

O EFEITO DO COLAPSO DE UMA COBERTURA DE AÇO NOS PÓRTICOS DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

THE EFFECT OF THE STEEL ROOF COLLAPSE ON INDUSTRIAL BUILDINGS PORTAL FRAMES IN FIRE

Raphael C. Laredo¹; Valdir Pignatta Silva^{2*}; Edgard S. de Almeida Neto²

¹Eng. Civil, Engenheiro da Marko Sistemas Metálicos

²Prof. Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

Endereço para correspondência: valpigss@usp.br

Resumo

Os sistemas de cobertura empregando perfis de aço são amplamente aplicados em edificações industriais. Em algumas dessas edificações, os fechamentos laterais, incluindo os pilares que os sustentam, têm a função de impedir a propagação de um incêndio para a vizinhança. Em muitas situações, as IT's de Corpos de Bombeiros e a ABNT NBR 14432:2001 dispensam a verificação das estruturas das coberturas, desde que seu colapso não prejudique a estabilidade dos pilares e dos fechamentos. Em incêndio, a cobertura de aço deforma-se pelo aquecimento, provocando forças horizontais nas extremidades superiores dos pilares. Assim, mesmo coberturas simplesmente apoiadas poderão levar o fechamento ao colapso. O objetivo deste trabalho será detalhar um método com base em literatura estrangeira, em que se consideram tais esforços horizontais, fornecer algumas informações não constantes do original, adaptá-lo às normas brasileiras e aplicá-lo a um estudo de caso.

Palavras-chave: estruturas de aço; incêndio; cobertura; colapso plástico de pórticos.

Abstract

The roofing systems using steel sections are widely applied in industrial buildings. In some of these buildings, sidewalls, including the columns that sustain them, have the responsibility to prevent the spread of fire to the neighborhood. In many instances, Technical Instructions of the Fire Department do not require verification of the industrial building structures in fire provided that their collapse would not endanger the stability of columns and walls. In fire, the roof becomes deformed by heating in geometry similar to a catenary, causing horizontal forces at the top of the columns. Thus, even roofs simply supported could lead to wall collapse. The aim of this paper will be to detail a method, based on foreign literature, which considers the horizontal forces on the columns, adapt it to Brazilian standards and apply it to a case study.

Keywords: steel structures; fire; roof; portal frame collapse.

1 INTRODUÇÃO

Durante um incêndio, a ação térmica nas estruturas, decorrente do calor dos gases transmitidos por radiação e convecção dentro do compartimento em chamas, provoca a degeneração das características físicas e químicas dos materiais. Nas Figuras 1 e 2, apresentam-se as curvas de redução da resistência ao escoamento para o concreto e aço e do módulo de elasticidade devido à variação de temperatura. Na Figura 3, apresentam-se os diagramas tensão-deformação dos aços estruturais e do concreto.

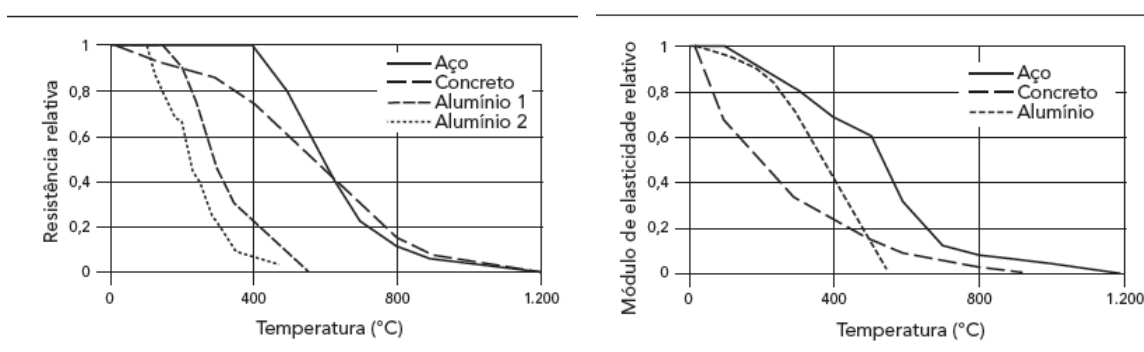


Figura 1. Variação da resistência dos materiais em função da temperatura (Silva e Pannoni, 2010).

Figura 2. Variação do módulo de elasticidade em função da temperatura (Silva e Pannoni, 2010).

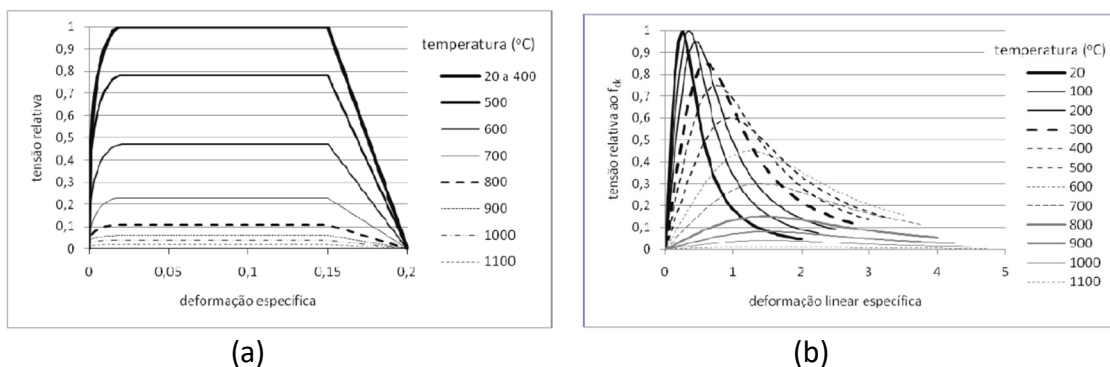


Figura 3. Diagramas tensão deformação dos aços (a) e do concreto (b) (Silva, 2012).

Além das alterações que afetam os esforços resistentes das estruturas, podem ocorrer, também, ações indiretas devido às restrições às deformações térmicas dos elementos. Neste trabalho será abordado um método para determinar a intensidade desses esforços no momento de colapso da cobertura de aço.

2 COBERTURAS DE AÇO

2.1 Isolamento de risco de edifícios industriais

Os sistemas de cobertura empregando perfis de aço são amplamente aplicados em edificações industriais e depósitos. Em algumas dessas edificações, os fechamentos laterais, incluindo os pilares que os sustentam, têm a função de impedir a propagação de um incêndio para a vizinhança. Essa situação deve ser identificada pelo projetista.

Em muitas situações correntes, as Instruções Técnicas de Corpos de Bombeiros e a ABNT NBR 14432:2001 dispensam a verificação das estruturas de edifícios industriais em situação de incêndio. Há outras em que a verificação é exigida, porém as coberturas de aço podem ser dispensadas, desde que seu colapso não prejudique a estabilidade dos pilares e dos fechamentos, quer pela cobertura fazer parte da estrutura da edificação, quer pelos esforços que ela provoca nos demais elementos estruturais ao eventualmente colapsar. Nesses documentos normativos deveria ficar claro que a exigência de permanência dos fechamentos somente se faz necessário se houver riscos à propagação a edifícios vizinhos (SCI, 2016; SIMMS AND NEWMAN, 2002; BUILDING REGULATIONS, 2010); SILVA et al., 2010). No entanto, não é tão divulgado que para as situações em que a cobertura não é ligada rigidamente aos pilares e estes devam ser preservados, devido à ligação física entre eles, a deformação da cobertura transfere esforços aos pilares, que devem ser verificados para essa situação.

2.2 Colapso das coberturas de aço

No caso de pórticos de aço, SILVA (1997) analisou o comportamento de um pórtico plano hiperestático, deslocável, com pilares engastados na base, com ajuda do programa de computador Ansys. Foi considerada a não linearidade geométrica e o comportamento não linear do material por meio do diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 3, para $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, limitando a deformação linear específica a 0,15 e o coeficiente de dilatação térmica do aço independente da temperatura e igual a $1,4 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Os carregamentos em situação de incêndio foram adotados como 60% dos valores de cálculo do carregamento à temperatura ambiente. As deformadas desse estudo estão ilustradas na Figura 4. Nota-se que de início, os pilares são deformados para fora do pórtico, devido à dilatação da viga. Em seguida, decorrente

da deformação vertical da viga, tais pilares são atraídos para a sua posição original. Nesse caso estudado, não houvesse o colapso (falta de convergência no procedimento numérico), a grande deformação vertical das vigas atrairia os pilares para dentro do pórtico, como se verá no método a ser detalhado mais adiante neste texto.

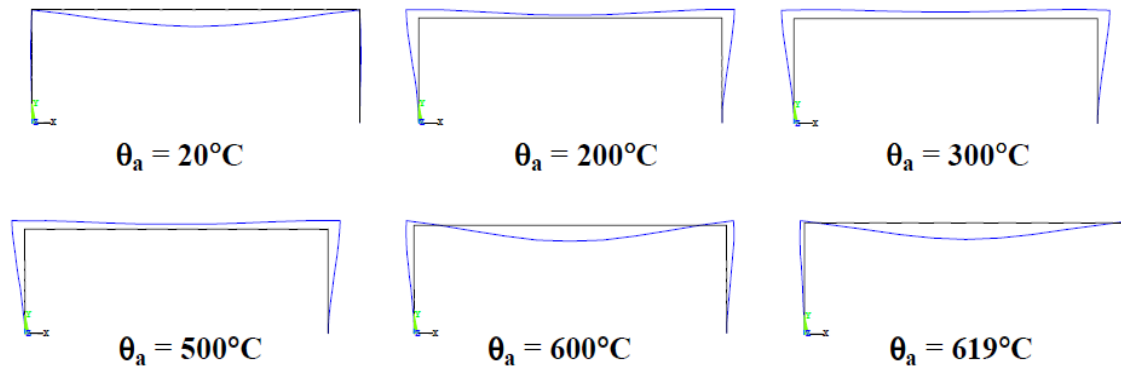


Figura 4. Deformações do pórtico em função da temperatura (Silva, 2000).

O colapso das coberturas foi estudado também pela Constructional Steel Research and Development Organization (CONSTRADO), no Reino Unido, no final da década de 1970. Esses estudos foram ampliados pela equipe da Steel Construction Institute (SCI), que resultou no método apresentado neste trabalho, tendo por base Simms; Newman, 2002. Segundo tais estudos, com o aumento da temperatura há, além das dilatações e deformações descritas anteriormente, a formação de rótulas plásticas, principalmente devido à redução da resistência ao escoamento do aço a altas temperaturas. A Figura 5 mostra esquematicamente a provável posição de formação dessas rótulas em um pórtico de duas águas.

Com a formação das rótulas, a viga de cobertura forma um arco bi ou triarticulado, onde o comportamento estrutural altera-se, surgindo esforços axiais na viga que, concomitantemente à degradação da resistência do material, resulta em grandes deformações. O pórtico, que inicialmente se expandia para fora, passa a ter uma componente horizontal aplicada no topo do pilar, com o sentido para dentro do pórtico. A viga de cobertura continua a se deformar até equilibrar-se na forma aproximada de uma catenária. A Figura 6 mostra a estrutura deformada entre as rótulas e a Figura 7 ilustra a forma de catenária em uma estrutura em incêndio. Nessa situação, as conexões dos pilares às fundações devem prover momentos fletores resistentes a esses esforços, para que a estrutura mantenha-se na nova posição de

equilíbrio. Esse momento fletor resistente é chamado de *Overtuning Moment* (M_{OT}) a ser deduzido na próxima seção.

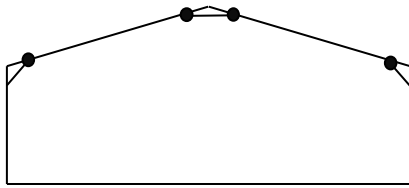


Figura 5. Posição provável de formação de rótulas em um pórtico.

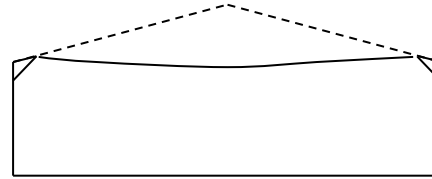


Figura 6. Estrutura deformada no nível dos beirais.



Figura 7. Estrutura deformada na forma de catenária.

Fonte: Imagem cedida pela empresa MARKO Sistemas Metálicos

3 MODELO MATEMÁTICO DO COLAPSO DA COBERTURA

O modelo matemático foi desenvolvido baseando-se na estrutura deformada, após o colapso da viga de cobertura, e em uma nova posição de equilíbrio. A geometria e as forças agindo no modelo são ilustradas na Figura 8 e descritas a seguir.

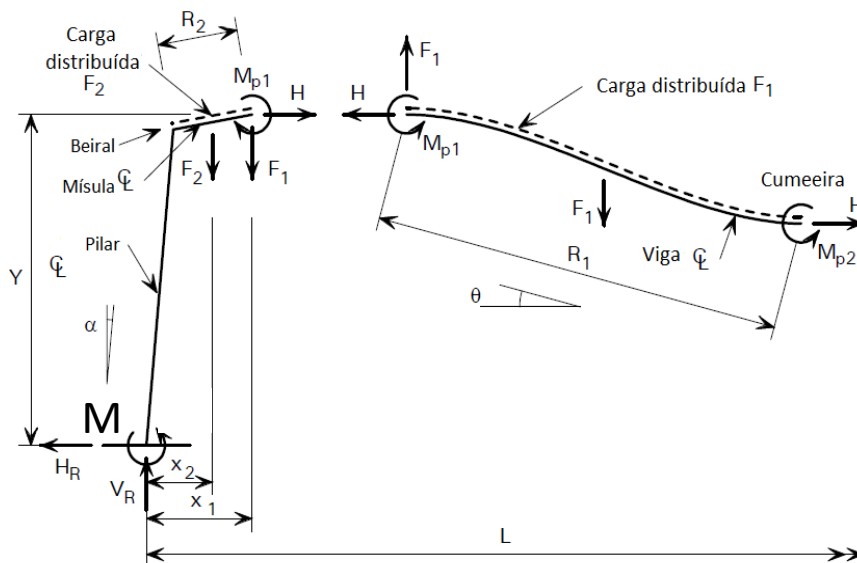


Figura 8. Modelo matemático no instante do colapso (Simms; Newman, 2002, adaptado).

Na Figura 8:

R_1 é o comprimento da viga de cobertura do final da mísula até a cumeeira, incluindo alongamento;

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 mísula, e é definida na Equação (1);

L é o vão do pórtico;

E é a altura do pilar;

θ_0 é a inclinação original do telhado;

X_1 é a distância horizontal da base do pilar à extremidade da mísula, definida pela Equação (2);

X_2 é a distância horizontal da base do pilar ao centro de aplicação de F_2 , definida pela Equação (3);

F_1 é a resultante vertical do carregamento distribuído ao longo do comprimento R_1 ;

F_2 é a resultante vertical do carregamento distribuído ao longo do comprimento R_2 ;

V_R é a reação vertical na base do pilar;

H_R é a reação horizontal na base do pilar;

α é o ângulo de desaprumo do pilar no momento do colapso;

θ é o ângulo formado entre a horizontal e a linha média da catenária, sendo definida pela Equação (4) para pórticos de uma nave e pela Equação (5) para pórticos de múltiplas naves;

H é a resultante horizontal do carregamento ao longo do comprimento R_1 ;

M_{p1} é o momento plástico em situação de incêndio na extremidade da mísula;

M_{p2} é o momento plástico em situação de incêndio na cumeeira.

$$Y = E \cos \alpha + R_2 \sin (\theta_0 - \alpha) \quad (1)$$

$$X_1 = E \sin \alpha + R_2 \cos (\theta_0 - \alpha) \quad (2)$$

$$X_2 = E \sin \alpha + \frac{1}{2} R_2 \cos (\theta_0 - \alpha) \quad (3)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{L - 2 X_1}{2 R_1} \right) \quad (4)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{L - 2 X_1 + E \sin \alpha}{2 R_1} \right) \quad (5)$$

Determina-se a reação vertical do pórtico, através do equilíbrio, conforme Equação (6).

$$V_r = F_1 + F_2 \quad (6)$$

Equilibrando-se os momentos em torno da cumeeira temos a Equação (7).

$$M_{p1} + M_{p2} + H R_1 \sin \theta + \frac{F_1 R_1 \cos \theta}{2} = F_1 R_1 \cos \theta \quad (7)$$

Da Equação (7) determinamos a expressão de H, dada pela Equação (8).

$$H = \frac{F_1 R_1 \cos \theta - 2 (M_{p1} + M_{p2})}{2 R_1 \sin \theta} \quad (8)$$

Equilibrando-se os momentos da base do pilar temos a equação do momento reativo na situação de colapso, definido como M_{OT} e dado pela Equação (9).

$$M_{OT} = H Y + F_1 X_1 + F_2 X_2 + M_{p1} \quad (9)$$

Para a dedução do modelo, SIMMS; NEWMAN (2002) adotam algumas premissas apresentadas e comentadas a seguir. O ângulo α , que é o desaprumo do pilar no momento do colapso, é assumido como 1° . Rotações maiores podem ser assumidas desde que a base do pilar permita tais valores. Geometricamente, quanto maior a rotação na base, menor é a componente horizontal H e por consequência o momento M_{OT} . Os valores dos momentos de plastificação em incêndio, M_{p1} e M_{p2} são muito menores do que os momentos plásticos à temperatura ambiente. Para vigas de cobertura em perfis laminados é admitido que no momento do colapso sejam 6,5% do momento plástico à temperatura ambiente. SIMMS; NEWMAN (2002) afirmam, sem comprovação, que esses valores representam resultados satisfatórios. Redução para 6,5% na resistência à tração do aço ocorre para a temperatura de 890°C , conforme ABNT NBR 14323:2013. A temperatura do aço tende a ser próxima a do incêndio após pouco tempo de exposição. A temperatura do incêndio depende da carga de incêndio no interior do edifício e da geometria das aberturas para o exterior. Os autores devem ter estudado alguns cenários de incêndio, adotando um valor adequado.

Para pórticos de seção variável, o valor de M_{p1} é reduzido adicionalmente em 15%, devido a instabilidades locais de alma nesses perfis. Com base no método simplificado

da ABNT NBR 14323:2013, o redutor devido a instabilidades locais a 890 °C seria de 20%. Os 15% recomendados por SIMMS; NEWMAN (2002) estão, portanto, a favor da segurança, pois conduzem a M_{OT} maior. Na determinação de R_1 , comprimento da mísula do pilar até a cumeeira, foi admitido um aumento desse comprimento de 2%, decorrente da dilatação térmica e da redução do módulo de elasticidade da viga de cobertura. Para 890 °C, o alongamento corresponde a 1,2%

4 SIMPLIFICAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO PARA COBERTURAS EM DUAS ÁGUAS SIMÉTRICAS

A partir de algumas considerações de ordem prática é possível simplificar a formulação. O primeiro termo a simplificar é a reação horizontal H , definida na Equação (8). Para isso se expressa a força resultante F_1 conforme Equação (10), em termos da geometria apresentada na Figura 9.

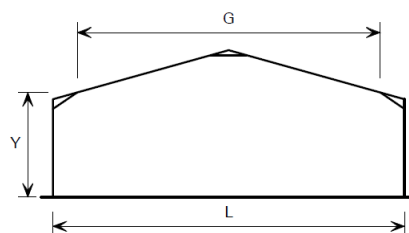


Figura 9. Parâmetros geométricos.

$$F_1 = \frac{w_f S G}{2} \quad (10)$$

Na Equação 10:

w_f é o carregamento no momento do incêndio

S é o espaçamento entre pórticos

G é a distância horizontal entre as extremidades das mísulas

Com base no alongamento, admitido como sendo 2,0%, e expressando-se R_1 em termos de G , de forma simplificada tem-se a Equação (11).

$$R_1 = \frac{G}{2 \cos \theta_0} 1,02 \quad (11)$$

Na Equação 12, rearranjaram-se os termos da Equação (8).

$$H = \frac{F_1}{2 \tan \theta} - \frac{(M_{p1} + M_{p2})}{R_1 \sin \theta} \quad (12)$$

Na Equação (13) são aplicadas as Equações (10) e (11) e a simplificação de M_{p1} e M_{p2} , considerando-os iguais a $0,065 M_p$, onde M_p é o momento plástico da seção à temperatura ambiente. Essa simplificação é válida somente em barras com seções transversais constantes.

$$H = \frac{w_f S G}{4 \tan \theta} - \frac{0,255 M_p \cos \theta_0}{G \sin \theta} = H_R \quad (13)$$

Considerando-se que o ângulo $\alpha = 1^\circ \cong 1 / 60 \text{ rad}$ é muito pequeno, podem-se linearizar as seguintes funções: $\sin \alpha = \alpha$, $\cos \alpha = 1$, $\sin(\theta_0 - \alpha) = 0$, $\cos(\theta_0 - \alpha) = 1$ e $R_2 = (L - G) / 2$. Assim, obtêm-se aproximações para os valores de X_1 e X_2 conforme Equação (14) e (15) respectivamente.

$$X_1 \approx \frac{Y}{60} + \frac{L - G}{2} \quad (14)$$

$$X_2 \approx \frac{Y}{60} + \frac{L - G}{4} \quad (15)$$

Aplicando-se as Equações (14) e (15) em parcelas da Equação (9), têm-se as Equações (16) e (17).

$$F_1 X_1 + F_2 X_2 = w_f S G Y \left(\frac{L}{120 G} + \frac{L^2 - G^2}{8 G Y} \right) \quad (16)$$

$$H Y = w_f S G Y \left(\frac{1}{4 \tan \theta} \right) - M_p \left(\frac{0,255 Y \cos \theta_0}{G \sin \theta} \right) \quad (17)$$

Aplicando-se as Equações (16) e (17) na Equação (9), tem-se a Equação (18).

$$M_{OT} = w_f S G Y \left(\frac{1}{4 \tan \theta} + \frac{L}{120 G} + \frac{L^2 - G^2}{8 G Y} \right) - M_p \left(\frac{0,255 Y \cos \theta_0}{G \sin \theta} - 0,065 \right) \quad (18)$$

Outra simplificação possível, é adotar o comprimento das mísulas igual a 10% do vão. Com isso simplifica-se a relação L/G , conforme Equação (19) e também a expressão do ângulo θ , conforme Equação (20).

$$\frac{L}{120 G} = \frac{1}{96} \quad (19)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{(G - Y/30) \cos \theta_0}{1,02 G} \right) \quad (20)$$

Adotando-se $Y = 0,3 G$ e aplicando-o na Equação (20) pode-se simplificar a expressão conforme Equação (21).

$$\theta = \cos^{-1}(0,97 \cos \theta_0) \quad (21)$$

Com as simplificações apresentadas nesta seção é possível determinar o momento M_{OT} conforme a Equação (22).

$$M_{OT} = w_f S G Y \left(A + \frac{B}{Y} \right) - M_p \left(\frac{C Y}{G} - 0,065 \right) \quad (22)$$

Na Equação (22):

$$A = \frac{1}{4 \tan \theta} + \frac{1}{96} \quad (23)$$

$$B = \frac{L^2 - G^2}{8 G} \quad (24)$$

$$C = 0,255 \frac{\cos \theta_0}{\sin \theta} \quad (25)$$

Os valores de M_{OT} , determinados pela Equação (22), e da reação horizontal, dada pela Equação (13), não podem ser inferiores, segundo o procedimento que aqui se descreve, aos valores mínimos definidos nas Equações (26) e (27).

$$M_{OT} \geq \frac{M_{p,pilar}}{10} \quad (26)$$

$$H_R \geq \frac{H_{R,min}}{10 Y} \quad (27)$$

Nas Equações (26) e (27), $M_{p,pilar}$ é o momento plástico resistente do pilar a temperatura ambiente e definido pela Equação (28).

$$M_{p,pilar} = Z_x f_y \quad (28)$$

Na Equação (28):

Z_x é o módulo plástico da seção do pilar em relação ao eixo x, eixo esse normal ao plano do pórtico

f_y é a resistência ao escoamento do aço do perfil à temperatura ambiente

5 MÉTODO DE CÁLCULO

5.1 Sequência de cálculo

Nesta seção se apresentam as etapas do método e as recomendações que, se seguidas, permitem evitar o revestimento contra fogo da viga de cobertura. Onde possível serão relacionadas as recomendações do método com as normas brasileiras vigentes.

A seguir são enumerados os passos e relacionados com a seção onde serão descritos:

Passo 1 – Determinar se o fechamento é necessário por exigência de isolamento de risco, ou seja, evitar propagação do fogo, para fora dos limites do fechamento (Seção 2.1).

Passo 2 – Determinar o carregamento na viga de cobertura em situação de incêndio (Seção 5.2).

Passo 3 – Calcular o momento atuante na extremidade inferior dos pilares durante o colapso, momento M_{OT} (Seção 5.3).

Passo 4 – Verificar a capacidade resistente do pilar e da conexão à fundação do pilar (Seção 5.4)

Passo 5 – Calcular a fundação para resistir ao momento M_{OT} (Seção 5.5).

Passo 6 – Verificar a estabilidade fora do plano do pórtico (Seção 5.6).

Passo 7 – Verificar a necessidade de revestir os pilares contra fogo (Seção 5.7).

5.2 Carregamento na cobertura em situação de incêndio

O carregamento distribuído na cobertura, no momento do colapso é chamado no método como w_f . Um dos componentes desse carregamento é a ação permanente, composta pelo peso próprio da estrutura e elementos de vedação. No caso de um incêndio intenso, o suficiente para colapsar a cobertura, o carregamento permanente, pode ser reduzido devido à possível destruição dos elementos que compõem a vedação. A Tabela 1, adaptada de SIMMS; NEWMAN (2002), indica a porcentagem remanescente do peso próprio de cada tipo de vedação no momento do colapso da cobertura. Podem-se aproveitar as indicações da Tabela 1, aplicando-as junto às recomendações para a determinação dos valores de cálculo das ações em situação de incêndio, conforme normas brasileiras.

O carregamento em situação de incêndio, conforme a ABNT NBR 14323:2013, para bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens, é determinado pela Equação (29).

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42F_{Q,k} \quad (29)$$

Tabela 1. Porcentagem remanescente do peso próprio de materiais de vedação.

Fonte: SIMMS; NEWMAN (2002), adaptada

Revestimento interno		Isolamento		Revestimento externo		
				100		
Placa de isolamento mineral	100%	Fibra de rocha ou vidro		%	Aço	100%
		Espuma termoplástica		0%	Alumínio	100%
		Espuma termoconsolidada		70%	Fibro cimento	100%
Placa de gesso	0%	Espuma termoplástica colada		0%	Aço	100%
		Fibra de rocha ou vidro		0%	Alumínio	10%
		Espuma termoplástica descolada		0%	Fibro cimento	10%
Placa de gesso	50%	Espuma termoconsolidada colada		0%	Aço	100%
					Alumínio	50%
					Fibro cimento	50%
Aço	100%	Fibra de rocha ou vidro		100		100%
		Espuma termoplástica		0%	Alumínio	100%
		Espuma termoconsolidada		70%	Fibro cimento	70%
Aço	100%	Placa de fibra isolante			Aço	100%
					Alumínio	100%
					Fibro cimento	100%
Forros pouco espessos, lâminas, papéis e plásticos em relevo	0%	Fibra de rocha ou vidro		0%	Aço	100%
		Espumas plásticas		0%	Alumínio	0%
					Fibro cimento	10%
Alumínio	0%	Espumas fenólicas			Aço	100%
					Alumínio	50%
					Fibro cimento	50%
Painéis de fibro cimento	10%	Fibra de rocha ou vidro descolada		10%		
		Espuma termoconsolidada		10%	Fibro cimento	10%
		Espuma termoplástica		0%		

Na Equação (29):

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Q,k}$ é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;

γ_{gi} é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações permanentes favoráveis à segurança e dado pela Tabela 2 ou, opcionalmente, pela Tabela 3, para ações permanentes desfavoráveis à segurança.

Tabela 2. Coeficiente γ_g para ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Ações permanentes diretas	γ_g
Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	1,15
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20
Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,30

Tabela 3. Coeficientes γ_g para ações permanentes diretas agrupadas.

Tipo de edificação	γ_g
Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação superam 5 kN/m ²	1,15
Edificação onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação não superam 5 kN/m ²	1,20

As barras de contraventamento devem ser dimensionadas pela combinação última de ações definida na Equação (30).

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + 0,20 F_{W,k} \quad (30)$$

Na Equação (30):

$F_{w,k}$ é o valor característico das ações devidas ao vento, determinadas conforme a norma ABNT NBR 6123:1988.

5.3 Determinação do momento atuante nas fundações no colapso

O momento atuante, M_{OT} , é calculado conforme Equação (22), utilizando os parâmetros geométricos definidos pelas Equações (23), (24) e (25). O método simplificado pode se aplicado em coberturas de duas águas, simétricas ou não, de uma ou mais naves. A viga de cobertura pode ou não conter mísulas.

No caso de pórticos de naves múltiplas, o comportamento é similar ao apresentado para uma nave simples, com a diferença da aplicação de um fator multiplicador K à Equação (22). Esse fator considera o momento adicional devido ao colapso do pilar interno adjacente à nave analisada, conforme Figura 10. De acordo com SIMMS; NEWMAN (2002) esse fator tem valor entre 1,10 e 1,30. No caso de pórticos de seção variável aplicam-se os métodos apresentados no modelo matemático do item 3. Deve-se observar que, o valor de M_{p1} é reduzido adicionalmente em 15% além do fator de

0,065. Por simplificação a posição de rótula pode ser adotada no encontro da mesa interna do pilar com a mesa inferior da viga de cobertura. Para pórticos em uma água, um modelo matemático similar ao apresentado no item 3 deve ser desenvolvido. A Figura 11 ilustra o modelo de colapso para esses pórticos. As coberturas compostas por treliças podem utilizar o modelo matemático desenvolvido para pórticos em duas águas. Devido ao mecanismo de colapso de treliças, Figura 12, os momentos resistentes residuais M_{p1} e M_{p2} são desprezados, e o comprimento de mísulas são nulos.

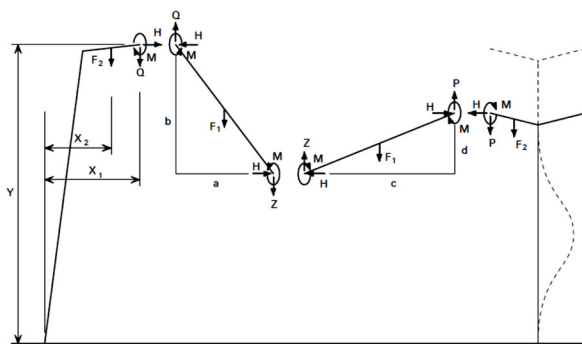


Figura 10. Pórtico com colapso de pilar interno

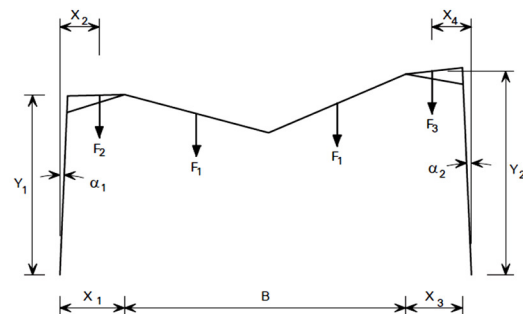


Figura 11. Colapso de pórtico em uma água.

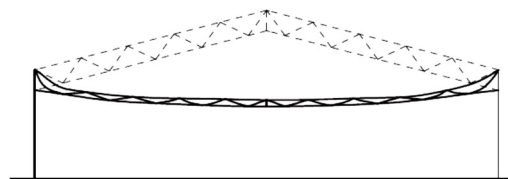


Figura 12. Colapso de pórtico com viga treliçada SIMMS; NEWMAN (2002).

5.4 Verificações dos pilares e das conexões às fundações

Os chumbadores devem ser verificados sob a ação do momento M_{OT} e da reação horizontal H_R . Como não é possível determinar com exatidão a temperatura na base do pilar e considerando que o calor sobe, a recomendação é dispensar a verificação dos chumbadores em situação de incêndio, desde que eles fiquem protegidos abaixo do nível do piso. Sendo assim, os mesmos podem ser verificados conforme o dimensionamento à temperatura ambiente, no entanto, com os coeficientes de ponderação iguais a 1,0. Para o dimensionamento dos pilares de edificações que não estejam isentas de verificação estrutural, devem-se respeitar os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) que são fornecidos nas Instruções Técnicas dos Corpos de

Bombeiros ou, na sua ausência, na ABNT NBR 14432:2001. Os pilares devem suportar os esforços provenientes da deformação da cobertura, considerando-se a redução de resistência ao escoamento associada ao TRRF.

5.5 Verificação das fundações

Conforme SIMM; NEWMAN (2002), as fundações devem prover capacidade resistente para manter os pilares eretos. No caso de pórticos engastados na base e com relação largura do pórtico/altura de pilar maior que 2,0 não é necessária a verificação das fundações. Para os demais casos é possível seguir algumas recomendações. No levantamento de forças, devem-se considerar todos os carregamentos verticais atuantes, tais como o peso próprio do fechamento e paredes, pois problemas surgem quando forças verticais de baixa intensidade são associadas ao momento M_{OT} . Em alguns casos é possível assumir que o pilar, sob o efeito do colapso da cobertura, é impedido de se deformar devido à reação da laje de piso. Adicionalmente, é possível admitir, caso o solo permita, uma parcela de contribuição do solo nas laterais do bloco para o esforço resistente horizontal e para o momento resistente das fundações, conforme Figura 13.

5.6 Estabilidade fora do plano dos pórticos

A estabilidade longitudinal do edifício, fora do plano do pórtico, deve existir para garantir a integridade do fechamento e, conseqüentemente, manter a compartimentação. Essa estabilidade é garantida pela rigidez da ligação da base com a fundação e por sistemas de contenção lateral dos pilares.

As bases dos pilares devem possuir no mínimo quatro chumbadores, espaçados simetricamente no sentido da menor inércia, e distanciados entre si de no mínimo 70% da medida da largura da mesa do pilar. Uma alternativa econômica consiste em deslocar uma linha de chumbadores para fora do pilar, no lado tracionado, conforme Figura 14.

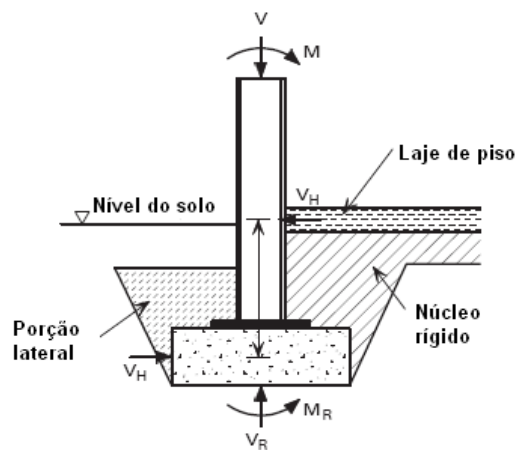


Figura 13. Mecanismo resistente das fundações.

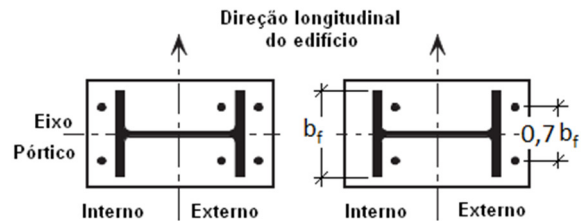


Figura 14. Disposição dos chumbadores.

Alternativamente, pode-se concretar os pilares nas bases, desde que a base do pilar seja dimensionada para o momento solicitante do colapso da cobertura. Segundo SIMMS; NEWMAN (2002), quanto ao travamento dos pilares há duas possibilidades. A primeira ocorre quando o fechamento é em alvenaria, que no caso de incêndio pode ser considerada como um travamento desde que sua altura não seja inferior a 75% da altura do fechamento e a segunda ocorre quando a parede de alvenaria estiver abaixo desse limite. Nesse caso, as contenções laterais dos pilares, compostas por elementos metálicos, devem ser dimensionadas à temperatura ambiente estando dispensadas de revestimento contra fogo. De uma forma alternativa, esses elementos podem ser dimensionados para resistir ao esforço axial dado pela Equação (31). Nessa equação considera-se a ponderação entre a altura sem revestimento contra fogo e a altura total, a quantidade de pórticos a travar e a premissa de que o travamento deve suportar 2,5% da força normal (BS 5950, 2000). Lembra-se que a norma brasileira ABNT NBR 14323:2013 orienta considerar uma parcela de 20% do esforço característico do vento atuante no edifício, para dimensionar o contraventamento em situação de incêndio.

$$N_{Sd,fi} = 0,025 \sum V_R \frac{\text{altura do pilar sem fechamento}}{\text{altura do fechamento}} \times \text{quantidade de pórticos} \quad (31)$$

6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Nesta seção será apresentado um exemplo de cálculo utilizando o método desenvolvido. A Figura 15 ilustra um pórtico de perfis laminados, com mísulas. Os demais dados são apresentados a seguir.

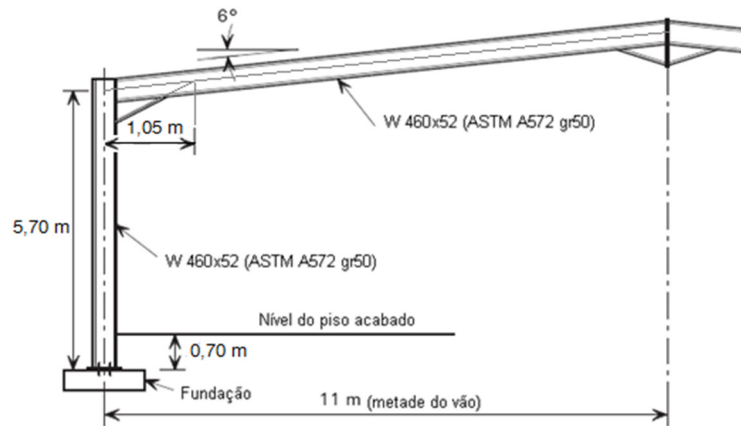


Figura 15. Pórtico de exemplo.

Vão do pórtico: $L = 22$ m, altura do pilar: $E = 5,7$ m, relação vão/altura: $L/E = 3,86$, distância entre pórticos $S = 5$ m, inclinação do telhado: $\theta_0 = 6^\circ$, comprimento da mísula: $X_1 = 1,05$ m, altura da extremidade da mísula: $Y = E + X_1 \tan \theta_0 = 5,81$ m, distância entre as extremidades das mísulas: $G = 20$ m. Perfis utilizados, tanto para pilar quanto viga: W 460x52. Tipo de aço: ASTM A572 gr.50 ($f_y = 34,5$ kN/cm²). Fechamento: alvenaria $h=1,0$ m, painel de fechamento metálico com longarinas de aço sem revestimento contra fogo, peso próprio do fechamento nas fundações $W_d = 7$ kN (por pórtico). Cobertura: telha trapezoidal com isolamento em lã de rocha e laminado plástica, peso próprio: $0,08$ kN/m². Peso próprio da cobertura contabilizando os elementos estruturais: $0,21$ kN/m². O carregamento no momento do colapso da cobertura é determinado conforme o peso próprio da Tabela 1: telha metálica (100%) = $0,07$ kN/m², lã de rocha (0%), lamina plástica (0%), terças e viga de cobertura $0,13$ kN/m², resultando no carregamento de colapso (w_f) igual a $0,20$ kN/m².

O momento plástico resistente da viga e do pilar é determinado pela Equação 28.

$$M_p = M_{p,pilar} = Z_x f_y = 1095 \cdot 34,5 = 377 \text{ kN m}$$

Como o pórtico em análise é simples, o fator de multiplicação para múltiplas naves é igual a: $K = 1,0$.

Utilizando a inclinação do telhado (θ_0), o vão do pórtico (L) e a distância entre extremidades das mísulas (G) determinamos o ângulo (θ) conforme a Equação (21) e os parâmetros geométricos A, B e C conforme as Equações (23), (24) e (25) respectivamente.

$$\theta = \cos^{-1}(0,97 \cos \theta_0) = \cos^{-1}(0,97 \cos 6^\circ) = 15,272^\circ,$$

$$A = \frac{1}{4 \tan \theta} + \frac{1}{96} = \frac{1}{4 \tan 15,272^\circ} + \frac{1}{96} = 0,93$$

$$B = \frac{L^2 - G^2}{8 G} = \frac{22^2 - 20^2}{8 \cdot 20} = 0,525$$

$$C = 0,255 \frac{\cos \theta_0}{\sin \theta} = 0,255 \frac{\cos 6^\circ}{\sin 15,272^\circ} = 0,96.$$

Com os parâmetros definidos determinam-se as reações verticais (V_R) e horizontais (H_R), conforme as Equações (6) e (13) e o momento M_{OT} conforme a Equação (22).

$$V_R = (F_1 + F_2) + W_d = \left(\frac{1}{2} w_f S L\right) + W_d = \frac{1}{2} 0,2 \times 5 \times 22 + 7 = 18,0 \text{ kN},$$

$$H_R = K \left[w_f S G A - \frac{C M_p}{G} \right] = 1 \left[0,2 \times 5 \times 20 \times 0,93 - \frac{0,96 \times 377}{20} \right] = 0,504 \text{ kN}.$$

Para o valor de reação horizontal deve ser verificado o limite mínimo determinado na Equação (27):

$$H_R \geq \frac{M_c}{10Y} = \frac{377}{10 \times 5,81} = 6,48 \text{ kN},$$

, sendo assim a reação horizontal é $H_R = 6,48 \text{ kN}$.

O momento no instante do colapso é igual a:

$$\begin{aligned} M_{OT} &= K \left[w_f S G Y \left(A + \frac{B}{Y} \right) - M_p \left(\frac{C Y}{G} - 0,065 \right) \right] = \\ &= 1 \left[0,2 \times 5 \times 20 \times 5,81 \left(0,93 + \frac{0,525}{5,81} \right) - 377 \left(\frac{0,96 \times 5,81}{20} - 0,065 \right) \right] = \\ &= 37,9 \text{ kN m} \end{aligned}$$

Deve ser verificado o limite mínimo para o valor do momento M_{OT} :

$$M_{OT} \geq \frac{M_c}{10} = \frac{377}{10} = 37,7 \text{ kN m},$$

, sendo assim $M_{OT} = 37,9 \text{ kN m}$

Os pilares, chumbadores e placas de base devem ser verificados para M_{OT} e H_R em situação de incêndio, ou seja, conforme os fatores de ponderação da seção 5.3. Com relação à verificação das fundações, definida no item 5.6, não é necessário fazê-la, pois

a relação Largura do pórtico/altura do pilar (L/E) é maior que 2. Quanto à estabilidade fora do plano do pórtico, neste exemplo é assumido que as bases possuem chumbadores conforme detalhe da Figura 14. Quanto ao travamento do pilar, como a alvenaria possui altura menor que 75% da altura total do fechamento, deve-se dimensionar um travamento que atenda o esforço solicitante da Equação (31), com $V_R = 18$ kN.

Altura desprotegida = altura do fechamento – altura da alvenaria = $5,75 - 1,00 = 4,75$ m. Assumindo 10 pórticos, tem-se:

$$N_{Sd,fi} = 0,025 \times \left(18 \times \frac{4,7}{5,7}\right) \times 10 = 3,71 \text{ kN}$$

Admitindo resistência ao escoamento em incêndio igual a 0,065 da resistência ao escoamento à temperatura ambiente e barras de aço ASTM A-36 ($f_y = 25$ kN/cm²):

$$\text{Área necessária} = \frac{3,71}{25 \times 0,065} = 2,28 \text{ cm}^2$$

7 CONCLUSÕES

Edifícios industriais normalmente são isentos de verificação das estruturas em situação de incêndio. Entretanto, há casos em que essa verificação é exigida. Mesmo nesses casos, a cobertura pode ser isenta se ela não for rota de fuga ou quando seu colapso não afetar estruturalmente o fechamento da edificação.

Por um lado, recomenda-se, fortemente, que os documentos normativos sejam mais claros, completando que a preservação do fechamento do edifício em incêndio somente deve ser exigida quando ele for elemento de compartimentação ou de isolamento de risco. Por outro lado, ainda que as coberturas que não formem pórtico com os pilares de fechamento, podem vir a prejudicar o fechamento ao se deformarem em incêndio e, portanto, devem ser verificadas.

Nos casos em que é necessária a verificação estrutural das coberturas de aço em incêndio, a solução de aplicar revestimento contra fogo na cobertura é praticamente inviável economicamente. Apresentou-se neste artigo um procedimento para se determinar os esforços provocados pela cobertura nos elementos estruturais que a sustentam, ao colapsar. Se os demais elementos da estrutura, incluindo as conexões

dos pilares às fundações, forem verificados para esses esforços, a cobertura não necessitará de revestimento contra fogo. Um exemplo de aplicação também é incluído neste trabalho. A validação de um procedimento que isente a cobertura de revestimento contra fogo tem forte apelo econômico. As premissas adotadas devem ser confirmadas para fins de normatização brasileira, de forma que o procedimento seja consistente e aplicável às nossas estruturas.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dimensionamento de estrutura de aço de edifícios em situação de incêndio. NBR 14323. Rio de Janeiro. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. NBR 14432. Rio de Janeiro. 2001.

BRITISH STANDARD. Structural use of steelwork in building. BS 5950. 2000.

BUILDING REGULATIONS. Fire Safety. Approved Document B. Volume 2. England. 2010.

SILVA, V. P. O Efeito das Deformações Térmicas nas Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. In anais do Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional, Universidade de Aveiro, p. 595-604, Aveiro. 2000.

SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. 1 ed. Edgard Blucher, 238 p. São Paulo. 2012.

SILVA, V. P.; Pannoni, F. D. Estruturas de aço de edifícios - Aspectos tecnológicos e de concepção. Blucher. São Paulo. 2010.

SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 1997.

SILVA, V. P.; Vargas, M. R.; Ono, R. Prevenção contra Incêndio no Projeto de Arquitetura. CBCA - Centro Brasileiro Construção em Aço. Rio de Janeiro. 2010.

SIMMS W. I.; NEWMAN G. M. Single-storey steel framed buildings in fire boundary conditions. The Steel Construction Institute, UK. 2002.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE - SCI. Single Storey Buildings in Fire Boundary Conditions.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 08: Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo. 2011.

http://www.steelconstruction.info/Single_storey_buildings_in_fire_boundary_conditions. Acessado em 07/04/2016.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se 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.