

Concrete beams fire design using graphs

Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico



G. B. M. L. ALBUQUERQUE ^a
gabriela.lins@usp.br

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

Abstract

The most expeditious method for the design of concrete beams under fire situation is the tabular method, presented by the Brazilian standard ABNT NBR 15200:2012. Albeit simple, this method constrains the engineer's work, as it prevents him to seek alternative solutions to the few tabulated values. Yet, the Brazilian standard allows employing more advanced methods. Hence, the purpose of this work was to perform a thermal and structural analysis of beams with several widths, heights, covers and diameters/layouts of steel reinforcement (upper and lower). From those results, graphs were constructed, associating the ratio between the applied bending moment in fire over the resistance bending moment at ambient temperature, for the fire resisting time of each situation. These graphs also allow taking into account the redistribution of moments from positive to negative, which will lead to savings in the solution found.

Keywords: fire, beam, concrete, design, thermal analysis.

Resumo

O método mais expedito para o dimensionamento de vigas de concreto em situação de incêndio é o método tabular, apresentado na ABNT NBR 15200 [1]. Apesar de simples, esse método restringe o trabalho do engenheiro, uma vez que o impede de buscar soluções alternativas aos poucos valores tabelados. Contudo, a norma brasileira permite empregar métodos mais avançados. Sendo assim, o objetivo deste trabalho consistiu em realizar uma análise térmica e estrutural de vigas com diversas larguras, alturas, cobrimentos, diâmetros e disposições de armaduras (inferiores e superiores). A partir dos resultados, foram construídos gráficos que associam a relação entre o momento fletor solicitante em incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente, ao tempo de resistência ao fogo de cada situação. Esses gráficos permitem também levar em conta a redistribuição de momentos, do positivo ao negativo, o que conduzirá à economia na solução encontrada.

Palavras-chave: incêndio, viga, concreto, dimensionamento, análise térmica.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

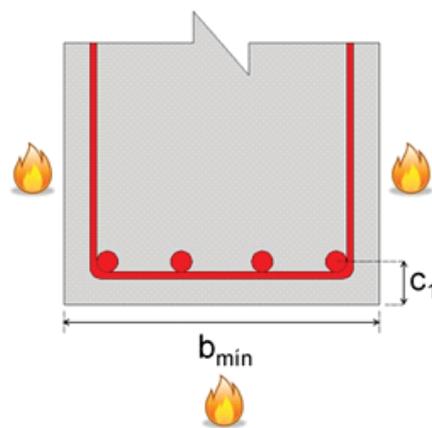
1. Introdução

A engenharia de estruturas em situação de incêndio é uma área recente no Brasil e as normas técnicas relacionadas a esse tema utilizam apenas métodos simplificados para verificar a segurança das estruturas sujeitas a essa ação excepcional. Para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200 [1], inspirada na norma europeia Eurocode 2 parte 1-2 [2], detalha somente o método tabular (tabelas 1 e 2), no qual apenas é necessário que as vigas atendam às dimensões mínimas de largura (b_{min}) e distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto aquecida (c_1), conforme apresentado na figura 1. Essas dimensões são em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), obtido a partir do tipo de ocupação/uso e altura da edificação. As tabelas que relacionam esses valores são encontradas nas Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros (IT) de cada Estado.

A ABNT NBR 15200 [1] esclarece que no método tabular:

- Considerou-se a hipótese de vigas com aquecimento em três faces (laterais e inferior), sob lajes. No entanto, os valores indicados também poderão ser empregados para o caso de vigas aquecidas nas quatro faces, desde que sua altura não seja inferior a b_{min} e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2 b_{min}^2$.
- Há concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas. Por essa razão, em seções com somente uma camada de armaduras e largura não superior ao b_{min} indicado na coluna 3 da tabela 1 e coluna 2 da tabela 2, a distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral do concreto exposta ao fogo (c_{1l}) no fundo das vigas deve ser 10 mm maior que o c_1 dado pelas referidas tabelas, ou, para concreto armado, especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior, conforme ABNT NBR 7480 [3], ao calculado. A possibilidade dessa alternativa foi demonstrada em Silva [4];
- Os valores indicados na tabela 2 somente poderão ser utilizados se o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura ambiente respeitar os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118 [5]. Caso contrário, deve ser empregada a tabela 1;
- Quando as barras da armadura forem dispostas em camadas,

Figura 1 – Dimensões mínimas de largura (b_{min}) e distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo (c_1)



a distância média à face do concreto (c_{1m}) deve obedecer o valor c_{1min} tabelado. O valor de c_{1m} deve sempre ser o menor dentre os valores indicados nas equações 1 e 2.

$$c_{1m} < \frac{\sum c_{1vi} A_{si}}{\sum A_{si}} \tag{1}$$

$$c_{1m} < \frac{\sum c_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}} \tag{2}$$

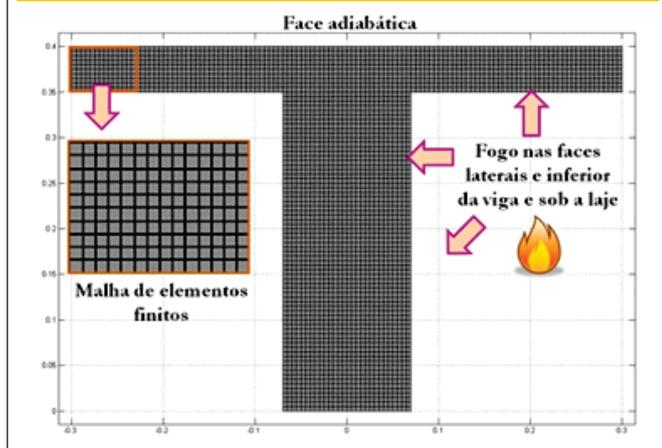
Tabela 1 – Método tabular para dimensionamento de vigas biapoiadas de concreto armado em situação de incêndio

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/c_1 (mm/mm)				b_{wmin} (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Tabela 2 – Método tabular para dimensionamento de vigas contínuas ou vigas de pórticos de concreto armado em situação de incêndio

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/c_1 (mm/mm)				b_{wmin} (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Figura 2 – Exemplo de modelo de viga adotado



Onde: c_{1m} é a distância média à face do concreto para armadura disposta em camadas; c_{1vi} é a distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga e c_{1hi} é a distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima.

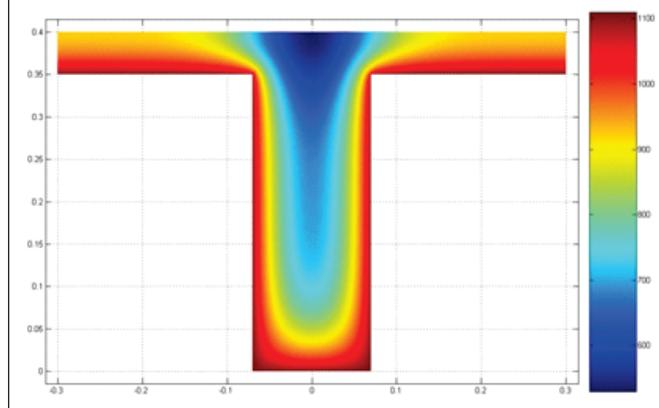
Acrescenta-se que todas as tabelas foram elaboradas para armadura passiva de aço CA-25, CA-50 ou CA-60, procurando evitar que, no centro geométrico do tirante tracionado, a temperatura atingisse 500 °C (Eurocode 2 parte 1-2 [2]).

Como pode ser visto, esse método é prático, porém, limita o engenheiro, haja vista que o impede de estudar o problema e propor resultados diferentes. Portanto, a fim de criar ferramentas para facilitar o trabalho e colaborar com a área em estudo no País, o objetivo desta pesquisa consistiu em desenvolver soluções alternativas ao método tabular, com base em análise térmica e estrutural, considerando que as normas também permitem empregar métodos mais avançados para dimensionamento.

2. Método gráfico

Apesar da precisão dos resultados obtidos, os métodos mais avançados demandam programas de computador específicos, raros de serem usados em escritórios de projeto. Por essa razão, decidiu-se realizar uma análise termestrutural de vigas e apresentar os resultados sob forma gráfica para facilitar o seu uso. Os gráficos ilustrados na seção 2.3 são completados em Albuquerque [6] e Silva [7]. Neste trabalho, empregou-se o programa de computador sueco Super Tempcalc, desenvolvido pela Fire Safety Design (FSD [8]).

Figura 3 – Campo de temperaturas em um modelo de viga



2.1 Análise térmica

Por meio do método dos elementos finitos foram desenvolvidas análises térmicas de modelos de vigas com as seguintes características:

- Seções retangulares com larguras de 14 cm, 19 cm, 25 cm, 30 cm e 35 cm e alturas de 40 cm, 50 cm, 60 cm e 70 cm, todas superpostas por uma laje de 5 cm de espessura e 60 cm de largura, como ilustrado na figura 2;
- Aquecimento, conforme incêndio-padrão ISO 834 [9], nas três faces da viga (laterais e inferior) e sob a laje. A face não exposta ao fogo foi, a favor da segurança, considerada adiabática (figura 2);
- Parâmetros físicos e térmicos do concreto, variáveis com a temperatura, conforme equações indicadas na ABNT NBR 15200 [1]: condutividade térmica (λ_c, θ); calor específico (c_p, θ) para umidade relativa de 1,5% e massa específica (ρ_c, θ), adotando-se $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ à temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 6118 [5];
- Coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) igual a $25 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ e emissividade resultante (ϵ_r) nas faces expostas ao fogo igual a 0,7, valores recomendados pela ABNT NBR 15200 [1];
- Domínio discretizado por malha de elementos retangulares de quatro nós e lados de 0,005 m. *Time step*, incremento de tempo para a análise térmica, assumido igual a 0,002 h, valor que tem conduzido a resultados satisfatórios para análises térmicas preliminares para os intervalos de tempo de incêndios comuns e condições de contorno usuais (FSD [8]).

Figura 4 – Armaduras inseridas em modelo de viga: uma camada positiva; duas camadas positivas; uma camada negativa; duas camadas negativas

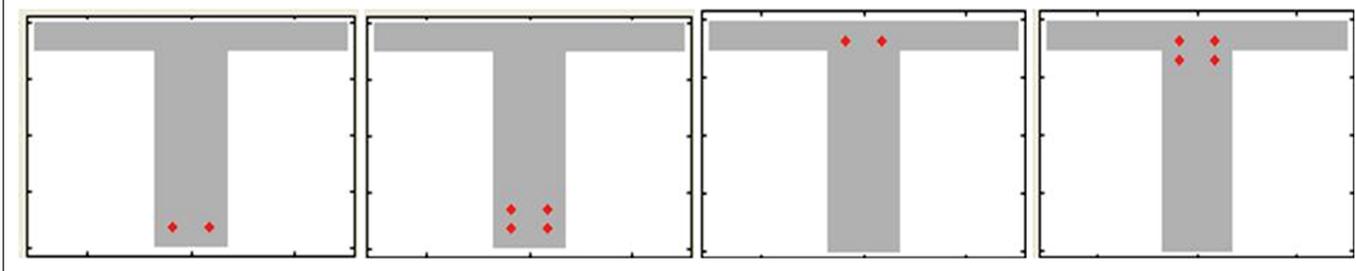
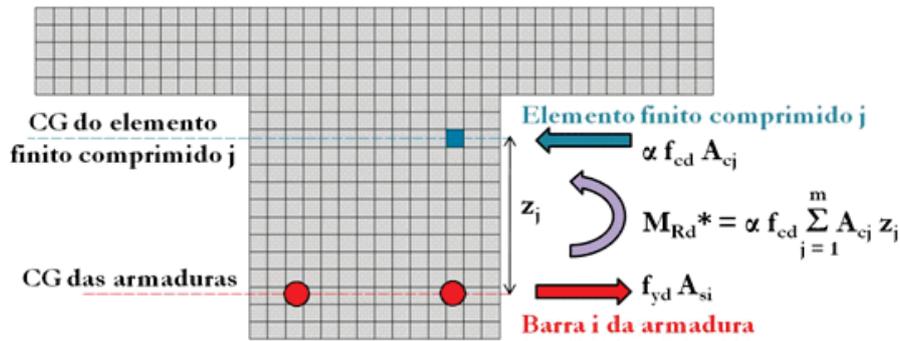


Figura 5 – Equilíbrio de forças em seção de concreto armado à temperatura ambiente



Sobre a dimensão das lajes, adotou-se uma espessura relativamente pequena a favor da segurança, pois as vigas que serão dimensionadas por intermédio dos gráficos terão, no mínimo, lajes com espessuras de 5 cm, que consiste no menor valor indicado pela ABNT NBR 6118 [5] no que tange a lajes maciças, nesse caso as de cobertura não em balanço.

Considerando que o aumento da espessura é diretamente proporcional à massa de concreto que absorve calor, as vigas com lajes mais espessas estarão em condição menos crítica quando comparadas àquelas utilizadas no desenvolvimento do método gráfico. Assim, a partir dos dados de entrada citados anteriormente, determinou-se o campo de temperaturas em função do tempo das vigas sob lajes (figura 3).

2.2 Análise estrutural

Para essa análise, admitiram-se:

- Coeficientes de minoração das resistências (γ_c e γ_s) iguais a 1,4 (concreto) e 1,15 (aço) para a temperatura ambiente e igual a 1,0 ($\gamma_{c,fi}$ e $\gamma_{s,fi}$) para ambos os materiais em situação de incêndio, seguindo a ABNT NBR 6118 [5] e a ABNT NBR 15200 [1], respectivamente;
- Redutor do valor de cálculo da resistência à compressão do concreto à temperatura ambiente (α) igual a 0,85 e em situação de incêndio (α_{fi}) igual a 1,0, conforme a ABNT NBR 6118 [5] e o FIB/CEB [10], respectivamente;
- Armaduras com diâmetros de 10 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm e 25 mm, dispostas em uma e duas camadas, positivas e nega-

tivas, com cobrimentos de 25 mm, 30 mm e 40 mm (figura 4); aço CA-50; quantidade de barras possível para cada largura, obedecendo aos valores de espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, propostos pela ABNT NBR 6118 [5]; estribos com diâmetro de 5 mm;

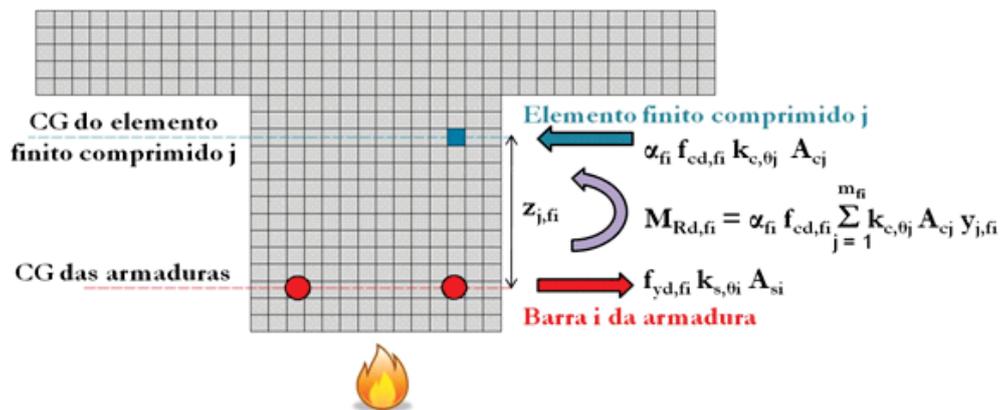
- Para efeito de processamento, admitiu-se a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa. Entretanto, devido a uma simplificação favorável à segurança, adotada nos cálculos realizados no Super Tempcalc, os resultados apresentados no item 2.3 independem do valor de f_{ck} . Assim, recomenda-se, apenas, que esse seja menor ou igual a 50 MPa, para evitar que o concreto seja de alta resistência, fora do escopo desta pesquisa;
- Efeitos das deformações térmicas desprezados, conforme a ABNT NBR 15200 [1]. Ademais, não foram impostas deformações específicas limites tanto para o concreto quanto para o aço (FSD [8]).

Introduzindo essas informações no módulo estrutural do Super Tempcalc e a partir do campo de temperaturas gerado na análise térmica, determinou-se o parâmetro μ , indicado na equação 3, em função do tempo de aquecimento.

$$\mu = \frac{M_{Rd,fi}}{M_{Rd}^*} \tag{3}$$

Onde: μ é o momento relativo; M_{Rd}^* e $M_{Rd,fi}$ correspondem aos mo-

Figura 6 – Equilíbrio de forças em seção de concreto armado em situação de incêndio



mentos fletores resistentes de cálculo da seção de concreto armado, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente, ambos sem a consideração de deformações-limites. Esses momentos foram definidos por meio do equilíbrio de forças, hipótese única de cálculo do programa (equações 4 e 5 / figuras 5 e 6). É importante esclarecer que foi admitida a tensão de pico em cada um dos elementos finitos comprimidos de concreto e, da mesma forma, a plastificação total do aço nas armaduras, desconsiderando a compatibilidade entre deformações.

$$M_{Rd}^* = \alpha f_{cd} \sum_{j=1}^m A_{c,j} z_j \quad (4)$$

$$M_{Rd,fi} = \alpha_{fi} f_{cd,fi} \sum_{j=1}^{m_{fi}} k_{c,\theta_j} A_{c,j} z_{j,fi} \quad (5)$$

Onde: α e α_{fi} são os redutores dos valores de cálculo das resistências à compressão do concreto à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente; f_{cd} e $f_{cd,fi}$ são as resistências de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente; k_{c,θ_j} é o fator de redução da resistência à temperatura θ do elemento finito comprimido j ; $A_{c,j}$ é a área do elemento finito comprimido j ; z_j e $z_{j,fi}$

são as distâncias entre o CG do elemento finito comprimido j e a linha horizontal que passa pelo CG das armaduras à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente.

2.3 Resultados

Os gráficos apresentados neste item, que consistem nos resultados obtidos a partir de um método mais avançado para dimensionamento, dependem do parâmetro μ apontado na equação 6.

$$\mu = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} \quad (6)$$

Onde: $M_{Sd,fi}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio e M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo da seção de concreto armado à temperatura ambiente.

A segurança é atendida quando $M_{Sd,fi} \leq M_{Rd,fi}$. Logo, admitindo-se $M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi}$ no parâmetro μ fornecido pelo Super Tempcalc, é possível encontrar o tempo máximo de resistência ao fogo (TRF) do elemento estrutural.

Note-se ainda que, por simplicidade, substituiu-se M_{Rd}^* por M_{Rd} na expressão de μ , onde M_{Rd} é o valor determinado para o projeto à temperatura ambiente, ou seja, aquele no qual são impostas deformações específicas limites para os materiais e que pode ser inserido pelo engenheiro como dado de entrada, uma vez que

Figura 7a – TRF x μ para viga com momento positivo, $b_w = 19$ cm, $40 \leq h \leq 60$ cm, $c = 25$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

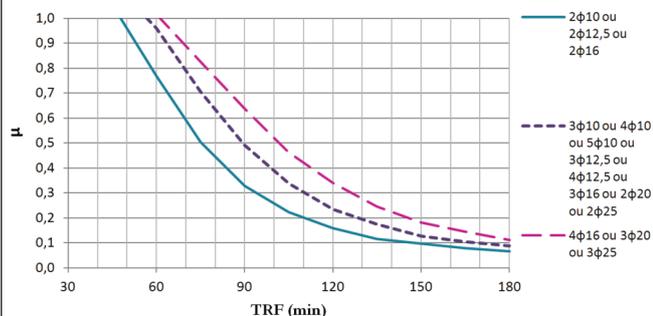


Figura 7c – TRF x μ para viga com momento positivo, $b_w = 19$ cm, $40 \leq h \leq 60$ cm, $c = 40$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

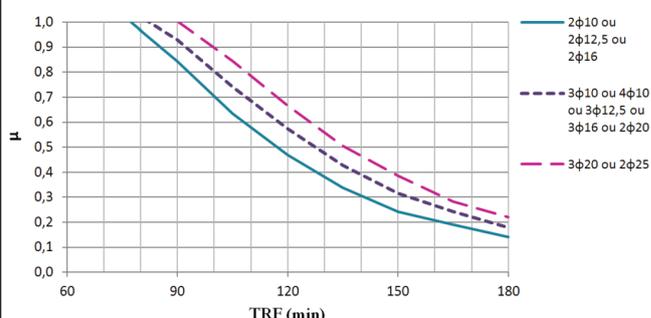


Figura 7b – TRF x μ para viga com momento positivo, $b_w = 19$ cm, $40 \leq h \leq 60$ cm, $c = 30$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

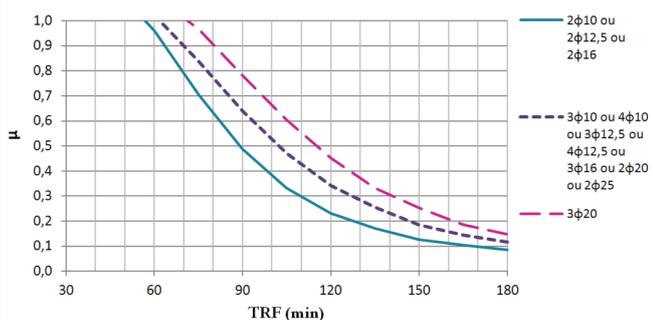
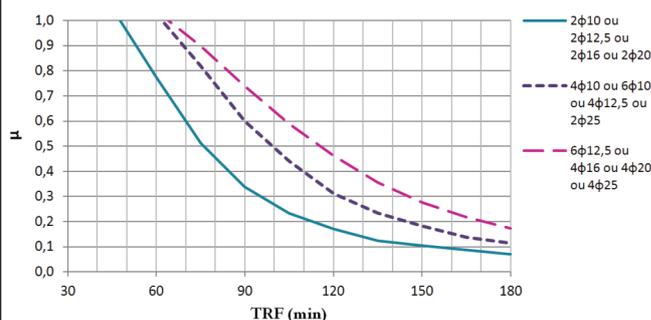
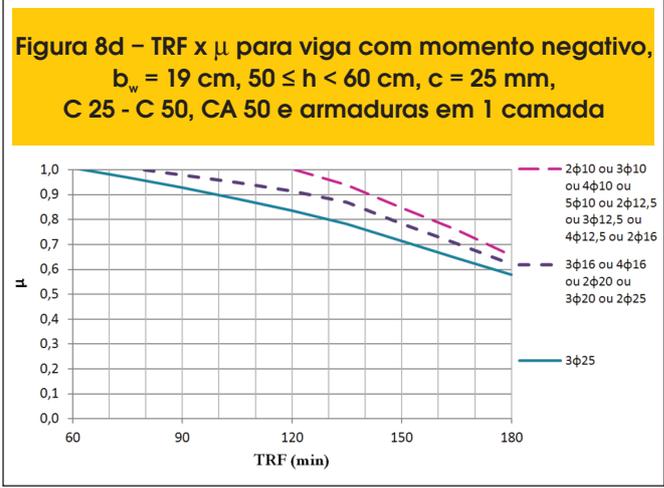
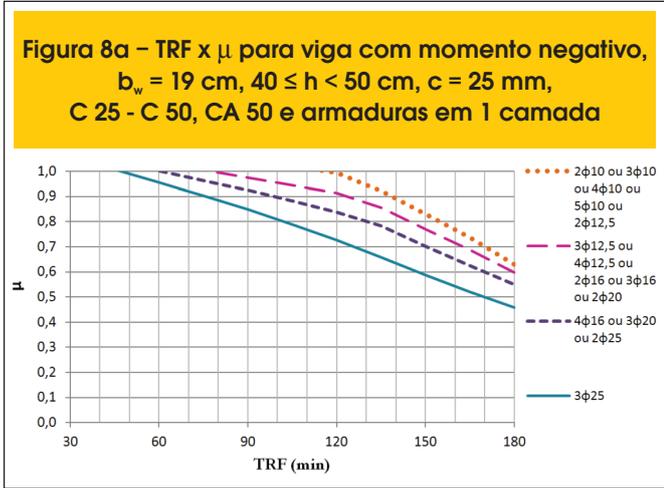
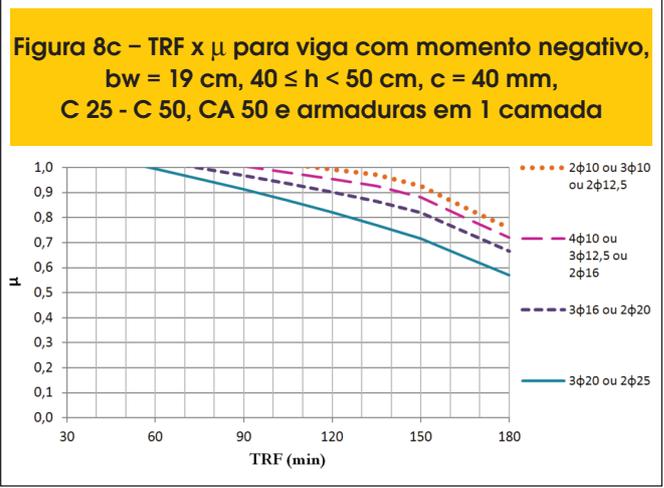
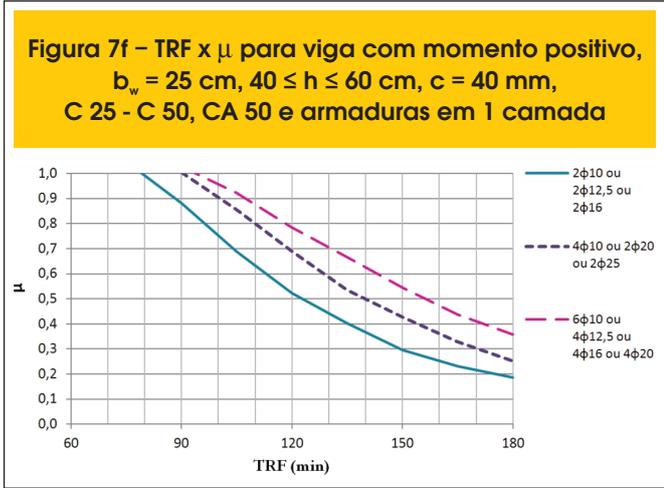
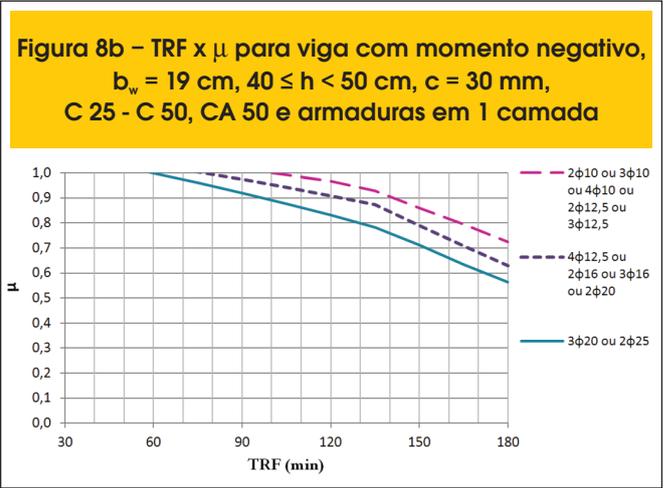
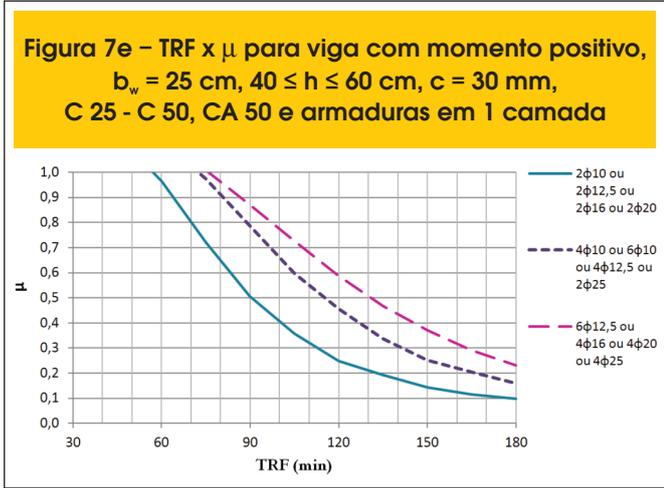


Figura 7d – TRF x μ para viga com momento positivo, $b_w = 25$ cm, $40 \leq h \leq 60$ cm, $c = 25$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada



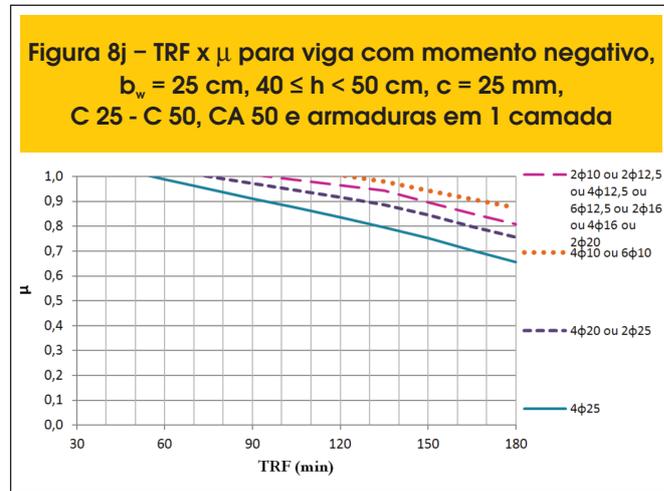
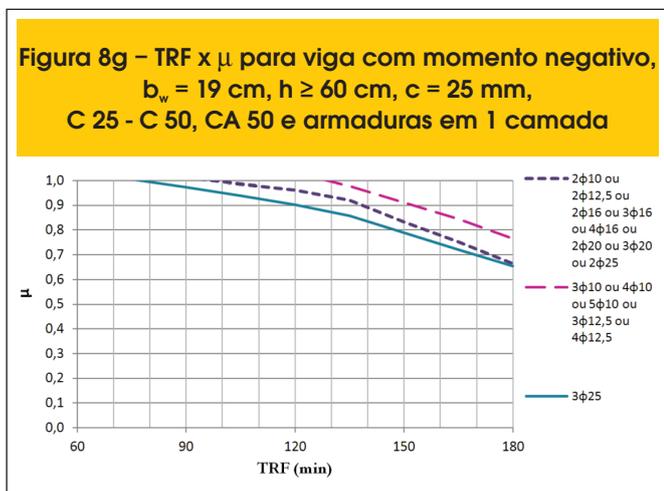
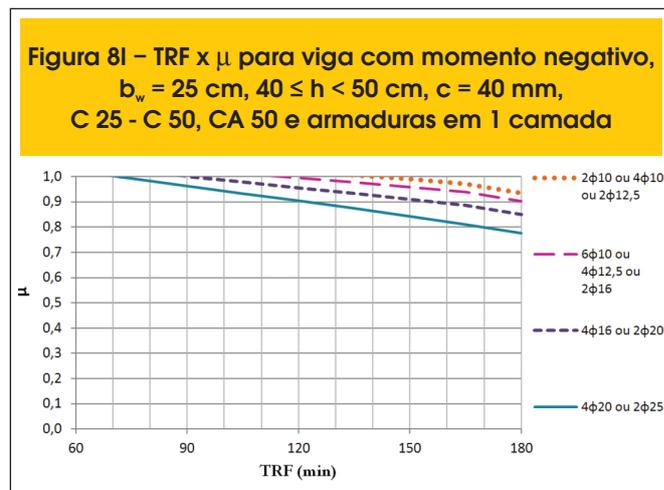
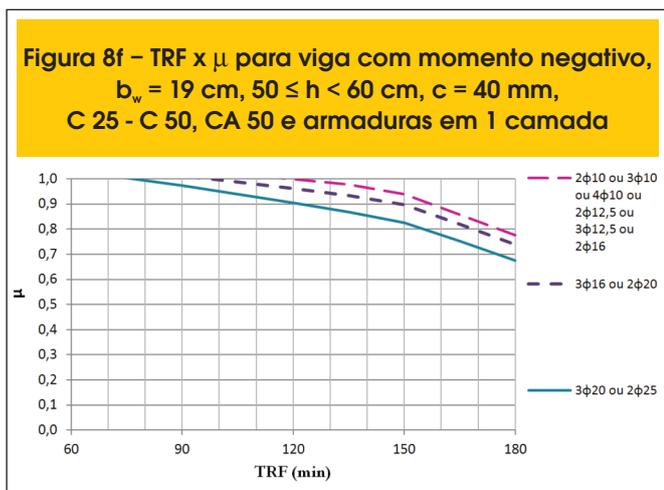
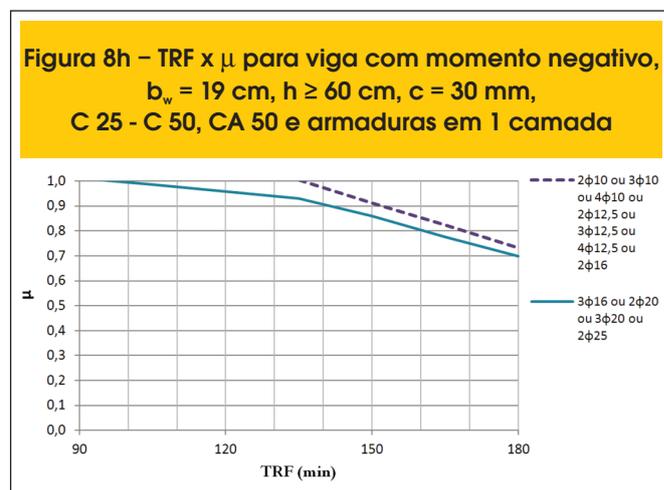
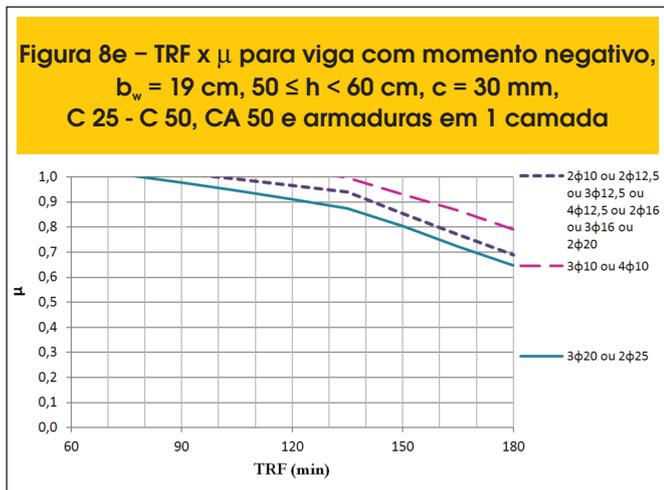
para $M_{Rd} \leq M_{Rd}^*$, os gráficos permanecem a favor da segurança. Para o cálculo de $M_{sd,fi}$, pode-se utilizar a expressão para combinação última excepcional das ações recomendada pela ABNT NBR 8681 [11] (equação 7), em que são desprezados os efeitos das deformações térmicas.

$$F_{d,fi} = 1,2 \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + 0,7 \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}} \quad (7)$$



Onde: $F_{d,t}$ é o valor de cálculo da ação na combinação excepcional; $F_{G,i,k}$ é o valor característico da ação permanente i ; $F_{Q,j,k}$ é o valor característico da ação variável j e ψ_2 é o fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis (segundo a ABNT NBR 8681 [11], para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multipli-

cando-o por 0,7, como indicado na equação em análise). A seguir, alguns resultados compilados (figuras 7a a 8r). Além do parâmetro μ , as variáveis correlacionadas à determinação do TRF são: posição do momento (positiva ou negativa), largura da viga (b_w), altura (h), cobrimento (c), categorias do concreto e do aço e distribuição das armaduras (1 ou 2 camadas).



2.4 Redistribuição de momentos

O comportamento estrutural de vigas em situação de incêndio depende fundamentalmente da forma como estão apoiadas. As simplesmente apoiadas são mais suscetíveis à ação térmica, já que

não possuem a capacidade de redistribuir seus momentos e gerar uma situação favorável de resistência ao fogo, diferentemente das contínuas, que possuem essa propriedade. Uma viga contínua é exposta ao fogo pela face inferior de seus vãos, enquanto a superior permanece relativamente fria. Essa

Figura 8k – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $40 \leq h < 50$ cm, $c = 30$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

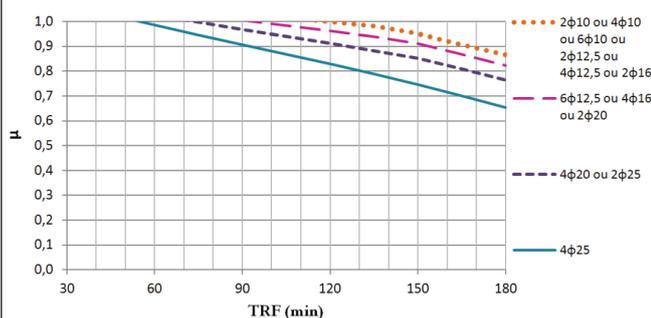


Figura 8n – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $50 \leq h < 60$ cm, $c = 30$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

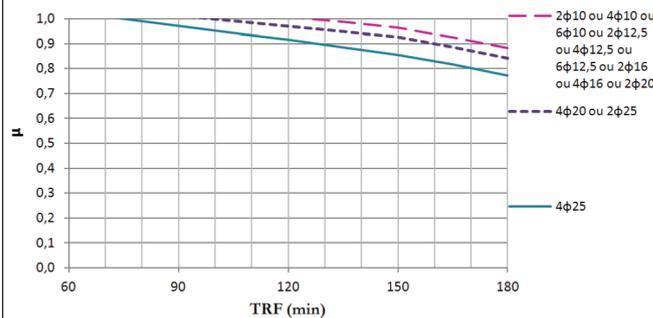


Figura 8l – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $40 \leq h < 50$ cm, $c = 40$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

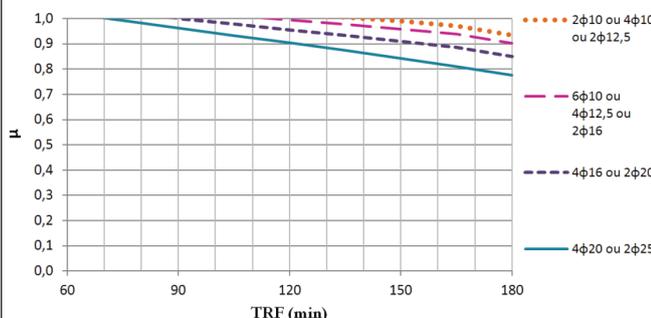


Figura 8o – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $50 \leq h < 60$ cm, $c = 40$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

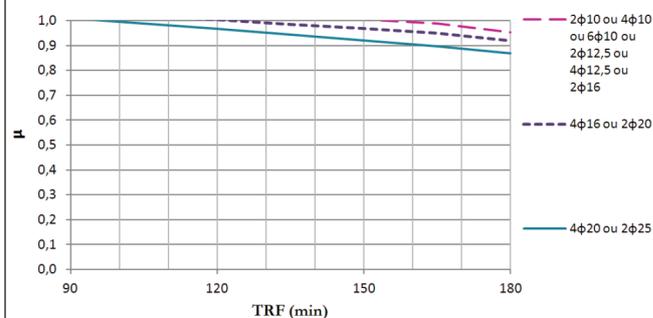


Figura 8m – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $50 \leq h < 60$ cm, $c = 25$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

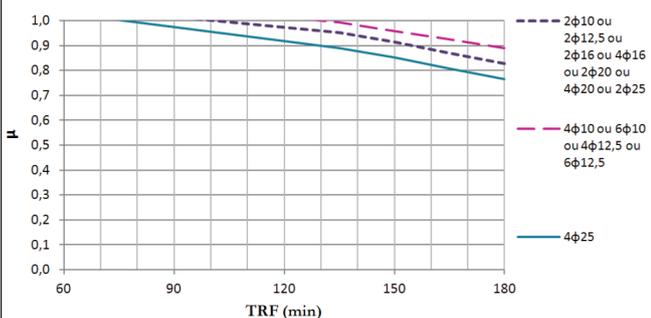


Figura 8p – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $h \geq 60$ cm, $c = 25$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

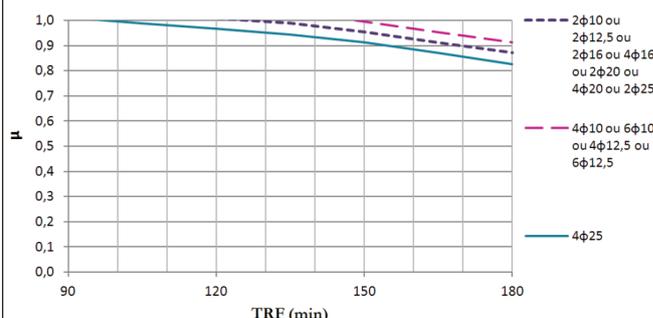


Figura 8q – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $h \geq 60$ cm, $c = 30$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada

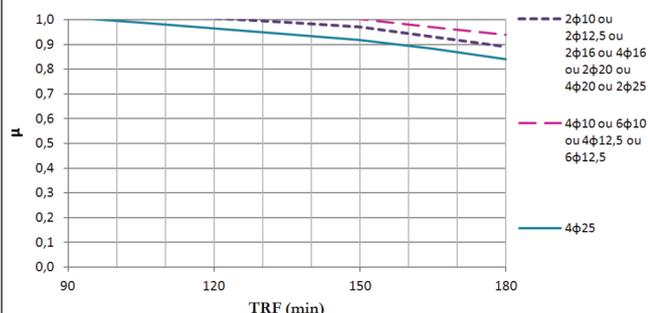
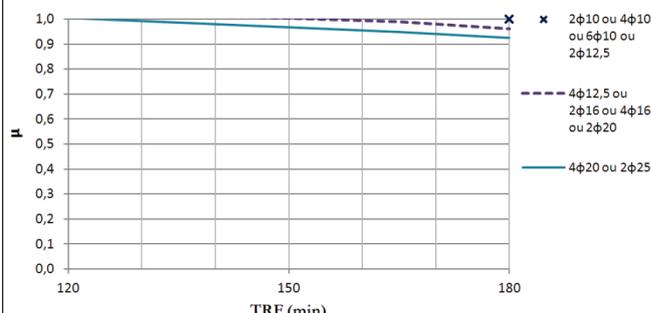


Figura 8r – TRF x μ para viga com momento negativo, $b_w = 25$ cm, $h \geq 60$ cm, $c = 40$ mm, C 25 - C 50, CA 50 e armaduras em 1 camada



situação é favorável, dado que as fibras superiores da viga, com resistência pouco prejudicada, são capazes de suportar maiores momentos negativos, enquanto as fibras aquecidas da face inferior, com resistência reduzida pela exposição ao fogo, suportarão a um momento positivo também reduzido. Logo, poderá haver uma redistribuição de momentos, do positivo para o negativo (figura 9).

O método gráfico aqui apresentado permite incorporar a redistribuição de momentos para vigas contínuas em incêndio. Para isso, é necessário apenas aplicar o coeficiente de redistribuição (δ) no momento fletor solicitante positivo em situação de incêndio ($M_{sd,fi}^+$) e calcular o momento fletor solicitante negativo em situação de incêndio ($M_{sd,fi}^-$) impondo-se o equilíbrio de esforços. Na seção a seguir são expostos mais detalhes sobre esse assunto.

Figura 9 – Redistribuição de momentos solicitantes numa viga contínua sob incêndio

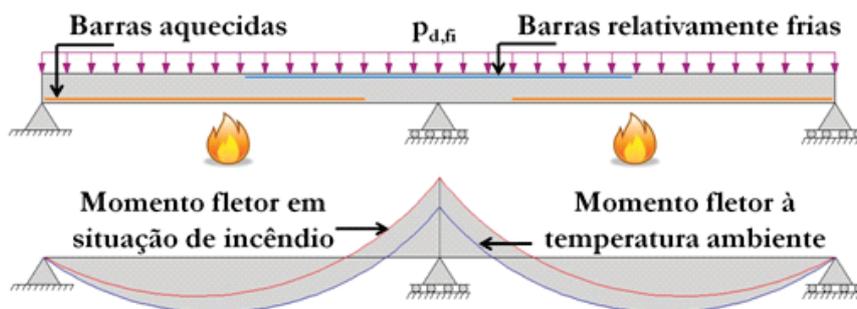


Figura 10 – Esquema estático da viga e seção adotada

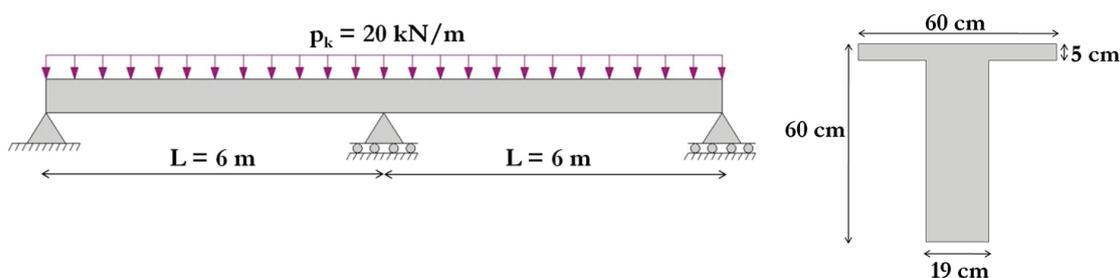


Figura 11 – Diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo e dimensionamento à temperatura ambiente antes da redistribuição de momentos

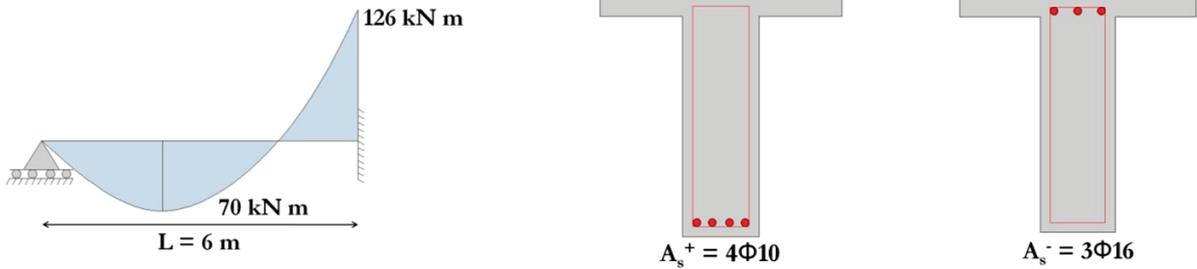
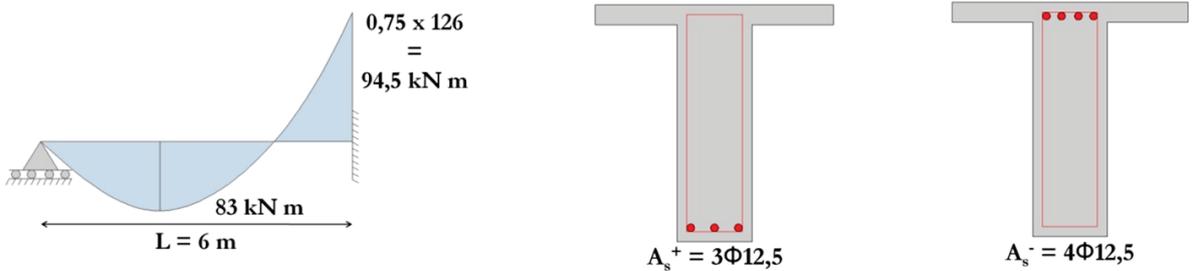


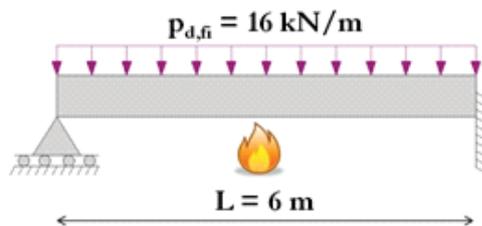
Figura 12 – Diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo e dimensionamento à temperatura ambiente depois da redistribuição de momentos



2.5 Exemplo de aplicação

No esquema estático da viga, “L” é comprimento do vão e “p_k” o valor característico do carregamento uniformemente distribuído. A seção transversal foi adotada conforme os modelos utilizados no método gráfico para dimensionamento, considerando-se uma viga sob laje de 5 cm de espessura (a favor da segurança) e 60 cm de largura, como ilustrado na figura 10. Estipulou-se cobrimento de 25 mm, estribos com diâmetro de 5 mm, concreto com f_{ck} igual a 25 MPa e aço com f_{yk} igual a 500 MPa. Visto a simetria dos vãos, os cálculos foram realizados somente para um trecho da estrutura.

Figura 13 – Carregamento uniformemente distribuído em incêndio



A redistribuição de momentos à temperatura ambiente, do negativo para o positivo, foi realizada de acordo com a ABNT NBR 6118 [5]. Analisando-se a posição da linha neutra na seção (x), sua relação com o coeficiente de redistribuição (δ) e, considerando-se uma estrutura de nós fixos, a redistribuição máxima permitida foi 25% (δ = 0,75).

Os diagramas de momentos fletores solicitantes de cálculo e resultados do dimensionamento à temperatura ambiente, antes e depois da redistribuição de momentos, da viga em estudo estão representados nas figuras 11 e 12. Nos dois casos, tanto as seções positivas quanto negativas se encontram no domínio 2.

A partir da área de aço adotada, considerando-se a redistribuição, é possível calcular os momentos resistentes, positivo e negativo, que serão necessários no parâmetro μ, utilizado como dado de entrada nos gráficos.

Momento resistente positivo (M_{Rd}⁺): 89 kN m

Momento resistente negativo (M_{Rd}⁻): 112,5 kN m

Na verificação da estrutura em situação de incêndio, utilizou-se a equação 7 para a determinação do valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído. Foram consideradas 60% de ações permanentes e 40% variáveis. Admitiu-se que se tratava de uma viga localizada num edifício residencial (ψ₂ = 0,7 x 0,3 = 0,21; valor recomendado pela ABNT NBR 8681 [11]). O novo carregamento (p_{d,fi}) está ilustrado na figura 13.

Sob temperaturas elevadas, as vigas de concreto armado se tornam mais dúcteis. Portanto, o coeficiente de redistribuição de momentos em situação de incêndio pode ser maior do que o aplicado

à temperatura ambiente, uma vez que a capacidade de rotação dos apoios é majorada nessas condições.

No entanto, por simplificação e a favor da segurança, adotou-se o mesmo coeficiente para redistribuição de momentos, agora do positivo para o negativo, utilizado na análise anterior ($\delta = 0,75$).

Logo, calculou-se o novo momento negativo, ilustrado na figura 14, por meio da equação 8, que também foi utilizada nos cálculos à temperatura ambiente, porém, com coeficientes de segurança distintos. Os diagramas de momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio, antes e depois da redistribuição, estão expostos nas figuras 15 e 16.

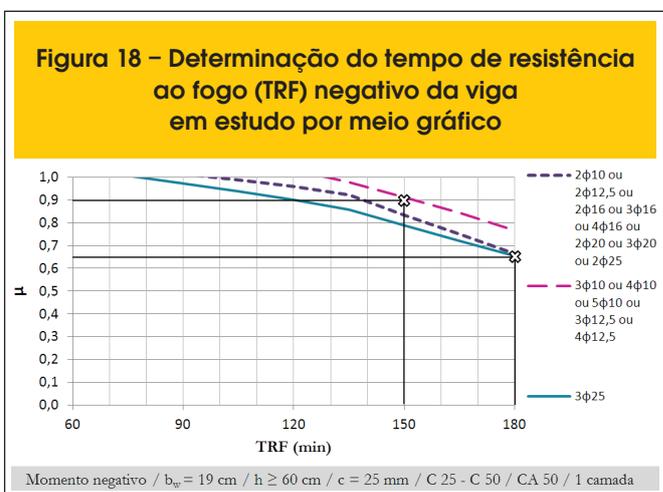
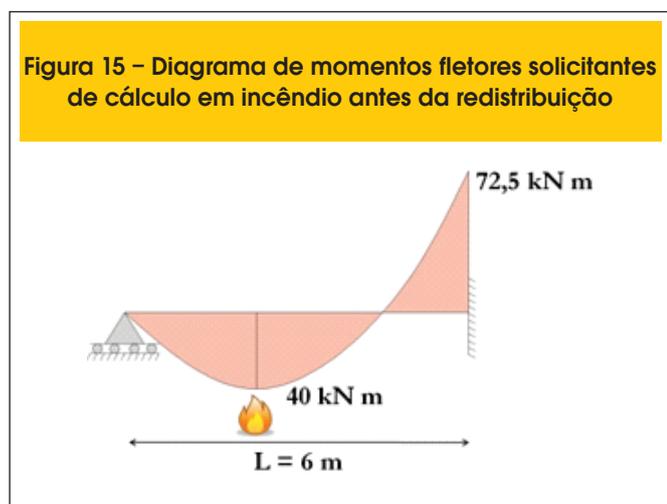
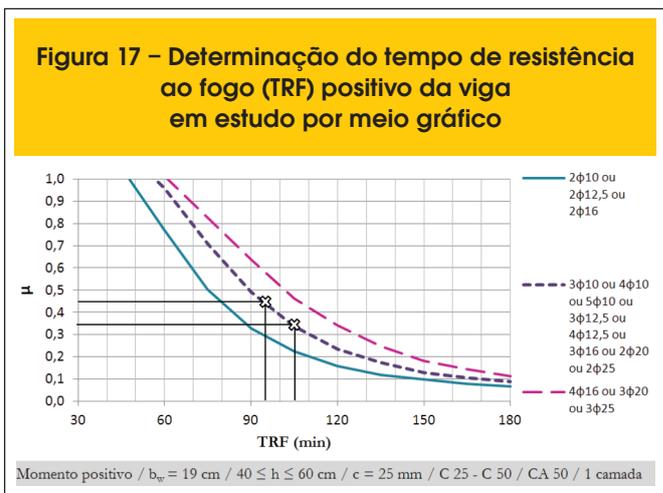
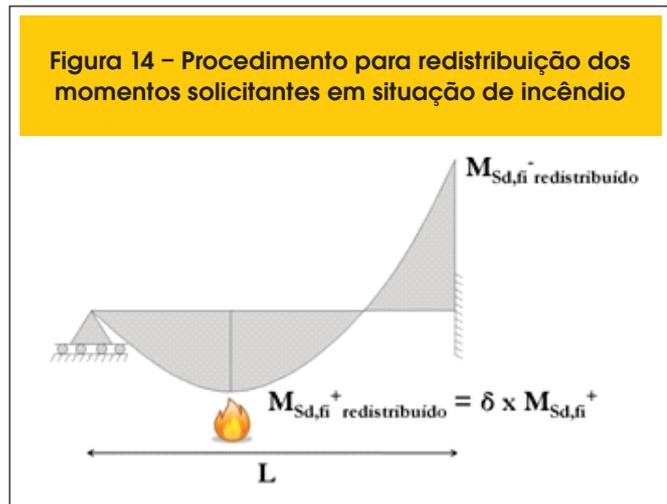
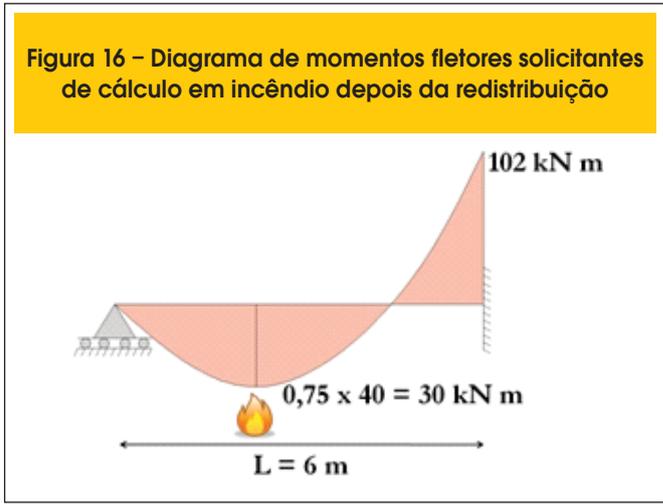
$$M_{Sd,fi}^- \text{ redistribuído} = \frac{p_{d,fi} L^2}{2} \cdot p_{d,fi} L^2 \sqrt{\frac{2 M_{Sd,fi}^+ \text{ redistribuído}}{p_{d,fi} L^2}} \quad (8)$$

Onde: L é o vão da viga; $M_{Sd,fi}^+ \text{ redistribuído}$ e $M_{Sd,fi}^- \text{ redistribuído}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo redistribuídos em situação de incêndio, positivo e negativo, respectivamente, e $p_{d,fi}$ é o valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio.

Os parâmetros μ terão, portanto, os seguintes valores:

$$\mu^+ = \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} = \frac{40}{89} \cong 0,45 \quad (A_s^+ = 3\Phi 12,5)$$

$$\mu^- = \frac{M_{Sd,fi}^-}{M_{Rd}^-} = \frac{72,5}{112,5} \cong 0,65 \quad (A_s^- = 4\Phi 12,5)$$



Considerando-se os momentos redistribuídos:

$$\mu^+ = \frac{M_{Sd,fi}^+ \text{ redistribuído}}{M_{Rd}^+} = \frac{30}{89} \cong 0,35 \quad (A_s^+ = 3\Phi 12,5)$$

$$\mu^- = \frac{M_{Sd,fi}^- \text{ redistribuído}}{M_{Rd}^-} = \frac{102}{112,5} \cong 0,90 \quad (A_s^- = 4\Phi 12,5)$$

A partir dos gráficos, apresentados nas figuras 17 e 18, para a primeira situação estudada, TRF⁺ = 95 min e TRF⁻ ≥ 180 min. Portanto, TRF_{viga} = 95 min. No segundo caso, em que a redistribuição de momentos foi aplicada, TRF⁺ = 105 min e TRF⁻ = 150 min. Logo, TRF_{viga} = 105 min.

Por meio do método tabular (tabela 2), uma viga contínua com $b_w = 190$ mm e $c_1 = 36,25$ mm ($A_s^+ = 3\Phi 12,5$; armadura longitudinal inferior) teria, por interpolação linear, TRF_{viga} = 104 min. Porém, segundo a ABNT NBR 15200 [1], em seções com somente uma camada de armaduras e largura não superior, conforme o TRRF, ao b_{min} indicado na coluna 2 da tabela 2 ($b_w = 190$ mm < $b_{min} = 273,5$ mm, este valor calculado por interpolação linear) algumas mudanças em projeto devem ser realizadas: aumentar em 10 mm o c_{11} no fundo das vigas ou especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior. Caso essas alterações não sejam atendidas, o TRF deve ser recalculado, considerando-se, a favor da segurança, c_1 reduzido em 10 mm. Portanto, nesta situação, TRF_{viga} = 86 min.

Como observado, a comparação dos resultados obtidos por meio das ferramentas gráficas ao método tabular não é imediata, devido ao grande número de variáveis. Visto a simplicidade do método apresentado na norma brasileira, recomenda-se, *a priori*, utilizá-lo para dimensionamento. Caso as exigências em relação ao tempo de resistência ao fogo (TRF) não sejam atendidas, pode-se recorrer ao método gráfico como ferramenta para solução do problema, visto os resultados satisfatórios apresentados neste exemplo de aplicação, quando aplicada a redistribuição de momentos em situação de incêndio.

3. Conclusões

A ABNT NBR 15200 [1] indica um método simples para dimensionamento de vigas em situação de incêndio: o tabular. Esse método, apesar de prático, restringe o trabalho do engenheiro por não lhe permitir alternativas para concepção. A partir de análise térmica e estrutural, empregando o método dos elementos finitos, desenvolveram-se ferramentas gráficas que permitem encontrar soluções estruturais mais realísticas do que as prescritas pelo método tabular. Parte delas foi apresentada neste artigo. Em incêndio, os pisos (laje sobre vigas) são aquecidos na face inferior. Assim, é possível redistribuir-se parte dos momentos positivos nas vigas para os negativos. Os mesmos gráficos podem, também, ser utilizados no caso de se empregar essa redistribuição de momentos. No exemplo de aplicação, mostrou-se que o método gráfico pode, em determinada situação, ser mais econômico do que o tabular.

4. Agradecimentos

Agradece-se à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo e ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

5. Referências

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR 15200:2012. Rio de Janeiro, 2012. 52 p.
- [02] 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. 97 p.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.
- [04] SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, São Paulo, v. 4, n. 2, p. 277–303, junho 2011.
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- [06] ALBUQUERQUE, G. B. M. L. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. 2012. 244 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- [07] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012. 238 p.
- [08] FSD - Fire Safety Design. TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, 2007. 129 p.
- [09] 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).
- [10] FÉDÉRATION INTERNATIONALE [du] BÉTON (FIB). Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessment. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2008. 209 p. (Bulletin. FIB; 46).
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003. 18 p.