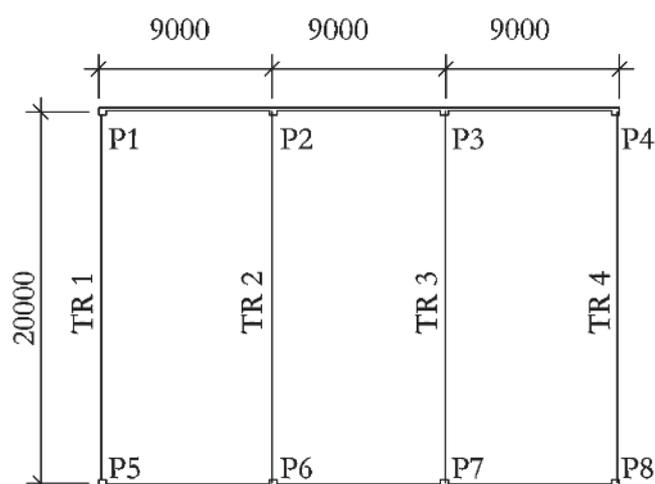


Figura 1
Planta baixa (dimensões em mm)

aço de um depósito sob a ação de um incêndio. O procedimento para alcançar esse objetivo foi adaptado pelos autores com base em literatura estrangeira [3].

2. Estrutura a ser analisada

O edifício a ser estudado é um galpão para depósito de 20,0 m de vão livre, conforme mostra a Figura 1.

O galpão é composto de uma cobertura em treliça de aço apoiada em consoles ligados a pilares de concreto armado, vencendo o vão de 20 m, conforme mostra a Figura 2. As treliças estão distantes a cada 9,0 m. Os banzos e os montantes de apoio são perfis U 200 mm × 60 mm × 6,35 mm e as diagonais e os demais montantes são formados por duas cantoneiras 2" × 3/16".

Os pilares de concreto armado são de seção retangular de 60 cm por 45 cm e com 15,0 m de comprimento. A resistência característica do concreto à compressão adotada foi igual a 30 MPa. O pilar foi armado com 18 barras de 20,0 mm e 6 barras de 12,5 mm com cobrimento de 3,0 cm, conforme mostra a Figura 3.

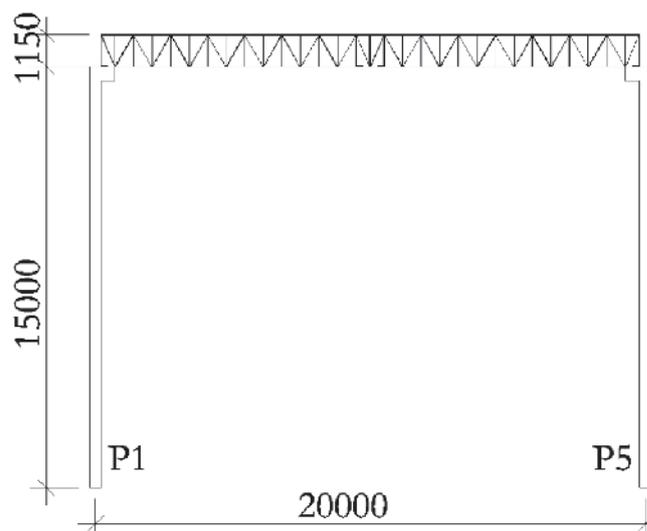


Figura 2
Corte transversal (dimensões em mm)

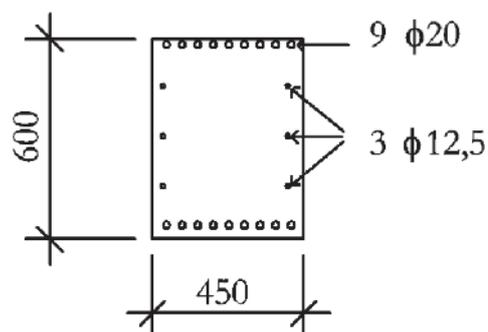


Figura 3
Seção do pilar (dimensões em mm)

A treliça serve como suporte à telha de aço galvanizado tipo trapezoidal com isolamento em lã de rocha e laminado plástico. O fechamento lateral é constituído de painéis de concreto armado de 15 cm de espessura.

3. Procedimento adotado

3.1 Overturning moment

Durante muitos anos, Newman [8] desenvolveu pesquisas para o SCI, conhecido e respeitado instituto britânico, sobre um método para determinar a força horizontal que uma viga de cobertura transfere ao topo de um pilar de aço. Ele considerou que os pilares e a viga compõem um pórtico. Posteriormente, Simms e Newman [3] estenderam o método para aplicação em coberturas treliçadas e, também, é apresentado o procedimento proposto.

No passado, pensava-se que a dilatação da estrutura de cobertura seria a responsável pelo colapso do fechamento, que se daria para fora da edificação. Hoje se sabe que, após a dilatação inicial e decorrente da redução do módulo de elasticidade do aço a altas temperaturas, a viga se deforma (flecha) e ao invés de empurrar os pilares, os puxa. Assim, os esforços mais significativos aplicados nos pilares são na direção do interior da edificação.

Note-se que, mesmo se a estrutura de cobertura for apoiada apenas

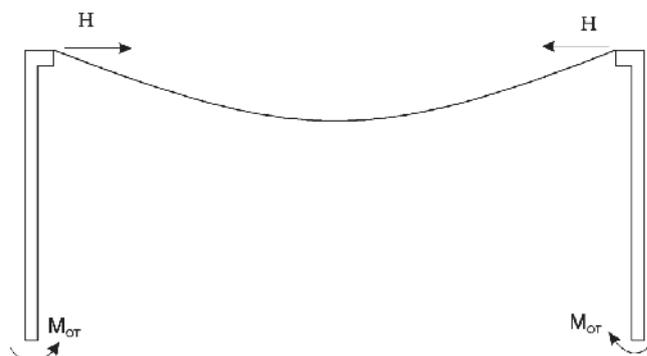


Figura 4
Mecanismo de colapso

nos pilares, sem qualquer consideração de interação estrutural, se houver possibilidade de propagação do incêndio para fora do edifício afetando a vizinhança, há necessidade de se aplicar o procedimento descrito, pois antes do colapso total, a cobertura irá transferir o esforço horizontal aos pilares. Em estruturas de cobertura simplesmente apoiadas, geralmente, há alguma ligação singela aos pilares. Deve ser verificada se essa ligação será capaz de transmitir o esforço horizontal aos pilares, causando momento em sua base.

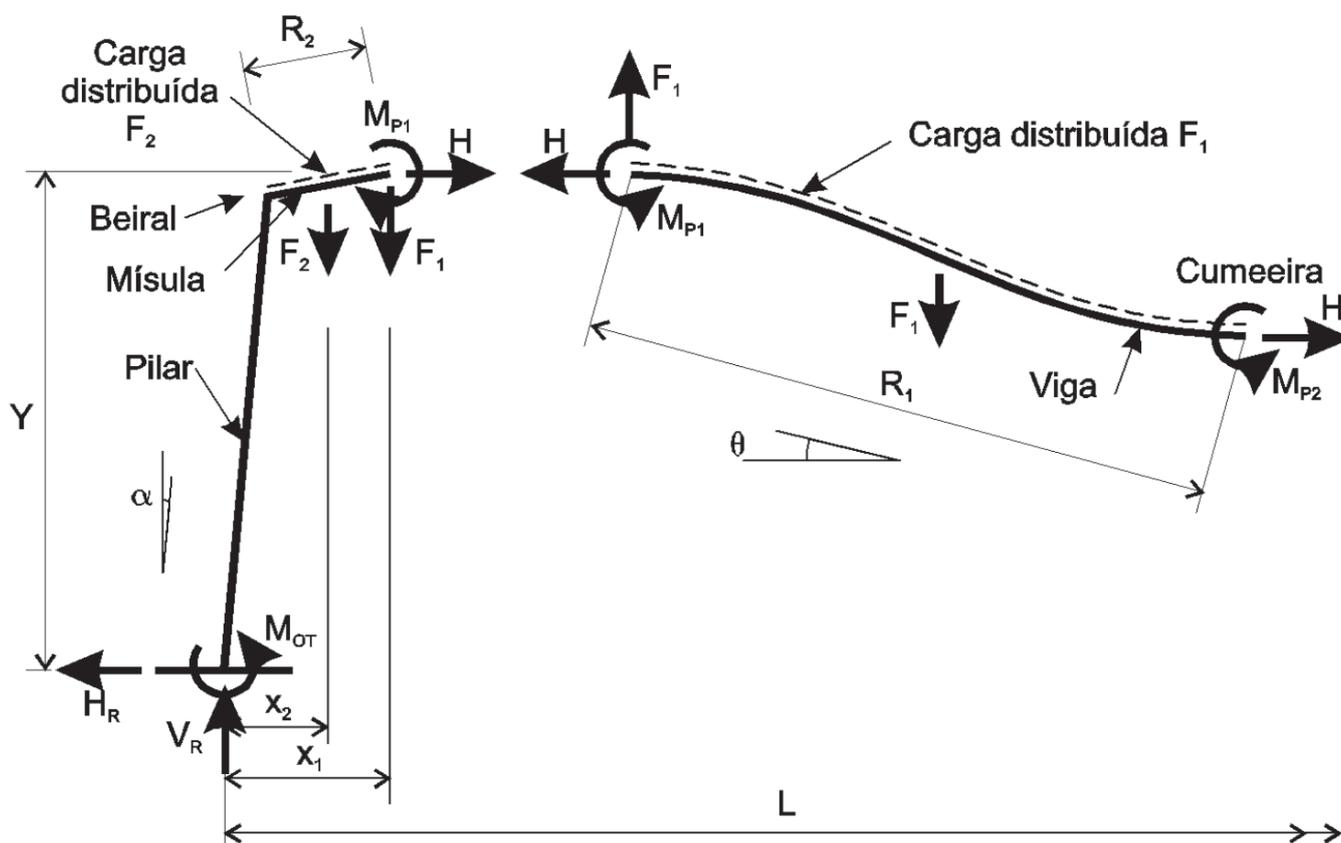


Figura 5
Modelo matemático no instante de colapso (4)

De acordo com [3], em situação de incêndio há perda de estabilidade dos elementos comprimidos mais esbeltos da treliça (diagonais e montantes) e ela passa a trabalhar como um cabo suspenso (catenária) constituído pelos banzos superior e inferior deformados. Nessa condição, o console que sustenta a treliça estará sujeito a um esforço horizontal H que gerará um momento na base do pilar de concreto, conhecido como *overturning moment* (M_{OT}), conforme mostra a Figura 4.

O modelo proposto por Simms e Newman [3] foi desenvolvido com base na estrutura deformada após o colapso da estrutura conforme mostra a Figura 5.

Na Figura 5, R_1 é o comprimento da viga de cobertura do final da mísula até a cumeeira, R_2 é o comprimento da mísula até a linha de centro do pilar, Y é a distância vertical entre a extremidade inferior do pilar e o ponto de rótula na extremidade da viga, F_1 é a força resultante vertical do carregamento distribuído ao longo de R_1 , F_2 é a força resultante vertical do carregamento distribuído ao longo de R_2 , V_r e H_r são as reações vertical e horizontal na base do pilar, H é a força resultante horizontal do carregamento ao longo de R_1 , M_{P1} e M_{P2} são os momentos plásticos devido ao incêndio na extremidade da mísula e na cumeeira, respectivamente, e θ é o ângulo entre a horizontal e a linha média da catenária.

Por meio do equilíbrio entre as forças, a reação vertical pode ser expressa por meio da equação (1).

$$V_r = F_1 + F_2 \tag{1}$$

Por meio do equilíbrio de momentos na cumeeira, a força H é encontrada pela equação (2).

$$H = H_r = \frac{F_1 R_1 \cos\theta - 2(M_{P1} + M_{P2})}{2R_1 \sin\theta} \tag{2}$$

Devido ao modo de colapso das treliças, Simms e Newman [3] admitem que o comprimento da mísula é nulo e os momentos de plastificação devido ao incêndio também são nulos. Além disso,

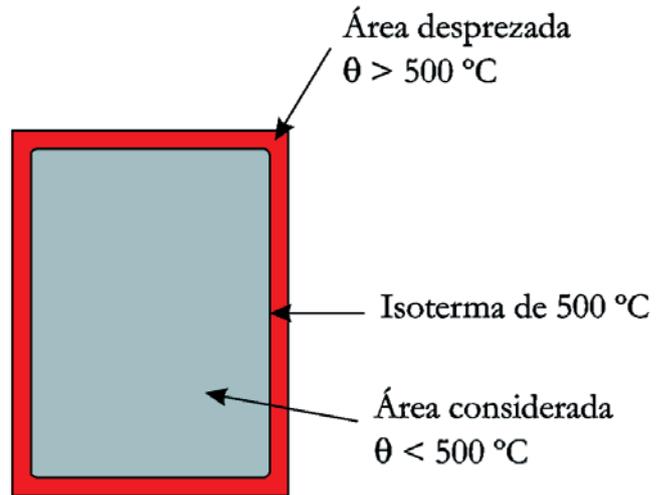


Figura 6
Método da isoterma de 500 °C

como não é considerada a flexão dos banzos da treliça, o momento na base do pilar é superior quando comparado à análise com vigas.

Assim, o momento na base do pilar pode ser obtido por meio da expressão (3), o qual deve ser no mínimo igual a 10% do momento plástico da seção transversal do pilar [3].

$$M_{OT} = H Y \tag{3}$$

A força resultante vertical do carregamento distribuído ao longo da treliça (F_1) é determinada por meio da equação (4).

$$F_1 = \frac{w_f S L}{2} \tag{4}$$

Na equação (4), w_f é o carregamento no momento do incêndio, S é a distância entre os pórticos e L é o vão.

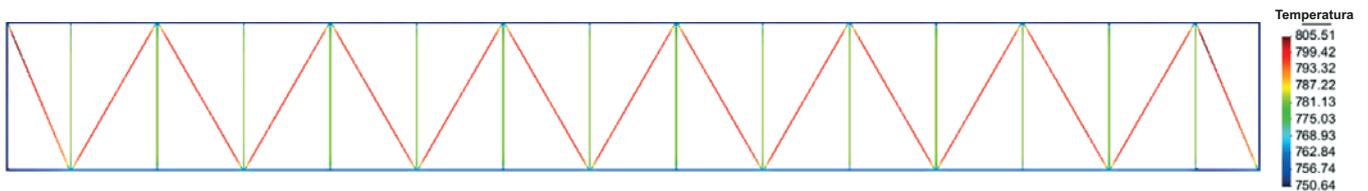


Figura 7
Campo de temperaturas após 30 minutos de exposição ao incêndio-padrão na treliça

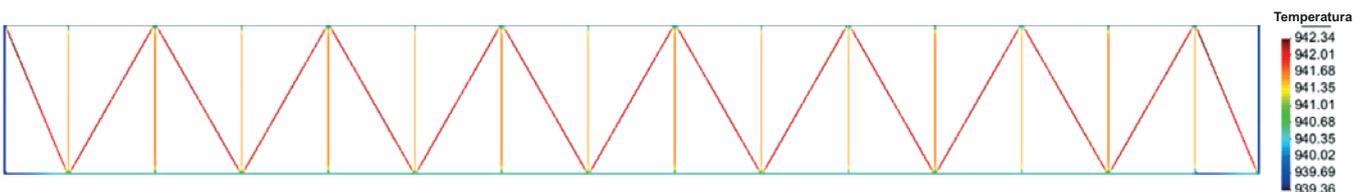


Figura 8
Campo de temperaturas após 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão na treliça

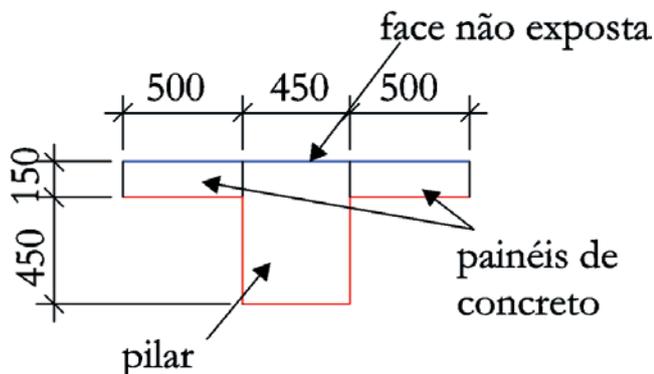


Figura 9
Exposição ao incêndio no pilar (dimensões em mm)

A reação vertical é fornecida pela equação (5), onde W_D é o peso próprio do fechamento lateral.

$$V_r = F_1 + W_D \quad (5)$$

Substituindo a equação (4) em (2) e considerando o modo de colapso das treliças, obtém-se a força horizontal H no topo do pilar provocado pelo colapso da cobertura devido ao incêndio e dado pela equação (6).

$$H = \frac{w_f S L}{4 \tan \theta} \quad (6)$$

Substituindo a equação (5) em (3) obtém-se a equação (7) que fornece o momento na base do pilar (M_{OT}).

$$M_{OT} = \frac{w_f S L Y}{4 \tan \theta} \quad (7)$$

O ângulo entre a horizontal e a linha média da catenária (θ) e a inclinação da cobertura (θ_0) podem ser relacionados por meio da equação (8).

$$\theta = \cos^{-1}(0.97 \cos \theta_0) \quad (8)$$

3.2 Método da Isoterma de 500 °C

Um método simplificado de análise de elementos de concreto em situação de incêndio é o Método da Isoterma de 500 °C, apresentado no Eurocode 2 [9]. Para a utilização desse método, primeiramente determina-se a isoterma de 500 °C para o tempo de exposição ao fogo considerado. Despreza-se a região do concreto com temperaturas maiores ou iguais a 500 °C e considera-se o restante da seção com resistência e módulo de elasticidade inalterados em relação à temperatura ambiente (ver a Figura 6). As propriedades da armadura, no entanto, devem ser consideradas para a temperatura do centro geométrico de cada barra, independentemente de estarem contidas na região interna ou externa da isoterma de 500 °C. É permitido que as regiões arredondadas da isoterma sejam aproximadas por seções retangulares [10].

O atual Método dos 500 °C foi inicialmente proposto como sendo "método dos 550 °C" [11], supondo que a resistência do concreto aquecido até 550 °C não seria afetada significativamente pela temperatura, deixando os efeitos térmicos apenas ao aço das armaduras. Posteriormente, a temperatura-limite do método foi reduzida a 500 °C e desprezadas as regiões de concreto aquecidas acima dessa temperatura [12].

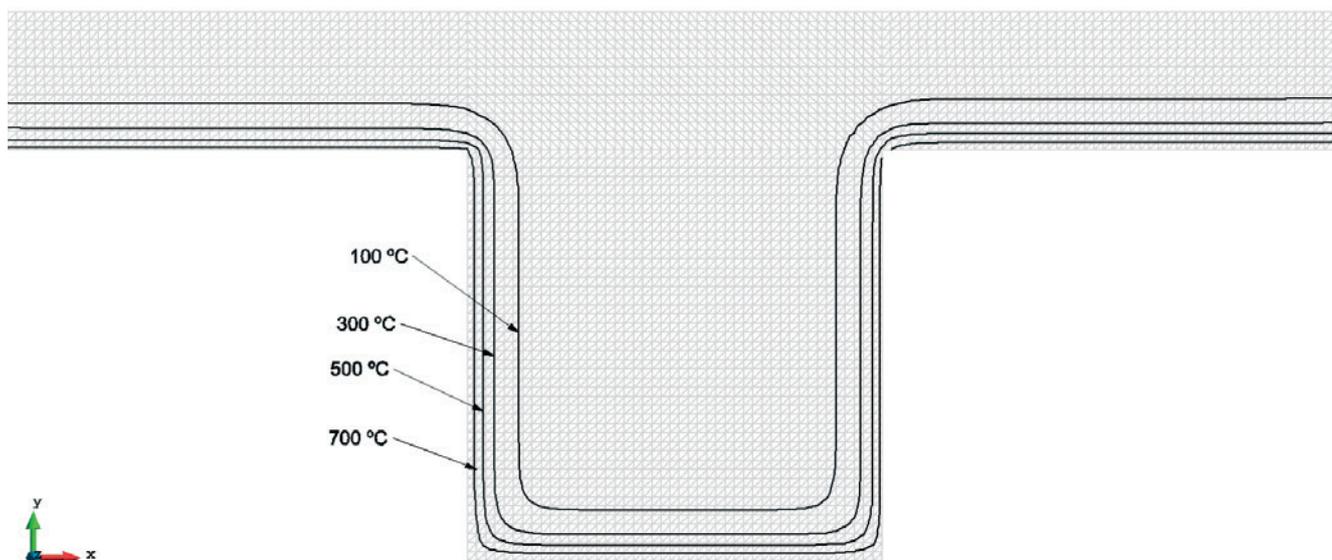


Figura 10
Isotermas após 30 minutos de exposição ao incêndio-padrão no pilar

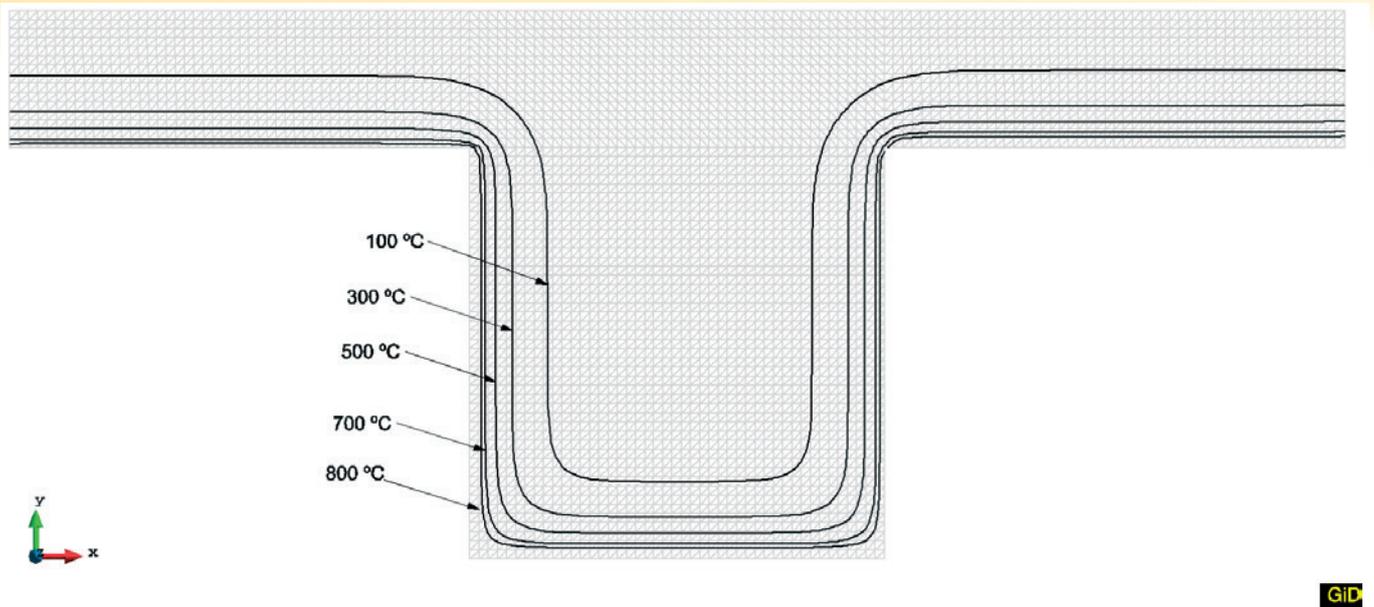


Figura 11
Isotermas após 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão no pilar

Em Silva [10], por exemplo, são apresentadas as isotermas para diversas seções de pilares, a fim de facilitar o cálculo manual. Essas isotermas foram feitas com auxílio do programa ATERM [13-14].

4. Análise térmica

Por meio do programa de análise térmica ATERM [13-14], é encontrado o campo de temperaturas da seção transversal do pilar de concreto e na treliça sujeito ao incêndio-padrão [15-16]. A ação do fogo foi considerada na parte interna do galpão (ver a Figura 1). Os parâmetros físico-térmicos do concreto e do aço a altas temperaturas são aqueles indicados respectivamente pelas normas brasileiras [17-18]. A umidade adotada é 1,5% em peso. Com base nas normas [17-18] são verificadas as estruturas de concreto e de aço em situação de incêndio para 30 e 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão.

Com base no campo de temperaturas, a estabilidade do pilar é verificada por meio do diagrama de interação entre os momentos fletores resistentes e o esforço normal. Para a verificação do pilar em situação de incêndio será empregado o método da isoterma de 500 °C, conforme as recomendações do Eurocode 2 [9].

4.1 Treliça

Devido à simetria, somente metade da treliça foi analisada termicamente, e considerando todos os elementos da treliça expostos ao incêndio-padrão, foi obtido o campo de temperatura por meio do programa ATERM [13-14] para 30 minutos e 60 minutos, conforme mostram as Figuras 7 e 8, respectivamente. Observa-se que a temperatura na treliça após 30 e 60 minutos de incêndio é praticamente uniforme.

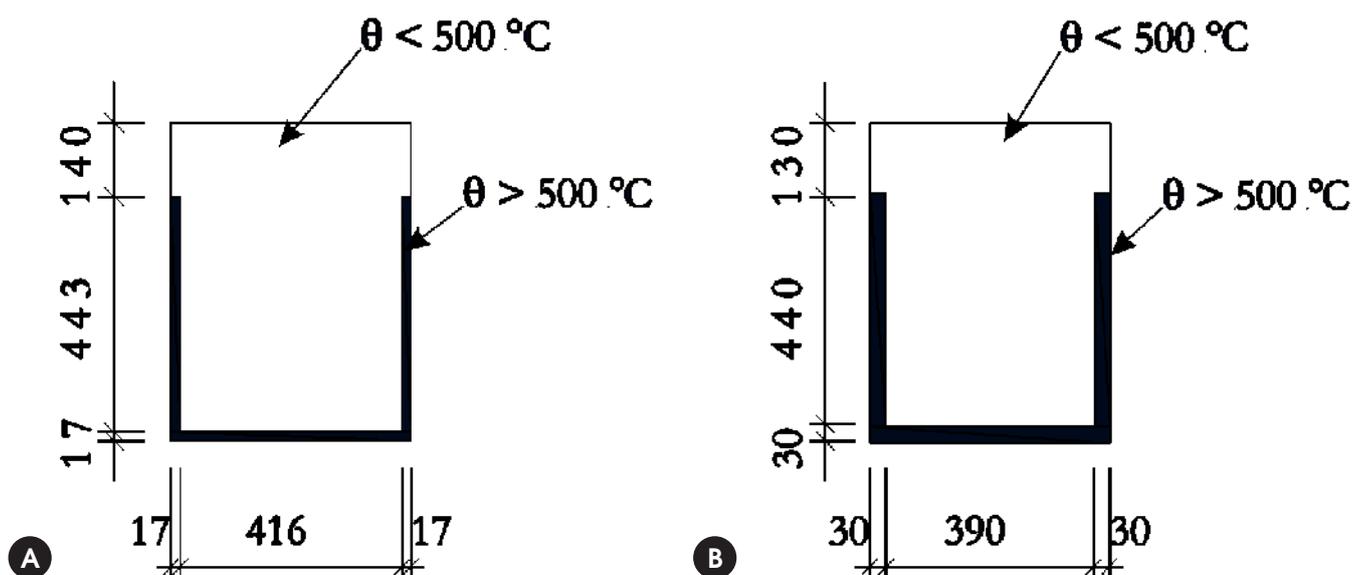


Figura 12
Seções reduzidas pela isoterma de 500 °C após (a) 30 minutos (b) 60 minutos

4.2 Pilar

Os pilares de concreto armado foram analisados termicamente por meio do programa ATERM [13-14].

Devido ao fechamento lateral do galpão ser com placas de concreto, foi analisada termicamente somente a região de um único pilar considerando 50 cm de painel de cada lado, conforme mostra a Figura 9. As faces internas do pilar e dos painéis foram expostos ao incêndio-padrão. Os parâmetros relativos à transferência de calor são aqueles indicados pela ABNT NBR 15200 [17]. A face exterior do galpão foi exposta à temperatura ambiente, sendo considerado uma combinação de convecção e radiação, simulada por um coeficiente de convecção igual a 9 W/m² °C. O modelo foi discretizado em 8400 elementos triangulares de 1 cm de lado.

As Figuras 10 e 11 apresentam as isotermas de temperaturas após 30 e 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão, respectivamente.

5. Ações

De acordo com a ABNT NBR 8681 [19], a força normal solicitante de cálculo para a combinação excepcional de ações é dada pela equação (9).

$$F_d = \gamma_g F_g + F_{q,exc} + \gamma_q \psi_2 F_q \tag{9}$$

onde γ_g é o coeficiente de ponderação de ações permanentes, admitido igual a 1,2 para a combinação excepcional, F_g representa as ações permanentes, γ_q é o coeficiente de ponderação de ações variáveis, admitido igual a 1,0, $F_{q,exc}$ são as ações excepcionais, F_q representa as ações variáveis e ψ_2 é o fator de redução, sendo que para depósitos é admitido igual a 0,6 [20]. Para a combinação excepcional onde a ação principal for o fogo, o fator ψ_2 pode ser multiplicado por 0,7 [19].

Admitindo que a área de influência do pilar mais desfavorável é de 90 m² (ver a Figura 1) com 15 m de altura e considerando o peso próprio da cobertura metálica igual a 0,50 kN/m² e uma sobrecarga igual a 0,25 kN/m², tem-se que a força normal atuante no pilar é dado por:

$$F_d = \gamma_g F_g + F_{q,exc} + \gamma_q \psi_2 F_q \tag{10}$$

O fator de redução (ψ_2) para a ação do vento em uma combinação excepcional vale zero [19]. No entanto, para as barras da estrutura em que o único esforço solicitante seja o decorrente da ação do vento, além do peso próprio delas mesmas e de eventuais ações térmicas, o fator de redução deve ser 0,2 [18]. O pilar em estudo está submetido ao peso próprio e a uma ação de origem térmica provocada pela treliça e não pelo próprio pilar. Na dúvida, e salvo melhor análise, adotou-se, a favor da segurança, o fator de combinação igual a 0,2. Considerando uma pressão do vento igual a

Tabela 1

Coordenadas e temperaturas das armaduras

Armadura	Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)	Bitola (mm)	Temperatura 30 min (°C)	Temperatura 60 min (°C)
1	4	56	20	20,8	31,3
2	8,625	56	20	20,1	23,9
3	13,25	56	20	20	20,8
4	17,875	56	20	20	20,1
5	22,5	56	20	20	20
6	27,125	56	20	20	20,1
7	31,75	56	20	20	20,8
8	36,375	56	20	20,1	23,9
9	41	56	20	20,8	31,3
10	4	45	12,5	130,7	254,8
11	4	30	12,5	184,6	354,5
12	4	15	12,5	184,7	356,5
13	4	4	20	311,2	563,2
14	8,625	4	20	193,1	394,5
15	13,25	4	20	184,9	359,5
16	17,875	4	20	184,6	354,9
17	22,5	4	20	184,6	354,5
18	27,125	4	20	184,6	354,9
19	31,75	4	20	184,9	359,5
20	36,375	4	20	193,1	394,5
21	41	4	20	311,2	563,2
22	41	15	12,5	184,7	356,5
23	41	30	12,5	184,6	354,5
24	41	45	12,5	130,7	254,8

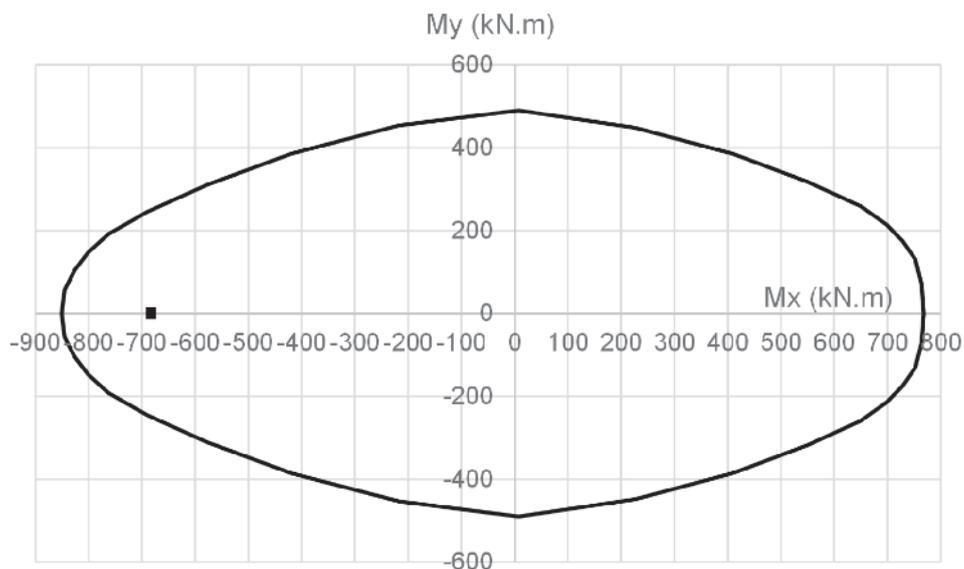


Figura 13
Diagrama de interação para 30 minutos

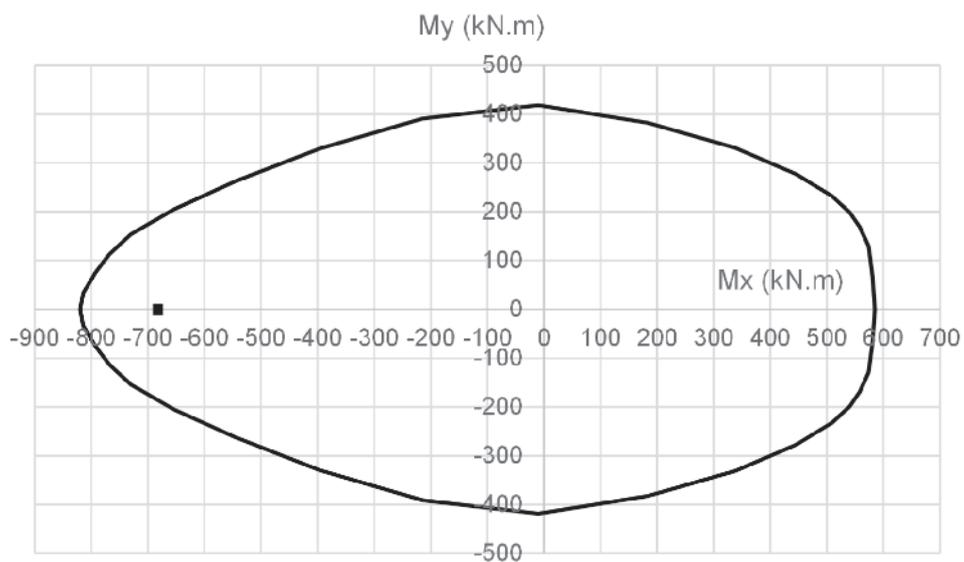


Figura 14
Diagrama de interação para 60 minutos

0,70 kN/m² com coeficiente de forma externo (C_e) para paredes igual a 0,7, tem-se que o momento na base do pilar devido à ação do vento é igual a 90,0 kN.m.

Nessa situação, o apoio da treliça ficará submetido a uma força horizontal H , a qual provocará um momento na base do pilar, conhecido como *overturning moment* M_{OT} .

Considerando, em situação de incêndio, o peso das telhas de aço igual a 0,07 kN/m² e das terças e da viga da cobertura igual a 0,15 kN/m², resulta que o carregamento no instante de colapso (w_c) é igual a 0,22 kN/m². Ressalta-se que esse carregamento é inferior ao peso próprio da cobertura metálica, pois se admite que, em incêndio, os materiais de revestimento da cobertura são consumidos pelo fogo.

Por meio da equação (6) e das características geométricas do galpão (ver a Figura 1), tem-se que a força H é igual a 39,5 kN e o momento M_{OT} igual a 592,5 kN.m.

Considerando o fechamento lateral obtém-se, por meio da equação (5), a reação vertical em situação de incêndio igual a 526,05 kN.

6. Verificação estrutural do pilar

As estruturas em situação de incêndio podem ser verificadas pelo método da isoterma de 500 °C [5]. Nesse método, admite-se que somente a área de concreto com temperaturas inferiores

a 500 °C contribui para a capacidade resistente do elemento estrutural. Considera-se que o concreto no interior da isoterma de 500 °C tenha as mesmas propriedades mecânicas do concreto à temperatura ambiente, porém com os coeficientes de ponderação da combinação excepcional, ou seja, iguais a 1,0. Deste modo, a área de concreto com temperaturas acima de 500 °C não contribui para a capacidade resistente do elemento estrutural. As propriedades mecânicas das barras de aço são consideradas reduzidas de acordo com a temperatura no centro geométrico da barra obtida por meio de análise térmica.

Desse modo, são obtidos os diagramas de interação entre o esforço normal e os momentos fletores M_x e M_y por meio do programa de computador CFF, desenvolvido pelo primeiro autor, para os TRRF de 30 e 60 minutos. Inicialmente, o programa CFF foi desenvolvido para temperatura ambiente e os resultados comparados ao CAD/TQS [21]. Posteriormente, o CFF foi adaptado para a situação de incêndio por meio do método dos 500 °C.

Analisando as Figuras 10 e 11 é possível determinar a seção de concreto com temperaturas inferiores a 500 °C após 30 e 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão, representada pela Figura 12. Na Tabela 1 estão apresentadas a posição do centro geométrico das armaduras do pilar e as respectivas temperaturas após 30 e 60 minutos de incêndio-padrão.

Considerando o concreto C30 e o aço CA-50 com módulo de elasticidade igual a 210000 MPa à temperatura ambiente, se obtém, por meio do programa CFF, o diagrama de interação para esforço normal de compressão de 184,95 kN após 30 e 60 minutos, conforme mostram as Figuras 13 e 14, respectivamente. Verifica-se que o momento de 682,50 kN.m (comprimindo as barras mais aquecidas) proveniente da força horizontal H e da ação do vento está no interior da envoltória de momentos fletores para os TRRFs de 30 e 60 minutos.

7. Conclusão

Geralmente a verificação das estruturas em situação de incêndio não é exigida para as edificações industriais. No entanto, essa verificação deve ser feita quando o colapso da cobertura afetar estruturalmente o fechamento do edifícios de forma a possibilitar a propagação do incêndio para as construções vizinhas.

Nos casos onde a verificação estrutural das coberturas de aço em situação de incêndio é necessária, a aplicação de revestimentos contra fogo nos elementos esbeltos da cobertura é inviável economicamente. Para contornar esse problema, foi apresentado neste artigo um procedimento de cálculo para se determinar os esforços que, em situação de colapso, as estruturas de suporte da cobertura estarão submetidas. Se os pilares e as fundações que sustentam a cobertura tiverem capacidade resistente para esses esforços adicionais, a cobertura não necessitará de revestimento contra fogo.

Para exemplificar esse procedimento, foi realizado um estudo de caso de uma edificação industrial composta de uma cobertura de aço sustentada por pilares de concreto. Nesse exemplo foi constatado que a estrutura de concreto atende ao critério de estabilidade para um TRRF de 60 minutos, dispensando, assim, o revestimento contra fogo da cobertura.

8. Agradecimentos

Agradece-se pelo apoio financeiro desta pesquisa à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e ao CELOG – Centro de Logística Industrial Bandeirantes Anhanguera.

9. Referências bibliográficas

- [1] CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CB-PMESP). Segurança estrutural nas edificações – Resistência ao fogo dos elementos de construção. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros. IT 08:2011. São Paulo, 2011.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. Rio de Janeiro, 2001.
- [3] SIMMS, W. I.; NEWNAM, G. M. Single storey steel framed buildings in fire boundary conditions. The Steel Construction Institute. UK, 2002.
- [4] LAREDO, R.; SILVA, V. P.; ALMEIDA NETO, E. S. O efeito do colapso de uma cobertura de aço nos pórticos de edifícios industriais em situação de incêndio. XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Rio de Janeiro, 2012.
- [5] BUILDING REGULATIONS. Fire Safety. Approved Document B. England, 2010.
- [6] SILVA, V. P.; VARGAS, M. R.; ONO, R. Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [8] NEWMAN, G. M. Fire and steel construction: The behaviour of steel portal frames in boundary conditions (2nd Edition). The Steel Construction Institute, UK, 1990.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
- [10] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012.
- [11] ANDERBERG, Y. Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based in real fire characteristics. In: Congress of the Federation Internationale de la Precontrainte. London, 1978.
- [12] COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [13] PIERIN, I. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.
- [14] PIERIN, I.; SILVA, V. P.; ROVERE, H. L. Thermal analysis of two-dimensional structures in fire. Ibracon Structures and Material Journal. IBRACON. Volume 8. p. 25-36 São Paulo, 2015.

- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.
- [16] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de ao e concreto em situação de incêndio - procedimento. Rio de Janeiro, 2013.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [21] TQS INFORMÁTICA. Dominando os sistemas CAD/TQS: Análise Estrutural. São Paulo, 2015.