

## **Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio**

Procedimento

<p>Origem: NBR 14323:1999          CB-02: Comitê Brasileiro de Construção Civil          CE 02:          NBR 14323:200X – Fire Design of Steel and Composite Structures for Buildings          Descriptors: steel structures, composite steel and concrete structures, fire design, buildings          É previsto para cancelar e substituir integralmente a NBR 14323:1999</p>	
<p>Palavras-chave: estruturas de aço, estruturas mistas aço-concreto, segurança contra incêndio, edifícios</p>	<p>89 páginas</p>

### **Sumário**

Prefácio

Introdução

1 Objetivo

2 Referências normativas

3 Definições

4 Simbologia

5 Propriedades dos materiais

6 Condições básicas para o dimensionamento estrutural

7 Dimensionamento por ensaios

8 Método simplificado de dimensionamento

9 Métodos avançados de dimensionamento

10 Reutilização da estrutura após um incêndio

Anexo A (Normativo) - Dimensionamento de vigas mistas aço-concreto

Anexo B (Normativo) - Dimensionamento de pilares mistos aço-concreto

Anexo C (Normativo) - Dimensionamento de lajes mistas aço-concreto

Anexo D (Normativo) - Detalhes construtivos para estruturas mistas

Anexo E (Normativo) - Propriedades térmicas dos aços

Anexo F (Normativo) - Propriedades térmicas do concreto

## **Prefácio**

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas - é o Fórum Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (CB) e dos Organismos de Normalização Setorial (ONS), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas por representantes dos setores envolvidos, delas fazendo parte: produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros).

Os Projetos de Norma Brasileira, elaborados no âmbito dos CB e ONS, circulam para Votação Nacional entre os associados da ABNT e demais interessados.

Esta Norma contém os anexos A, B, C, D, E e F, todos de caráter normativo.

Esta norma cancela e substitui integralmente a NBR 14323:1999 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento.

## **Introdução**

Para a elaboração desta Norma foi mantida a filosofia da anterior: NBR 14323, de modo que, a esta Norma cabe definir os critérios gerais que regem o dimensionamento em situação de incêndio das estruturas de aço e das estruturas mistas aço-concreto de edifícios. Assim, ela deve ser complementada por outras normas que fixem critérios para estruturas específicas.

## **1 Objetivo**

**1.1** Esta Norma, que tem por base o método dos estados limites, fixa as condições exigíveis para o dimensionamento em situação de incêndio de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios, feitas com perfis laminados, perfis soldados não-híbridos e perfis formados a frio, com ligações executadas com parafusos ou soldas, ou ainda com ligações mistas.

**1.2** Entende-se por dimensionamento em situação de incêndio a verificação da estrutura, com ou sem proteção contra incêndio, no que se refere à estabilidade e à capacidade resistente aos esforços solicitantes em temperatura elevada, a fim de se evitar o seu colapso em condições que prejudiquem a fuga dos usuários da edificação e, quando for o caso, prejudiquem a aproximação e o ingresso de pessoas e equipamentos para as ações de combate ao fogo, aumentem o risco de propagação do fogo ou de calor e o risco à vizinhança.

**1.3** Esta Norma se aplica a edifícios destinados à habitação, aos usos comercial e industrial e a edifícios públicos, cujas estruturas tenham sido dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com as normas brasileiras aplicáveis.

## **2 Referências normativas**

**2.1** As normas relacionadas a seguir contêm disposições que, ao serem citadas neste texto, constituem prescrições válidas para a presente Norma. As edições indicadas estavam em vigor no momento desta publicação. Como toda norma está sujeita a revisão, recomenda-se àqueles que realizam acordos com base nesta que verifiquem a conveniência de se usarem as edições mais recentes das normas citadas a seguir. A ABNT possui a informação das normas em vigor em um dado momento.

NBR 5628:1980 - Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo - Método de ensaio

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento

NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações - Procedimento

NBR 7808:1983 - Símbolos gráficos para projetos de estruturas - Simbologia

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento

NBR 8800:2004 - Projeto e execução de estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto de edifícios - Procedimento

NBR 14432:2000 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento

NBR 14762:2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídos por perfis formados a frio - Procedimento

ENV 1991-2-2:1995 - Basis of design and actions on structures - Actions on structures - Actions on structures exposed to fire

ENV 1993-1-2:1995 - Design of steel structures - General rules - Structural fire design

**2.2** Os laboratórios estrangeiros referenciados genericamente em várias partes do texto da presente norma devem ter reconhecimento e aceitação por parte da comunidade técnico-científica internacional.

**2.3** As normas ou especificações estrangeiras, referenciadas genericamente em várias partes do texto da presente norma, devem ser reconhecidas internacionalmente e, no momento do uso, devem estar válidas.

### **3 Definições**

Para os efeitos da presente Norma, aplicam-se as seguintes definições:

**3.1. ações térmicas** - Ações na estrutura descritas por meio do fluxo de calor para os seus componentes.

**3.2 elementos estruturais** - Peças ou barras com capacidade de resistir a esforços solicitantes e que fazem parte da estrutura, incluindo o contraventamento.

**3.3 elementos estruturais protegidos** - Elementos estruturais envolvidos com material de proteção contra incêndio para reduzir sua elevação de temperatura em incêndio.

**3.4 estanqueidade** - Capacidade da vedação de impedir a ocorrência em incêndio de rachaduras ou outras aberturas, através das quais podem passar chamas e gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão.

**3.5 estruturas contraentadas** – treliças e estruturas cuja estabilidade lateral é garantida por sistema adequado de contraentamentos, paredes estruturais de cisalhamento ou outros meios equivalentes.

**3.6 estruturas externas** - Partes da estrutura situadas do lado externo de um edifício.

**3.7 estruturas internas** - Partes da estrutura situadas no interior de um edifício.

**3.8 estruturas não contraventadas** – estruturas cuja estabilidade lateral depende da rigidez à flexão de vigas e pilares rigidamente ligados entre si.

**3.9 fluxo de calor** - Energia absorvida por unidade de tempo e área.

**3.10 isolamento térmico** - Capacidade da vedação de impedir a ocorrência, na face não-exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura superiores a 140°C, na média dos pontos da medida, ou superiores a 180°C, em qualquer ponto da medida.

**3.11 perfil não híbrido** - Perfil cujos elementos componentes são formados pelo mesmo aço.

**3.12 resistência ao fogo** - Tempo durante o qual um elemento estrutural, estando sob a ação do incêndio-padrão, definido na NBR 5628, não sofre colapso estrutural.

**3.13 temperatura ambiente** - Temperatura suposta igual a 20°C.

**3.14 vedação** - Elementos e componentes estruturais ou não-estruturais (paredes e pisos) formando parte de um contorno de um compartimento de incêndio.

## 4 Simbologia

A simbologia adotada nesta Norma, no que se refere a estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto, é constituída por símbolos base (mesmo tamanho do texto corrente) e símbolos subscritos.

Os símbolos base utilizados com mais frequência nesta Norma encontram-se estabelecidos em 4.1 e os símbolos subscritos em 4.2, em mesmo tamanho do texto corrente, de forma a facilitar sua visualização.

A simbologia geral encontra-se estabelecida nesta subseção e a simbologia mais específica de algumas partes desta Norma é apresentada nas seções pertinentes, de forma a simplificar a compreensão e, portanto, a aplicação dos conceitos estabelecidos.

### 4.1 Símbolos base

#### 4.1.1 Letras romanas maiúsculas

A	- área da seção transversal
A <sub>c</sub>	- área de concreto
A <sub>g</sub>	- área bruta da seção transversal da barra
A <sub>s</sub>	- área da armadura longitudinal
C <sub>b</sub> , C <sub>m</sub>	- coeficientes utilizados no dimensionamento à flexão
C <sub>fi,Rd</sub>	- resultante de compressão de cálculo na laje de concreto de uma viga mista
C' <sub>fi,Rd</sub>	- resultante de compressão de cálculo no perfil de aço de uma viga mista
D	- diâmetro externo da seção transversal
E	- módulo de elasticidade tangente inicial do aço à temperatura ambiente
E <sub>cn</sub>	- módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de densidade normal à temperatura ambiente
E <sub>cb</sub>	- módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de baixa densidade à temperatura ambiente

$E_{cn,\theta}$	- módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada
$E_{cb,\theta}$	- módulo de elasticidade secante do concreto inicial no limite de resistência à compressão de baixa densidade em temperatura elevada
$E_{\theta}$	- módulo de elasticidade tangente inicial do aço laminado a quente em temperatura elevada
$E_{o,\theta}$	- módulo de elasticidade tangente inicial do aço treilado em temperatura elevada
$E_s$	- módulo de elasticidade tangente inicial do aço da armadura à temperatura ambiente
$F_{fi,b,Rd}$	- força resistente de cálculo de parafusos à pressão de contato em situação de incêndio
$F_{fi,t,Rd}$	- força resistente de cálculo de parafusos à tração em situação de incêndio
$F_{fi,v,Rd}$	- resistência de cálculo a cisalhamento de parafusos em situação de incêndio
$F_{fi,w,Rd}$	- resistência de cálculo por unidade de comprimento de uma solda de filete em situação de incêndio
$F_{Gk}$	- valor característico da ação permanente
$F_{Qk}$	- valor característico das ações acidentais
$F_{Q,exc}$	- valor característico da ação transitória excepcional
$F_{wk}$	- valor característico das ações devidas ao vento
$I$	- momento de inércia
$L$	- vão, comprimento, altura do andar
$M_{cr}$	- momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente
$M_{fi,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio
$M_{p\ell}$	- momento de plastificação à temperatura ambiente
$M_r$	- momento fletor correspondente ao início do escoamento à temperatura ambiente
$M_{x,fi,p\ell,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio, em torno do eixo x, correspondente à plastificação da seção transversal
$M_{y,fi,p\ell,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio, em torno do eixo y, correspondente à plastificação da seção transversal
$M_{x,fi,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo x
$M_{y,fi,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo y
$M_{x,fi,Sd}$	- momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo x
$M_{y,fi,Sd}$	- momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo y
$N_{fi,e}$	- carga de flambagem elástica por flexão em situação de incêndio
$N_{fi,cr}$	- carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio
$N_{fi,p\ell,Rd}$	- força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,Rd}$	- força normal resistente de cálculo de uma barra axialmente tracionada ou comprimida em situação de incêndio
$N_{fi,Sd}$	- força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio
$N_{Rd}$	- força normal de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente
$N_{Rd,\delta}$	- força normal de compressão resistente de cálculo em caso de carga excêntrica à temperatura ambiente
$Q_{fi}$	- coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local em situação de incêndio
$Q_{fi,Rd}$	- somatório das forças horizontais resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo, em situação de incêndio
$R_{fi,d}$	- esforço resistente de cálculo em situação de incêndio
$R_{Rk}$	- força resistente característica da solda de filete à temperatura ambiente
$R_{Rkc}$	- força resistente característica do parafuso à pressão de contato à temperatura ambiente
$R_{Rkt}$	- força resistente característica do parafuso à tração à temperatura ambiente
$R_{Rkv}$	- força resistente característica do parafuso à temperatura ambiente, assumindo que o cisalhamento ocorra no plano da rosca do parafuso
$S_{fi,d}$	- esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio

$T_{fi,Rd}$	- resultante de tração de cálculo no perfil de aço de uma viga mista em situação de incêndio
$V_{fi,Rd}$	- força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio
$V_{p\ell}$	- força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento à temperatura ambiente
$W$	- módulo resistente elástico da seção

#### 4.1.2 Letras romanas minúsculas

$a$	- espessura comprimida ou considerada efetiva da laje de concreto em vigas mistas
$b$	- largura efetiva da laje de concreto, largura
$b_c$	- largura da seção mista
$b_f$	- largura da mesa do perfil de aço
$b_{fi}$	- largura da mesa inferior
$b_{fs}$	- largura da mesa superior
$c$	- cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural
$c_a$	- calor específico do aço
$c_{cn}$	- calor específico do concreto de densidade normal
$c_{cb}$	- calor específico do concreto de baixa densidade
$c_m$	- calor específico do material de proteção contra incêndio
$d$	- altura, diâmetro
$d_c$	- altura da seção mista
$f_{ckn}$	- resistência característica à compressão do concreto de densidade normal à temperatura ambiente
$f_{ckb}$	- resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade à temperatura ambiente
$f_{ckn,\theta}$	- resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada
$f_{ckb,\theta}$	- resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade em temperatura elevada
$f_u$	- resistência à ruptura do aço à temperatura ambiente
$f_y$	- resistência ao escoamento à temperatura ambiente dos aços laminados
$f_{y0}$	- resistência ao escoamento à temperatura ambiente dos aços trefilados
$f_{y,\theta}$	- resistência ao escoamento dos aços laminados em temperatura elevada
$f_{y0,\theta}$	- resistência ao escoamento dos aços trefilados em temperatura elevada
$f_{ys}$	- resistência ao escoamento do aço da armadura em temperatura elevada
$h$	- altura da alma
$h_{ef}$	- altura efetiva para laje de concreto com fôrma de aço incorporada
$h_F$	- altura das nervuras das fôrmas de aço
$k_{b,\theta}$	- fator de redução para a resistência do parafuso, em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{c,\theta}$	- fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{cb,\theta}$	- fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{E,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{Ec,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{Eo,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{Ec,b,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de baixa densidade em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{Es,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade das armaduras
$k_{w,\theta}$	- fator de redução para a resistência da solda em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{y,\theta}$	- fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{y_o,\theta}$	- fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente
$k_{ys,\theta}$	- fator de redução para a resistência ao escoamento das armaduras
$\ell$	- vão, comprimento
$\ell_{f,\theta}$	- comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio
$Q_{fi,Rd}$	- força horizontal resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em situação de incêndio
$t$	- tempo de resistência a incêndio, espessura
$t_c$	- espessura da laje de concreto
$t_f$	- espessura da mesa do perfil de aço
$t_{fi}$	- espessura da mesa inferior
$t_{fs}$	- espessura da mesa superior
$t_m$	- espessura do material de proteção contra incêndio
$t_w$	- espessura da alma
$u$	- perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio
$u_f$	- distância mínima do eixo da barra da armadura em relação à forma de aço
$u_m$	- perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio
$u_s$	- distância mínima da face do concreto ao eixo das barras da armadura
$u_{sm}$	- média geométrica das distâncias dos eixos das barras até as faces externas do concreto
$u_1$	- distância do eixo da barra da armadura à face interna da mesa do perfil metálico
$u_2$	- distância do eixo da barra da armadura à superfície do concreto

#### 4.1.3 Letras gregas maiúsculas

$\Delta$	- aumento, elevação
$\Delta_{fi,oh}$	- deslocamento lateral relativo do andar em consideração em situação de incêndio
$\Sigma$	- somatório

#### 4.1.4 Letras gregas minúsculas

$\alpha_c$	- coeficiente de transferência de calor por convecção
$\alpha_e$	- fator de correção empírico da resistência da barra em temperatura elevada
$\beta_a$	- coeficiente usado no dimensionamento da viga mista à temperatura ambiente
$\chi_{fi}$	- fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas em situação de incêndio
$\delta$	- excentricidade
$\epsilon_{cun}$	- deformação do concreto de densidade normal
$\epsilon_{res}$	- emissividade resultante
$\gamma_g$	- coeficiente de ponderação para a ação permanente
$\varphi$	- valor do fluxo de calor por unidade de área
$\varphi_c$	- componente do fluxo de calor devido à convecção
$\varphi_{i,\theta}$	- coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas
$\varphi_r$	- componente do fluxo de calor devido à radiação

$\lambda$	- parâmetro de esbeltez
$\lambda_a$	- condutividade térmica do aço
$\lambda_{cn}$	- condutividade térmica do concreto de densidade normal
$\lambda_{cb}$	- condutividade térmica do concreto de baixa densidade
$\lambda_m$	- condutividade térmica do material de proteção contra incêndio
$\lambda_o$	- índice de esbeltez reduzido para barras submetidas à compressão à temperatura ambiente
$\lambda_{o,\theta}$	- índice de esbeltez reduzido para barras submetidas à compressão em temperatura elevada
$\lambda_p$	- parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação
$\lambda_r$	- parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento
$\kappa_a$	- fator de correção empírico da resistência de barras submetidas à compressão em temperatura elevada
$\kappa_1$	- fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal
$\kappa_2$	- fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento de um elemento estrutural
$\rho_a$	- massa específica do aço
$\rho_{cn}$	- massa específica do concreto de densidade normal
$\rho_{cb}$	- massa específica do concreto de baixa densidade
$\rho_m$	- massa específica do material de proteção contra incêndio
$\theta_a$	- temperatura do aço
$\theta_c$	- temperatura do concreto
$\theta_g$	- temperatura dos gases
$\theta_s$	- temperatura da armadura
$\theta_{a,t}$	- temperatura do aço no tempo t
$\theta_{g,t}$	- temperatura dos gases no tempo t

## 4.2 Símbolos subscritos

### 4.2.1 Letras romanas minúsculas

a	- aço
bi	- banzo inferior
bs	- banzo superior
c	- concreto, convecção
cb	- concreto de baixa densidade
cn	- concreto de densidade normal
d	- de cálculo
elem	- elementos componentes
f	- mesa
fi	- em situação de incêndio, mesa inferior
fs	- mesa superior
i	- inferior
lig	- ligação
m	- material de proteção contra incêndio
n	- nominal
pℓ	- plastificação
r	- início do escoamento, radiação
s	- superior, armadura
t	- tempo
u	- relacionado ao limite de resistência
w	- alma



- x - relacionado ao eixo x  
y - relacionado ao eixo y ou à resistência ao escoamento do aço

#### 4.2.2 Letras romanas maiúsculas

- Rd - resistência de cálculo  
Sd - solicitação de cálculo

### 5 Propriedades dos Materiais

#### 5.1 Aço

As propriedades mecânicas e térmicas apresentadas respectivamente nas subseções 5.1.1 e 5.1.2 aplicam-se, em princípio, em temperatura elevada, aos aços de uso estrutural permitido pela NBR 8800 ou NBR 14762. Caso algum aço estrutural possua propriedades diferentes das apresentadas, ou fique com propriedades diferentes em virtude de trabalhos realizados para formação ou revestimento de perfis ou composição da estrutura, os valores destas propriedades deverão ser utilizados. Tais valores, todavia, devem ser obtidos norma ou especificação estrangeira ou em ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

#### 5.1.1 Propriedades mecânicas

##### 5.1.1.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

5.1.1.1.1 Para taxas de aquecimento entre 2°C/min e 50°C/min, a tabela 1 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência ao escoamento dos aços laminados, a resistência ao escoamento dos aços trefilados, o módulo de elasticidade dos aços laminados e o módulo de elasticidade dos aços trefilados, em temperatura elevada, respectivamente  $k_{y,\theta}$ ,  $k_{y_0,\theta}$ ,  $k_{E,\theta}$  e  $k_{E_0,\theta}$ , de modo que:

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$$

$$k_{y_0,\theta} = \frac{f_{y_0,\theta}}{f_{y_0}}$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$$

$$k_{E_0,\theta} = \frac{E_{0,\theta}}{E}$$

Onde:

$f_{y,\theta}$  é a resistência ao escoamento dos aços laminados a uma temperatura  $\theta_a$ ;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço a 20°C;

$f_{y_{o,\theta}}$  é a resistência ao escoamento dos aços trefilados a uma temperatura  $\theta_a$ ;

$f_{y_0}$  é a resistência ao dos aços trefilados a 20°C;

$E_\theta$  é o módulo de elasticidade dos de aços laminados a uma temperatura  $\theta_a$ ;

$E_{o,\theta}$  é o módulo de elasticidade dos aços trefilados a uma temperatura  $\theta_a$ ;

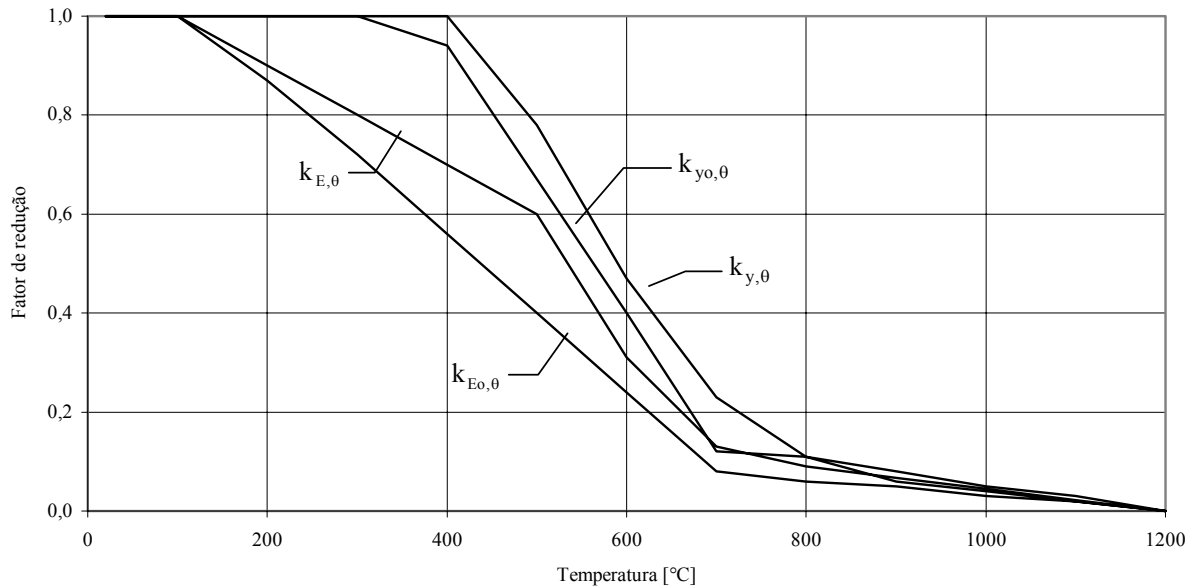
$E$  é o módulo de elasticidade de todos os aços a 20°C.

**Tabela 1 - Fatores de redução para o aço**

Temperatura do aço $\theta_a$ (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados $k_{y_{o,\theta}}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados $k_{E_{o,\theta}}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

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

**5.1.1.1.2** A variação dos fatores de redução  $k_{y,\theta}$ ,  $k_{y_{o,\theta}}$ ,  $k_{E,\theta}$  e  $k_{E_{o,\theta}}$  com a temperatura é ilustrada na figura 1.



**Figura 1 - Variação dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade dos aços com a temperatura**

### 5.1.1.2 Massa específica

A massa específica do aço pode ser considerada independente da temperatura, e igual a:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg / m}^3$$

### 5.1.2 Propriedades térmicas

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços estruturais com a temperatura são fornecidas no anexo E. De forma simplificada, podem ser utilizados os valores apresentados a seguir.

- alongamento

$$\frac{\Delta \ell_a}{\ell_a} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

- calor específico

$$c_a = 600 \text{ J / kg } ^\circ\text{C}$$

- condutividade térmica

$$\lambda_a = 45 \text{ W / m } ^\circ\text{C}$$

## 5.2 Concreto

As propriedades mecânicas e térmicas apresentadas respectivamente nas subseções 5.2.1 e 5.2.2 aplicam-se, em princípio, em temperatura elevada, aos concretos normalmente usados na construção, para fins estruturais (os concretos de densidade normal são os previstos pela NBR 6118 e os de baixa densidade por norma ou especificação estrangeira). Caso algum concreto possua propriedades diferentes das apresentadas, os valores destas propriedades deverão ser utilizados. Tais valores, todavia, devem ser obtidos em ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

### 5.2.1 Propriedades mecânicas

#### 5.2.1.1 Resistência característica à compressão e módulo de elasticidade

**5.2.1.1.1** A tabela 2 fornece os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência característica à compressão e para o módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão (que será referido ao longo desta Norma, por simplicidade, apenas como módulo de elasticidade) dos concretos de densidade normal e de baixa densidade, em temperatura elevada, respectivamente  $k_{cn,\theta}$ ,  $k_{cb,\theta}$ ,  $k_{Ecn,\theta}$  e  $k_{Ecb,\theta}$ , de modo que:

$$k_{cn,\theta} = \frac{f_{ckn,\theta}}{f_{ckn}}$$

$$k_{cb,\theta} = \frac{f_{ckb,\theta}}{f_{ckb}}$$

$$k_{Ecn,\theta} = \frac{E_{cn,\theta}}{E_{cn}}$$

$$k_{Ecb,\theta} = \frac{E_{cb,\theta}}{E_{cb}}$$

Onde:

$f_{ckn,\theta}$  é a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a uma temperatura  $\theta_c$ ;

$f_{ckn}$  é a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a 20°C;

$f_{ckb,\theta}$  é a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade a uma temperatura  $\theta_c$ ;

$f_{ckb}$  é a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade a 20°C;

$E_{cn,\theta}$  é o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal a uma temperatura  $\theta_c$ ;

$E_{cn}$  é o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal a 20°C, fornecido pela NBR 8800;

$E_{cb,\theta}$  é o módulo de elasticidade do concreto de baixa densidade a uma temperatura  $\theta_c$ ;

$E_{cb}$  é o módulo de elasticidade do concreto de baixa densidade a 20°C, fornecido pela NBR 8800.

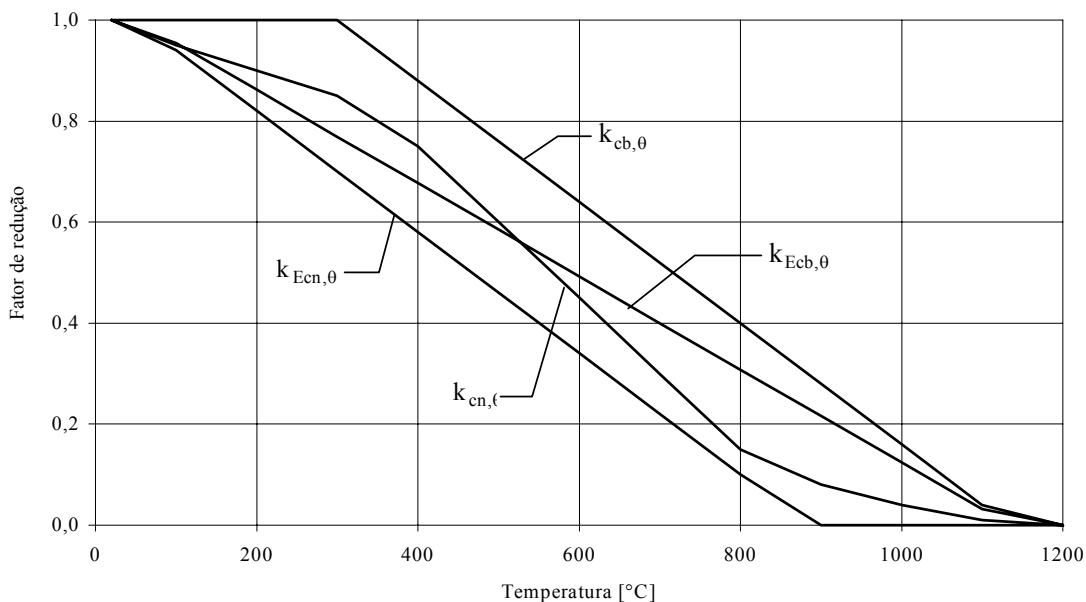
**5.2.1.1.2** A tabela 2 mostra também a deformação do concreto de densidade normal correspondente a  $f_{ckn,\theta}$ , representada por  $\epsilon_{cun,\theta}$ .

**5.2.1.1.3** A variação de  $k_{cn,\theta}$ ,  $k_{cb,\theta}$ ,  $k_{Ecn,\theta}$  e  $k_{Ecb,\theta}$  com a temperatura é ilustrada na figura 2.

**Tabela 2 - Fatores de redução para o concreto**

Temperatura do concreto $\theta_c$ (°C)	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal $k_{cn,\theta}$	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade $k_{cb,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal $k_{Ecn,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de baixa densidade $k_{Ecb,\theta}$	Deformação do concreto de densidade normal correspondente a $f_{ckn,\theta}$ $\epsilon_{cun,\theta} \cdot 10^3$
20	1,000	1,000	1,000	1,000	2,5
100	0,950	1,000	0,940	0,954	3,5
200	0,900	1,000	0,820	0,862	4,5
300	0,850	1,000	0,700	0,769	6,0
400	0,750	0,880	0,580	0,678	7,5
500	0,600	0,760	0,460	0,585	9,5
600	0,450	0,640	0,340	0,492	12,5
700	0,300	0,520	0,220	0,400	14,0
800	0,150	0,400	0,100	0,308	14,5
900	0,080	0,280	0,000	0,216	15,0
1000	0,040	0,160	0,000	0,124	15,0
1100	0,010	0,040	0,000	0,032	15,0
1200	0,000	0,000	0,000	0,000	15,0

Nota: Para valores intermediários da temperatura do concreto pode ser feita interpolação linear



**Figura 2 - Variação dos fatores de redução dos concretos com a temperatura**

### 5.2.1.2 Massa específica

**5.2.1.2.1** A massa específica do concreto de densidade normal pode ser considerada independente da temperatura, e igual a:

$$\rho_{cn} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

**5.2.1.2.2** A massa específica do concreto de baixa densidade,  $\rho_{cb}$ , pode ser considerada independente da temperatura. Seu valor deve ser obtido por ensaios apropriados, devendo situar-se entre  $1600 \text{ kg/m}^3$  e  $2000 \text{ kg/m}^3$ .

### 5.2.2 Propriedades térmicas

**5.2.2.1** As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica do concreto de densidade normal com a temperatura são fornecidas no anexo F. De forma simplificada, podem ser utilizados os valores apresentados a seguir.

- alongamento

$$\frac{\Delta \ell_{cn}}{\ell_{cn}} = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

- calor específico

$$c_{cn} = 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$

- condutividade térmica

$$\lambda_{cn} = 1,60 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

**5.2.2.2** As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica do concreto de baixa densidade com a temperatura são fornecidas no anexo F.

### **5.3 Materiais de proteção contra incêndio**

As propriedades térmicas e mecânicas, a aderência ao aço e a eficiência das juntas dos materiais de proteção contra incêndio devem ser determinadas por ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com a NBR 5628 ou de acordo com outra norma brasileira ou ainda de acordo com norma ou especificação estrangeira.

## **6 Considerações básicas para dimensionamento estrutural**

### **6.1 Generalidades**

**6.1.1** O dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio deve ser feito por meio de resultados de ensaios, de acordo com a seção 7, ou por meio de métodos analíticos de cálculo. Neste último caso, pode ser usado o método simplificado de dimensionamento, descrito na seção 8, ou o método avançado de dimensionamento, obedecendo-se as diretrizes apresentadas na seção 9, ou ainda por uma combinação entre ensaios e métodos analíticos.

**6.1.2** O dimensionamento por meio de resultados de ensaios somente pode ser feito se os ensaios tiverem sido realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

**6.1.3** O dimensionamento por meio de métodos analíticos deve ser feito levando-se em consideração que as propriedades mecânicas do aço e do concreto, a exemplo de outros materiais, debilitam-se progressivamente com o aumento de temperatura e como consequência, pode ocorrer o colapso de um elemento estrutural ou ligação como resultado de sua incapacidade de resistir às ações aplicadas.

**6.1.4** O método simplificado de dimensionamento descrito na seção 8 aplica-se aos elementos que compõem a estrutura individualmente.

**6.1.5** Os métodos avançados de análise estrutural e térmica são aqueles em que os princípios da engenharia de incêndio são aplicados de maneira realística a situações específicas.

**6.1.6** Para determinação da temperatura a ser usada no dimensionamento em situação de incêndio, pode ser usada a curva temperatura-tempo dos gases quentes padronizada pela NBR 5628, juntamente com o TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) obtido com o uso da NBR 14432. Usando-se esta curva, a presente Norma prevê um TRRF máximo de 120 minutos, em consonância com a NBR 14432.

**6.1.7** O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir de qualquer método de dimensionamento, não pode ser tomado com valor superior ao esforço resistente de cálculo à temperatura ambiente, determinado conforme a NBR 8800 ou a NBR 14762, a que for aplicável.

### **6.2 Combinações de ações para os estados limites últimos**

**6.2.1** As combinações de ações para os estados limites últimos em situação de incêndio devem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681. Deve-se considerar que as ações transitórias excepcionais, ou sejam, aquelas decorrentes da elevação da

temperatura na estrutura em virtude do incêndio, têm um tempo de atuação muito pequeno. Desta forma, as combinações de ações podem ser expressas por:

- em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações residenciais, de acesso restrito):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21F_{Qk}$$

- em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28F_{Qk}$$

- em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

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

Onde:

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

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

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

$\gamma_g$  é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações permanentes favoráveis e dado pela tabela 3 ou, opcionalmente, pela tabela 4 para ações permanentes desfavoráveis.

**Tabela 3 - Coeficientes  $\gamma_g$  para ações permanentes diretas consideradas separadamente**

Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15
Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,15
Elementos construtivos industrializados com adições “in loco”	1,20
Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,30
<sup>1)</sup> Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.	
<sup>2)</sup> Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.	



**Tabela 4 - Coeficientes  $\gamma_g$  para ações permanentes diretas agrupadas**

Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação superam 5 kN/m <sup>2</sup>	1,15
Edificação onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação não superam 5 kN/m <sup>2</sup>	1,20

**6.2.2** Os elementos componentes do contraventamento devem ser dimensionados de modo a manter a estabilidade do edifício durante o incêndio ou, de forma simplificada, podem ser dimensionados para a seguinte combinação de ações:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,1F_{wk}$$

onde  $\gamma_g$ ,  $F_{Gk}$  e  $F_{Q,exc}$  são definidos em 6.2.1 e  $F_{wk}$  é o valor característico das ações devidas ao vento, determinadas conforme a NBR 6123.

### 6.3 Resistências de cálculo

Para os estados limites últimos em situação de incêndio, as resistências de cálculo devem ser determinadas usando-se coeficientes de ponderação unitários. Desta forma, as resistências de cálculo ficam com os mesmos valores das resistências características correspondentes e, nesta norma, por simplicidade, os coeficientes de ponderação da resistência não aparecem explicitados nas expressões das resistências de cálculo.

### 6.4 Fator de massividade

**6.4.1** O índice de aumento de temperatura de um elemento estrutural de aço em incêndio é proporcional ao seu fator de massividade  $u/A$ , para elementos sem proteção, ou  $u_m/A$ , para elementos recobertos com material de proteção contra incêndio, onde:

$u$  é o perímetro do elemento estrutural de aço exposto ao incêndio, como dado na tabela 6;

$u_m$  é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio, como dado na tabela 7;

$A$  é a área da seção transversal do elemento estrutural de aço.

**6.4.2** Ao se determinar o fator de massividade, a área bruta da seção transversal deve ser usada. O efeito de pequenos furos pode ser desprezado.

**6.4.3** Caso não se disponham de resultados de ensaios específicos para peças alveolares, deve ser tomado o fator de massividade do perfil original.

## 7 Dimensionamento por ensaios

### 7.1 Aplicação

Todos os tipos de elementos estruturais previstos em 1.1 desta Norma e suas ligações, com ou sem proteção contra incêndio, podem ter sua resistência ao fogo determinada a partir de resultados de ensaios, realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com a NBR 5628 ou de acordo com outra norma brasileira ou ainda de acordo com norma ou especificação estrangeira.

## 7.2 Considerações para elementos estruturais com proteção

### 7.2.1 Espessura necessária

7.2.1.1 A espessura necessária dos materiais de proteção contra incêndio deve ser obtida a partir de resultados de ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

### 7.2.2 Seções tubulares

Caso não se disponham de resultados de ensaios específicos para seções tubulares circulares ou retangulares, a espessura de um material de proteção contra incêndio aplicado por jateamento nestas seções pode ser obtida tendo por base a espessura  $t_m$  requerida para um perfil I ou H com o mesmo fator de massividade, da seguinte forma:

- para fator de massividade do perfil sem proteção,  $u/A$ , menor que 250, a espessura é igual a  $t_m [1 + (u / A) / 1000]$ ;
- para fator da massividade do perfil sem proteção,  $u/A$ , maior ou igual a 250, a espessura é igual a  $1,25 t_m$ .

### 7.2.3 Peças alveolares

Caso não se disponham de resultados de ensaios específicos para peças alveolares, a espessura do material de proteção contra incêndio a ser aplicado às mesmas deve ser igual a 1,2 vez a espessura necessária para o perfil original.

## 8 Método simplificado de dimensionamento

### 8.1 Aplicação

O método simplificado de dimensionamento descrito nesta seção aplica-se às barras prismáticas de aço constituídas por perfis laminados e soldados não híbridos, às vigas mistas aço concreto e pilares mistos aço-concreto nos quais o perfil de aço utilizado é laminado ou soldado não híbrido, e às lajes mistas aço-concreto (também chamadas de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada).

### 8.2 Capacidade estrutural e resistência

8.2.1 As condições de segurança de uma estrutura em situação de incêndio podem ser expressas por:

$$\Phi (S_{fi,d}, R_{fi,d}) \geq 0$$

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços solicitantes, as condições de segurança podem ser expressas da seguinte forma simplificada:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d}$$

Onde:

$S_{fi,d}$  é o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir das combinações de ações apresentadas em 6.2;

$R_{fi,d}$  é o esforço resistente de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio.

**8.2.2** Com o aquecimento, a rigidez das peças diminui e a capacidade de adaptação plástica aumenta. Os esforços solicitantes decorrentes de restrições às deformações de origem térmica podem ser em geral desprezados. Em casos especiais nos quais estes esforços precisem ser considerados, pode-se obtê-los simplificadaamente por meio de análise estrutural com as propriedades mecânicas dos materiais à temperatura atingida no tempo requerido de resistência ao fogo.

**8.2.3** O esforço resistente de cálculo,  $R_{fi,d}$ , deve ser determinado considerando a variação das propriedades mecânicas do aço e do concreto com a temperatura, conforme a seção 5. Em 8.4,  $R_{fi,d}$  torna-se  $M_{fi,Rd}$ ,  $N_{fi,Rd}$ , etc, separadamente ou em combinação, e os valores correspondentes dos esforços solicitantes,  $M_{fi,Sd}$ ,  $N_{fi,Sd}$ , etc. representam  $S_{fi,d}$ .

**8.2.4** Os esforços solicitantes de cálculo podem ser obtidos por meio de análise estrutural elástica, desprezando-se os efeitos globais de segunda ordem. As situações nas quais os efeitos locais de segunda ordem precisam ser considerados são explicitadas na presente Norma.

**8.2.5** Para efeito de flambagem local dos elementos componentes das seções transversais, admite-se que as classes das seções obtidas à temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800 sejam mantidas em temperatura elevada.

**8.2.6** O estado limite último de ruptura da seção líquida não precisa ser considerado, uma vez que a temperatura do aço será menor na ligação devido à presença de material adicional (parafusos, chapas, cantoneiras, etc.).

### **8.3 Distribuição de temperatura**

**8.3.1** Nesta Norma, ao se usar o método simplificado de dimensionamento, dependendo do tipo de solicitação e do estado limite último, considera-se distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos estruturais de aço ou distribuição não-uniforme por meio dos procedimentos favoráveis à segurança explicitados em 8.4, nas subseções apropriadas.

**8.3.2** Pode ser utilizada uma distribuição de temperatura mais precisa que a mencionada em 8.3.1 nos elementos estruturais, desde que demonstrada cientificamente ou prevista em norma ou especificação estrangeira.

## **8.4 Capacidade resistente dos elementos estruturais de aço**

### **8.4.1 Barras submetidas à força normal de tração**

**8.4.1.1** A força normal resistente de cálculo,  $N_{fi,Rd}$ , de uma barra de aço axialmente tracionada com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento, deve ser determinada para o estado limite último de escoamento da seção bruta, e é igual a:

$$N_{fi,Rd} = k_{y,\theta} A_g f_y$$

Onde:

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

## 8.4.2 Barras submetidas à força normal de compressão

### 8.4.2.1 Generalidades

**8.4.2.1.1** Esta subseção aplica-se a barras de aço axialmente comprimidas com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento.

**8.4.2.1.2** Em 8.4.2.2 é apresentado o procedimento para obtenção da força normal resistente de cálculo de barras comprimidas com seções transversais classificadas como compactas ou semi-compactas (seções cujos elementos componentes não possuam relações entre largura e espessura superiores aos valores de  $\lambda_r$  dados na tabela E.1 do anexo E da NBR 8800:2004).

**8.4.2.1.3** Em 8.4.2.2 é apresentado o procedimento para obtenção da força normal resistente de cálculo de barras comprimidas com seções transversais classificadas como esbeltas (seções com pelo menos um elemento componente com relação entre largura e espessura superior aos valores de  $\lambda_r$  dados na tabela E.1 do anexo E da NBR 8800:2004).

**8.4.2.1.4** O comprimento de flambagem para o dimensionamento em situação de incêndio pode ser geralmente determinado como no dimensionamento à temperatura ambiente. Entretanto, nos pórticos de vários andares, os pilares contínuos podem ser considerados com a rotação perfeitamente impedida abaixo e acima do compartimento incendiado, desde que a resistência ao fogo dos componentes que isolam este compartimento não seja menor que a resistência ao fogo do pilar.

### 8.4.2.2 Seções transversais compactas ou semi-compactas

**8.4.2.2.1** A força normal resistente de cálculo,  $N_{fi,Rd}$ , de uma barra de aço com seção transversal compacta ou semi-compacta deve ser obtida para o estado limite último de instabilidade da barra como um todo, sendo igual a:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y$$

Onde:

$\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à f resistência à compressão em situação de incêndio, determinado conforme 8.4.2.2.2;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

**8.4.2.2.2** O valor de  $\chi_{fi}$  deve ser obtido pela expressão:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_{\theta} + \sqrt{\beta_{\theta}^2 - \lambda_{o,\theta}^2}}$$

com

$$\beta_{\theta} = 0,5(1 + \alpha_{\theta}\lambda_{o,\theta} + \lambda_{o,\theta}^2)$$

sendo  $\lambda_{o,\theta}$  o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado por

$$\lambda_{o,\theta} = \lambda_o \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

e

$$\alpha_{\theta} = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Onde:

$\lambda_o$  é o índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente, determinado de acordo com a NBR 8800;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1;

$k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

E é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente.

### 8.4.2.3 Seções transversais esbeltas

**8.4.2.3.1** A força normal resistente de cálculo,  $N_{fi,Rd}$ , de uma barra de aço com seção transversal esbelta deve ser obtida para os estados limites últimos de instabilidade da barra como um todo e flambagem local, sendo igual a:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} Q_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y$$

Onde:

$\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à f resistência à compressão em situação de incêndio, determinado conforme 8.4.2.3.2;

$Q_{fi}$  é o coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local em situação de incêndio, determinado conforme 8.4.2.3.3;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1.1;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

**8.4.2.3.2** O valor de  $\chi_{fi}$  deve ser obtido de acordo com a NBR 8800, mas usando-se a curva de resistência  $c$ , independentemente do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo em relação ao qual esta instabilidade ocorre, tomando-se o índice de esbeltez para a temperatura  $\theta_a$ , dado por:

$$\lambda_{o,\theta} = \lambda_o \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

com  $\lambda_o$ ,  $k_{y,\theta}$  e  $k_{E,\theta}$  conforme 8.4.2.2.2.

$\lambda_o$  é o índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente, determinado de acordo com a NBR 8800;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1.1;

$k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1.1;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente.

**8.4.2.3.3** O coeficiente  $Q_{fi}$  deve ser obtido de acordo com a NBR 8800, a partir dos coeficientes  $Q_s$  e  $Q_a$ , relacionados aos elementos AL e AA, respectivamente. No caso do coeficiente  $Q_a$ , para determinação da área efetiva  $A_{ef}$ , a largura efetiva dos elementos AA deve ser obtida diretamente pelas expressões dadas em E.3.1 do anexo E da NBR 8800:2004, substituindo-se a tensão  $f$  pela resistência ao escoamento à temperatura ambiente ( $f_y$ ).

### 8.4.3 Barras submetidas à flexão

#### 8.4.3.1 Generalidades

**8.4.3.1.1** Esta subseção aplica-se a barras de aço fletidas definidas como vigas não esbeltas pela NBR 8800.

**8.4.3.1.2** Na determinação do momento fletor e de força cortante resistente de cálculo, em diversas situações, é considerado o efeito benéfico de uma distribuição de temperatura não uniforme na seção transversal por meio do fator  $\kappa_1$ , dado em 8.4.3.1.3, e no comprimento da viga por meio do fator  $\kappa_2$ , dado em 8.4.3.1.4.

**8.4.3.1.3** O fator de correção  $\kappa_1$  para distribuição de temperatura não-uniforme na seção transversal tem os seguintes valores:

- para uma viga com todos os quatro lados expostos: 1,00;
- para uma viga envolvida por material de proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,40.
- para uma viga sem proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,15.

**8.4.3.1.4** O fator de correção  $\kappa_2$  para distribuição de temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra fletida tem os seguintes valores:

- nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada: 1,15;
- em todos os outros casos: 1,00.

#### **8.4.3.2 Efeito do momento fletor**

**8.4.3.2.1** O valor do parâmetro de esbeltez  $\lambda$  para os estados limites últimos de flambagem local da mesa comprimida, flambagem local da alma e flambagem lateral com torção, representados respectivamente pelas siglas FLM, FLA e FLT deve ser sempre determinado como no anexo D da NBR 8800:2004.

**8.4.3.2.2** Os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento, respectivamente  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$ , devem ser determinados usando-se os procedimentos do anexo D da NBR 8800:2004.

**8.4.3.2.3** O momento fletor resistente de cálculo,  $M_{fi,Rd}$ , de uma barra fletida, com os tipos de seção transversal e eixos de flexão indicados na tabela D.1 do anexo D da NBR 8800:2004, é igual a:

- para FLM e FLA

- se  $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

- se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} \left[ M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right]$$

- se  $\lambda > \lambda_r$  (somente para FLM)

$$M_{fi,Rd} = k_{E,\theta} M_{cr}$$

- para FLT

- se  $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

- se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = C_b k_{y,\theta} \left[ M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

- se  $\lambda > \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = k_{e,\theta} M_{cr}$$

Onde:

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$  conforme 5.1.1.1;

$k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta_a$  conforme 5.1.1.1;

$M_{cr}$  é o momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente, obtido de acordo com o anexo D da NBR 8800:2004, para o estado limite em consideração;

$M_{p\ell}$  é o momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;

$M_r$  é o momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal para projeto à temperatura ambiente, obtido de acordo com o anexo D da NBR 8800:2004, para o estado limite em consideração;

$\kappa_1$  é o fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal, cujo valor é dado em 8.4.3.1.3;

$\kappa_2$  é o fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra, cujo valor é dado em 8.4.3.1.4;

$C_b$  é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, obtido de acordo com a NBR 8800.

**8.4.3.2.4** O momento fletor resistente de cálculo,  $M_{fi,Rd}$ , de uma barra com seção transversal sólida circular ou retangular, fletida em relação ao eixo de menor inércia, é igual a:

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

As grandezas  $\kappa_1$ ,  $\kappa_2$ ,  $k_{y,\theta}$  e  $M_{p\ell}$  são definidas em 8.4.3.2.3.



**8.4.3.2.5** O momento fletor resistente de cálculo de uma barra com seção transversal tubular circular, para o estado limite de flambagem local da parede do tubo (FLP), o único a ser considerado, é igual a:

- se  $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

- se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 \left[ \frac{0,021 k_{E,\theta} E}{D/t} + k_{y,\theta} f_y \right] W$$

- se  $\lambda > \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = \frac{0,33 k_{E,\theta} E}{D/t} W$$

Onde:

D é o diâmetro externo da seção transversal;

t é a espessura da parede da seção transversal;

W é o módulo resistente elástico da seção;

E é o módulo de elasticidade do aço;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

As grandezas  $\kappa_1$ ,  $\kappa_2$ ,  $k_{y,\theta}$  e  $M_{p\ell}$  são definidas em 8.4.3.2.3.

### 8.4.3.3 Efeito da força cortante

**8.4.3.3.1** A força cortante resistente de cálculo,  $V_{fi,Rd}$ , de almas de perfis I, H, U e caixão, fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, em situação de incêndio, é igual a:

- se  $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} V_{p\ell}$$

- se  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{p\ell}$$

- se  $\lambda > \lambda_r$

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} (1,28) \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{p\ell}$$

Onde:

$\lambda$  é o parâmetro de esbeltez da alma, determinado como na subseção 5.4.3 da NBR 8800:2004;

$\lambda_p$  é o parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação, determinado como na subseção 5.4.3 da NBR 8800:2004;

$\lambda_r$  é o parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início do escoamento, determinado como na subseção 5.4.3 da NBR 8800:2004;

$V_{p\ell}$  é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, determinada como na subseção 5.4.3 da NBR 8800:2004;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1.

**8.4.3.3.2** A força cortante resistente de cálculo,  $V_{fi,Rd}$ , para perfis I, H e U fletidos em torno do eixo que passa pelo plano médio da alma, perfis de seção sólida circular e retangular e perfis tubulares circulares, desde que atendido o disposto em 5.4.3.3.2 da NBR 8800:2004, é igual a:

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} V_{p\ell}$$

com  $V_{p\ell}$  sendo determinado de acordo com 5.4.3.3 da NBR 8800:2004 e  $k_{y,\theta}$  definido em 5.1.1.1.

#### 8.4.4 Barras submetidas a força normal e momentos fletores

**8.4.4.1** Esta subseção é aplicável a barras de aço em situação de incêndio cuja seção transversal possui um ou dois eixos de simetria, sujeitas aos efeitos combinados de força normal de tração ou compressão e momento fletor em torno de um ou dos dois eixos principais de inércia da seção transversal. A seção transversal deve ter seus elementos componentes atendendo aos requisitos das subseções 8.4.2 e 8.4.3, respectivamente para os esforços isolados de força normal de compressão e momento fletor, quando cada uma destas solicitações ocorrerem. Os carregamentos transversais devem se situar em planos de simetria.

**8.4.4.2** Para os efeitos combinados de força normal de tração ou compressão e momentos fletores, deve ser atendida a expressão de interação:

$$- \text{ se } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \geq 0,2$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$- \text{ se } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} < 0,2$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{2 N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0$$

Onde:

$N_{fi,Sd}$  é a força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio, de tração ou compressão, considerada constante ao longo da barra;

$N_{fi,Rd}$  é a força normal resistente de cálculo em situação de incêndio, determinada conforme 8.4.1 para barras tracionadas, ou conforme 8.4.2 para barras comprimidas;

$M_{x,fi,Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, na seção considerada, em torno do eixo x, observando-se o disposto em 8.4.4.3;

$M_{y,fi,Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, na seção considerada, em torno do eixo y, observando-se o disposto em 8.4.4.3;

$M_{x,fi,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em torno do eixo x, determinado conforme 8.4.4.4 ou 8.4.4.5, o que for aplicável;

$M_{y,fi,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em torno do eixo y, determinado conforme 8.4.4.4 ou 8.4.4.5, o que for aplicável.

**8.4.4.3** Se a força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio for de compressão, os momentos fletores solicitantes de cálculo,  $M_{x,fi,Sd}$  e  $M_{y,fi,Sd}$ , a serem usados nas expressões de interação, devem levar em conta os efeitos locais de segunda ordem, multiplicando-se diretamente o momento obtido da análise estrutural elástica citada em 8.2.4 por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}}$$

Onde:

$N_{fi,e}$  é a força que provoca a flambagem elástica da barra em situação de incêndio, dada por:

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\lambda_{o,\theta}^2}$$

$A_g$  é a área bruta da seção transversal;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$ , conforme 5.1.1.1;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

$\lambda_{o,\theta}$  é o índice de esbeltez reduzido para barras submetidas à compressão à temperatura  $\theta_a$ , conforme 8.4.2.2.2 ou 8.4.2.3.2;

$C_m$  é um coeficiente cujo valor deve ser obtido da seguinte maneira:

- para barras de estruturas contraventadas (ver definição em 3.5), não sujeitas a forças transversais entre apoios:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_{f_i,Rd,1}}{M_{f_i,Rd,2}}$$

sendo  $M_{f_i,Rd,1}/M_{f_i,Rd,2}$  a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples;

- para barras de estruturas contraventadas (ver definição em 3.5), sujeitas a forças transversais entre apoios, o valor de  $C_m$  deve ser determinado por análise racional ou ser tomado igual a 0,85 no caso de barras com ambas as extremidades engastadas e 1,00 nos demais casos;
- para barras de estruturas não contraventadas (ver definição em 3.8),  $C_m = 0,85$ .

**8.4.4.4** Se a força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio for de tração,  $M_{x,f_i,Rd}$  e  $M_{y,f_i,Rd}$  devem ser determinados de acordo com 8.4.3.

**8.4.4.5** Se a força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio for de compressão,  $M_{x,f_i,Rd}$  e  $M_{y,f_i,Rd}$  devem ser determinados de acordo com 8.4.3, desde que o máximo momento fletor solicitante de cálculo ocorra nas extremidades da barra ou nas extremidades de um segmento contraventado da barra. Nos demais casos, deve ser mantido o procedimento dado em 8.4.3, mas tomando-se  $C_b = 1,00$ .

## 8.4.5 Elementos estruturais mistos

**8.4.5.1** As vigas mistas aço-concreto podem ser verificadas em situação de incêndio pelo método apresentado no anexo A, os pilares mistos aço-concreto pelo método apresentado no anexo B, e as lajes mistas aço-concreto pelo método apresentado no anexo C.

**8.4.5.2** No anexo D são apresentados alguns detalhes construtivos para ligação de elementos estruturais mistos.

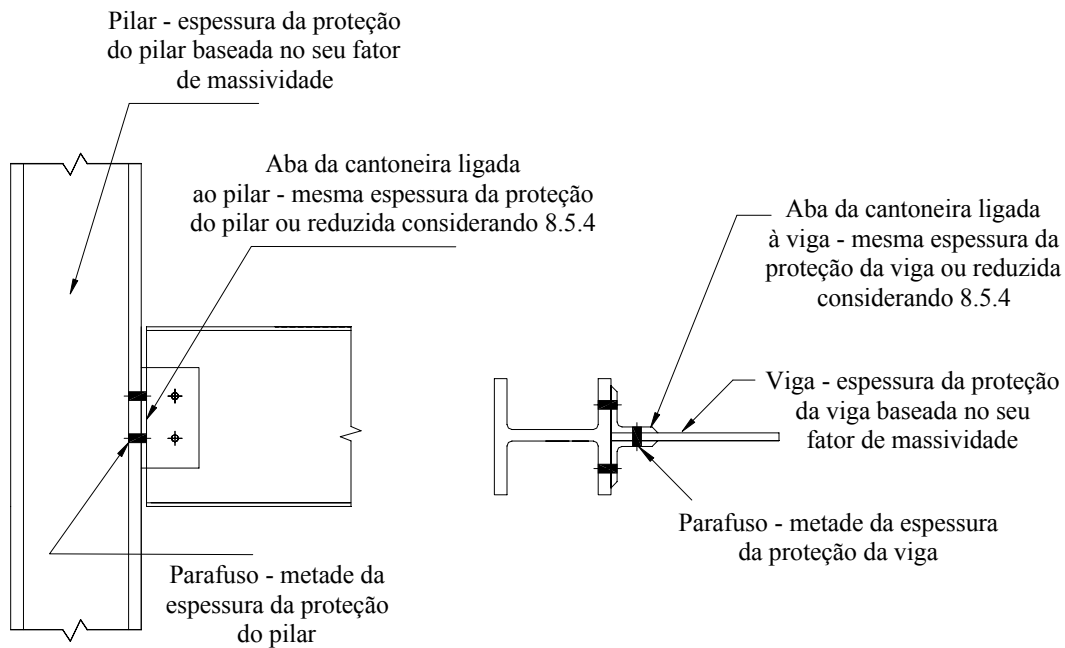
## 8.4.6 Ligações

### 8.4.6.1 Generalidades

**8.4.6.1.1** As ligações devem ser projetadas para resistir às solicitações de cálculo em situação de incêndio.

**8.4.6.1.2** Quando necessário, as ligações devem ser protegidas de maneira que se alguma parte das mesmas falhar, a resistência a incêndio de qualquer elemento conectado não se reduz.

**8.4.6.1.3** Nenhuma verificação adicional nas ligações é necessária se estas forem envolvidas por material de proteção contra incêndio com a mesma espessura dos elementos estruturais conectados, podendo-se ainda adotar a redução de proteção nos parafusos indicada em 8.4.6.1.4, ou podendo-se determinar a proteção de elementos da ligação, como cantoneiras e chapas, com base na temperatura obtida segundo 8.5.4, conforme exemplifica a figura 3.



**Figura 3 - Proteção das ligações**

**8.4.6.1.4** A espessura do material de proteção contra incêndio aplicado localmente sobre qualquer parafuso pode ser reduzida à metade da espessura aplicada em partes adjacentes da ligação (figura 3).

**8.4.6.1.5** A quantidade de proteção aplicada em parte de uma ligação pode ser baseada nas forças resistentes de cálculo obtidas, respectivamente, para ligações parafusadas e soldadas em 8.4.6.2 e 8.4.6.3.

## 8.4.6.2 Ligações parafusadas

### 8.4.6.2.1 Condição básica

A força resistente de cálculo de ligações parafusadas submetidas a cisalhamento e tração em situação de incêndio deve ser obtida de acordo com 8.4.6.2.2 e 8.4.6.2.3, respectivamente.

### 8.4.6.2.2 Força resistente de cálculo de parafusos a cisalhamento

A força resistente de cálculo de parafusos em situação de incêndio, em ligações por contato e por atrito, a cisalhamento e à pressão de contato são dadas, respectivamente, por:

$$F_{f_i,v,Rd} = k_{b,0} R_{Rkv}$$

$$F_{f_i,b,Rd} = k_{b,\theta} R_{Rkc}$$

Onde:

$k_{b,\theta}$  é o fator de redução para a resistência do parafuso, em temperatura elevada relativa ao valor a 20°C, dado na tabela 5;

$R_{Rkv}$  é a força resistente característica do parafuso a temperatura ambiente, determinada de acordo com 6.3.3.3 da NBR 8800:2004, assumindo que o cisalhamento ocorra no plano da rosca do parafuso;

$R_{Rkc}$  é a força resistente característica do parafuso à pressão de contato, determinada de acordo com 6.3.3.4 da NBR 8800:2004.

#### **8.4.6.2.3 Força resistente de cálculo de parafusos a tração**

A força resistente de cálculo de parafusos a tração em situação de incêndio é dada por:

$$F_{f_i,t,Rd} = k_{b,\theta} R_{Rkt}$$

Onde:

$k_{b,\theta}$  é o fator de redução para a resistência do parafuso, em temperatura elevada relativa ao valor a 20°C, dado na tabela 5;

$R_{Rkt}$  é a força resistente característica do parafuso à tração, determinada de acordo com 6.3.3.2 da NBR 8800:2004.

#### **8.4.6.3 Ligações soldadas**

##### **8.4.6.3.1 Condição básica**

A força resistente de cálculo de ligações soldadas submetidas a cisalhamento deve ser obtida de acordo com 8.4.6.3.2 e 8.4.6.3.3.

##### **8.4.6.3.2 Força resistente de cálculo de soldas de entalhe**

A força resistente de cálculo de uma solda de entalhe de penetração total, para temperaturas até 700°C, deve ser tomada igual a resistência da parte ligada mais fraca usando fatores de redução apropriados para aço o estrutural. Para temperaturas maiores que 700°C, os fatores de redução dados para soldas de filete podem também ser aplicados para soldas de entalhe.

##### **8.4.6.4.3 Força resistente de cálculo de soldas de filete**

A força resistente de cálculo por unidade de comprimento de uma solda de filete é dada por:

$$F_{f_i,w,Rd} = k_{w,\theta} R_{Rk}$$

Onde:

$k_{w,\theta}$  é o fator de redução para a resistência da solda, em temperatura elevada relativa ao valor a 20°C, dado na tabela 5;

$R_{Rk}$  é a força resistente característica da solda de filete à temperatura ambiente, determinada de acordo com 6.2.5 da NBR 8800:2004.

**Tabela 5 - Fatores de redução de resistência para parafusos e soldas de filete**

Temperatura (°C)	Fator de redução para a resistência dos parafusos $k_{b,\theta}$	Fator de redução para a resistência das soldas de filete $k_{w,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1000	0,000	0,000

## 8.5 Elevação da temperatura do aço

### 8.5.1 Elementos estruturais pertencentes a estruturas internas

#### 8.5.1.1 Elementos estruturais sem proteção contra incêndio

**8.5.1.1.1** Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  em grau Celsius, de um elemento estrutural de aço sem proteção contra incêndio, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo  $\Delta t$ , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t$$

Onde:

$u/A$  é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, em um por metro;

$u$  é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, em metro;

$A$  é a área da seção transversal do elemento estrutural, em metro quadrado;

$\rho_a$  é a massa específica do aço, conforme 5.1.1.2, em quilograma por metro cúbico;

$c_a$  é o calor específico do aço, conforme 5.1.2, em joule por quilograma e por grau Celsius;

$\varphi$  é o valor do fluxo de calor por unidade de área, em watt por metro quadrado;

$\Delta t$  é o intervalo de tempo, em segundo (ver 8.5.1.1.3).

**8.5.1.1.2** O valor de  $\varphi$ , em watt por metro quadrado, é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r$$

com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a)$$

e

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4]$$

Onde:

$\varphi_c$  é o componente do fluxo de calor devido à convecção, em watt por metro quadrado;

$\varphi_r$  é o componente do fluxo de calor devido à radiação, em watt por metro quadrado;

$\alpha_c$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado para efeitos práticos igual a 25 W/m<sup>2</sup> °C;

$\theta_g$  é a temperatura dos gases, em grau Celsius;

$\theta_a$  é a temperatura na superfície do aço, em grau Celsius;

$\varepsilon_{res}$  é a emissividade resultante, podendo ser tomada para efeitos práticos igual a 0,5.

**8.5.1.1.3** O valor de  $\Delta t$  não pode ser tomado maior que 25000 (u/A)<sup>-1</sup>. No entanto, recomenda-se não tomar  $\Delta t$  superior a 5 segundos.

**8.5.1.1.4** Algumas expressões para determinação do fator de massividade u/A para peças de aço sem proteção são dadas na tabela 6. Ao se usar a expressão dada em 8.5.1.1.1, o valor do fator de massividade u/A não pode ser tomado menor que 10m<sup>-1</sup>.

**8.5.1.1.5** A distribuição de temperaturas de elementos de aço que estejam em contato com alvenaria ou concreto deve ser determinada por análise térmica mais precisa, conforme a subseção 9.2. É permitido adotar, em alguns casos, distribuição uniforme de temperatura utilizando-se os valores do fator de massividade indicados na tabela 6.



### 8.5.1.2 Elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio

**8.5.1.2.1** Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de proteção contra incêndio, pode ser determinada por cálculos, de acordo com as subseções 8.5.1.2.2 a 8.5.1.2.6, ou por ensaios de acordo com a seção 7, observando-se o disposto em 8.5.1.2.7.

**8.5.1.2.2** A elevação de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  em grau Celsius, de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de proteção contra incêndio, durante um intervalo de tempo  $\Delta t$ , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m \left( \frac{u_m}{A} \right) \left( \theta_{g,t} - \theta_{a,t} \right)}{t_m \rho_a c_a \left( 1 + \frac{\xi}{4} \right)} \Delta t - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{\frac{4}{\xi} + 1}, \text{ mas } \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m \left( \frac{u_m}{A} \right)$$

Onde:

$u_m/A$  é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio, em um por metro;

$u_m$  é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio, igual ao perímetro da face interna do material de proteção contra incêndio mais metade dos afastamentos desta face ao perfil de aço, em metro;

$A$  é a área da seção transversal do elemento estrutural, em metro quadrado;

$c_a$  é o calor específico do aço, conforme 5.1.2, em joule por quilograma e por grau Celsius;

$c_m$  é o calor específico do material de proteção incêndio, conforme 5.3, em joule por quilograma e por grau Celsius;

$t_m$  é a espessura do material de proteção contra incêndio, em metro;

$\theta_{a,t}$  é a temperatura do aço no tempo  $t$ , em grau Celsius;

$\theta_{g,t}$  é a temperatura dos gases no tempo  $t$ , em grau Celsius;

$\lambda_m$  é a condutividade térmica do material de proteção contra incêndio, conforme 5.3, em watt por metro e por grau Celsius;

$\rho_a$  é a massa específica do aço, conforme 5.1.1.2, em quilograma por metro cúbico;

$\rho_m$  é a massa específica do material de proteção contra incêndio, conforme 5.3, em quilograma por metro cúbico;

$\Delta t$  é o intervalo de tempo em segundo (ver 8.5.1.2.3).

**8.5.1.2.3** O valor de  $\Delta t$  não pode ser tomado maior que  $25000 (u_m/A)^{-1}$ . No entanto, recomenda-se não tomar  $\Delta t$  superior a 30 segundos.

**8.5.1.2.4** Algumas expressões para determinação de valores de cálculo do fator de massividade  $u_m/A$  para elementos estruturais de aço envolvidos por material de proteção contra incêndio são dadas na tabela 7.

**8.5.1.2.5** Para materiais de proteção contra incêndio do tipo úmido, o cálculo da elevação da temperatura do aço pode ser modificado para levar em conta um retardo no aumento da temperatura do aço quando a mesma atinge 100°C. Este retardamento deve ser determinado por meio de ensaios, realizados em laboratório nacional ou estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

**8.5.1.2.6** Todas as propriedades do material de proteção contra incêndio devem ser obtidas de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro.

**8.5.1.2.7** O processo apresentado de 8.5.1.2.2 a 8.5.1.2.6 não pode ser aplicado quando a proteção de elemento estrutural for feita por tinta intumescente ou por algum material que apresente comportamento similar ao dessas tintas em situação de incêndio. Neste caso, a elevação de temperatura deve ser obtida por ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

**8.5.1.2.8** A distribuição de temperatura de elementos de aço envolvidos com material de proteção contra incêndio, que estejam em contato com alvenaria ou concreto, deve ser determinada por análise térmica mais precisa, conforme a subseção 9.2. É permitido adotar, em alguns casos, distribuição uniforme de temperatura utilizando-se os valores do fator de massividade fornecidos na tabela 7.

**Tabela 6 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção**

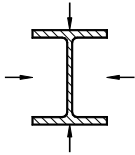
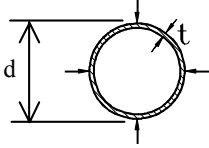
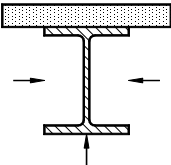
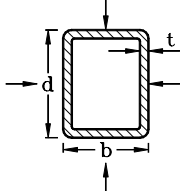
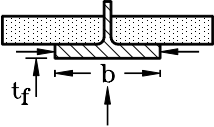
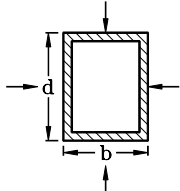
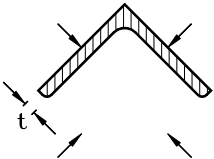
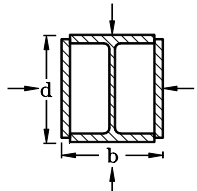
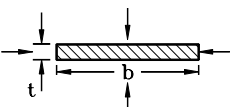
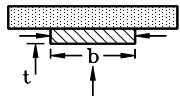
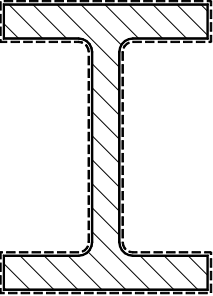
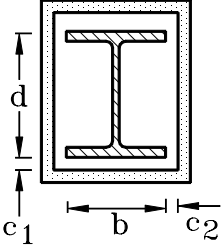
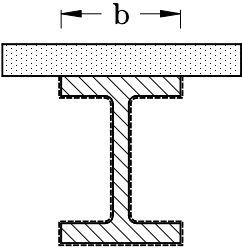
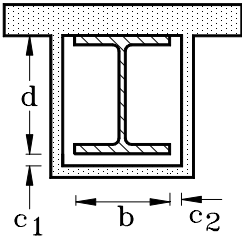
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$ 	<p>Seção caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira de exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2+\sqrt{2}}{2t}$ 	<p>Seção I com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+t)}{bt}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+2t}{bt}$ 

Tabela 7 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais com proteção

Situação	Descrição	Fator de massividade ( $u_m/A$ )
	Seção com proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(d + c_1 + b + c_2)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d + c_1 + b + 2c_2}{\text{área da seção da peça de aço}}$

## 8.5.2 Elementos estruturais pertencentes a estruturas externas

8.5.2.1 A elevação da temperatura em estruturas de aço externas deve ser determinada levando-se em conta:

- o fluxo de calor por radiação proveniente do incêndio no interior do edifício;
- os fluxos de calor por radiação e por convecção provenientes das chamas geradas no interior do edifício e que emanam das aberturas existentes;
- as perdas de calor por convecção e por radiação da estrutura de aço para o ambiente;
- os tamanhos e as posições dos elementos componentes da estrutura.

**8.5.2.2** Anteparos podem ser colocados em um ou mais lados de uma peça externa para protegê-la da transferência de calor por radiação. Estes anteparos devem ser incombustíveis e possuir uma resistência a incêndio de pelo menos 30 minutos. Devem também ser presos diretamente aos lados da peça de aço a serem protegidos, ou suficientemente largos para proteger estes lados do fluxo de calor por radiação previsto.

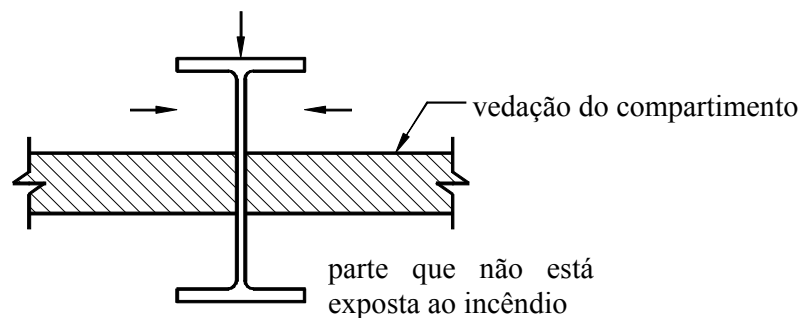
**8.5.2.3** A temperatura nas estruturas externas deve ser determinada considerando-se que não há transferência de calor por radiação para os lados protegidos por anteparos.

**8.5.2.4** A elevação da temperatura na estrutura externa pode ser determinada usando os métodos fornecidos no ENV 1993-1-2 ou outra norma ou especificação estrangeira. As máximas temperaturas nas regiões internas do edifício próximas à estrutura externa, os tamanhos e as temperaturas das chamas que emanam destas regiões e os fluxos de calor devidos à radiação e à convecção podem ser obtidos do ENV 1991-2-2 ou outra norma ou especificação estrangeira.

**8.5.2.5** A elevação da temperatura nas estruturas externas pode também ser determinada, de maneira favorável à segurança, usando-se o procedimento indicado em 8.5.1.

### 8.5.3 Elementos estruturais pertencentes à vedação

A elevação da temperatura nos elementos estruturais pertencentes à vedação do edifício (figura 4) deve ser determinada por análise térmica adequada, conforme a subseção 9.2. Pode também ser determinada, de maneira favorável à segurança, usando-se o procedimento indicado em 8.5.1, calculando-se o fator de massividade considerando o perímetro e a área apenas da parte da seção transversal exposta ao incêndio.



**Figura 4 - Elementos estruturais de vedação**

### 8.5.4 Ligações

**8.5.4.1** A temperatura de uma ligação pode ser considerada, à favor da segurança, igual a maior temperatura dos elementos estruturais conectados. Alternativamente, de forma mais precisa, a temperatura de uma ligação pode ser avaliada usando o valor do fator de massividade, aqui tomado igual à relação entre área exposta ao incêndio (ou área efetiva do material de proteção no caso de ligações com proteção contra incêndio) e o volume, do conjunto dos componentes da ligação.

**8.5.4.2** Para ligação entre viga e pilar e entre vigas, onde as vigas apóiam qualquer tipo de laje de concreto, a temperatura na estrutura com ou sem proteção contra incêndio pode ser obtida usando-se as seguintes regras:

- a temperatura dos componentes da ligação ao longo da altura da seção da viga, incluindo parafusos, chapas e cantoneiras, depende da posição na viga onde os mesmos se situam, podendo ser obtida com base na temperatura da mesa inferior da viga no meio do vão, conforme 8.5.4.3 e 8.5.4.4;
- a temperatura da mesa inferior no meio do vão pode ser obtida com os processos dados em 8.5.1, 8.5.2 ou 8.5.3, o que for aplicável.

**8.5.4.3** Se a altura da viga,  $d$ , é igual ou inferior a 400 mm, a variação de temperatura ao longo da altura é dada por (figura 5):

$$\theta_h = 0,88 \theta_o \left( 1 - 0,3 \frac{h_n}{d} \right)$$

Onde:

$\theta_h$  é a temperatura em uma determinada posição ao longo da altura da viga de aço;

$\theta_o$  é a temperatura da mesa inferior da viga de aço no meio do vão;

$h_n$  é a distância da face inferior da viga ao nível onde se deseja obter a temperatura;

$d$  é a altura da viga.

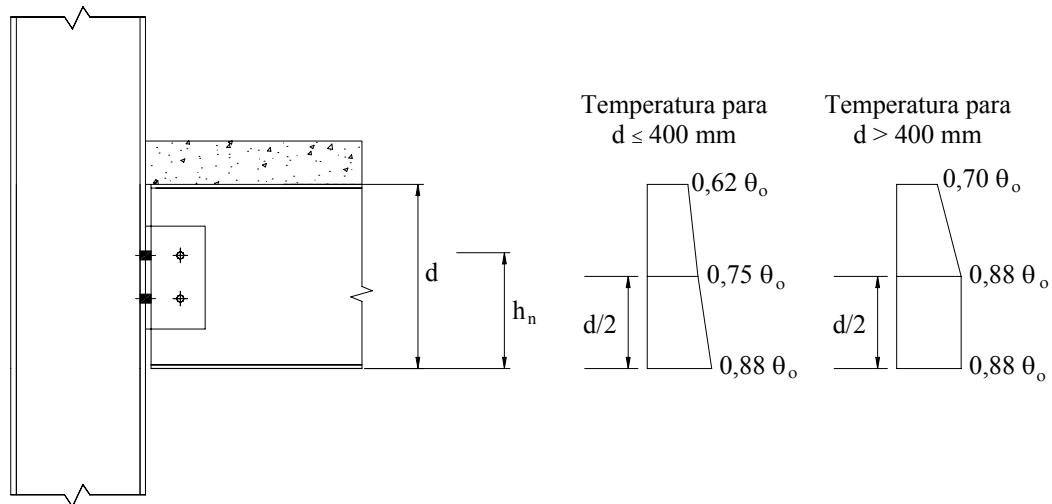
**8.5.4.4** Se a altura da viga,  $d$ , é maior que 400 mm, a variação de temperatura ao longo da altura é dada por (figura 5):

- quando  $h_n$  é igual ou inferior a  $d/2$

$$\theta_h = 0,88 \theta_o$$

- quando  $h_n$  é maior que  $d/2$

$$\theta_h = 0,88 \theta_o \left[ 1 + 0,2 \left( 1 - \frac{2h_n}{d} \right) \right]$$



**Figura 5 - Temperatura dos componentes de uma ligação ao longo da altura da viga**

## 9 Métodos avançados de dimensionamento

### 9.1 Generalidades

**9.1.1** São denominados métodos avançados de dimensionamento aqueles que proporcionam uma análise realística da estrutura e do cenário do incêndio e podem ser usados para elementos estruturais individuais com qualquer tipo de seção transversal, incluindo elementos estruturais mistos, para subconjuntos ou para estruturas completas, internas, externas ou pertencentes à vedação. Eles devem ser baseados no comportamento físico fundamental de modo a levar a uma aproximação confiável do comportamento esperado dos componentes da estrutura em situação de incêndio.

**9.1.2** Os métodos avançados podem incluir modelos separados para:

- o desenvolvimento e a distribuição de temperatura nas peças estruturais (análise térmica);
- o comportamento mecânico da estrutura ou de alguma de suas partes (análise estrutural).

**9.1.3** Quaisquer modos de ruína potenciais que não sejam cobertos pelo método empregado (incluindo flambagem local e colapso por cisalhamento) devem ser impedidos de ocorrer por meio de um projeto estrutural adequado.

**9.1.4** Os métodos avançados podem ser usados em associação com qualquer curva de aquecimento, desde que as propriedades do material sejam conhecidas para a faixa de temperatura considerada.

### 9.2 Análise térmica

**9.2.1** A análise térmica deve ser baseada em princípios reconhecidos e hipóteses da teoria de transferência de calor.

**9.2.2** O modelo de resposta térmica utilizado deve considerar:

- as ações térmicas relevantes indicadas em norma ou especificação brasileira ou estrangeira ou em bibliografia especializada;

- a variação das propriedades térmicas dos materiais com a temperatura, conforme a seção 5, ou de forma mais realística conforme bibliografia especializada.

**9.2.3** Os efeitos da exposição térmica não-uniforme e da transferência de calor a componentes de edifícios adjacentes devem ser incluídos quando forem relevantes.

**9.2.4** A influência de alguma umidade ou migração de umidade no material de proteção contra incêndio pode, a favor da segurança, ser desprezada.

### **9.3 Análise estrutural**

**9.3.1** A análise estrutural deve ser baseada em princípios reconhecidos e hipóteses da mecânica dos sólidos, levando em conta as alterações das propriedades mecânicas com a temperatura.

**9.3.2** Os efeitos das tensões e deformações induzidas termicamente devidos ao aumento de temperatura e às temperaturas diferenciais devem ser considerados.

**9.3.3** O modelo de resposta mecânica deve também considerar:

- os efeitos combinados de ações mecânicas, imperfeições geométricas e ações térmicas;
- as variações das propriedades do material em função do aumento da temperatura;
- os efeitos da não-linearidade geométrica;
- os efeitos da não-linearidade do material, incluindo os efeitos desfavoráveis do carregamento e descarregamento na rigidez estrutural.

**9.3.4** As deformações no estado limite último devem ser limitadas, quando necessário, para assegurar que a compatibilidade seja mantida entre todas as partes da estrutura.

**9.3.5** O modelo deve ser capaz de considerar o estado limite último pelo qual as deformações da estrutura podem causar colapso devido à perda de apoio adequado de um elemento estrutural.

**9.3.6** Na análise de elementos verticais isolados, uma imperfeição inicial no meio do comprimento, com valor máximo de 1/1000 deste, deve ser usada, quando não houver outra especificação relacionada à questão.

### **9.4 Validação**

**9.4.1** Uma verificação da precisão do método avançado de dimensionamento deve ser feita com base em resultados confiáveis de ensaios.

**9.4.2** Os resultados a serem verificados devem se referir ao menos às temperaturas, às deformações e aos tempos de resistência ao fogo.

**9.4.3** Os parâmetros fundamentais, relacionados, por exemplo, a comprimentos de flambagem, nível de carga, etc., devem ser conferidos rigorosamente para assegurar que o método avançado não contraria os princípios básicos da engenharia.



---

## **10 Reutilização da estrutura após um incêndio**

A estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for adequadamente verificada. Essa verificação pode eventualmente concluir que não existe necessidade de recuperação da estrutura se o incêndio foi de pequena severidade ou se a estrutura tinha a proteção necessária. Em caso contrário, deve ser projetada e executada a sua recuperação. Essa recuperação pressupõe que a estrutura volte a ter as características que apresentava antes do incêndio, incluindo todas as capacidades últimas e de serviço exigidas.

## Anexo A (normativo)

### Dimensionamento de vigas mistas aço-concreto

#### A.1 Aplicabilidade

**A.1.1** Este anexo apresenta a formulação para o dimensionamento por método simplificado de vigas mistas que possuam como componente de aço um perfil I ou uma treliça em situação de incêndio. Os perfis I devem possuir alma com:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde  $h$  é a altura e  $t_w$  a espessura da alma,  $E$  é o módulo de elasticidade e  $f_y$  a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

**A.1.2** As vigas mistas com componente de aço em perfil I podem ser apoiadas de forma que estejam submetidas a momento negativo (momento que comprime sua face superior) e as vigas mistas com componente de aço em treliça, denominadas treliças mistas aço-concreto, somente podem ser biapoiadas.

**A.1.3** Para componentes de aço diferentes dos citados em A.1.1, devem ser feitas as adaptações necessárias na formulação, mantendo o nível de segurança previsto.

#### A.2 Aquecimento da seção transversal em elementos internos

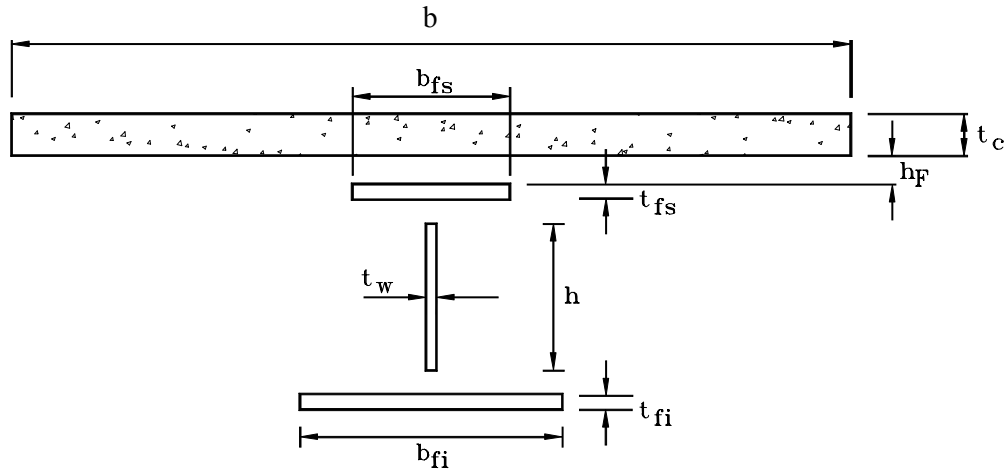
##### A.2.1 Componente de aço em perfil I

**A.2.1.1** Quando o componente de aço em perfil I não for envolvido por material de proteção contra incêndio ou possuir proteção tipo contorno, a distribuição de temperatura no mesmo deve ser tomada como não-uniforme, com a seção transversal dividida em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior), de acordo com a figura A.1. Neste caso:

- considera-se que não ocorra transferência de calor entre estas partes e nem entre a mesa superior e a laje de concreto;
- o acréscimo de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  das mesas inferior e superior da viga de aço durante o intervalo de tempo  $\Delta t$  deve ser determinado conforme 8.5.1.1 ou 8.5.1.2, respectivamente se o perfil de aço não for protegido ou tiver proteção tipo contorno;
- o fator de massividade  $u/A$  ou  $u_m/A$  deve ser determinado por:
  - para a mesa inferior:  $u/A$  ou  $u_m/A = 2(b_{fi} + t_{fi})/b_{fi}t_{fi}$
  - para a mesa superior:
    - \* sobreposta por laje maciça:  $u/A$  ou  $u_m/A = (b_{fs} + 2t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$

\* sobreposta por laje com fôrma metálica incorporada:  
 $u/A$  ou  $u_m/A = 2(b_{fs} + t_{fs})/b_{fs} t_{fs}$

- a temperatura da alma pode ser considerada igual à temperatura da mesa inferior.



**Figura A.1 - Divisão do componente de aço em perfil I para distribuição de temperatura**

**A.2.1.2** Para componentes de aço em perfil I com proteção tipo caixa, uma temperatura uniforme pode ser considerada no perfil. A elevação desta temperatura deve ser obtida conforme 8.5.1.2.

### A.2.2 Componente de aço em treliça

O aquecimento das barras constituintes da treliça deve ser obtido de acordo com 8.5.

### A.2.3 Laje de concreto

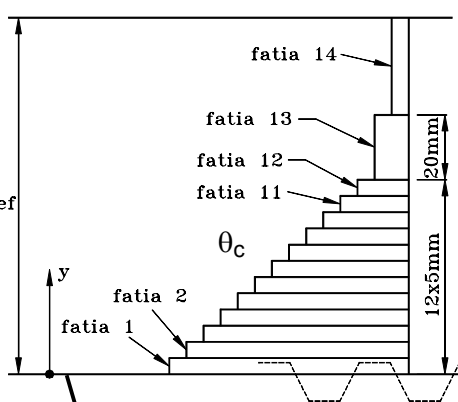
**A.2.3.1** As prescrições desta subseção podem ser usadas para lajes de concreto maciças ou com fôrma de aço incorporada com nervuras reentrantes ou trapezoidais, que obedeçam ao critério de isolamento térmico apresentado na subseção C.2.1.2 do anexo C desta Norma.

**A.2.3.2** A distribuição de temperatura pode ser tomada constante ao longo da largura efetiva  $b$  da laje de concreto.

**A.2.3.3** Para concreto de densidade normal, a variação de temperatura na altura da laje pode ser obtida da tabela A.1, dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

**Tabela A.1 - Variação de temperatura na altura das lajes de concreto de densidade normal**

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura $\theta_c$ [°C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos, de			
		30	60	90	120
1	≤ 5	535	705	754	-
2	5 a 10	470	642	738	754
3	10 a 15	415	581	681	754
4	15 a 20	350	525	627	697
5	20 a 25	300	469	571	642
6	25 a 30	250	421	519	591
7	30 a 35	210	374	473	542
8	35 a 40	180	327	428	493
9	40 a 45	160	289	387	454
10	45 a 50	140	250	345	415
11	50 a 55	125	200	294	369
12	55 a 60	110	175	271	342
13	60 a 80	80	140	220	270
14	≥ 80	60	100	160	210



Face inferior aquecida da laje maciça ou com fôrma de aço incorporada

Notas:

- 1) A altura efetiva  $h_{ef}$  para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida na subseção C.2.1.2 do anexo C;
- 2) No caso de laje maciça de concreto, a altura  $h_{ef}$  é igual à espessura da laje  $t_c$ .

**A.2.3.4** Para concreto de baixa densidade, a variação de temperatura na altura da laje deve ser obtida de norma ou especificação estrangeira, por análise térmica ou por meio de ensaios.

### A.3 Comportamento estrutural com laje de concreto de densidade normal

#### A.3.1 Conectores de cisalhamento

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em situação de incêndio,  $q_{fi,Rd}$ , deve ser determinada como em Q.4 (anexo Q) da NBR 8800:2004, tomando-se o coeficiente de resistência  $\gamma_{con}$  igual a 1,00, e substituindo-se:

- os valores da resistência característica à compressão,  $f_{ckn}$ , e do módulo de elasticidade,  $E_{cn}$ , do concreto de densidade normal à temperatura ambiente por  $k_{cn,0} f_{ckn}$  e  $k_{Ecn,0} E_{cn}$ , respectivamente, onde os fatores de redução em temperatura elevada dessas duas grandezas, respectivamente,  $k_{cn,0}$  e  $k_{Ecn,0}$ , devem ser obtidos na subseção 5.2.1, ambos para uma temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior da viga de aço;

- o valor da resistência à ruptura do aço do conector à temperatura ambiente,  $f_u$ , pelo produto  $k_{y,\theta} f_u$ , onde o fator de redução,  $k_{y,\theta}$ , deve ser obtido em 5.1.1.1 para uma temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior da viga de aço.

### A.3.2 Momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos positivos

**A.3.2.1** O momento fletor resistente de cálculo das vigas mistas em situação de incêndio,  $M_{fi,Rd}$ , nas regiões de momentos fletores positivos, pode ser determinado por teoria plástica, considerando-se a distribuição de temperatura na seção transversal obtida em A.2, e levando-se em conta a variação das propriedades dos materiais com a temperatura, de acordo com a seção 5.

**A.3.2.2** De forma simplificada, pode-se considerar a temperatura uniforme ao longo da altura da laje de concreto de densidade normal e igual a

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

onde  $h_{ef}$  foi definido na subseção A.2.4.3 (tabela A.1),  $n$  é o número de fatias em que a laje foi dividida, e  $\theta_{c,j}$  e  $e_j$ , respectivamente, a temperatura e a espessura das  $n$  fatias. Com este procedimento, o momento fletor resistente de cálculo,  $M_{fi,Rd}$ , pode ser determinado de acordo com as alíneas a), b), c) e d) a seguir, a que for aplicável:

a) Componente de aço em perfil I com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (figura A.2)

Ocorre se:

$$Q_{fi,Rd} \geq (A f_y)_{fi,a}$$

e

$$0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b t_c \geq (A f_y)_{fi,a}$$

com

$$(A f_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta_i} (b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta_s} (b_{fs} t_{fs})] f_y$$

onde  $k_{y,\theta_i}$  e  $k_{y,\theta_s}$  são os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço às temperaturas  $\theta_i$  e  $\theta_s$ , respectivamente, obtidos conforme 5.1.1.1. As temperaturas  $\theta_i$  e  $\theta_s$  são aquelas da mesa inferior e alma e da mesa superior da viga de aço, respectivamente, obtidas de acordo com a seção A.2 deste anexo.

Neste caso, tem-se que:

$$T_{fi,d} = (A f_y)_{fi,a}$$

$$C_{fi,d} = 0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b a$$

e, deve ser atendida a condição de equilíbrio

$$T_{f_i,d} = C_{f_i,d}$$

Assim:

$$a = \frac{(Af_y)_{f_i,a}}{0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b} \leq t_c$$

$$M_{f_i,Rd} = \beta_a k_{y,\theta i} f_y \left[ (b_{f_i} t_{f_i}) \left( d + h_F + t_c - \frac{t_{f_i} + a}{2} \right) + (ht_w) \left( t_{f_s} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] + k_{y,\theta s} f_y (b_{f_s} t_{f_s}) \left( h_F + t_c + \frac{t_{f_s} - a}{2} \right)$$

b) Componente de aço em perfil I com interação completa e linha neutra da seção plastificada neste componente (figura A.2)

Ocorre se:

$$Q_{f_i,Rd} \geq C_{f_i,d}$$

e

$$(Af_y)_{f_i,a} \geq 0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b t_c$$

com

$$C_{f_i,d} = 0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b t_c$$

$$(Af_y)_{f_i,a} = [k_{y,\theta i} (b_{f_i} t_{f_i} + ht_w) + k_{y,\theta s} (b_{f_s} t_{f_s})] f_y$$

Neste caso, as resultantes de compressão e de tração na viga de aço são representadas por  $C'_{f_i,d}$  e  $T_{f_i,d}$ , respectivamente, e deve-se ter:

$$T_{f_i,d} = C_{f_i,d} + C'_{f_i,d}$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço,  $y_p$ , e o momento fletor resistente de cálculo,  $M_{f_i,Rd}$ , podem ser assim determinadas:

- para  $C_{f_i,d} + k_{y,\theta s} (b_{f_s} t_{f_s}) f_y > k_{y,\theta i} (b_{f_i} t_{f_i} + ht_w) f_y$ , a linha neutra se situará na mesa superior, e

$$y_p = \frac{1}{2} \frac{(Af_y)_{f_i,a} - C_{f_i,d}}{k_{y,\theta s} b_{f_s} f_y}$$

$$M_{f_i,Rd} = \beta_a \left\{ \begin{aligned} & C_{f_i,d} \left( y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{f_s} \left[ \frac{y_p^2 + (t_{f_s} - y_p)^2}{2} \right] + \\ & + k_{y,\theta_i} f_y \left[ (b_{f_i} t_{f_i}) \left( d - \frac{t_{f_i}}{2} - y_p \right) + (h t_w) \left( \frac{h}{2} + t_{f_s} - y_p \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

com

$$y_c = t_c$$

- para  $C_{f_i,d} + k_{y,\theta_s} (b_{f_s} t_{f_s}) f_y < k_{y,\theta_i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) f_y$ , a linha neutra se situará na alma, e

$$y_p = \frac{1}{2} \frac{[k_{y,\theta_i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w + 2 t_{f_s} t_w) - k_{y,\theta_s} b_{f_s} t_{f_s}] f_y - C_{f_i,d}}{k_{y,\theta_i} t_w f_y}$$

$$M_{f_i,Rd} = \beta_a \left\{ \begin{aligned} & C_{f_i,d} \left( y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{f_s} t_{f_s} \left( y_p - \frac{t_{f_s}}{2} \right) + \\ & + k_{y,\theta_i} f_y \left[ t_w \frac{(y_p - t_{f_s})^2 + (h - y_p + t_{f_s})^2}{2} + b_{f_i} t_{f_i} \left( d - \frac{t_{f_i}}{2} - y_p \right) \right] \end{aligned} \right\}$$

com

$$y_c = t_c$$

c) Componente de aço em perfil I com interação parcial (figura A.3)

Ocorre se:

$$Q_{f_i,Rd} < 0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b t_c$$

e

$$Q_{f_i,Rd} < (A f_y)_{f_i,a}$$

com

$$(A f_y)_{f_i,a} = [k_{y,\theta_i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) + k_{y,\theta_s} (b_{f_s} t_{f_s})] f_y$$

A relação  $\eta_{f_i}$  entre  $Q_{f_i,Rd}$  e  $V_{f_i,Rd}$ , onde  $V_{f_i,Rd}$  é o menor valor entre  $(A f_y)_{f_i,a}$  e  $0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b t_c$ , não pode ser inferior ao valor estipulado para  $\eta$  em Q.2.3.1.1.2 da NBR 8800:2004. Se isto ocorrer, o número de conectores de cisalhamento na região de momento positivo deve ser aumentado.

Com estas condições cumpridas, tem-se:

$$C_{f_i,d} = Q_{f_i,Rd}$$

e para determinação da posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço,  $y_p$ , são válidas as expressões dadas na alínea b), usando-se no entanto este novo valor da força de compressão no concreto ( $C_{fi,d}$ ). Para determinação do momento fletor resistente de cálculo,  $M_{fi,Rd}$ , são válidas também as expressões da alínea b) com o novo valor de  $C_{fi,d}$ , e com

$$y_c = a$$

sendo

$$a = \frac{C_{fi,d}}{0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b}$$

Nas expressões dadas nas alíneas a), b) e c), as grandezas geométricas  $t_c$ ,  $d$ ,  $b_{fi}$ ,  $b_{fs}$ ,  $h$ ,  $t_{fi}$ , e  $t_{fs}$  estão representadas nas figuras A.1, A.2 e A.3, e

$b$  é a largura efetiva da laje;

$a$  é a espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, espessura considerada efetiva;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$Q_{fi,Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais em incêndio,  $q_{fi,Rd}$ , dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo (ver subseção A.3.1);

$h_F$  é a altura das nervuras da fôrma de aço;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

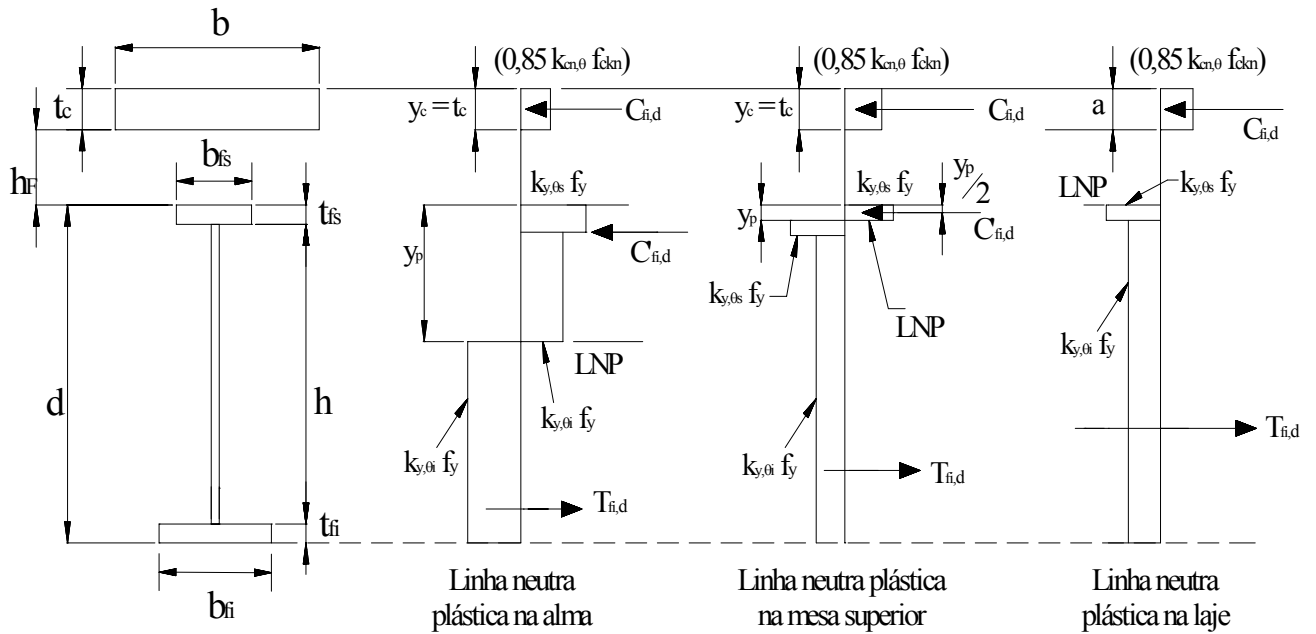
$k_{c,\theta}$  é o fator de redução da resistência característica do concreto à compressão em temperatura elevada, para a temperatura atingida pela laje de concreto;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada;

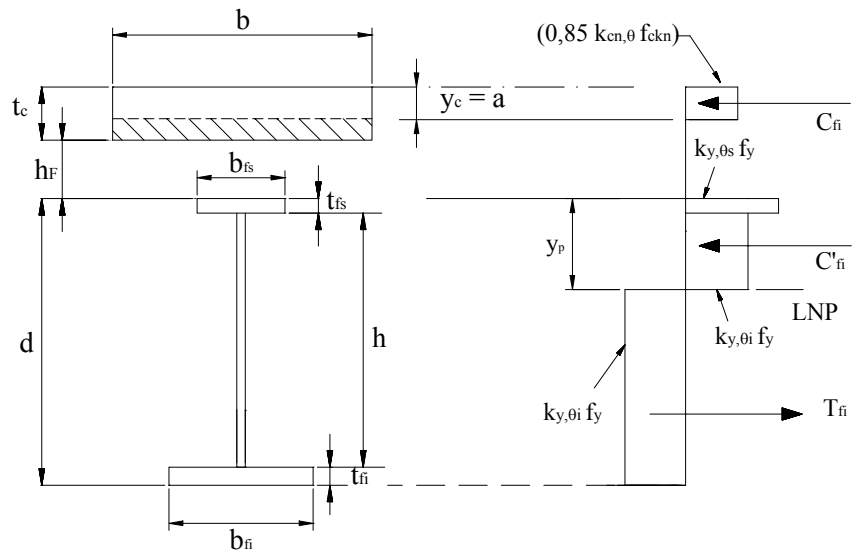
$t_w$  é a espessura da alma nos perfis I ou a soma das espessuras das almas nos perfis caixão;

$\beta_a$  é o coeficiente usado no dimensionamento da viga mista à temperatura ambiente, conforme Q.2.3.1.1.1 (anexo Q) da NBR 8800:2004.





**Figura A.2 - Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa**



**Figura A.3 - Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação parcial**

d) Treliça mista com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, isto é (figura A.4)

$$Q_{fi,Rd} \geq (A f_y)_{fi,bi}$$

$$0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b t_c \geq (A f_y)_{fi,bi}$$

com

$$(Af_y)_{fi,bi} = k_{y,\theta_{bi}} A_{bi} f_y$$

onde  $k_{y,\theta_{bi}}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço do banzo inferior ( $f_y$ ) à temperatura  $\theta_{bi}$  atingida pelo mesmo, de acordo com A.2.2, e  $A_{bi}$  é a área do banzo.

Neste caso, tem-se que:

$$T_{fi,d} = (Af_y)_{fi,bi}$$

$$C_{fi,d} = 0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b a$$

e, deve ser atendida a condição de equilíbrio

$$T_{fi,d} = C_{fi,d}$$

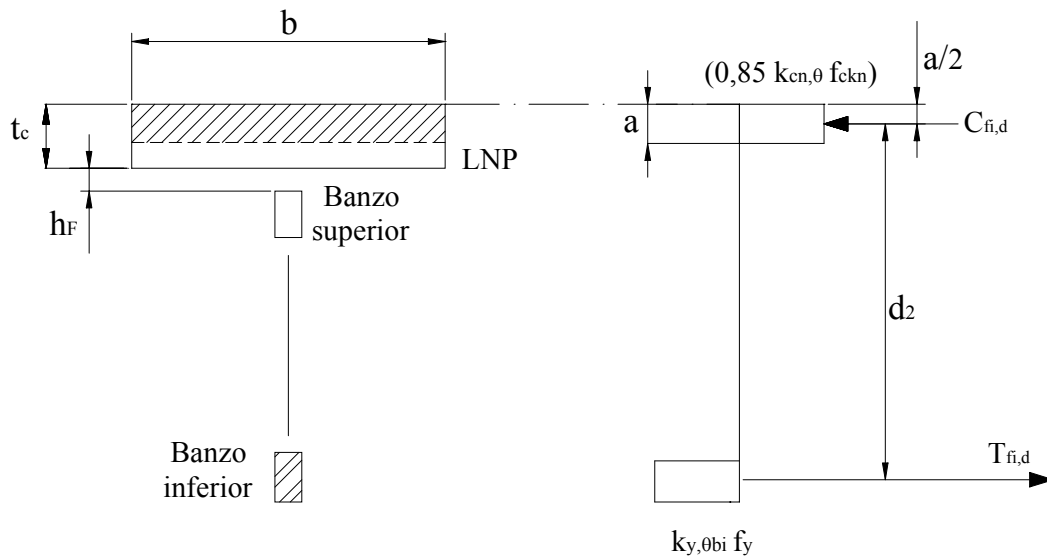
Assim:

$$a = \frac{T_{fi,d}}{0,85 k_{cn,\theta} f_{ckn} b} \leq t_c$$

e

$$M_{fi,Rd} = T_{fi,d} d_2$$

onde  $d_2$  é a distância entre os centros de gravidade do banzo inferior e o centro de gravidade da área comprimida da laje de concreto (o centro de gravidade da área comprimida de concreto situa-se a uma distância  $a/2$  da face superior da laje).



**Figura A.4 - Distribuição de tensões em treliças mistas**

### **A.3.3 Momento fletor resistentes de cálculo nas regiões de momentos negativos**

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio das vigas mistas, nas regiões de momentos negativos, pode ser determinada, com resultados favoráveis à segurança, de acordo com a subseção 8.4.3, desprezando-se a laje de concreto e a armadura longitudinal presente na largura efetiva desta laje. Valores mais precisos do momento fletor resistente podem ser obtidos de norma ou especificação estrangeira, a partir de resultados de ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro ou ainda de bibliografia especializada.

### **A.3.4 Força cortante resistente de cálculo**

**A.3.4.1** A força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio das vigas mistas com componente de aço em perfil I,  $V_{fi,Rd}$ , deve ser obtida como na subseção 8.4.3.3, para a temperatura da alma do perfil de aço determinada conforme A.2.1.

**A.3.4.2** Diagonais e montantes das vigas mistas com componente de aço em treliça devem ser dimensionados de acordo com 8.4.1 ou 8.4.2, o que for aplicável.

### **A.3.5 Vigas mistas contínuas ou semicontínuas com ligações mistas**

O comportamento das ligações mistas das vigas mistas contínuas e semicontínuas deve ser determinado, em todos os aspectos que influenciam no dimensionamento da viga, e de própria ligação, a partir de norma ou especificação estrangeira, de resultados de ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro ou ainda de bibliografia especializada.

## **A.4 Comportamento estrutural com laje de concreto de baixa densidade**

Se o concreto da laje for de baixa densidade, permanecerá válido todo o procedimento apresentado em A.3, observando-se o disposto em A.2.4.4 e substituindo-se:

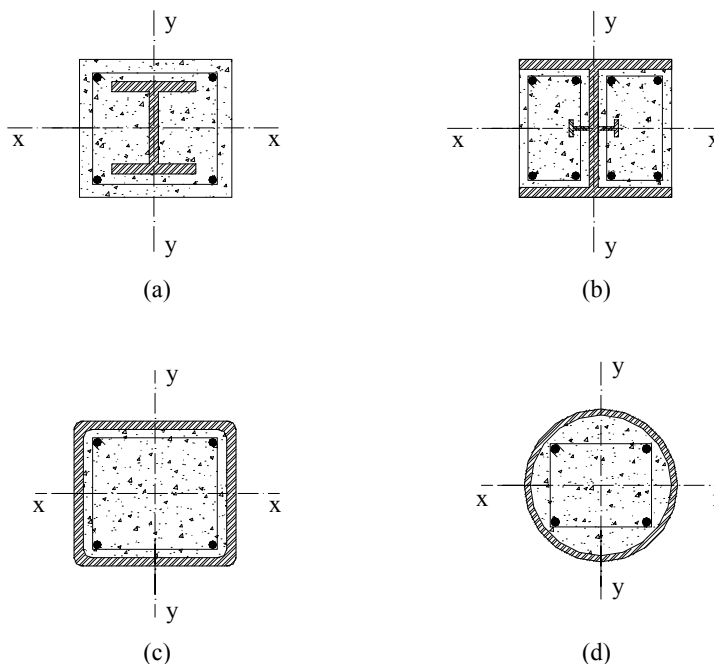
- os valores da resistência característica à compressão e do módulo de elasticidade do concreto de densidade normal à temperatura ambiente  $f_{ckn}$  e  $E_{cn}$  respectivamente, pelos valores destas propriedades do concreto de baixa densidade,  $f_{ckb}$  e  $E_{cb}$ ;
- os fatores de redução em temperatura elevada da resistência característica à compressão e do módulo de elasticidade do concreto de densidade normal,  $k_{cn,\theta}$  e  $k_{Ecn,\theta}$  respectivamente, pelos valores destes coeficientes do concreto de baixa densidade,  $k_{cb,\theta}$  e  $k_{Ecb,\theta}$ , dados em 5.2.1.

## Anexo B (normativo)

### Dimensionamento de pilares mistos aço-concreto

#### B.1 Aplicabilidade

**B.1.1** Este anexo trata do dimensionamento em situação de incêndio por métodos simplificados de pilares mistos constituídos por um perfil I ou H de aço totalmente revestido com concreto (figura B.1.a) ou parcialmente revestido com concreto (figura B.1.b) e constituídos por um perfil tubular circular ou retangular preenchido com concreto (figuras B.1.c e B.1.d), denominados respectivamente pilares mistos totalmente revestido com concreto, parcialmente revestido com concreto e preenchidos com concreto.



**Figura B.1 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.**

**B.1.2** Em B.2 e B.3 são apresentados respectivamente dois métodos simplificados, o tabular e o analítico, válidos apenas para pilares mistos com concreto de densidade normal.

#### B.2 Método tabular

##### B.2.1 Condições gerais

**B.2.1.1** O método tabular consiste do uso das tabelas B.1 a B.4, conforme B.2.2, B.2.3 e B.2.4, dependendo do tipo de seção transversal do pilar misto.

**B.2.1.2** As tabelas são válidas tanto para cargas axiais quanto para cargas excêntricas aplicadas, desde que:

- a) a estrutura seja contraventada (ver definição em 3.5);
- b) o incêndio seja limitado a somente uma andar e neste andar, o pilar esteja submetido à temperatura uniforme ao longo de seu comprimento;

c) os pilares possuam um comprimento máximo de 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal.

**B.2.1.3** A tabela B.1 somente pode ser usada para pilares com as extremidades totalmente impedidas de sofrer rotação, situação usual nos pilares contínuos de edifícios, de acordo com 8.4.2.1.4.

**B.2.1.4** Para se usar as tabelas B.3 e B.4, deve-se determinar o nível de carga, dado por:

$$\eta_{fi} = \frac{N_{fi,Sd}}{N_{Rd}}$$

Onde:

$N_{fi,Sd}$  é a força normal de compressão solicitante de cálculo no pilar em situação de incêndio;

$N_{Rd}$  é a força normal de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente, observando-se o disposto em B.2.1.5.

**B.2.1.5** No cálculo da força normal de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente,  $N_{Rd}$ , o comprimento de flambagem do pilar deve ser tomado igual a 2 vezes o comprimento do pilar em situação de incêndio, este último determinado de acordo com 8.4.2.1.4. Além disso, no caso de atuação de cargas excêntricas (ou momento fletor),  $N_{Rd}$  deve ser igual à máxima força normal que pode atuar no pilar, levando-se em conta a influência do momento fletor de acordo com o anexo R da NBR 8800.

**B.2.1.6** É permitida a interpolação linear entre todos os dados das tabelas, não podendo, no entanto, ser extrapolados os dados identificados por “-”.

## **B.2.2 Pilares mistos totalmente revestidos com concreto**

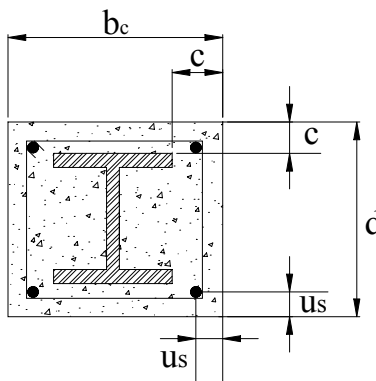
**B.2.2.1** Os pilares mistos constituídos por perfis I ou H de aço totalmente revestidos com concreto são classificados em função das dimensões externas  $d_c$  e  $b_c$ , do cobrimento  $c$  de concreto na seção de aço e da distância mínima  $u_s$  do eixo de uma barra da armadura à face do concreto, conforme as duas soluções alternativas apresentadas na tabela B.1.

**B.2.2.2** A armadura longitudinal do concreto deverá consistir de um mínimo de 4 barras de aço com diâmetro de 12,5 mm. Em todos os casos, os percentuais de armadura deverão satisfazer aos limites estabelecidos em R.1.3 (anexo R) da NBR 8800. As dimensões e o espaçamento das barras dos estribos devem obedecer a NBR 6118.

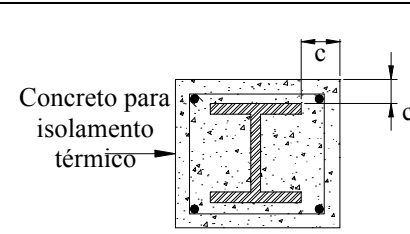
**B.2.2.3** Se o concreto envolvendo a seção de aço tem apenas função de isolamento térmico, os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30 min a 120 min podem ser atendidos com um cobrimento de concreto  $c$  do perfil de aço conforme a tabela B.2. Para o tempo requerido de resistência ao fogo de 30 min, é necessário aplicar o concreto apenas entre as mesas da seção de aço.

**B.2.2.4** Quando o concreto tem apenas função de isolamento térmico, deve ser colocada em volta do perfil de aço a armadura longitudinal mínima citada em B.2.2.3, aumentada se for o caso para manter um espaçamento máximo de 250 mm entre as barras em ambas as direções. A distância do eixo das barras da armadura longitudinal à superfície externa do pilar deverá ser no mínimo igual a 20 mm, não devendo, no entanto, exceder 50 mm.

**Tabela B.1 - Dimensões mínimas da seção transversal, cobrimento mínimo de concreto da seção de aço e distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura à face do concreto**

		Tempo requerido de resistência ao fogo (min)			
		30	60	90	120
1.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	150	180	220	300
1.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural $c$ (mm)	40	50	50	75
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm) ou	20	30	30	40
2.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	-	200	250	350
2.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural $c$ (mm)	-	40	40	50
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	20	20	30

**Tabela B.2 - Cobrimento de concreto com função apenas de isolamento térmico**

	Tempo requerido de resistência ao fogo (min)			
	30	60	90	120
Cobrimento de concreto $c$ (mm)	0	25	30	40

### B.2.3 Pilares mistos parcialmente revestidos com concreto

**B.2.3.1** Os pilares mistos constituídos por perfis I ou H de aço parcialmente revestidos com concreto são classificados em função do nível de carga  $\eta_{fi}$ , das dimensões externas  $d_c$  e  $b_c$ , da menor distância do eixo de uma barra da armadura à face do concreto,  $u_s$ , e da relação entre as espessuras da alma e da mesa do perfil,  $t_w/t_f$ , conforme especificado na tabela B.3.

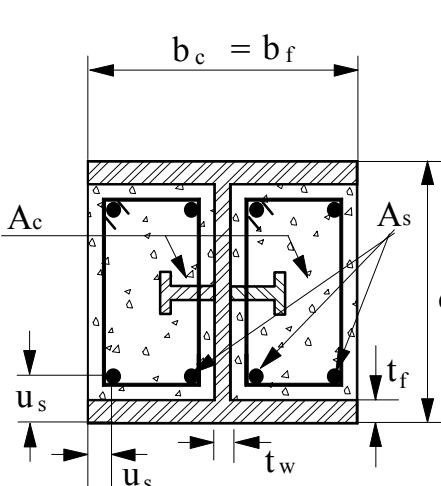
**B.2.3.2** A tabela B.3 somente pode ser usada se a razão de contribuição do aço  $\delta$ , obtida no dimensionamento à temperatura ambiente feito de acordo com o anexo R da NBR 8800:2004, não for superior a 0,4.

**B.2.3.3** Na determinação de  $N_{Rd}$  e de  $N_{fi,sd} = \eta_{fi} N_{Rd}$ , ao se usar a tabela B.3, taxas de armadura  $A_s/(A_c+A_s)$  maiores que 6% ou menores que 1% não poderão ser levadas em conta.

**B.2.3.4** A tabela B.3 deve ser usada para aços estruturais com resistência ao escoamento entre 250 MPa e 345 MPa e resistência à ruptura entre 400 MPa e 485 MPa.

**B.2.3.5** Na tabela B.3, a menor relação entre as espessuras de alma e da mesa do perfil de aço,  $t_w/t_f$  pode ser tomada como 0,6 em vez de 0,7, caso a altura  $d_c$  do perfil seja menor que 350 mm e a taxa de armadura  $A_s/(A_c+A_s)$  seja menor que 3%.

**Tabela B.3 - Dimensões mínimas da seção transversal, distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura à face do concreto e taxas  $t_w/t_f$**

		Tempo requerido de resistência ao fogo			
		(minuto)			
		30	60	90	120
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	160	260	300	300
1.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	40	40	50	60
1.3	Relação mínima entre as espessuras da alma e da mesa $t_w/t_f$	0,6	0,5	0,5	0,7
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	200	300	300	-
2.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	35	40	50	-
2.3	Relação mínima entre as espessuras da alma e da mesa $t_w/t_f$	0,6	0,6	0,7	-
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ (mm)	250	300	-	-
3.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	30	40	-	-
3.3	Relação mínima entre as espessuras da alma e da mesa $t_w/t_f$	0,6	0,7	-	-

## B.2.4 Pilares mistos preenchidos com concreto

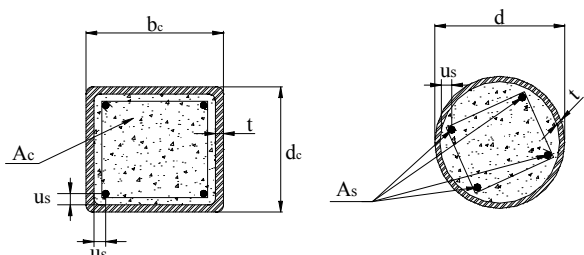
**B.2.4.1** Os pilares mistos constituídos por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto são classificados em função do nível de carga  $\eta_{fi}$ , da taxa de armadura  $A_s/(A_c+A_s)$ , das distâncias mínimas

entre os eixos das barras da armadura à face interna do perfil, e ainda das dimensões externas da seção transversal,  $d_c$  e  $b_c$  no caso de perfil de aço retangular, e o diâmetro  $d$  no caso de perfil de aço circular, conforme a tabela B.4.

**B.2.4.2** Na determinação de  $N_{Rd}$  e de  $N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Rd}$ , ao se usar a tabela B.4, as seguintes regras se aplicam:

- independentemente das características mecânicas do aço dos perfis tubulares, deve ser considerado para a resistência ao escoamento o valor máximo de 250 MPa;
- a espessura  $t$  da parede do perfil tubular retangular não pode exceder  $1/25$  de  $b_c$  ou de  $d_c$ , o que for menor e a do perfil tubular,  $1/25$  de  $d$ ;
- taxas de armadura  $A_s / (A_c + A_s)$  maiores que 3% não podem ser levadas em conta;
- o aço da armadura deve ser o CA-50 ou equivalente.

**Tabela B.4 - Dimensões mínimas da seção transversal, taxas mínimas de armadura e distâncias mínimas entre os eixos das barras da armadura à face do perfil.**

		Tempo requerido de resistência ao fogo (min)			
		30	60	90	120
Seção de aço: $(b_c/t) \geq 25$ e $(d_c/t) \geq 25$ ou $(d/t) \geq 25$					
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ ou diâmetro mínimo $d$ (mm)	160	200	220	260
1.2	Taxa mínima da armadura $A_s / (A_c + A_s)$ em %	0	1,5	3,0	6,0
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	30	40	50
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ ou diâmetro mínimo $d$ (mm)	260	260	400	450
2.2	Taxa mínima da armadura $A_s / (A_c + A_s)$ em %	0	3,0	6,0	6,0
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	-	30	40	50
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de $d_c$ e $b_c$ ou diâmetro mínimo $d$ (mm)	260	450	550	-
3.2	Taxa mínima da armadura $A_s / (A_c + A_s)$ em %	3,0	6,0	6,0	-
3.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura $u_s$ (mm)	25	30	40	-



## B.3 - Método analítico

### B.3.1 Procedimento Geral

**B.3.1.1** O procedimento de cálculo apresentado a seguir aplica-se aos pilares mistos citados em B.1.1, pertencentes a estruturas contraventadas e não contraventadas (ver definições respectivamente em 3.5 e 3.8).

**B.3.1.2** A força normal resistente de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,p\ell,Rd}$$

Onde:

$\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à curva de resistência à compressão  $c$  da NBR 8800, obtido a partir do índice de esbeltez reduzido  $\lambda_{o,\theta}$ , dado em B.3.1.3;

$N_{fi,p\ell,Rd}$  é a força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio, dada em B.3.1.4.

**B.3.1.3** A força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio é igual a:

$$N_{fi,p\ell,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{a\max,\theta}) + \sum_k (A_{s,\theta} f_{s\max,\theta}) + \sum_m (A_{c,\theta} f_{ckn,\theta})$$

Onde:

$\sum_j (A_{a,\theta} f_{a\max,\theta})$  é o somatório dos produtos da área dos elementos componentes do perfil de aço pelo limite de escoamento do aço do mesmo;

$\sum_k (A_{s,\theta} f_{s\max,\theta})$  é o somatório dos produtos da área das barras da armadura pelo limite de escoamento do aço das mesmas;

$\sum_m (A_{c,\theta} f_{ckn,\theta})$  é o somatório dos produtos dos elementos de área do concreto pela resistência característica à compressão deste material.

**B.3.1.4** O índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio do pilar misto é dado por:

$$\lambda_{o,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,p\ell,Rd}}{N_{fi,cr}}}$$

onde  $N_{fi,p\ell,Rd}$  é dada em B.3.1.3 e  $N_{fi,cr}$  é a carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio, dada em B.3.1.5.

**B.3.1.5** A carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio é definida por:

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff}}{\ell_{fi,\theta}^2}$$

Onde:

$\ell_{fi,\theta}$  é o comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio, conforme 8.4.2.1.4;

$(EI)_{fi,eff}$  é a rigidez efetiva do pilar misto à flexão, conforme B.3.1.6.

**B.3.1.6** A rigidez efetiva do pilar misto à flexão é dada por:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_a) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_s) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{cun,\theta} I_c)$$

Onde:

$E_{i,\theta}$  é o módulo de elasticidade da cada parte da seção transversal em situação de incêndio (o índice a relaciona-se ao perfil de aço, o índice s à armadura e o índice com a primeira letra c ao concreto – ver B.3.1.7);

$I_i$  é o momento de inércia de cada parte da seção transversal para flexão em torno do eixo de maior ou menor momento de inércia;

$\varphi_{i,\theta}$  é um coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas, cujos valores são obtidos em B.3.1.8.

**B.3.1.7** Para a parte de concreto,  $E_{cun,\theta}$  é o módulo de elasticidade secante deste material à temperatura em que o mesmo se encontra, na tensão de compressão  $f_{ckn,\theta}$ , dado por:

$$E_{cun,\theta} = \frac{f_{ckn,\theta}}{\varepsilon_{cun,\theta}}$$

onde  $f_{ckn,\theta}$ , e  $\varepsilon_{cun,\theta}$  devem ser obtidos conforme disposto em 5.2.1.

**B.3.1.8** O coeficiente de redução  $\varphi_{i,\theta}$ , que depende dos efeitos das tensões térmicas, para pilares mistos total ou parcialmente revestidos com concreto é dado na tabela B.5.

**Tabela B.5 - Coeficiente de redução  $\varphi_{i,\theta}$**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	Mesa do perfil $\varphi_{f,\theta}$	Alma do perfil $\varphi_{w,\theta}$	Concreto $\varphi_{c,\theta}$	Armadura $\varphi_{s,\theta}$
30	1,0	1,0	0,8	1,0
60	0,9	1,0	0,8	0,9
90	0,8	1,0	0,8	0,8
120	1,0	1,0	0,8	1,0

Para pilares mistos preenchidos com concreto, ao invés de  $\varphi_{f,\theta}$  e  $\varphi_{w,\theta}$  usa-se apenas um valor  $\varphi_{a,\theta}$  igual a  $\varphi_{f,\theta}$  da tabela B.5.

**B.3.1.9** Os momentos fletores resistentes de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio, para flexão em torno dos eixos de maior e menor momento de inércia,  $M_{x,fi,p\ell,Rd}$  e  $M_{y,fi,p\ell,Rd}$ , devem ser determinados pelo mesmo processo usado para determinação destes momentos à temperatura ambiente, dado no anexo R da NBR 8800:2004, tomando a resistência do escoamento do aço do perfil, das barras da armadura longitudinal e a resistência característica à compressão do concreto em situação de incêndio (os valores dessas resistências podem variar ao longo da seção transversal) e multiplicando o resultado obtido por 0,80, para levar em conta o efeito das tensões térmicas.

**B.3.1.10** Para os efeitos combinados de força normal e momento fletor, deve ser usado o processo dado em 8.4.4, com as seguintes observações:

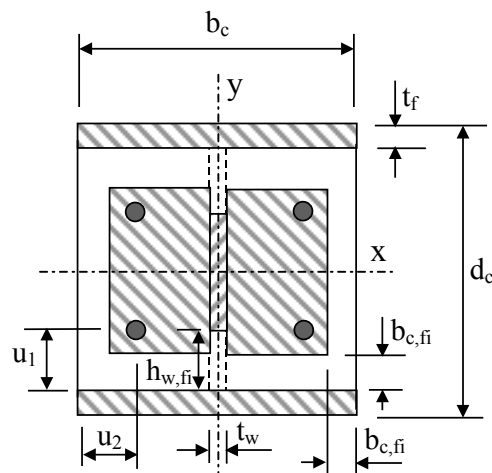
- a)  $N_{fi,Rd}$  é determinado conforme B.3.1.2;
- b)  $M_{x,fi,Rd}$  e  $M_{y,fi,Rd}$  são substituídos por  $M_{x,fi,p\ell,Rd}$  e  $M_{y,fi,p\ell,Rd}$ , respectivamente, obtidos conforme B.3.1.9;
- c) na determinação do coeficiente  $B_1$ ,  $N_{fi,e}$  é substituído por  $N_{fi,cr}$ , dado em B.3.1.5.

## **B.3.2 Procedimento específico para pilares mistos parcialmente revestidos com concreto**

### **B.3.2.1 Condições gerais**

**B.3.2.1.1** O procedimento de cálculo apresentado a seguir aplica-se apenas aos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto, pertencentes a estruturas contraventadas (ver definição em 3.5), com instabilidade e flexão em relação ao eixo de menor momento de inércia do perfil metálico (eixo y), com as seguintes condições atendidas (figura B.2):

- a) altura da seção transversal  $d_c$  variando de 230 mm a 1100 mm, obedecendo-se o disposto na alínea d);
- b) largura da seção transversal  $b_c$  (igual à largura das mesas do perfil de aço) variando de 230 mm a 500 mm, obedecendo-se o disposto na alínea d);
- c) porcentagem de armadura longitudinal de aço em relação à área de concreto variando de 1% a 6%;
- d) para tempo requerido de resistência ao fogo igual ou superior a 90 minutos, as dimensões  $b_c$  e  $d_c$  devem ser de, no mínimo, 300 mm.



**Figura B.2 - Seção transversal reduzida para dimensionamento em situação de incêndio**

Além disso, o comprimento de flambagem em situação de incêndio,  $\ell_{f,\theta}$ , deve ser inferior ou igual a  $13,5 b_c$ , mas no máximo igual a  $10 b_c$  quando:

- o tempo requerido de resistência ao fogo for inferior a 90 minutos, com  $230 \text{ mm} \leq b_c < 300 \text{ mm}$  ou  $d_c/b_c > 3$ ;
- o tempo requerido de resistência ao fogo igual ou superior a 90 minutos, com  $d_c/b_c > 3$ .

**B.3.2.1.2** Para determinação da força normal de plastificação de cálculo,  $N_{fi,p\ell,Rd}$ , e da rigidez efetiva,  $(EI)_{fi,eff}$ , do pilar misto em situação de incêndio, a seção transversal deve ser dividida em 4 componentes:

- mesas do perfil de aço;
- alma do perfil de aço;
- concreto entre as mesas e a alma do perfil de aço;
- armadura longitudinal.

Cada componente deve ser avaliado com base nas suas propriedades mecânicas em situação de incêndio em função do tempo requerido de resistência ao fogo.

**B.3.2.1.3** Os valores da força normal de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva da seção transversal devem ser obtidos pela soma dos valores correspondentes aos 4 componentes citados em B.3.2.1.2, dados de B.3.2.2 a B.3.2.5, respectivamente.

### **B.3.2.2 Mesas do perfil de aço**

**B.3.2.2.1** A temperatura média nas mesas do perfil de aço deve ser determinada por:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (u / A)$$

Onde:

$t$  é o tempo requerido de resistência ao fogo, em minuto;

$u = 2(d_c + b_c)$ , em metro;

$V = d_c b_c$ , em metro quadrado;

$\theta_{o,t}$  é a temperatura inicial em grau Celsius dada na tabela B.6;

$k_t$  é um coeficiente empírico dado na tabela B.6.

**Tabela B.6 - Temperatura inicial e coeficiente empírico para a determinação da temperatura média nas mesas do perfil**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	$\theta_{o,t}$ [°C]	$k_t$ [m°C]
30	550	9,65
60	680	9,55
90	805	6,15
120	900	4,65

**B.3.2.2.2** Para a temperatura  $\theta_{f,t}$ , a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço das mesas do perfil,  $f_{y,\theta,f}$  e  $E_{\theta,f}$  são dados por:

$$f_{y,\theta,f} = f_y k_{y,\theta}$$

$$E_{\theta,f} = E k_{E,\theta}$$

Onde:

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

$k_{y,\theta}$  é o fator de redução para a resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada, conforme 5.1.1.1;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;

$k_{E,\theta}$  é o fator de redução para o módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada, conforme 5.1.1.1.

**B.3.2.2.3** Os valores da força normal de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva das duas mesas do perfil de aço em situação de incêndio são dados por:

$$N_{f_i,p\ell,Rd,f} = 2 b_c t_f f_{y,\theta,f}$$

$$(EI)_{f_i,ef,f} = \frac{E_{\theta,f} t_f b_c^3}{6}$$

### B.3.2.3 Alma do perfil de aço

**B.3.2.3.1** Uma parte da alma do perfil de aço de altura  $h_{w,fi}$ , a partir da face interna das duas mesas, deve ser desprezada. Essa parte é dada por (figura B.2):

$$h_{w,fi} = 0,5(d_c - 2t_f) \left( 1 - \sqrt{1 - 0,16 \left( \frac{H_t}{d_c} \right)} \right)$$

onde  $H_t$  é fornecido pela tabela B.7.

**Tabela B.7 - Valor de  $H_t$  para a determinação de  $h_{w,fi}$**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	$H_t$ [mm]
30	350
60	770
90	1100
120	1250

**B.3.2.3.2** A resistência ao escoamento da alma do perfil de aço em situação de incêndio é dado por:

$$f_{y,\theta,w} = f_y \sqrt{1 - \left( 0,16 \frac{H_t}{d_c} \right)}$$

**B.3.2.3.3** Os valores da força normal de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva da alma do perfil de aço em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,p\ell,Rd,w} = t_w (d_c - 2t_f - 2h_{w,fi}) f_{y,\theta,w}$$

$$(EI)_{fi,eff,w} = \frac{E (d_c - 2t_f - 2h_{w,fi}) t_w^3}{12}$$

### B.3.2.4 Concreto entre as mesas e a alma do perfil de aço

**B.3.2.4.1** Uma camada externa do concreto deve ser desprezada no cálculo (figura B.2), cuja espessura,  $b_{c,fi}$ , é dada pela tabela B.8, na qual  $(u/A)_p$  é o fator de massividade da seção mista, igual a (ver figura B.2):

$$(u/A)_p = \frac{d_c + b_c}{d_c b_c}$$

**Tabela B.8 - Espessura  $b_{c,fi}$  da camada externa do concreto a ser desprezada no cálculo**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	$b_{c,fi}$ [mm]
30	4,0
60	15,0
90	$0,5 (u/A)_p + 22,5$
120	$2,0 (u/A)_p + 24,0$

**B.3.2.4.2** A temperatura média no concreto  $\theta_{c,t}$  é dada em função do fator de massividade da seção,  $(u/A)_p$ , e do tempo requerido de resistência ao fogo, por meio da tabela B.9.

**Tabela B.9 - Temperatura média no concreto  $\theta_{c,t}$** 

30		60		90		120	
$(u/A)_p$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$(u/A)_p$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$(u/A)_p$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$(u/A)_p$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

**B.3.2.4.3** Para a temperatura  $\theta_{c,t}$ , a resistência característica à compressão do concreto,  $f_{ckn,\theta}$ , é obtida conforme 5.2.1 e o módulo de elasticidade do concreto,  $E_{cun,\theta}$ , conforme B.3.1.7

**B.3.2.4.4** Os valores da força normal de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva do concreto em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,pf,Rd} = 0,86[(d_c - 2t_f - 2b_{c,fi})(b_c - t_w - 2b_{c,fi}) - A_s]f_{ckn,\theta}$$

$$(EI)_{fi,eff,c} = E_{cun,\theta} \left\{ \left[ (d_c - 2t_f - 2b_{c,fi}) \frac{(b_c - 2b_{c,fi})^3 - t_w^3}{12} \right] - I_s \right\}$$

onde  $A_s$  é a seção transversal da armadura, 0,86 é um fator empírico de ajuste e  $I_s$  é o momento de inércia das barras da armadura com relação ao eixo de menor inércia da seção mista.

### B.3.2.5 Armadura longitudinal

**B.3.2.5.1** O fator de redução  $k_{ys,\theta}$  da resistência ao escoamento e o fator de redução  $k_{Es,\theta}$  do módulo de elasticidade das barras da armadura são apresentados respectivamente nas tabelas B.10 e B.11, em função do tempo requerido de resistência ao fogo e da média geométrica  $u_{sm}$  das distâncias dos eixos das barras até as faces externas do concreto, determinada conforme B.3.2.5.2.

**Tabela 10 - Fator de redução  $k_{ys,\theta}$  para o limite de escoamento das barras da armadura**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	$u_{sm}$ (mm)				
	40	45	50	55	60
30	1	1	1	1	1
60	0,789	0,883	0,976	1	1
90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
30	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

**Tabela 11 - Fator de redução  $k_{Es,\theta}$  para o módulo de elasticidade das barras da armadura**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	$u_{sm}$ (mm)				
	40	45	50	55	60
30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
30	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

**B.3.2.5.2** A média geométrica  $u_{sm}$  das distâncias  $u_1$  e  $u_2$  (figura B.2) é dada por:

- se  $(u_1 - u_2)$  em módulo for igual ou inferior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_1 u_2}$$

- se  $(u_1 - u_2)$  for superior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_2 (u_2 + 10)}$$

- se  $(u_2 - u_1)$  for superior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_1 (u_1 + 10)}$$

Onde:

$u_1$  é a distância, em milímetro, do eixo da barra da armadura à face interna da mesa do perfil metálico;

$u_2$  é a distância, em milímetro, do eixo da barra da armadura à superfície externa do concreto.

**B.3.2.5.3** Os valores da força normal de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva das barras da armadura em situação de incêndio são dados por:

$$N_{f_i,p\ell,Rd,s} = A_s k_{ys,\theta} f_{ys}$$

$$(EI)_{f_i,eff,s} = k_{Es,\theta} E_s I_s$$



Onde:

$f_{ys}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura à temperatura ambiente;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura à temperatura ambiente.

### B.3.2.6 Força axial de compressão resistente de cálculo

**B.3.2.6.1** Os valores da força normal de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva da seção transversal em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,p\ell,Rd} = N_{fi,p\ell,Rd,f} + N_{fi,p\ell,Rd,w} + N_{fi,p\ell,Rd,c} + N_{fi,p\ell,Rd,s}$$

$$(EI)_{fi,eff} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,eff,f} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,eff,w} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,eff,c} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,eff,s}$$

onde  $\varphi_{i,\theta}$  é o coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas, dado na tabela B.5.

**B.3.2.6.2** A carga de flambagem de Euler em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff}}{\ell_{f\ell,\theta}^2}$$

onde  $\ell_{f\ell,\theta}$  é o comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio, conforme 8.4.2.1.4.

**B.3.2.6.3** O índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio do pilar misto é dado por:

$$\lambda_{o,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,p\ell,Rd}}{N_{fi,cr}}}$$

**B.3.2.6.4** Tendo por base o índice de esbeltez reduzido do pilar  $\lambda_{o,\theta}$  e a curva c de resistência à compressão da NBR 8800, obtém-se o coeficiente de redução  $\chi_{fi}$  e a força normal de compressão resistente de cálculo do pilar misto em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,p\ell,Rd}$$

### B.3.2.7 Força excêntrica

**B.3.2.7.1** Para um pilar submetido a uma força normal com excentricidade  $\mu$ , a força normal de compressão resistente de cálculo  $N_{fi,Rd,\mu}$  do pilar misto é dada por:

$$N_{fi,Rd,\mu} = N_{fi,Rd} \left( \frac{N_{Rd,\mu}}{N_{Rd}} \right)$$

onde  $N_{fi,Rd}$  é dado em B.3.2.6 e  $N_{Rd}$  e  $N_{Rd,\mu}$  representam respectivamente a força normal de compressão resistente de cálculo, sem excentricidade, e a força normal resistente de cálculo em caso de força excêntrica atuante no dimensionamento à temperatura ambiente, observando-se o disposto em B.2.1.5, inclusive para cálculo de  $N_{Rd,\mu}$ , e B3.2.7.2.

**B.3.2.7.2** O ponto de aplicação da força excêntrica atuante deve permanecer dentro da seção transversal do pilar misto.

#### **B.4 Disposições construtivas**

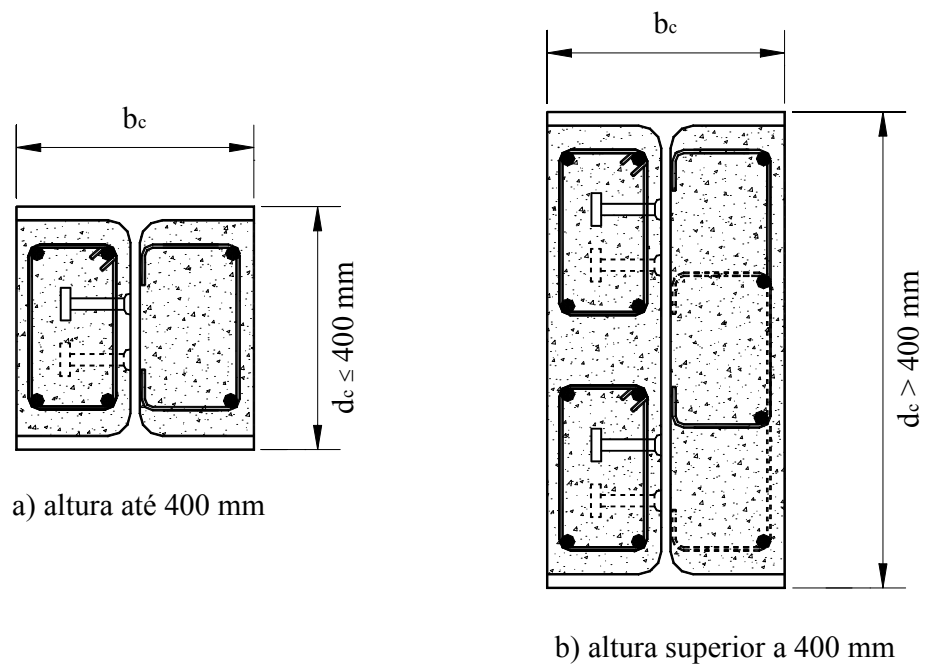
Para que os métodos de cálculo simplificados sejam válidos, devem ser obedecidas as seguintes disposições construtivas:

a) Nos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto

- o concreto entre as mesas do perfil de aço deve ser ligado à alma por meio de estribos soldados na alma do perfil ou penetrando na alma através de furos e abraçando as barras da armadura longitudinal posicionadas de ambos os lados da alma ou por meio de estribos e conectores de cisalhamento pino com cabeça soldados na alma do perfil de aço, conforme mostra a figura B.3;
- o espaçamento entre os estribos ao longo do comprimento do pilar não pode exceder 500 mm, devendo-se também atender as prescrições da NBR 6118;
- a disposição das armaduras e dos estribos deve obedecer a figura B.3, sendo função da altura da seção transversal (os estribos podem também penetrar na alma através de furos, conforme citado anteriormente).

b) nos pilares mistos preenchidos com concreto:

- não deve ser colocado nenhum elemento adicional para união entre o perfil de aço e o concreto do pilar na altura delimitada pela ligação da viga;
- a armadura longitudinal do concreto, caso exista, deve ser mantida em sua posição por meio de estribos e espaçadores;
- o espaçamento dos estribos ao longo do comprimento do pilar não poderá exceder 15 vezes o menor diâmetro das barras da armadura longitudinal do concreto;
- antes da concretagem, em cada andar do edifício, deverão ser executados furos com diâmetro mínimo de 20 mm na parede do perfil tubular de aço, espaçados entre si de no máximo 5 m, sendo obrigatoriamente um na base e outro no topo do pilar.



**Figura B.3 - Disposições construtivas para pilares parcialmente revestidos concreto**

/ANEXO C

## Anexo C (normativo)

### Dimensionamento de lajes mistas aço-concreto

#### C.1 Aplicabilidade

Este anexo trata do dimensionamento em situação de incêndio por método simplificado de lajes mistas aço-concreto, também chamadas de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, apoiadas na direção perpendicular às nervuras.

#### C.2 Verificação estrutural

##### C.2.1 Lajes sem material de proteção

###### C.2.1.1 Generalidades

**C.2.1.1.1** As regras apresentadas em C.2.1.2 e C.2.1.3 são aplicáveis à verificação em situação de incêndio de lajes simplesmente apoiadas ou contínuas, quando expostas ao incêndio pela face inferior, não se levando em conta os efeitos de restrição à deformação axial.

**C.2.1.1.2** Pela presença da fôrma de aço, considera-se previamente satisfeito o critério de estanqueidade.

**C.2.1.1.3** A resistência em situação de incêndio de laje de concreto com fôrma de aço incorporada, com ou sem armadura adicional, pode ser considerada de no mínimo 30 minutos, desde que seja verificado o critério de isolamento térmico de acordo com C.2.1.2.

###### C.2.1.2 Isolamento térmico

**C.2.1.2.1** Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura efetiva da laje,  $h_{ef}$ , calculada de acordo com C.2.1.2.2, deverá ser maior ou igual ao valor dado na tabela C.1, conforme o tempo requerido de resistência ao fogo.

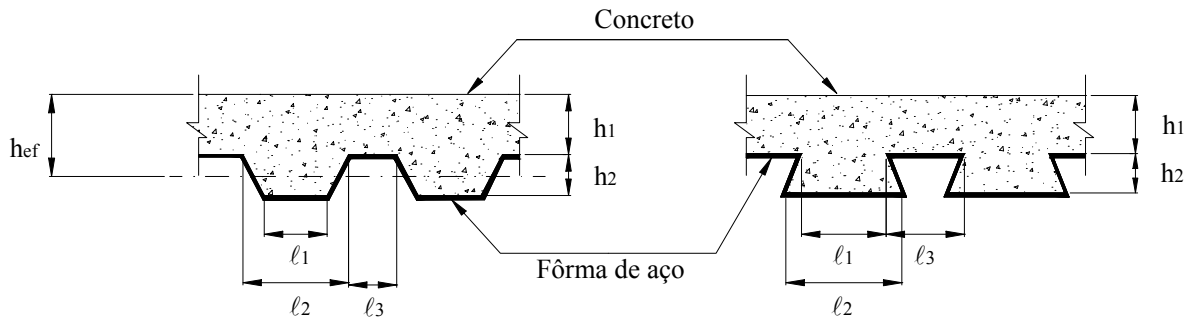
**Tabela C.1 - Espessura efetiva mínima**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	Espessura efetiva mínima $h_{ef}$ (mm)
30	60
60	80
90	100
120	120

**C.2.1.2.2** A espessura efetiva da laje deverá ser calculada pela seguinte fórmula:

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3}$$

onde as dimensões  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $\ell_1$ ,  $\ell_2$  e  $\ell_3$  são definidas na figura C.1. Se  $\ell_3 > 2 \ell_1$ , a espessura efetiva deverá ser tomada igual a  $h_1$ .



**Figura C.1 - Dimensões da seção transversal da laje**

**C.2.1.2.3** Caso a laje seja revestida na face superior por material incombustível, sua espessura efetiva, no critério de isolamento térmico, poderá ser reduzida de uma espessura equivalente em concreto do material de revestimento, calculada em função da relação entre as condutividades térmicas dos dois materiais.

**C.2.1.2.4** Quando for usado concreto de baixa densidade, os valores da tabela C.1 poderão ser reduzidos em 10%.

### **C.2.1.3 Resistência ao carregamento**

#### **C.2.1.3.1 Generalidades**

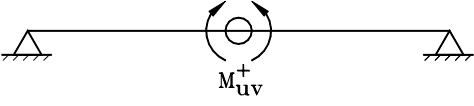
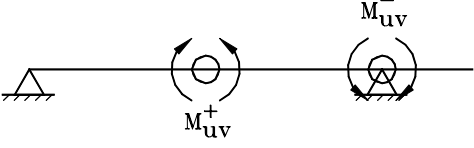
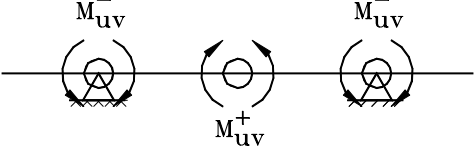
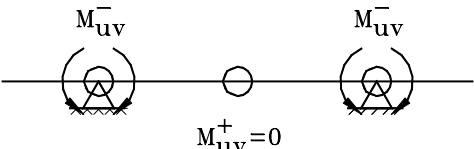
**C.2.1.3.1.1** A resistência ao carregamento de lajes com fôrma de aço incorporada em situação de incêndio será considerada adequada se a resistência, determinada conforme C.2.1.3.2 e C.2.1.3.3, não for menor que o efeito do carregamento, obtido de acordo com a subseção 6.2. Pode ser ainda utilizado o método alternativo apresentado em C.2.1.3.4.

**C.2.1.3.1.2** A resistência ao carregamento em situação de incêndio poderá ser calculada com base na análise plástica global, utilizando-se as prescrições dadas neste anexo.

**C.2.1.3.1.3** Para cada sistema estático, as condições de ruína podem ser formuladas, desde que o momento plástico e a geometria da laje sejam conhecidos. Com base nos procedimentos descritos nas subseções seguintes, uma distribuição plástica de momento fletor pode ser estabelecida, como por exemplo na tabela C.2.

**C.2.1.3.1.4** Para determinação do momento fletor resistente de cálculo supõe-se que o incêndio ocorra sempre abaixo da laje.

**Tabela C.2 - Condições de colapso para lajes**

	Sistema estático	Condições de colapso
Sem armadura negativa		$M_{uv}^+ \leq q \frac{L^2}{8}$ ou $q \geq 8 \frac{M_{uv}^+}{L^2}$
Armadura negativa e positiva		$M_{uv}^+ + 0,45M_{uv}^- \leq q \frac{L^2}{8}$ ou $q \geq \frac{(8M_{uv}^+ + 3,6M_{uv}^-)}{L^2}$
		$M_{uv}^+ + M_{uv}^- \leq q \frac{L^2}{8}$ ou $q \geq \frac{8(M_{uv}^+ + M_{uv}^-)}{L^2}$
Sem armadura positiva		$M_{uv}^- \leq q \frac{L^2}{8}$ ou $q \geq 8 \frac{M_{uv}^-}{L^2}$

**C.2.1.3.2 Momento fletor positivo resistente de cálculo**

**C.2.1.3.2.1** O momento fletor positivo resistente de cálculo da laje corresponde ao momento de plastificação, obtido com base no diagrama de tensões na seção da laje (tomada com uma largura igual à considerada para o momento fletor solicitante de cálculo) totalmente plastificada. No cálculo deste momento, devem ser determinadas as forças de tração proporcionada pela armadura positiva e pelos componentes da fôrma de aço (mesa inferior, alma e mesa superior) e a força de compressão proporcionada pelo concreto, forças estas que devem estar em equilíbrio, aplicando-se as regras apresentadas de C.2.1.3.2.2 a C.2.1.3.2.5. Do lado da segurança, as contribuições de eventual armadura negativa ou tela soldada e do concreto tracionado são desprezadas. Opcionalmente, pode-se também desprezar a contribuição da fôrma de aço.

**C.2.1.3.2.2** A força de compressão proporcionada pelo concreto poderá ser tomada à temperatura ambiente, levando-se em conta o efeito Rüsçh.

**C.2.1.3.2.3** A força proporcionada pela armadura positiva é igual ao produto de sua área pelo limite de escoamento, este último tomado à temperatura  $\theta_s$ . A temperatura da armadura  $\theta_s$  pode ser obtida por meio da expressão seguinte, válida para qualquer posição no interior da nervura:

$$\theta_s = a_0 + a_1 \left( \frac{y}{h_2} \right) + a_2 z + a_3 \varphi_s + a_4 \alpha + a_5 \ell_3$$

onde:

y é a distância da armadura à face inferior da fôrma em milímetros;

z é um parâmetro que indica a posição da armadura, dado pela expressão:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f3}}}$$

sendo  $u_{f1}$ ,  $u_{f2}$ , e  $u_{f3}$  as distâncias, em milímetro, do eixo da barra da armadura em relação à fôrma de aço, como especificado na figura C.2;

$\varphi_s$  é o parâmetro de configuração da mesa superior da fôrma, dado pela expressão:

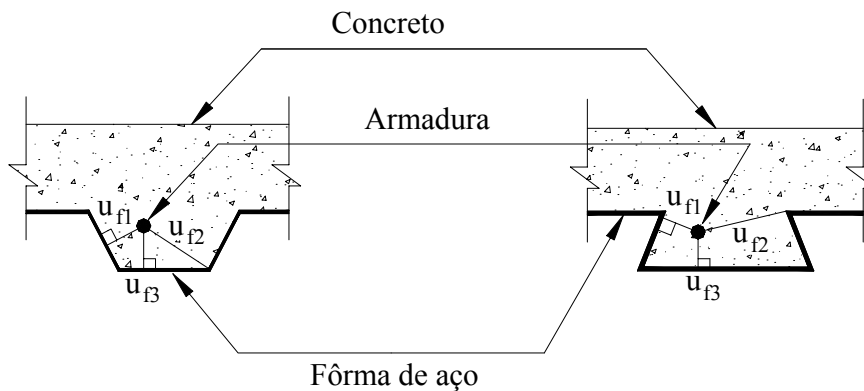
$$\varphi_s = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(\ell_3 + \frac{\ell_1 - \ell_2}{2}\right)^2} + \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{\ell_1 - \ell_2}{2}\right)^2}}{\ell^3}$$

$\alpha$  é o ângulo entre a alma da fôrma e o eixo horizontal, em grau, dado pela expressão:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2h_2}{\ell_1 - \ell_2}\right)$$

$a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$  e  $a_5$  são coeficientes dados na tabela C.3 em função do tempo requerido de resistência ao fogo e do tipo do concreto;

$\ell_1$ ,  $\ell_2$ ,  $\ell_3$  e  $h_2$  são dados na figura C.1.



**Figura C.2 - Posição geométrica da armadura**

**Tabela C.3 - Coeficientes para determinação da temperatura na armadura**

Tipo de concreto	Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	a <sub>0</sub> (°C)	a <sub>1</sub> (°C)	a <sub>2</sub> (°C mm <sup>0,5</sup> )	a <sub>3</sub> (°C/mm)	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub> (°C/mm)
Densidade normal	60	1161	-250	-240	-5,01	1,04	0,20
	90	1301	-256	-235	-5,30	1,39	0,28
	120	1345	-238	-227	-4,79	1,68	0,29
Baixa densidade	60	1308	-242	-292	-6,11	1,63	0,20
	90	1352	-240	-269	-5,46	2,24	0,20
	120	1368	-230	-253	-4,44	2,47	0,20

**C.2.1.3.2.4** O limite de escoamento da armadura na temperatura  $\theta_s$  poderá ser calculada com os fatores de redução para o limite de escoamento dos aços (trefilados ou laminados, o que for aplicável) dados em 5.1.1.1.

**C.2.1.3.2.5** A força proporcionada pela fôrma de aço, caso se opte por considerar a resistência da mesma no dimensionamento, poderá ser calculada com os fatores de redução para o limite de escoamento dos aços laminados, dados em 5.1.1.1, utilizando-se as temperaturas calculadas pela expressão:

$$\theta_i = a_0 + a_1\beta + a_2\varphi_s + a_3\varphi_s^2 + a_4\ell_3$$

onde:

$\theta_i$  é a temperatura de cada parte componente da fôrma, ou seja, a mesa inferior, a alma e a mesa superior;

$\beta$  é a relação entre a superfície da fôrma exposta ao incêndio e a área da seção transversal de concreto dentro da nervura, dada pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{\frac{1}{2}h_2(\ell_1 + \ell_2)}{\ell_2 + 2\sqrt{h_2^2 + \frac{1}{2}(\ell_1 - \ell_2)^2}}$$

$h_2$ ,  $\ell_1$ ,  $\ell_2$  e  $\ell_3$  são mostrados na figura C.1;

$a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$  são coeficientes dados na tabela C.4 para cada parte componente da fôrma em função do tempo requerido de resistência ao fogo e do tipo do concreto.



**Tabela C.4 - Coeficientes para determinação da temperatura nas partes da fôrma de aço**

Tipo de concreto	Partes da fôrma de aço	Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	a <sub>0</sub> (°C)	a <sub>1</sub> (°C/mm)	a <sub>2</sub> (°C)	a <sub>3</sub> (°C)	a <sub>4</sub> (°C/mm)
Densidade normal	Mesa superior	60	895	0,40	-3,40	212,64	-270,81
	Alma		650	0,13	-2,74	521,41	-356,64
	Mesa inferior		300	0,28	-1,94	973,59	-530,96
	Mesa superior	90	981	0,29	-2,37	148,08	-187,47
	Alma		808	0,15	-2,08	411,10	-304,98
	Mesa inferior		553	0,25	-1,60	720,76	-409,90
	Mesa superior	120	1034	0,23	-1,85	112,17	-144,93
	Alma		903	0,16	-1,78	327,51	-256,03
	Mesa inferior		696	0,24	-1,50	582,32	-341,41
Baixa densidade	Mesa superior	60	928	0,22	-1,85	102,76	-136,15
	Alma		774	0,08	-1,49	336,65	-238,20
	Mesa inferior		557	0,19	-1,10	638,05	-365,49
	Mesa superior	90	997	0,16	-1,37	80,66	-105,65
	Alma		895	0,09	-1,25	257,10	-202,27
	Mesa inferior		731	0,15	-0,96	478,54	-291,46
	Mesa superior	120	1043	0,13	-1,08	63,43	-83,39
	Alma		966	0,10	-1,08	199,67	-161,59
	Mesa inferior		844	0,15	-0,90	343,69	-206,11

**C.2.1.3.3 Momento fletor negativo resistente de cálculo**

**C.2.1.3.3.1** O momento fletor negativo resistente de cálculo da laje corresponde ao momento de plastificação, obtido com base no diagrama de tensões na seção da laje (tomada com uma largura igual à considerada para o momento fletor solicitante de cálculo) totalmente plastificada. No cálculo deste momento, devem ser determinadas as forças de tração proporcionada pela armadura negativa e a força de compressão proporcionada pelo concreto, forças estas que devem estar em equilíbrio, aplicando-se as regras apresentadas de C.2.1.3.2.2 a C.2.1.3.2.5. Do lado da segurança, as contribuições de eventual armadura positiva, do concreto tracionado e da fôrma de aço são desprezadas.

**C.2.1.3.3.2** O momento fletor negativo resistente de cálculo poderá ser obtido utilizando-se uma seção transversal reduzida, na qual despreza-se a parte da seção transversal com temperatura superior à temperatura limite, calculada pela expressão seguinte (a resistência da parte restante poderá ser tomada à temperatura ambiente):

$$\theta_{\text{lim}} = a_0 + a_1 N_s + a_2 \varphi_s + a_3 \varphi_s^2 + a_4 \ell_3$$

onde:

$N_s = A_s f_{ys}$  é a força normal resistente da armadura negativa (produto da área pela resistência ao escoamento das barras da armadura);

$a_0, a_1, a_2, a_3, a_4$  são coeficientes dados na tabela C.5 em função do tempo requerido de resistência ao fogo e do tipo do concreto.

**Tabela C.5 - Coeficientes para determinação da temperatura limite**

Tipo de concreto	Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	$a_0$ (°C)	$a_1$ (°C/N)	$a_2$ (°C/mm)	$a_3$ (°C)	$a_4$ (°C/mm)
Densidade normal	60	876	-0,00022	-9,97	-163	0,39
	90	1051	-0,00025	-11,63	-202	0,60
	120	1133	-0,00028	-11,39	-217	0,64
Baixa densidade	60	1136	-0,00023	-12,38	-305	0,72
	90	1227	-0,00026	-11,84	-315	0,68
	120	1271	-0,00029	-10,92	-313	0,66

**C.2.1.3.3.3** A isoterma para a temperatura limite pode ser determinada com base em quatro pontos característicos, conforme mostrado na figura C.3, cujas coordenadas são dadas pelas expressões seguintes:

$$x_1 = 0$$

$$y_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 - \ell_2}}\right)^2}$$

$$x_2 = \frac{\ell_2}{2} - y_1 \left(\frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha}\right)$$

$$y_2 = y_1$$

$$x_3 = \frac{\ell_1}{2} - \frac{b}{\sin \alpha}$$

$$y_3 = h_2$$

$$x_4 = \frac{\ell_1}{2}$$

$$y_4 = h_2 + b$$

onde:

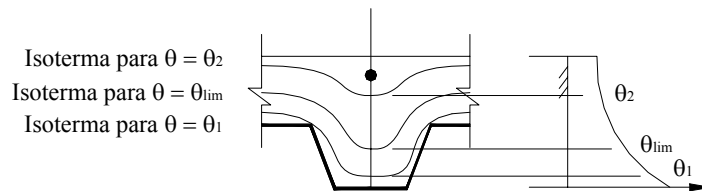
$$b = \frac{\ell_1}{2} \operatorname{sen} \alpha \left( \frac{1 - \sqrt{a^2 - 4ac}}{a} \right)$$

com

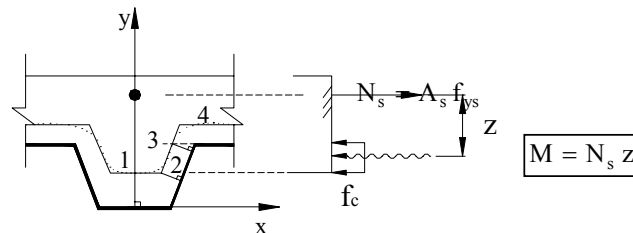
$$a = \ell_1 \operatorname{sen} \alpha \left( \frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}} \right)^2$$

$$c = -8(1 + \sqrt{1+a}), \text{ para } a \geq 8$$

$$c = +8(1 + \sqrt{1+a}), \text{ para } a < 8$$



a) Distribuição da temperatura na seção transversal



b) Esquema para isoterma específica  $\theta = \theta_{lim}$

**Figura C.3 - Esquema das isotermas**

**C.2.1.3.3.4** O parâmetro  $z$  deve ser determinado por meio da expressão dada em C.2.1.3.2.3, tomando-se  $\theta_s = \theta_{lim}$  e  $y/h_2 = 0,75$ .

**C.2.1.3.3.5** Caso  $y_1$ , calculado em C.2.1.3.3.3, seja igual ou superior a  $h_2$ , deve-se desprezar o concreto dentro das nervuras. A laje deverá então ser calculada como de espessura uniforme igual à espessura de concreto acima da fôrma de aço, conforme C.2.1.3.3.7 a C.2.1.3.3.9.

**C.2.1.3.3.6** Alternativamente ao processo dado de C.2.1.3.3.2 a C.2.1.3.3.5, a laje poderá ser calculada como de espessura uniforme igual à espessura equivalente calculada em C.2.1.2, conforme C.2.1.3.3.7 a C.2.1.3.3.9.

**C.2.1.3.3.7** A variação da temperatura através da espessura da laje poderá ser calculada com base na tabela A.1 do anexo A, de acordo com o tempo requerido de resistência ao fogo, sendo que, para concreto de baixa densidade, os valores desta tabela podem ser reduzidos em 10%.

**C.2.1.3.3.8** A resistência do concreto em temperatura elevada poderá ser calculada com os fatores de redução dados em 5.2.1.

**C.2.1.3.3.9** A resistência da armadura da parte tracionada da laje poderá ser calculada à temperatura ambiente.

#### **C.2.1.3.4 Método alternativo**

**C.2.1.3.4.1** Para cada tempo requerido de resistência ao fogo, a resistência ao carregamento das lajes mistas aço-concreto em situação de incêndio será considerada adequada se a espessura de concreto acima da fôrma não for menor que os valores dados na tabela C.6, se a estrutura de suporte da laje possuir comprovadamente pelo menos a mesma resistência a incêndio da laje e se forem atendidos os requisitos de C.2.1.3.4.2.

**Tabela C.6 - Espessura mínima do concreto acima da fôrma de aço**

Tempo requerido de resistência ao fogo (minuto)	Espessura mínima do concreto (mm)	
	Densidade normal	Baixa densidade
60	90	65
90	100	75
120	110	85

**C.2.1.3.4.2** As vigas de suporte da laje deverão ser dimensionadas como vigas mistas de acordo com esta norma e devem possuir conectores de cisalhamento com espaçamento não superior à largura da fôrma ou 800 mm, o que for menor. Além disto, a fôrma deverá ser ancorada às vigas de suporte em todas as nervuras por meio de solda bujão ou conectores de cisalhamento.

#### **C.2.2 Lajes com material de proteção**

**C.2.2.1** Pode-se aumentar a resistência em situação de incêndio de lajes mistas usando-se os seguintes meios de proteção:

- pulverização de material de proteção térmica na face inferior da fôrma de aço;
- colocação de forros suspensos que proporcionem proteção térmica (neste caso, deve-se comprovar, por meio de ensaios ou por métodos construtivos recomendados por normas ou especificações estrangeiras, que os mesmos mantenham-se íntegros durante a ocorrência do incêndio).

**C.2.2.2** A espessura efetiva mínima necessária para se garantir o critério de isolamento térmico de acordo com C.2.1.2 poderá ser reduzida de uma espessura equivalente em concreto do material de proteção, calculada em função da relação entre as condutividades térmicas dos dois materiais.

**C.2.2.3** O critério de resistência ao carregamento é considerado atendido se a temperatura da fôrma de aço não ultrapassar 450°C.

## **Anexo D (normativo)**

### **Detalhes construtivos para estruturas mistas**

#### **D.1 Generalidades**

**D.1.1** Os detalhes construtivos devem, em princípio, garantir o nível exigido da união entre as partes de aço e de concreto, tanto nos pilares mistos como nas vigas mistas em situação de incêndio. Se isto não ocorrer, as partes de aço e de concreto da seção mista devem atender os requisitos de resistência ao fogo independentemente.

**D.1.2** Nos pilares mistos constituídos por um perfil de aço tubular preenchido com concreto e por um perfil de aço I ou H parcialmente revestido com concreto, conectores de cisalhamento não podem ser ligados diretamente a regiões sem proteção do perfil de aço. No entanto, consoles para apoio de vigas com conectores de cisalhamento internos, envolvidos por concreto, podem ser usados (ver figuras D.3 e D.4-a).

**D.1.3** Sendo usada solda para ligação de uma parte de aço diretamente exposta ao fogo a uma outra parte protegida, tal solda deve ter a resistência necessária para assegurar a transmissão dos esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio.

**D.1.4** Nas superfícies de concreto expostas diretamente ao fogo, para reduzir o perigo de esfoliação (“spalling”), o cobrimento das armaduras deve situar-se entre 20 mm e 50 mm. Na hipótese do cobrimento exceder 50 mm, uma malha adicional de aço deve ser colocada próxima da superfície exposta (com cobrimento entre 20 mm e 50 mm).

**D.1.5** Nos casos em que o concreto que envolve o perfil de aço tem função apenas de isolamento térmico, barras de armadura com diâmetro mínimo de 4 mm e espaçamento máximo de 250 mm em ambas as direções devem ser colocadas em volta da seção, devendo-se atender ainda o disposto em D.1.4.

#### **D.2 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos**

##### **D.2.1 Generalidades**

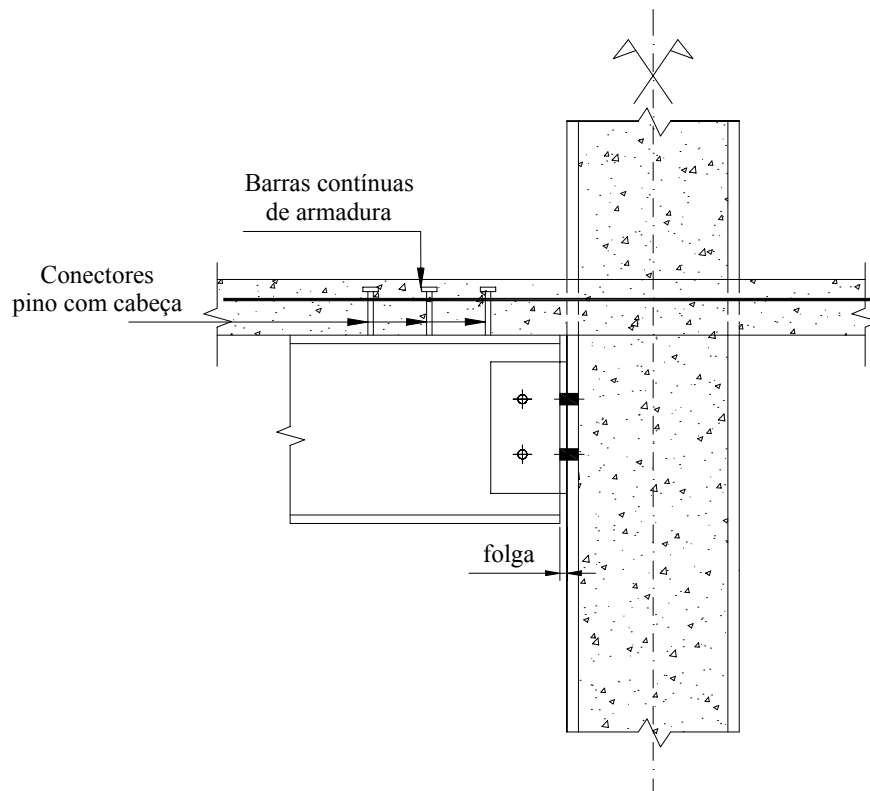
**D.2.1.1** As ligações entre vigas mistas e pilares mistos devem ser projetadas e construídas de forma que suportem os esforços solicitantes de cálculo para o mesmo tempo requerido de resistência ao fogo do componente estrutural que transmite tais esforços.

**D.2.1.2** Nas ligações de elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio, deve ser aplicada a mesma proteção do componente estrutural que transmite os esforços solicitantes.

**D.2.1.3** As vigas mistas podem ser apoiadas em consoles ou ser parafusadas a chapas soldadas no perfil de aço do pilar misto. No primeiro caso, os detalhes construtivos devem garantir que a viga não deslizará sobre o console durante a fase de resfriamento, de modo a desprender-se do apoio.

**D.2.1.4** As ligações projetadas de acordo com as figuras D.2 a D.4 devem ter resistência ao fogo compatível com os requerimentos dos componentes estruturais adjacentes. No entanto, admite-se o uso de consoles sem proteção soldados no pilar misto com vigas de aço envolvidas por material de proteção contra incêndio.

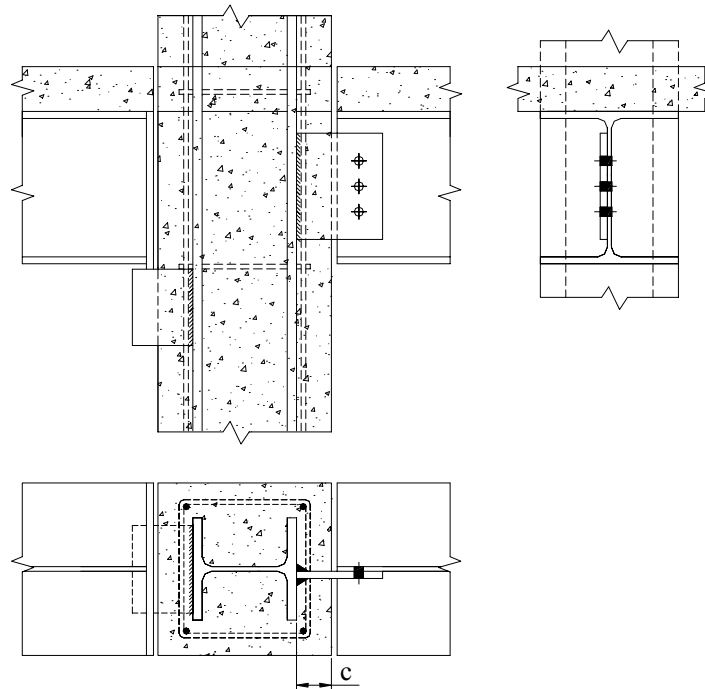
**D.2.1.5** Mesmo que a viga tenha sido projetada como simplesmente apoiada, um momento negativo pode ocorrer nos apoios em decorrência da continuidade da armadura da laje de concreto e da ligação do perfil de aço da viga transmitir força de compressão (ver figura D.1). Este momento negativo sempre ocorre em situação de incêndio se a folga entre a extremidade da viga e a face do pilar for menor que 10 mm ou situar-se entre 10 mm e 15 mm com o vão da viga superando 5 m.



**Figura D.1 - Ocorrência de momento negativo nos apoios das vigas**

### **D.2.2 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos totalmente revestidos por concreto**

Consoles ou chapas de cisalhamento, de acordo com a figura D.2, podem ser soldados diretamente à mesa do perfil de aço do pilar misto para apoiar a viga mista.



**Figura D.2 - Exemplos de ligação de viga a pilar misto totalmente envolvido com concreto**

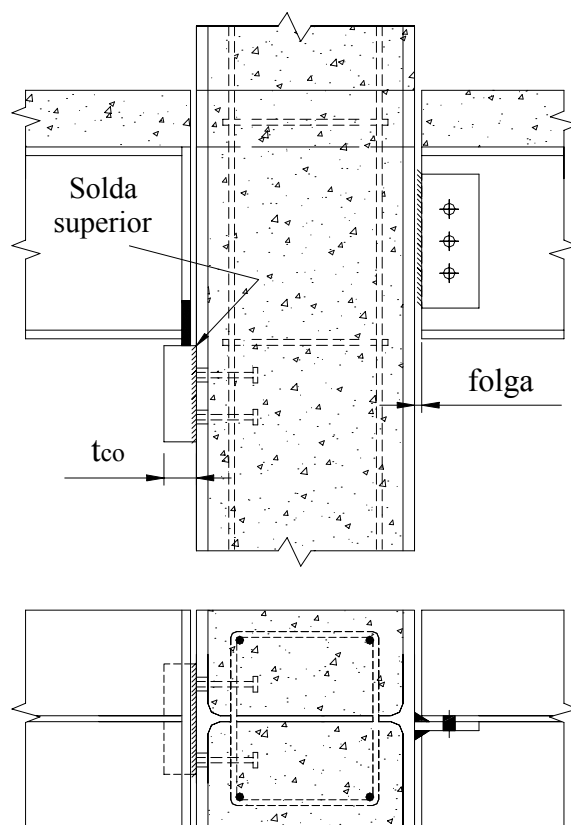
### **D.3 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos parcialmente revestidos por concreto**

**D.3.1** Conectores de cisalhamento pino com cabeça adicionais devem ser colocados se forem usados consoles sem proteção (figura D.3), internamente ao perfil de aço, em oposição aos consoles, uma vez que as soldas estarão diretamente expostas ao fogo. A resistência ao cisalhamento dos conectores deve ser verificada de acordo com A.3.1 (anexo A), com a temperatura dessas peças igual à temperatura média do console.

**D.3.2** Os conectores de cisalhamento pino com cabeça adicionais não são necessários se o console sem proteção:

- tiver uma espessura mínima ( $t_{c0}$ ) de 80 mm;
- for continuamente soldado pelos quatro lados à mesa do pilar, e;
- tiver a solda superior, protegida contra radiação direta, com espessura mínima de 1,5 vez a espessura das soldas dos outros três lados e dimensionada à temperatura ambiente para resistir a pelo menos 40% da força cortante solicitante de cálculo.

**D.3.3** Se forem usadas chapas de cisalhamento, a folga entre a extremidade da viga e a face do pilar não necessitará de nenhuma proteção adicional se for menor que 10 mm (figura D.3).



**Figura D.3 - Exemplos de ligação de viga a pilar misto parcialmente revestido com concreto**

#### **D.4 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos preenchidos com concreto**

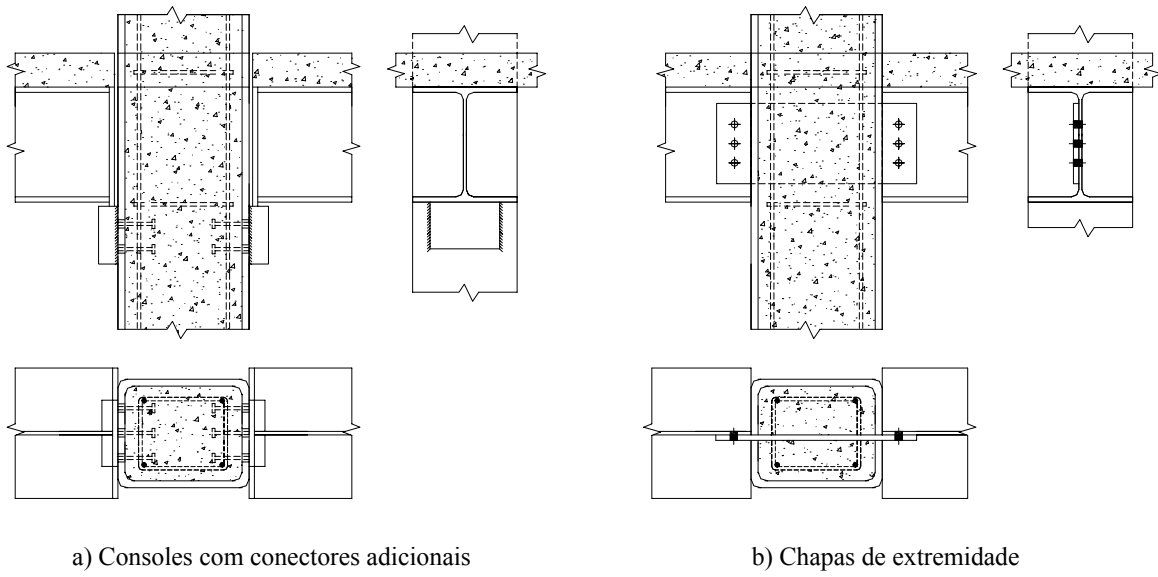
**D.4.1** As vigas mistas podem ser ligadas a pilares mistos preenchidos com concreto por meio de console ou chapa de extremidade (figura D.4).

**D.4.2** Os esforços solicitantes devem ser transmitidos por meios adequados da viga para o núcleo de concreto do pilar misto.

**D.4.3** Se forem usados consoles sem proteção, a transferência de força cortante deve ser assegurada por meio de conectores de cisalhamento adicionais (figura D.4-a). A resistência ao cisalhamento dos conectores deve ser verificada de acordo com A.3.1 (anexo A), com a temperatura dessas peças igual à temperatura média do console.

**D.4.4** Se forem usadas chapas de cisalhamento, estas devem penetrar no pilar e ser soldadas a ambas as paredes opostas (figura D.4-b).





**Figura D.4 - Exemplos de ligação de viga a pilar mistos preenchido com concreto**

## Anexo E (normativo)

### Propriedades térmicas do aço

#### E.1 Introdução

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços estruturais com a temperatura são dadas em E.2, E.3 e E.4, respectivamente. Deve-se, no entanto, observar o disposto em 5.1 para aços estruturais com propriedades diferentes das apresentadas.

#### E.2 Alongamento

**E.2.1** O alongamento do aço ( $\Delta\ell_a/\ell_a$ ) pode ser determinado da seguinte forma (figura E.1):

- para  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}$$

- para  $750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 1,1 \times 10^{-2}$$

- para  $860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}$$

Onde:

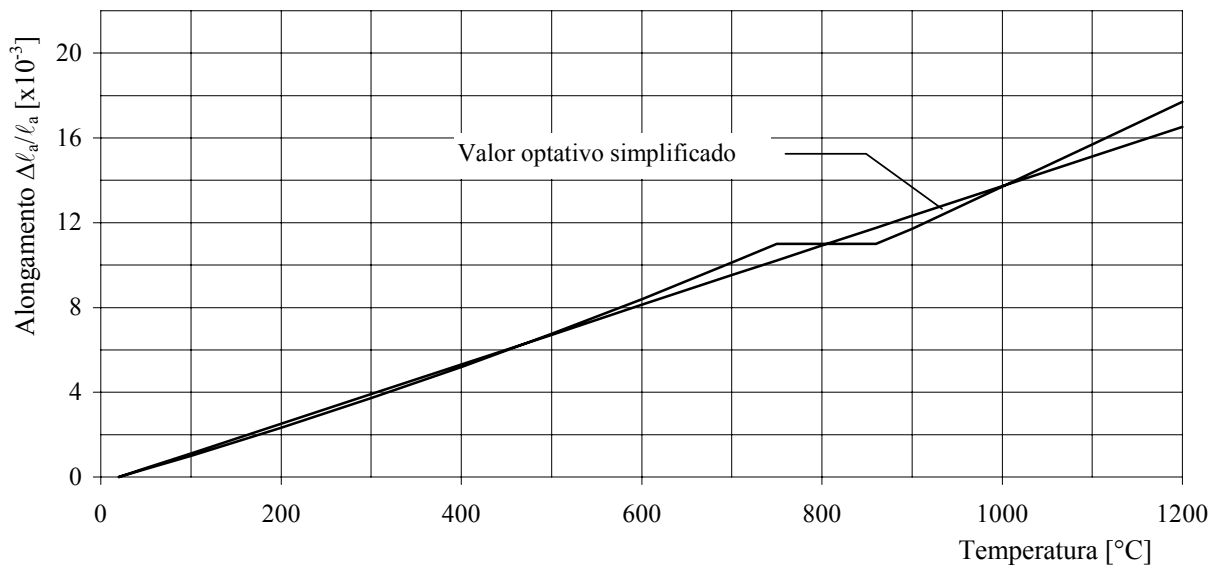
$\ell_a$  é o comprimento da peça de aço a  $20^\circ\text{C}$ ;

$\Delta\ell_a$  é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;

$\theta_a$  é a temperatura do aço, em grau Celsius.

**E.2.2** Conforme especificado em 5.1.2, de forma simplificada, a relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser considerada constante. Neste caso, pode ser adotado o seguinte valor para o alongamento (figura E.1):

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$



**Figura E.1 - Alongamento do aço em função da temperatura**

### E.3 Calor Específico

**E.3.1** O calor específico do aço ( $c_a$ ), em joule por quilograma e por grau Celsius ( $J/kg^{\circ}C$ ), pode ser determinado da seguinte forma (figura E.2):

- para  $20^{\circ}C \leq \theta_a < 600^{\circ}C$

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3$$

- para  $600^{\circ}C \leq \theta_a < 735^{\circ}C$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

- para  $735^{\circ}C \leq \theta_a < 900^{\circ}C$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

- para  $900^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C$

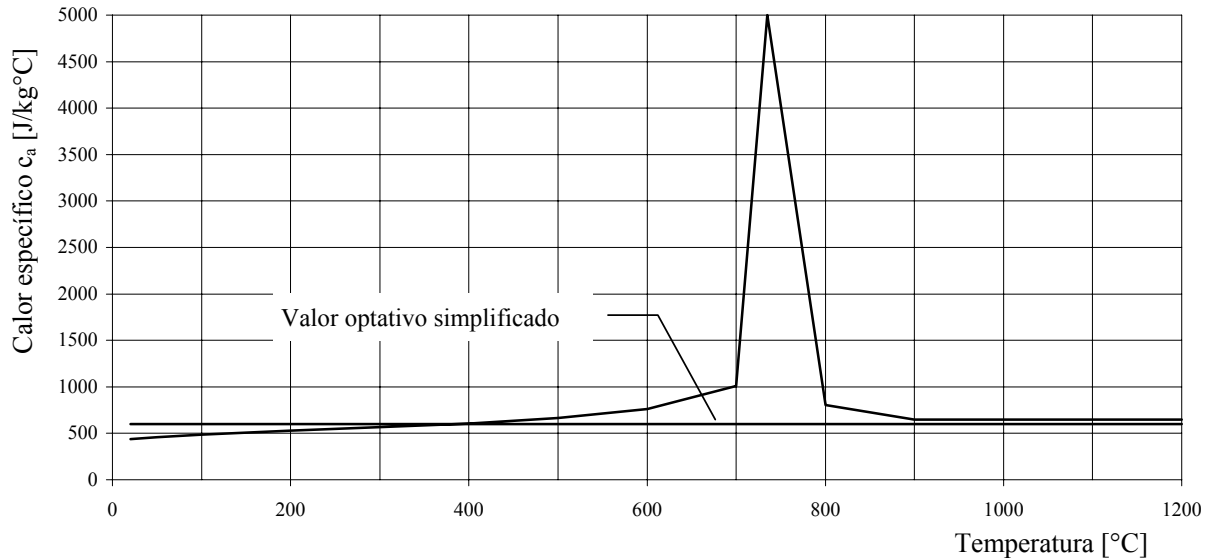
$$c_a = 650$$

Onde:

$\theta_a$  é a temperatura do aço, em grau Celsius.

**E.3.2** Conforme especificado em 5.1.2, de forma simplificada, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço. Neste caso, o seguinte valor pode ser tomado (figura E.2):

$$c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$



**Figura E.2 - Calor específico do aço em função da temperatura**

## E.4 Condutividade térmica

**E.4.1** A condutividade térmica do aço ( $\lambda_a$ ), em watt por metro e por grau Celsius ( $\text{W/m}^\circ\text{C}$ ), pode ser determinada da seguinte forma (figura E.3):

- para  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a$$

- para  $800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

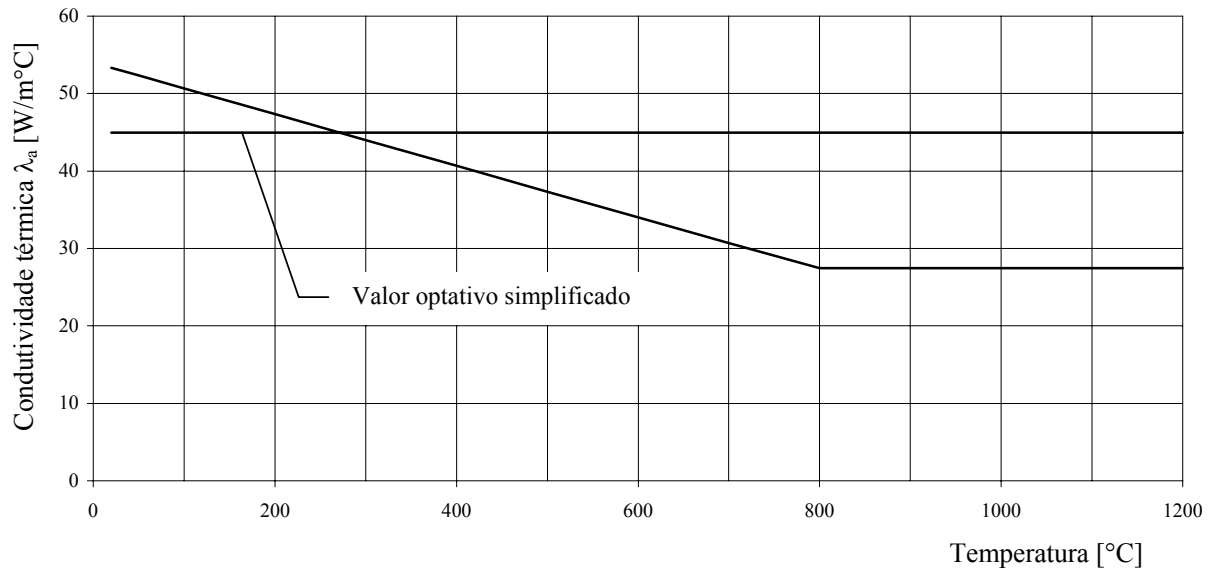
$$\lambda_a = 27,3$$

Onde:

$\theta_a$  é a temperatura do aço, em grau Celsius.

**E.4.2** Conforme especificado em 5.1.2, de forma simplificada, o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do aço. Neste caso, o seguinte valor pode ser tomado (figura E.3):

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$



**Figura E.3 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura**

/ANEXO F

## Anexo F (informativo)

### Propriedades térmicas do concreto

#### F.1 Introdução

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos concretos de densidade normal e de baixa densidade com a temperatura são dados em F.2, F.3 e F.4, respectivamente. Deve-se, no entanto, observar o disposto em 5.2 para concretos com propriedades diferentes das apresentadas.

#### F.2 Alongamento

##### F.2.1 Concreto de densidade normal

**F.2.1.1** O alongamento do concreto de densidade normal ( $\Delta\ell_{\text{cn}}/\ell_{\text{cn}}$ ) pode ser determinado da seguinte forma (figura F.1):

- para  $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 700^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_{\text{cn}}}{\ell_{\text{cn}}} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4}$$

- para  $700^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_{\text{cn}}}{\ell_{\text{cn}}} = 14 \times 10^{-3}$$

Onde:

$\ell_{\text{cn}}$  é o comprimento da peça de concreto de densidade normal a  $20^{\circ}\text{C}$ ;

$\Delta\ell_{\text{cn}}$  é a expansão térmica da peça de concreto de densidade normal provocada pela temperatura;

$\theta_c$  é a temperatura do concreto, em grau Celsius.

**F.2.1.2** Conforme especificado em 5.2.2, de forma simplificada, a relação entre o alongamento do concreto de densidade normal e a temperatura pode ser considerada constante. Neste caso, pode ser adotado o seguinte valor para o alongamento (figura F.1):

$$\frac{\Delta\ell_{\text{cn}}}{\ell_{\text{cn}}} = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

##### F.2.2 Concreto de baixa densidade

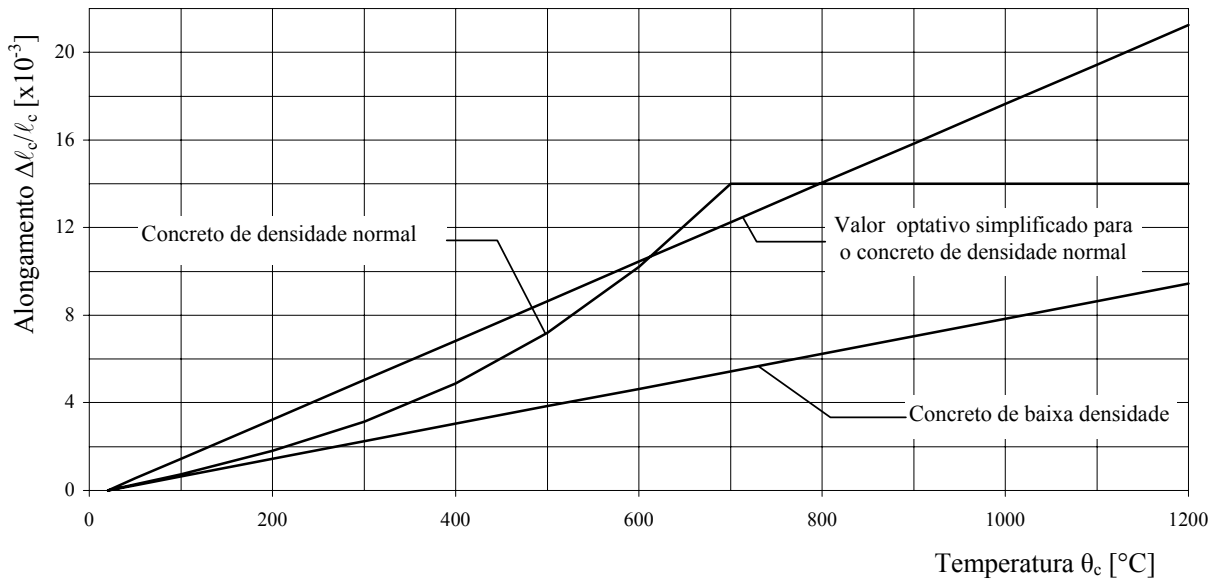
O alongamento do concreto de baixa densidade ( $\Delta\ell_{\text{cb}}/\ell_{\text{cb}}$ ) pode ser determinado da seguinte forma (figura F.1):

$$\frac{\Delta \ell_{cb}}{\ell_{cb}} = 8 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

Onde:

$\ell_{cb}$  é o comprimento da peça de concreto de baixa densidade a 20°C;

$\Delta \ell_{cb}$  é a expansão térmica da peça de concreto de baixa densidade provocada pela temperatura.



**Figura F.1 - Alongamento do concreto em função da temperatura**

### F.3 Calor Específico

#### F.3.1 Concreto de densidade normal

**F.3.1.1** O calor específico do concreto de densidade normal ( $c_{cn}$ ), em joule por quilograma e por grau Celsius ( $J/kg^\circ C$ ), obedecendo-se o disposto em F.3.1.2, pode ser determinado da seguinte forma (figura F.2):

- para  $20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C$

$$c_{cn} = 900 + 80 \frac{\theta_c}{120} - 4 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2$$

Onde:

$\theta_c$  é a temperatura do concreto, em grau Celsius.

**F.3.1.2** O calor específico, dependendo da umidade do concreto, pode sofrer um aumento brusco de valor a partir de 100°C, atingindo um pico a 130°C e voltando rapidamente à curva dada em F.3.1 a 200°C, conforme a figura F.2.

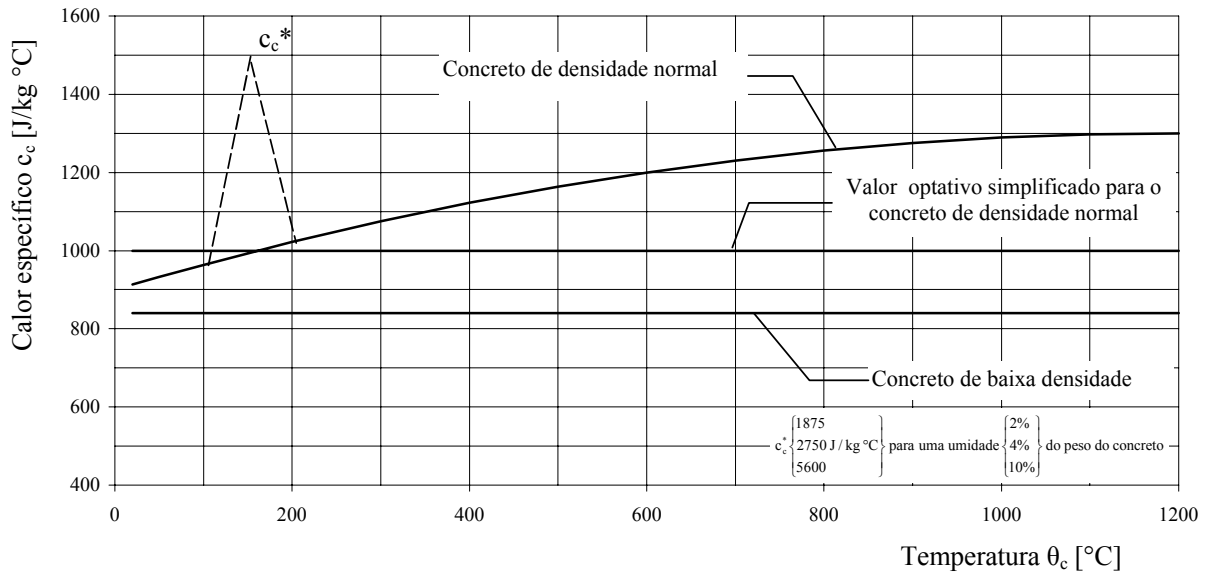
**F.3.1.3** Conforme especificado em 5.2.2, de forma simplificada, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do concreto. Neste caso, o seguinte valor pode ser tomado (figura F.2):

$$c_{cn} = 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$

### F.3.2 Concreto de baixa densidade

O valor do calor específico do concreto de baixa densidade ( $c_{cb}$ ) é considerado independente da temperatura e igual a (figura F.2):

$$c_{cb} = 840 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$



**Figura F.2 - Calor específico do concreto em função da temperatura**

## F.4 Condutividade térmica

### F.4.1 Concreto de densidade normal

**F.4.1.1** A condutividade térmica do concreto de densidade normal ( $\lambda_{cn}$ ), em watt por metro e por grau Celsius ( $\text{W/m}^\circ\text{C}$ ), pode ser determinada da seguinte forma (figura F.3):

- para  $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$

$$\lambda_{cn} = 2 - 0,24 \frac{\theta_c}{120} + 0,012 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2$$

Onde:

$\theta_c$  é a temperatura do concreto, em grau Celsius.



**F.4.1.2** Conforme especificado em 5.2.2, de forma simplificada, o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do aço. Neste caso, o seguinte valor pode ser tomado (figura F.3):

$$\lambda_{cn} = 1,6 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

#### F.4.2 Concreto de baixa densidade

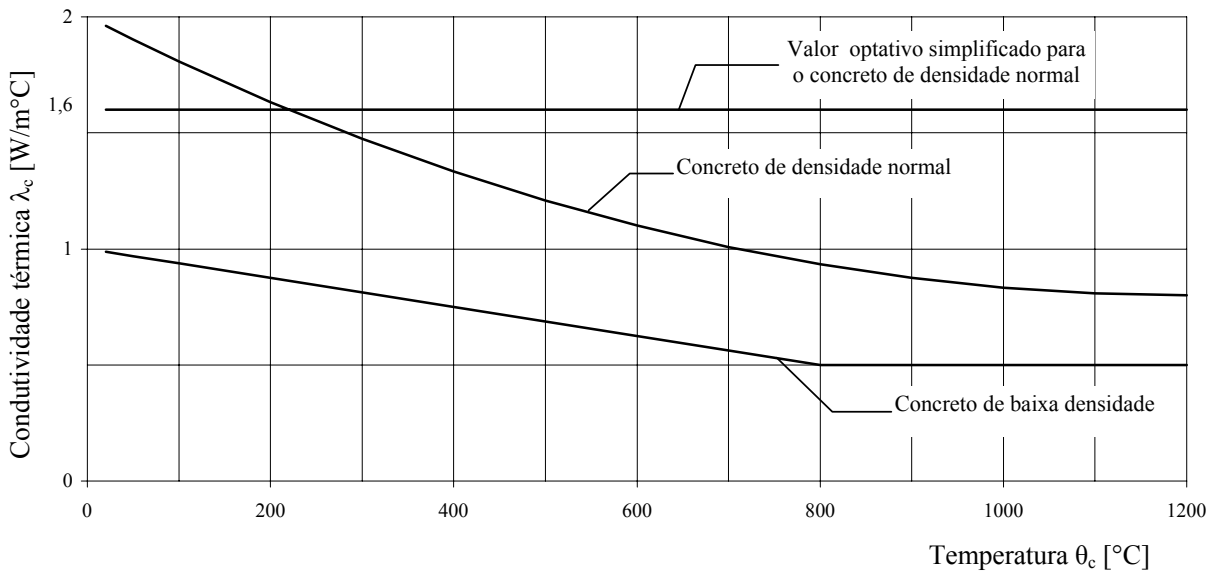
A condutividade térmica do concreto de baixa densidade ( $\lambda_{cb}$ ), em watt por metro e por grau Celsius ( $\text{W/m}^\circ\text{C}$ ), pode ser determinada da seguinte forma (figura F.3):

- para  $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_{cb} = 1,0 - \frac{\theta_c}{1600}$$

- para  $\theta_c > 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_{cb} = 0,5$$



**Figura F.3 - Condutividade térmica do concreto em função da temperatura**