8 Análise termestrutural de elementos sujeitos à flexão simples

8.1 Introdução

O primeiro problema a ser resolvido na análise termestrutural é a modelagem das condições atmosféricas do compartimento durante o incêndio, i.e., o modelo matemático do incêndio usado para representar essas condições.

Nesta tese, a análise estrutural foi processada após a análise térmica por meio de uma interface entre o campo de temperaturas e o cálculo estrutural, considerando-se a redução das propriedades mecânicas em função da temperatura elevada.

8.2 Modelagem computacional

8.2.1 Análise térmica

A análise térmica desta tese foi realizada via análise numérica, por meio do método dos elementos finitos obtida por meio de modelagem computacional com auxílio do *software SuperTempcalc*[®] – *Temperature Calculation and Design* v.5 – *software* desenvolvido pela FSD (*Fire Safety Design*, Suécia).

O *SuperTempcalc*[®] é um *software* de análise térmica 1-D e 2-D não-linear em regime transiente, que incorpora propriedades térmicas dos materiais variáveis com a temperatura na solução da equação diferencial de transferência de calor. O calor por convecção e radiação do contorno do elemento pode ser modelado em função do tempo.

O *SuperTempcalc*[®] v.5 foi desenvolvido em ambiente Matlab[®], com geração automática de elementos finitos e interface gráfica compatível com a plataforma Windows[™]. O *software* foi validado contra inúmeros resultados experimentais desde 1985, quando a primeira versão do *package* "PC Tempcalc" de análise térmica foi lançada (ANDERBERG, 2004). A confiabilidade do módulo de análise térmica do *SuperTempcalc*[®] é reconhecida, sendo usado pelo CEN/TC 250/SC2 na elaboração da *prestandard* ENV 1992-1-2:1995 e da *standard* EN 1992-1-2:2004.

O módulo de análise térmica do SuperTempcalc® (FSD, 2002) executa cálculos numéricos de

transferência de calor de problemas bidimensionais planos ou axissimétrico de material isotrópico, por meio do método dos elemento finitos (Figura 8.1).



Figura 8.1: Procedimentos da análise termestrutural de uma seção de concreto armado via *Super Tempcalc*® v.5 (COSTA & SILVA, 2007).

O método dos elementos finitos é uma técnica de análise numérica para obter soluções aproximadas de problemas sem solução exata, por ex., de um contínuo complexo tais como problemas de transferência de calor.

Nos problemas de transferência de calor, o campo de temperaturas é uma variável descrita pela função de cada ponto genérico do elemento ou da região de solução. Conseqüentemente, o problema é único, com um número infinito de soluções desconhecidas.

A análise por elementos finitos reduz o problema para um número finito de soluções

desconhecidas, por meio de subdivisões.

8.2.1.1 Discretização do domínio

O cálculo numérico pelo método dos elementos finitos baseia-se no conceito de aproximação de uma função contínua a um modelo discreto, composto por um conjunto de funções contínuas definidas sobre um número finito de elementos. Na análise térmica bidimensional, o domínio é caracterizado pela seção transversal dos elementos aquecidos (Figura 8.2).



 y_i = braço de alavanca entre os centros geométricos da armadura tracionada e do elemento finito de concreto "i" na zona comprimida.

Figura 8.2: Exemplo de discretização de uma seção de concreto armado em elementos finitos no ambiente SuperTempcalc[®] (FSD (2000)).

Para a representação do elemento finito do problema de transferência de calor, as equações tensoriais que representam as propriedades de cada elemento finito procedem da equação de Fourier que governa a transferência de calor por condução:

$$\nabla \cdot \Lambda(\Theta) \cdot \nabla(\Theta) - (\rho \cdot \mathbf{c})(\Theta) \cdot \overset{\bullet}{\Theta} = \overset{\bullet}{\mathbf{Q}}, \text{ em A}$$
(8.1)

onde: Λ = tensor condutividade térmica para as direções x, y, e z;

 Θ = tensor de temperaturas em função do tempo;

 $\dot{\Theta}$ = tensor derivada da temperatura em função do tempo;

 $(\rho \cdot c)(\Theta)$ = tensor capacidade térmica (eq. 8.2);

 \dot{Q} = tensor fluxo de calor, que depende das reações endotérmicas ou exotérmicas e

condições de contorno do incêndio.

A = domínio dos elementos, i.e., a região discretizada da estrutura aquecida.

$$C = (\rho \cdot c)(\Theta), \text{ em A}$$
(8.2)

onde: C = tensor capacidade térmica, i.e., produto da massa específica (ρ) pelo calor específico por unidade de peso (c) em função da temperatura, para as direções x, y, e z.

O campo de temperaturas inicial é determinado por:

$$\Theta(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{0}) = \Theta_0(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{0}), \text{ em A.}$$
(8.3)

onde: x, y, z = coordenadas cartesianas espaciais de um ponto qualquer do domínio aquecido, no instante t = 0 de aquecimento.

As condições de contorno para a temperatura preestabelecida são:

$$\Theta(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{t}) = \Theta_{\ell}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{t}), \text{ em } \ell.$$
(8.4)

onde: ℓ = domínio da fronteira dos elementos, i.e., o contorno do elemento finito.

As condições de contorno para o fluxo de calor por convecção e radiação podem ser estabelecidas por:

$$-\Lambda \cdot \Theta(\mathfrak{t}) \cdot \vec{\mathfrak{n}} = q + \alpha_{c} \cdot (\theta - \theta_{g}) + \varepsilon_{r} \cdot \sigma \cdot [(\theta - 273)^{4} - (\theta_{g} - 273)^{4}], \text{ em } \ell.$$

$$(8.5)$$

onde: \vec{n} = vetor normal ao contorno aquecido;

q = calor interno gerado.

No SuperTempcalc[®], q = 0; o efeito do calor interno gerado ou absorvido é considerado

,

indiretamente, por meio das propriedades térmicas do material⁶⁴.

No *SuperTempcalc*[®], *a* formulação por elementos finitos baseia-se no método residual de Galerkin para o cálculo das derivadas, para obter a função que caracteriza a equação diferencial de transferência de calor do elemento finito do sistema discretizado, de equações diferenciais na forma:

$$\mathbf{C} \cdot \dot{\boldsymbol{\Theta}}(t) + \Lambda \cdot \boldsymbol{\Theta}(t) = \dot{\mathbf{Q}}, \text{ em } \mathbf{A}$$
 (8.6)

A malha de elementos retangulares é estruturada, de geração semi-automática, permitindo ao usuário definir as distâncias horizontal e vertical do gradeamento.

Para os modelos de seção reticulada regular, o domínio foi discretizado em elementos retangulares de quatro nós, com medida do maior lado $\ell \leq 0,01$ m. Nas regiões de singularidades, o domínio foi subdividido por meio de um refinamento localizado da malha, para aumentar a precisão dos resultados; nessas regiões, a medida do maior lado de cada elemento foi reduzida a $\ell \leq 0,005$ m.

A malha de elementos triangulares é do tipo *free-form*, i.e., malha não-estruturada⁶⁵, cujos triângulos gerados se aproximam a triângulos eqüiláteros, característicos do método Delaunay para geração de malhas.

Embora a triangularização de Delaunay produza malhas não-estruturadas com ótimas taxas de aspecto e melhor precisão, comparada a outros métodos de geração de malha *free-form*, a malha de elementos triangulares lineares requer elevado refinamento, para obter resultados precisos.

Uma região de singularidade é um local de concentração de calor resultante da incidência dos fluxos de calor no contorno dos elementos finitos. Na região de uma singularidade há uma variação abrupta de resultados entre os elementos finitos adjacentes, sinalizando uma imprecisão dos resultados do processamento numérico aproximado.

⁶⁴ O efeito das reações químicas endotérmicas ou exotérmicas é representado por picos ou depressões das curvas de massa específica e calor específico em função da temperatura (Cap. 5, item 5.2.1).

⁶⁵ Malhas não-estruturadas não apresentam uma estrutura clara no posicionamento dos nós dos elementos e, por isso, apresentam um aspecto "desorganizado" (FURUKAWA, 2000).

Para os modelos de seções de geometria irregular, o domínio foi discretizado em elementos triangulares de três nós, com medida do maior lado $\ell \leq 0,002$ m. Nas regiões de singularidades, o domínio foi subdividido por meio de um refinamento localizado da malha, visando aumentar a precisão dos resultados da análise térmica; a medida do maior lado de cada elemento triangular foi reduzida a $\ell \leq 0,001$ m.

O *time step* – incremento de tempo para a análise térmica – do *Super Tempcalc*® foi assumido igual a 0,001 h. Para os intervalos de tempo de incêndios comuns e condições de contorno usuais, o *time step* igual a 0,002 h tem fornecido resultados satisfatórios para análises térmicas preliminares (FSD, 2002).

8.2.2 Análise estrutural em situação de incêndio

Para o cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio, as características e os coeficientes de segurança dos materiais e a posição das armaduras são introduzidas no módulo CBEAM⁶⁶ do *Super Tempcalc*[®].

Na análise estrutural, adotaram-se os fatores de segurança para a redução da resistência dos materiais e as combinações de ações para as situações normal e excepcional de projeto, em conformidade com as normas NBR 8681:2003 – "Ações e segurança nas estruturas – Procedimento", NBR 6118:2003 – "Projeto de estruturas de concreto – Procedimento" e NBR 15200:2004 – "Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio"; esses dados foram introduzidos no módulo CBEAM.

O cálculo da capacidade resistente à flexão simples baseia-se no equilíbrio de esforços atuantes estabelecidos pela resistência máxima admissível dos materiais da seção transversal (eq. 8.7; Figura 8.3).

$$\mathbf{F}_{\mathrm{c}} - \mathbf{F}_{\mathrm{s}} = \mathbf{0} \tag{8.7}$$

onde: F_c = valor de cálculo do esforço resultante da área de concreto (eq. 8.8);

 F_s = valor de cálculo do esforço resultante da área de aço (eq. 8.9).

⁶⁶ O módulo CBEAM é um *package* de análise estrutural linear geométrica e material de comportamento nãolinear. Com base no campo de temperaturas gerado, o cálculo da capacidade estrutural é executado empregandose as diretrizes normativas de projeto para a avaliação do momento fletor resistente da seção de concreto nos ELU. Os efeitos das deformações são desprezados (FSD, 2002).

$$F_{c} = \int_{A_{c}} \sigma_{cd} \cdot dA_{c}$$
(8.8)

onde: σ_{cd} = valor de cálculo da tensão de compressão do concreto distribuída sobre a seção comprimida [MPa];

 A_c = área da região comprimida da seção de concreto.

$$\mathbf{F}_{\mathrm{s}} = \mathbf{f}_{\mathrm{yd}} \cdot \mathbf{A}_{\mathrm{s}} \tag{8.9}$$

onde: $A_s =$ área total de aço da armadura passiva.



Figura 8.3: Deformações específicas, tensões e forças resultantes atuantes em uma seção retangular de concreto armado sujeita à flexão simples.

A ruptura do concreto à compressão é determinada pela deformação-limite $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ para a

situação normal, e $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu,\theta}$ (θ = temperatura da fibra mais comprimida) para a situação de incêndio; os limites de deformação do aço são desprezados e o momento fletor resistente em situação de incêndio é calculado, admitindo que ambos os materiais, concreto e aço, estão sendo solicitados pelas respectivas tensões resistentes máximas⁶⁷ (EN 1992-1-2:2004; eqs. 8.10 e 8.11).

O *software Super Tempcalc*[®] v. 5 não verifica o risco de ruptura frágil da seção. Admite-se que a verificação do risco de ruptura frágil à temperatura ambiente é suficiente para assegurar a ruptura dúctil em situação de incêndio (FSD, 2002). Tal premissa é aceitável quando a zona tracionada da seção, i.e., quando a armadura tracionada é aquecida.

Quando a zona comprimida é aquecida, i.e., quando o concreto comprimido é aquecido, a sua resistência diminui e a profundidade da linha neutra aumenta para compensar a queda de resistência à compressão da seção. Na flexão simples, o risco de ruptura frágil deveria ser ponderado em situação de incêndio nas seções de momento negativo, mesmo quando já verificado no projeto à temperatura ambiente.

O equilíbrio de esforços atuantes da seção de concreto armado aquecida (Figura 8.3) é estabelecido para cada elemento finito (Figura 8.2), considerando-se os efeitos da ação térmica sobre os materiais (Cap. 5, eqs. 5.11, 5.12, 5.18 e 5.19), nas eqs. (8.8) e (8.9), obtendo-se a eq. (8.10).

$$\sum_{i=1}^{m} \kappa_{c,\ell i} \cdot \sigma_{cdi} \cdot A_{ci} - \sum_{j=1}^{n} \kappa_{s,\ell j} \cdot f_{yd} \cdot A_{sj} = 0$$
(8.10)

onde: $\sigma_{cd,i}$ = valor de cálculo da tensão de compressão do concreto distribuída sobre a seção comprimida do elemento finito "i" [MPa];

 $\kappa_{c,\theta i}$ = coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ_i do elemento finito "i" de concreto [adimensional];

 $\kappa_{s,\theta j} = \text{coeficiente} \text{ de redução da resistência à tração do aço em função da temperatura}$ $\theta_j \text{ da barra "j" da armadura [adimensional];}$

 A_{ci} = área do elemento finito "i" de concreto na região comprimida da seção [m²/m];

 A_{sj} = área da barra de aço "j" da armadura na região tracionada da seção [m²].

⁶⁷ Condição similar ao domínio 3 de deformação, porém, sem limite para a deformação última do aço ($\varepsilon_{uk} \approx \infty$).

Quando a condição de equilíbrio é satisfeita (eq. 8.10), o valor de cálculo do momento fletor resistente é determinado por:

$$\mathbf{M}_{\mathrm{Rd,fi}} = \sum_{i=1}^{m} \kappa_{\mathrm{c},\mathbf{\theta}} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{cd}} \cdot \mathbf{A}_{\mathrm{ci}} \cdot \mathbf{y}_{\mathrm{i}}$$
(8.11)

onde: $M_{Rd,\tilde{n}}$ = valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio [kN.m/m];

 y_i = braço de alavanca entre o CG de cada barra da armadura tracionada e o elemento finito de concreto "i" na zona comprimida (Figura 8.3) [m].

8.3 Avaliação de resistência segundo o critério de isolamento térmico

8.3.1 Modelagem da ação térmica

A ação térmica é caracterizada pela soma dos fluxos de calor convectivo e radiante sobre a superfície dos elementos estruturais (Cap. 2, eqs. 2.4 e 2.5). A Tabela 8.1 apresenta as combinações entre os coeficientes de calor convectivo e emissividades resultantes do concreto usadas nesta análise.

Tabela 8.1: Combinação entre o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) e a emissividade resultante (ε_r) para análise térmica (EN 1991-1-2:2002; EN 1992-1-2:2004).

Superfície	$\alpha_{c} (W/m^{2/\circ}C)$	ε _r	Obs.:
exposta	25	0,7	Curva de aquecimento ISO 834:1975.
não-exposta	4	0,7	Quando ambos os fluxos de calor por condução e convecção são considerados.
não-exposta	9	0	Quando apenas o fluxo de calor por convecção é considerado, assumindo que ele contém os efeitos da transferência de calor por radiação.

Na superfície exposta, os fluxos de calor convectivo e radiante procedem dos gases quentes do compartimento em chamas, cujo aquecimento é representado pela curva ISO 834:1975. Na superfície não-exposta, os fluxos de calor convectivo e radiante incidentes são fluxos de resfriamento de sentido contrário ao do fluxo de aquecimento da seção (Figura 8.4), procedentes do ar ambiente (~ 20 °C).



Figura 8.4: Fluxos de calor por radiação nas superfícies de uma laje aquecida na superfície inferior.

8.3.2 Propriedades térmicas dos materiais

As propriedades térmicas do concreto em função da temperatura são aquelas recomendados pela norma EN 1992-1-2:2004 da UE.

Para validação da análise térmica, ambos os limites superior (Cap. 5, eq. 5.4) e inferior (Cap. 5, eq. 5.5) de condutividade térmica foram usados para avaliação de sensibilidade.

Na análise do isolamento térmico, considerou-se a variação do calor específico em função da temperatura elevada (Cap. 5, eq. 5.2) e do teor de umidade livre com base nos valores de pico da Tabela 5.1 (Cap. 5).

Assumiu-se a variação da massa específica em função da temperatura elevada, conforme a eq. (5.1) (Cap. 5). Dois valores de massa específica do concreto de densidade normal foram usados: $\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$ para validação da modelagem, e $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ para as análises de isolamento térmico e termestrutural adequadas ao concreto de densidade normal quando a massa específica é desconhecida (NBR 6118:2003).

As propriedades térmicas do aço foram desprezadas, devido à localização pontual das barras de aço dentro da seção de concreto. As seções de aço aquecem rapidamente e assume-se a temperatura uniforme, igual a temperatura da isoterma que "corta" as seções passando pelo CG de cada barra.

8.3.3 Características geométricas das amostras

As características geométricas e informações específicas da modelagem computacional são apresentadas no Apêndice A.

8.3.3.1 Lajes maciças

Para avaliar o isolamento térmico da laje em função da espessura, considerou-se as espessuras básicas do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) e da NBR 15200:2004, a saber: h = 60 mm, 80 mm, 100 mm e 120 mm (Figura 8.5). Posteriormente, outras espessuras do intervalo 50 mm $\leq h \leq 120 \text{ mm}$ foram usadas para avaliar o isolamento térmico, considerando as características da mistura de concreto típicas do Brasil.



Figura 8.5: Seção transversal genérica de lajes maciças de concreto armado.

8.3.3.2 Lajes nervuradas reticuladas

Para avaliar a influência das nervuras sobre o campo de temperatura da mesa, foi necessário analisar a influência de cada dimensão relacionada às nervuras (Figura 8.6; Tabela 8.2). A altura (h_e), a largura (b_w), a distância entre nervuras (b_e) e o intereixo (i). Exceto a altura, as demais dimensões estão inter-relacionadas:

$$i = b_e + b_w \tag{8.12}$$

onde: i = intereixo ou distância entre o eixo das nervuras;

b_w = largura das nervuras;

 b_e = distância entre as superfícies das nervuras.

n ^o	Amostra	dimensões						
11	Annosua	i (mm)	b _e (mm)	b _w (mm)	h_e (mm)	h _{capa} (mm)		
1	H-00	10	50	50	0	50		
2	H-01	10	50	50	10	50		
3	H-02	10	50	50	20	50		
4	H-03	10	50	50	30	50		
5	H-04	10	50	50	40	50		
6	H-05	10	50	50	50	50		
7	H-06	10	50	50	60	50		
8	H-07	10	50	50	70	50		
9	H-08	10	50	50	80	50		
10	H-09	10	50	50	90	50		
11	H-10	10	50	50	100	50		
12	BW-10	460	450	10	150	50		
13	BW-50	500	450	50	150	50		
14	BW-100	550	450	100	150	50		
15	BW-150	600	450	150	150	50		
16	BW-200	650	450	200	150	50		
17	BW-250	700	450	250	150	50		
18	BW-300	750	450	300	150	50		
19	BW-350	800	450	350	150	50		
20	BW-400	850	450	400	150	50		
21	BW-450	900	450	450	150	50		
22	BW-500	950	450	500	150	50		
23	BWI-50	300	50	250	150	50		
24	BWI-100	300	100	200	150	50		
25	BWI-150	300	150	150	150	50		
26	BWI-200	300	200	100	150	50		
27	BWI-250	300	250	50	150	50		
28	BWI-300	300	300	0	150	50		
29	BE-00	5	0	5	150	50		
30	BE-I-00	5	0	5	150	50		
31	BE-05	10	5	5	150	50		
32	BE-10	15	10	5	150	50		
33	BE-15	20	15	5	150	50		
34	BE-20	25	20	5	150	50		
35	BE-25	30	25	5	150	50		
36	BE-50	55	50	5	150	50		
37	BE-100	105	100	5	150	50		
38	BE-200	205	200	5	150	50		

Tabela 8.2: Dimensões das seções transversais das amostras utilizadas análise paramétrica dimensional.

Para a análise paramétrica dimensional das nervuras, todas as amostras foram assumidas como tendo a espessura da mesa constante, $h_{capa} = 50$ mm, o concreto de densidade normal com U = 3% e condição **adiabática** na superfície não-exposta.

As temperaturas foram medidas na superfície da mesa, no meio do intereixo (Figura 8.6).



Figura 8.6: Seção transversal genérica de lajes nervuradas de concreto armado (COSTA et al., 2007).

8.3.3.3 Lajes nervuradas moldadas com fôrmas industrializadas

A seção transversal de 10 amostras das lajes nervuradas de concreto armado apresenta um padrão geométrico ilustrado na Figura 8.7, cujas medidas genéricas estão definidas na Tabela 8.3, conforme o modelo do perfil.

Amostra	Modelo	Fabricante		Dimensões (cm)						
			a	b	c	d	e	f	g	2 ø
1	AS	Astra S/A Indústria e Comércio	15,09	7	5	15	53	2,5	3,2	10
2	AS	Astra S/A Indústria e Comércio	15,09	7	7	15	53	2,5	3,2	10
3	AT	Atex do Brasil Ltda.	12,5	8	5	18	52	2,5	2,8	10
4	AT	Atex do Brasil Ltda.	12,5	8	8	18	52	2,62	2,9	12,5
5	UL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	17,5	12	5	20	68	2,62	3,0	12,5
6	UL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	17,5	12	8	20	68	2,8	3,2	16
7	UL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	23,14	12	5	30	68	2,8	3,3	16
8	UL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	23,14	12	8	30	68	3,0	3,6	20
9	AT	Atex do Brasil Ltda.	25,8	12,5	5	40	67,5	2,8	3,3	16
10	AS	Atex do Brasil Ltda.	25,8	12,5	8	40	67,5	3,0	3,5	20

Tabela 8.3: Dimensões das seções transversais dos perfis nervurados moldados com fôrmas industrializadas.



Figura 8.7: Seção transversal dos perfis nervurados moldados com fôrmas industrializadas (Tabela 8.3).

8.3.4 Resultados e comentários

Os resultados da análise térmica são: isotermas – linhas de mesma temperatura elevada – campos de temperaturada seção transversal e temperatura na superfície não-exposta ao calor nos pontos de controle da seção adotados, em função do tempo de aquecimento. Eles estão detalhados no Apêndice A.

Para as conclusões e comentários desta análise, o resultado de maior importância é a evolução da temperatura em função do aquecimento na superfície não-exposta ao calor.

Ressalta-se que esta análise térmica numérica permite avaliar apenas o isolamento térmico. É necessária a análise térmica experimental para avaliar a resistência ao fogo segundo o critério de estanqueidade.

O desempenho da compartimentação é avaliado por meio de uma análise do desempenho simultâneo do isolamento e da estanqueidade das lajes.

8.3.4.1 Validação da análise térmica numérica

Para validação do modelo matemático da ação térmica (Cap. 2, eqs. 2.4 e 2.5; Tabela 8.1) e da curva de condutividade térmica (Cap. 5, eq. 5.4 ou 5.5) que melhor representem os valores de um ensaio real, tomou-se por base os valores da Tabela 8.4, de origem experimental, apresentada pelo FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991).

Em todas as modelagens, o aquecimento padronizado ISO 834:1975 limitou-se a t \leq 120 min.

A evolução da temperatura na superfície não-exposta ao calor obtida por meio da modelagem

computacional é apresentada na Figura 8.10 para as espessuras da Tabela 8.4.

Tabela 8.4: Valores do tempo de resistência ao fogo (TRF) em função da espessura da laje (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); EN 1992-1-2:2004).

TRF (min)	θ (°C)	espessura h (mm)	Características do concreto à temperatura ambiente
30	~ 160	60	$\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$
60	~ 160	80	• umidade livre $2\% \le U \le 3\%$
90	~ 160	100	 tipo de agregados: silicosos
120	~ 160	120	aquecimento ISO 834:1975

Nota: Temperatura na superfície não-exposta ao calor da laje maciça.

O erro entre os resultados das análises numérica e experimental foi calculado (eq. 8.13) e os resultados estão apresentados nas Figura 8.8 e Figura 8.9.

$$\operatorname{Erro} = \frac{160 \,^{\circ}\mathrm{C} - \theta}{160 \,^{\circ}\mathrm{C}} \tag{8.13}$$

onde: Erro = diferença relativa entre a temperatura θ_c na superfície não-exposta da laje e a temperatura-padrão de 160 °C;

 θ = temperatura na superfície não-exposta da laje maciça, obtida via análise numérica (Figura 8.10).



Figura 8.8: Erro entre os resultados numéricos e experimentais para condutividade térmica igual ao limite superior do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).



Figura 8.9: Erro entre os resultados numéricos e experimentais para condutividade térmica igual ao limite inferior do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

Segundo as Figura 8.8 e Figura 8.9, a combinação entre os parâmetros de ação térmica (Tabela 8.1) e a curva de condutividade térmica (Cap. 5, eq. 5.4 ou 5.5) do concreto de densidade normal que ofereceu a resposta térmica mais próxima dos resultados experimentais foi a condição adiabática na superfície não-exposta e a curva de condutividade térmica – limite inferior do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) para concreto com teor de umidade U = 2%.

Exceto a condição adiabática, a maior uniformidade entre os resultados numéricos e os experimentais é observada para o concreto modelado com o limite superior de condutividade térmica (Figura 8.8), confirmando a característica dos agregados silicosos do concreto usado nos ensaios.

Segundo diversas literaturas (Cap. 5, Figura 5.27), o limite superior da condutividade térmica do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) se aproxima das curvas obtidas por ensaios para concreto de agregados silicosos (DTU, 1974; FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); PURKISS, 2007).

A uniformidade de erros da Figura 8.8 dá subsídios à polêmica em torno da curva de condutividade térmica do concreto classificada em função apenas do tipo de estrutura (Cap. 5, item 5.2.1.3). No isolamento térmico, a influência do tipo do agregado é mais importante do que a do tipo de estrutura.

Embora a condição adiabática tenha apresentado os menores erros (Figura 8.9), é usual assumir a superfície não-exposta ao calor como sendo diabática, considerando-se o fluxo de

resfriamento do ar ambiente para avaliar o isolamento térmico (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982) e N° 174 (1987); WONG, 1988; KARPAŠ & ZOUFAL, 1989 *apud* WALD *et al.*, 2006; WADE, 1994; DRYSDALE, 1999; UNI 9502:2001; FSD, 2002; LAMONT & LANE, 2005; SFPE, 2007).

Considerar o fluxo do ar frio leva a temperaturas ligeiramente menores no campo de temperaturas próximo à superfície não-exposta (Figura 8.9); desprezá-lo, pode ser opcional, à favor da segurança.

Na simulação de ensaios, a condição adiabática deve apresentar erros inferiores a zero (eq. 8.13), i.e., $\theta > 160$ °C na superfície não-exposta, se o limite inferior da condutividade térmica representar os valores experimentais para agregados silicosos. Esse comportamento não é verificado para o limite inferior de condutividade térmica na Figura 8.10.

O Eurocode 2-1-2 (EN 1992-1-2:2004) fornece as mesmas dimensões mínimas da Tabela 8.4 às estruturas com a função de compartimentação, a despeito dos limites de condutividade térmica para estruturas de concreto armado e mistas de aço e concreto apresentados.

Os resultados para as duas combinações entre $\alpha_c \in \varepsilon_r$ (Tabela 8.1), consideradas equivalentes pelo Eurocode 1 (EN 1991-1-2:2002), mostraram que elas são equivalentes para os mesmos teores de umidade. Contudo, a equivalência possui uma tolerância; a combinação $\alpha_c = 9$ $W/m^2/^{\circ}C \in \varepsilon_r = 0$ fornece temperaturas menores para todas as seções analisadas.

Neste estudo de sensibilidade da análise numérica, os valores médios normativos da UE para o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) e a emissividade resultante (ϵ_r) foram adotados, por desconhecimento dos valores reais provenientes dos ensaios.

Para a superfície exposta ao calor, o valor de $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2/^\circ\text{C}$ tem sido universalmente aceito como representativo de condições experimentais do aquecimento ISO 834:1975. Já o valor de ε_r é um valor médio convencionado, a favor da segurança, a todos os materiais estruturais, embora ele seja influenciado também pelas características do forno, do material e da superfície e pela forma do elemento (FIP-CEB Bulletins N° 174 (1987) e N° 208 (1991)).

Para a superfície não-exposta ao calor, é consensual o coeficiente α_c ser bem menor do que para a superfície exposta, devido à ausência de movimentação de massas de ar (Tabela 8.1). Mas o valor de ε_r pode variar muito entre literaturas técnicas (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); WONG, 1988; BUCHANAN, 2001; EN 1992-1-2:2004; LAMONT & LANE, 2005).



Figura 8.10: Evolução da temperatura na superfície não-exposta ao calor em função do tempo.

Para a laje de espessura h = 60 mm, a temperatura na superfície não-exposta ao calor foi bem menor que 160 °C para todas as combinações entre os parâmetros de ação térmica e a curva de condutividade térmica (Figura 8.8 a Figura 8.10). É possível que h = 60 mm tenha sido estabelecida como espessura mínima para atender à alguma exigência do ELS no projeto à temperatura ambiente (EN 1992-1-1:2004).

A ação térmica parametrizada por $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2/^{\circ}\text{C}$ e $\varepsilon_r = 0,7$ na superfície exposta e adiabática na superfície não-exposta, considerando a condutividade térmica – limite inferior para concreto de densidade normal forneceram os resultados mais próximos dos experimentais para concreto de agregados silicosos (Tabela 8.4). Esses parâmetros foram adotados às modelagens seguintes para concreto de densidade normal.

8.3.4.2 Análise da sensibilidade do isolamento térmico ao teor de umidade livre do concreto As seções analisadas possuem espessura 50 mm $\leq h \leq 130$ mm. As características do concreto são: massa específica: $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$; agregados silicosos.

A ação térmica foi parametrizada por $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2/^\circ\text{C}$ e $\varepsilon_r = 0,7$ na superfície exposta e adiabática na superfície não-exposta, considerando a condutividade térmica – limite inferior do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) para estruturas de concreto.

Os teores de umidade livre do concreto $0 \le U \le 4\%$ são possíveis às estruturas de concreto sem qualquer tipo de revestimento, tais como fôrmas de aço incorporada ou "encamisadas" em perfis metálicos.

- ●[™]U = 0 é uma condição obtida em laboratório, pois a evaporação completa da umidade interna é obtida após o corpo-de-prova de concreto permanecer em estufa.
- U = 4% é o máximo teor de umidade possível às estruturas de concreto armado externas aos edifícios em regiões muito úmidas.

A resistência ao fogo segundo o critério de isolamento térmico baseia-se na temperaturalimite de 160 °C na superfície não-exposta ao calor, durante todo o período de aquecimento⁶⁸. Para $\theta \le 160$ °C, considera-se assegurado o isolamento térmico durante o incêndio. Se $\theta > 160$ °C, a laje não possui isolamento térmico suficiente e, portanto, não apresenta resistência ao fogo.

Os resultados estão apresentados na Figura 8.11 e Figura 8.12. Eles também servem às lajes nervuradas, para avaliar o isolamento térmico da mesa (ou capa). A Figura 8.11 apresenta a evolução da temperatura na superfície não-exposta das lajes maciças em função da espessura e do teor de umidade livre do concreto. São apresentados os desempenhos das lajes maciças de espessuras indicadas pela NBR 15200:2004.

A Figura 8.12 fornece os valores de TRF das lajes maciças de espessuras analisadas e permite compará-los àqueles fornecidos pela NBR 6118:2003, segundo o critério de isolamento térmico, i.e., o tempo de aquecimento quando a temperatura na superfície não-exposta ao calor é $\theta = 160$ °C; o tempo é definido quando a reta $\theta = 160$ °C intercepta as curvas da Figura 8.11.

O revestimento de argamassa de cimento Portland & areia possuem um efeito similar ao concreto para fins de isolamento térmico. O revestimento de argamassa de gesso pode ter o efeito 2,5 vezes superior ao do concreto (Figura 7.3 e Tabela 7.2, Cap. 7); deve-se assegurar que o gesso não se desprenda sob temperaturas acima dos 100 °C.

As Figura 8.13 e Tabela 8.5 apresentam uma comparação entre valores mínimos de espessuras da NBR 15200:2004 e aqueles necessários ao isolamento térmico em função do teor de umidade livre do concreto.

À primeira vista, os valores normativos (NBR 15200:2004) poderiam ser reduzidos sem ônus ao isolamento térmico, para concretos com U \geq 1,5% (Figura 8.13 e Tabela 8.5); entretanto, a presença da umidade livre pode oferecer resultados ambíguos à resistência ao fogo: o favorecimento do isolamento térmico em detrimento do por lascamentos.

A literatura técnica internacional tem limitado o teor de umidade interna a U \leq 3% em peso

⁶⁸ Na realidade, não deve ocorrer uma variação $\Delta \theta = 140$ °C na superfície não-exposta. Assumindo-se que a temperatura ambiente é 20 °C no instante t = 0 de aquecimento, a temperatura-limite na superfície não-exposta é $\theta = 160$ °C.

(aprox. 5% em volume) para evitar o *spalling* do concreto de resistência usual em situação de incêndio (KHOURY & ANDERBERG, 2000; EN 1992-1-2:2004).

Figura 8.11: Temperatura na superfície não-exposta ao calor de lajes maciças sem revestimento, em função do tempo de aquecimento ISO 834:1975.

A redução da espessura da laje sem ônus ao isolamento térmico poderá ser justificada, estabelecendo no projeto o teor U > 3%, somente para elementos estruturais desobrigados a assegurar a estanqueidade⁶⁹,

⁶⁹ Por ex., as lajes com fôrma de aço incorporada que impede a penetração das chamas através de fissuras que o concreto possa desenvolver durante o aquecimento.

ou àqueles cujo concreto não apresente risco de *spalling* para tais níveis de saturação, comprovado por métodos consagrados internacionalmente.

Nota: concreto de densidade normal $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, condutividade térmica = limite inferior (EN 1992-1-2:2004); superfície não-exposta ao calor adiabática.

Figura 8.12: TRF de lajes maciças sem revestimento, segundo o critério de isolamento térmico.

Teores de umidade U > 3% também podem oferecer resultados ambíguos às estruturas à temperatura ambiente e, portanto, estabelecê-los em projeto requer uma avaliação cuidadosa para não comprometer a durabilidade da estrutura.

Há uma relação entre o teor de umidade e a vida útil do concreto. À temperatura ambiente, o teor de umidade do concreto controla o acesso à armadura de agentes agressivos da atmosfera, tais como os gases oxigênio (O_2) e dióxido de carbono (CO_2) (HELENE, 1993), induzindo à corrosão; o excesso de umidade do concreto também pode favorecer outros mecanismos de envelhecimento e deterioração do concreto (HELENE, 2004).

Para $1,5\% \le U \le 3\%$, as espessuras mínimas de lajes maciças ou da mesa de lajes nervuradas da NBR 15200:2004 poderiam ser reduzidas sem ônus ao isolamento térmico, quando requerida a função de compartimentação. As dimensões poderão ser reduzidas, se considerada a contribuição da espessura do revestimento.

Figura 8.13: Espessuras mínimas de lajes maciças sem revestimento para assegurar a temperatura $\theta \le 160$ °C na superfície não-exposta ao calor.

Tabela 8.5: Espessuras mínimas da laje maciça sem revestimento para assegurar a temperatura $\theta \le 160$ °C na superfície não-exposta ao calor.

	h (mm)					
TRRF (min)		U (%) (NDD 15200.2004			
	0	1,5%	3%	4%	NDK 15200:2004	
30	60	50	50	50	60	
60	90	80	75	75	80	
90	110	100	95	90	100	
120	130	120	115	110	120	

Notas: concreto de densidade normal $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, condutividade térmica = limite inferior (EN 1992-1-2:2004); superfície não-exposta ao calor adiabática.

8.3.4.3 Análise da sensibilidade do campo de temperaturas em função da espessura da laje maciça sem revestimento

Para esta análise, as características do concreto são: massa específica: $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, umidade livre U = 1,5%; a superfície não-exposta ao calor foi considerada adiabática, conforme a validação demonstrada no item 8.3.4.1.

A Figura 8.14 apresenta a variação da temperatura dentro da seção de lajes, em pontos à distância c₁ medida a partir da superfície exposta ao calor. A Tabela 8.6 apresenta o resumo dos resultados, que servem para avaliar a sensibilidade ao calor das barras da armadura em função da massividade da seção de concreto

As maiores variações de temperatura são observadas para "c1" próximo à superfície não-

exposta ao calor, para t \geq 60 min e em lajes de h \leq 80 mm (Figura 8.14 e Tabela 8.6).

Para h > 100 mm, a variação de temperatura é muito pequena à mesma distância da superfície exposta ao calor para t \leq 90 min, sinalizando uma zona estável de temperaturas.

Figura 8.14: Temperatura dentro da seção de lajes maciças sem revestimento, em função da distância "c1", medida à partir da superfície exposta ao calor, para 30, 60, 90 e 120 min de aquecimento ISO 834:1975.

Tabela 8.6: Alturas (espessuras) mínimas da laje maciça sem revestimento, que interferem no campo de temperaturas próximo à superfície exposta ao calor.

Tempo de aquecimento (min)	Altura influenciável	Altura que promove zona estável de temperatura para c ₁ < 200 mm
$t \leq 30$		h > 50 mm
$30 < t \le 60$	$h \le 80 mm$	h > 80 mm
$60 < t \le 90$	$h \le 100 \text{ mm}$	h > 100 mm
$90 < t \le 120$	h < 120 mm	$h \ge 120 \text{ mm}$

Para seções de mesma largura e mesmo tempo de aquecimento, parece haver uma alturalimite dentro da seção, a partir da qual não há interferência significativa no campo de temperaturas próximo à superfície exposta ao calor; nesse caso, aumentar a espessura da laje não reduz a temperatura das barras das armaduras localizadas à mesma distância " c_1 ".

A Figura 8.14 e Tabela A.8 (Apêndice A) mostram que as medições de temperatura na seção de h = 200 mm servem às seções de espessuras menores, quando t \leq TRF segundo o critério de isolamento térmico. Com base nesta verificação, um gráfico de isotermas de lajes foi construído e apresentado no Anexo C.

8.3.4.4 Análise paramétrica dimensional do isolamento térmico em função das dimensões das nervuras de lajes nervuradas

As seções analisadas estão na Tabela 8.2. As características do concreto são: massa específica: $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$, umidade livre U = 3%, agregados silicosos.

A ação térmica foi parametrizada por $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2/^\circ\text{C}$ e $\varepsilon_r = 0,7$ na superfície exposta e adiabática na superfície não-exposta, considerando a condutividade térmica – limite inferior do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) para estruturas de concreto.

Os resultados da análise da sensibilidade da temperatura na superfície não-exposta da mesa em função das dimensões das nervuras estão nas Figura 8.15 e Figura 8.16.

A Figura 8.15 apresenta a influência das dimensões das nervuras na resistência ao fogo da mesa da laje, segundo o critério de isolamento térmico definido pela temperatura-limite $\theta \le 160$ °C na superfície não-exposta ao calor (NBR 14432:2001).

A altura das nervuras (h_e) não interfere significativamente na temperatura da superfície da mesa, tampouco a largura (b_w) no campo de temperaturas da capa, mantendo-se a mesma distância entre nervuras (b_e). Não foi observado o "efeito de aleta" que as nervuras poderiam oferecer, facilitando a condução do calor para a mesa.

A contribuição das nervuras na redução de temperatura da mesa parece ser efetiva quando as nervuras estão muito próximas, implicando em baixíssimos valores de b_e , não-usuais à execução de projetos de Construção Civil. O intereixo (i) é eficiente para valores muito pequenos, impróprio à economia e à execução do projeto (Figura 8.16).

Amostras grupo H – influência da altura h_e das nervuras sobre o TRF.

Figura 8.15: Impacto das dimensões das nervuras sobre a resistência ao fogo da mesa, segundo o critério de isolamento térmico.

O *software Super Tempcalc*[®] v. 5 não considera o efeito de sombreamento (*shadow effect*) em benefício do isolamento térmico, significando uma proteção da mesa pelas nervuras.

O sombreamento é causado por um "escudo" de radiação localizado nas regiões de forma côncava da seção; em formas convexas, tal efeito não existe (TWILT, 2006). Suas causas estão associadas à exposição parcial dos cantos do perfil à ação direta do calor (GARDNER & NG, 2006), propiciando uma particular condição energética de calor por radiação (FRANSSEN, 2006) ainda não totalmente compreendida.

Figura 8.16: Impacto das dimensões das nervuras sobre a resistência ao fogo da capa, segundo o critério de isolamento térmico (COSTA *et al.*, 2007).

A inclusão do efeito do sombreamento no projeto estrutural em situação de incêndio é recente e exclusiva às estruturas metálicas (EN 1993-1-2:2005; WICKSTRÖM, 2005). Há controvérsias sobre a aplicação do conceito teórico desse fenômeno aplicadas em projeto (WICKSTRÖM, 2005; FRANSSEN, 2006).

Não há referências na literatura pesquisada sobre o efeito do sombreamento em elementos de outros materiais estruturais, além dos metais, talvez por serem ainda incomuns os elementos, por ex., de madeira ou concreto com superfícies côncavas.

O efeito do sombreamento depende da emissividade do material e da forma da superfície, sendo significativo em perfís metálicos de seções "I" ou "C", apenas devido à superfície côncava. O efeito do sombreamento poderia ter alguma importância para as seções nervuradas, "I" e duplo-T de elementos de concreto protendido (FRANSSEN, 2006).

8.3.4.5 Análise do isolamento térmico das lajes nervuradas moldadas com fôrmas industrializadas

A Figura 8.17 apresenta os pontos de medição de temperatura usados na superfície nãoexposta e, a Figura 8.18, os respectivos TRF's segundo o critério de isolamento térmico, i.e., tempos no qual a superfície superior não-exposta ao calor da laje atinge a temperatura de 160 °C.

As amostras analisadas atendem aos critérios de isolamento térmico para 30 min \leq TRRF \leq 60 min, sem acréscimo de revestimento (Figura 8.18). Para TRRF > 60 min, o isolamento térmico poderá ser conseguido por meio da aplicação de revestimentos não-combustíveis, por ex., argamassa de cimento Portland & areia que equivale à mesma espessura de concreto para fins de isolamento térmico.

Embora diversas combinações entre as espessuras do revestimento e da estrutura sejam possíveis, a alternativa de substituir parte da espessura de concreto por espessura de revestimento deve ser avaliada com cuidado. A NBR 15200:2004 recomenda a espessura mínima da mesa das lajes nervuradas maior do que a espessura da laje maciça, possivelmente para assegurar a ruptura dúctil do elemento por flexão.

Sendo demonstrado que as dimensões e a distância entre nervuras usuais de perfis nervurados da Construção Civil não influenciam a temperatura na superfície não-exposta ao calor da mesa (vide item 8.3.4.4), não há evidências do "efeito de aleta", i.e., o superaquecimento da mesa devido à rápida absorção de calor pelas nervuras; também não há evidências do efeito favorável das nervuras à redução da temperatura na superfície da laje.

A superfície "côncava", i.e., os cantos internos que as nervuras formam com a mesa poderiam prover um efeito do sombreamento significativo sobre o campo de temperaturas da seção; esse efeito ainda só pode ser avaliado via análise experimental.

Resultados adicionais da análise térmica estão apresentados no Apêndice A.

8 Análise termestrutural de elementos sujeitos à flexão simples

amos tra n°

** Superficie superior no eixo de simetria da mesa (Figura 8.17).

Figura 8.18: Tempo de resistência ao fogo (TRF) de lajes nervuradas segundo o critério de isolamento térmico.

8.4 Avaliação de resistência segundo o critério de estabilidade estrutural para elementos sujeitos à flexão simples

8.4.1 Propriedades mecânicas dos materiais

À temperatura ambiente, as propriedades mecânicas para o concreto endurecido e o aço das armaduras, adotadas na modelagem computacional, apresentam os valores mínimos das classes de resistência dos materiais concreto e aço padronizadas, respectivamente, pela NBR 8953:1992 e pela NBR 7480:1996:

- concreto: classe C20 ($f_{ck} = 20$ MPa);
- aço: CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$).

O concreto considerado é de densidade normal sem propriedades refratárias. Na ausência de dados experimentais, a massa específica do concreto foi tomada por $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ e, o peso específico, por $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (NBR 6118:2004).

Os efeitos da ação térmica sobre os materiais, concreto estrutural e aço, foram considerados por meio de coeficientes de redução de resistência dos materiais em função da temperatura elevada (Tabela 8.7) para concreto de densidade normal; assim, os resultados obtidos são conservadores, no caso de concretos de agregados calcáreos ou leves.

Os coeficientes de minoração das resistências em situação de incêndio são menores do que os empregados à temperatura ambiente (Tabela 8.8).

	Materiais				
Temperatura $\boldsymbol{\theta}$	Concreto	Aço CA 50			
(°C)	(agregado silicoso)	tração	compressão		
	К _{с,θ}	κ _{s,θ}	κ _{s,θ}		
20	1	1	1		
100	1	1	1		
200	0,95	1	0,89		
300	0,85	1	0,78		
400	0,75	1	0,67		
500	0,6	0,78	0,56		
600	0,45	0,47	0,33		
700	0,3	0,23	0,10		
800	0,15	0,11	0,08		
900	0,08	0,06	0,06		
1000	0,04	0,04	0,04		
1100	0,01	0,02	0,02		
1200	0	0	0		

Tabela 8.7: Fatores de redução para a resistência $\kappa_{c,\theta}$ (concreto) e $\kappa_{s,\theta}$ (aço) (NBR 15200:2004).

Tabela 8.8: Coeficientes	de 1	ninoração	da
resistência dos materiais	(NBI	R 8681:20	03;
NBR 15200:2004).			

	Materiais			
Situação	concreto	aço		
	γc	γs		
normal	1,4	1,15		
excepcional	1,2	1		

8.4.2 Características geométricas das amostras

As características geométricas e informações adicionais específicas da modelagem computacional estão no Apêndice B.

8.4.2.1 Lajes maciças

As seções analisadas possuem espessura 50 mm $\leq h \leq 160$ mm (Apêndice B) e taxa de armadura $0,15\% \leq \rho_s \leq 1,2\%$.

A posição das barras dentro da seção foi adotada com base no cobrimento mínimo da armadura em função das classes de agressividade ambiental da NBR 6118:2003 (Figura 8.19; Tabela 8.9).

A taxa de armadura adotada satisfaz os valores-limites da NBR 6118:2003 para a linha neutra de seções de momento positivo (ineq. 8.14) e negativo (ineq. 8.15).

Figura 8.19: Perfil geométrico e posição das barras da seção transversal das lajes maciças.

cobrimento e	classe de agressividade ambiental						
CG das barras	Ι	II	III	IV			
c (mm)	20	25	35	45			
\mathbf{c}_{1} (mm)	25	30	40	50			

Tabela 8.9: Cobrimentos e posição do CG das barras de aço das lajes maciças analisadas.

Nota: $c_1 \approx c + 5 \text{ mm}$, onde $c_1 = \text{posição do CG das barras em relação à superfície mais próxima [mm];} c = cobrimento da armadura [mm].$

8.4.2.2 Lajes nervuradas moldadas com fôrmas industrializadas

As seções nervuradas são as mesmas usadas na análise térmica para verificação do isolamento (Tabela 8.3 e Figura 8.7, item 8.3.3.3).

8.4.2.3 Vigas

As características geométricas das seções analisadas estão resumidas na Tabela 8.10 e detalhadas nos Anexos A e B. A taxa de armadura considerada foi $0,15\% \le \rho_s \le 1,3\%$.

seções retangulares		seções "T"					
$\mathbf{b}_{\mathbf{w}}$ (mm)	$\mathbf{h}_{\mathbf{w}}$ (mm)	b _w (mm)	$\mathbf{h}_{\mathbf{w}}$ (mm)	b _f (mm)	$\mathbf{h_{f}}(\mathrm{mm})$		
140	400	140	400	1000	50		
140	500	140	500	1000	50		
140	550	140	550	1000	50		
140	600	140	600	1000	50		
190	400	190	400	1000	50		
190	500	190	500	1000	50		
190	550	190	550	1000	50		
190	600	190	600	1000	50		

Tabela 8.10: Dimensões das seções transversais das vigas de concreto armado utilizadas na investigação computacional.

A posição das barras dentro da seção foi adotada com base no cobrimento mínimo da armadura em função das classes de agressividade ambiental da NBR 6118:2003 (Figura 8.20; Tabela 8.11).

Análogo às lajes, a taxa de armadura adotada satisfaz os valores-limites da NBR 6118:2003 para a linha neutra de seções de momento positivo (eq. 8.14) e negativo (eq. 8.15). Esses valores servem às vigas.

Figura 8.20: Posição das barras na seção transversal das vigas.

Tabela 8.11: Cobrimentos e posição do CG das barras de aço das vigas analisadas.

cobrimento e	classe de agressividade ambiental						
CG das barras	Ι	II	III	IV			
c (mm)	25	30	40	50			
$\mathbf{c_1} (\mathrm{mm}) (1^{\mathrm{a}} \mathrm{camada})$	35	40	50	60			
$\mathbf{c_1} (\mathrm{mm}) (2^{\mathrm{a}} \mathrm{camada})$	65	70	80	90			
$\mathbf{c_1} (\mathrm{mm}) (3^{\mathrm{a}} \mathrm{camada})$	95	100	110	120			

Nota: 1^{a} camada ou camada única, $c_{1} \approx c + 10 \text{ mm}$;

 2^{a} camada, $c_{1} \approx c + s + 20 \text{ mm}$;

 3^{a} camada, $c_{1} \approx c + 2 \cdot s + 30 \text{ mm}$;

onde: c₁ = posição do CG das barras em relação à superfície mais próxima [mm];

c = cobrimento da armadura [mm]

s = 20 mm = espaçamento mínimo entre as barras entre várias camadas (NBR 6118:2003).

8.4.3 Resultados e comentários

Para os elementos sujeitos à flexão simples, os resultados da análise termestrutural são: momento fletor resistente em situação de incêndio, relação entre os momentos fletores resistentes em situação de incêndio e à temperatura ambiente (eq. 8.16) e braço do momento fletor, i.e., distância entre os pontos de ação das forças resultantes do concreto e do aço em situação de incêndio. Todos os resultados são fornecidos em função do tempo de aquecimento.

$$\mu_{\rm fi} = \frac{M_{\rm Rd,fi}(t)}{M_{\rm Rd}} = \frac{M_{\rm Rd,fi}(\rm TRF)}{M_{\rm Rd}}$$
(8.16)

onde: μ_{fi} = razão entre os valores de cálculo dos momentos fletores resistentes em situação de incêndio e em situação normal;

 $M_{Rd,fi}(t)$ = valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio em função do tempo de aquecimento [kN.m/m ou kN.m];

 M_{Rd} = valor de cálculo do momento fletor resistente em situação normal [kN.m/m ou

kN.m];

t = tempo de aquecimento [min].

Para elementos sujeitos à flexão simples, considera-se apenas o momento fletor da seção mais solicitada. A segurança é atendida quando $M_{Sd,fi} \le M_{Rd,fi}$. O TRF é o tempo correspondente ao tempo máximo de resistência, quando $M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi}$. Substituindo-se M_{Rd} por $M_{Sd,fi}$ na eq. (8.16), tem-se:

$$\mu_{\rm fi} = \frac{M_{\rm Rd,fi}({\rm TRF})}{M_{\rm Rd}} = \frac{M_{\rm Sd,fi}}{M_{\rm Rd}}$$
(8.17)

onde: $M_{Sd,fi}$ = valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio, calculado a partir da combinação excepcional de ações;

 $M_{Rd,fi}$ = valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio.

Para lajes e vigas isostáticas de edifícios urbanos correntes sem a ação dos ventos, pode-se estimar o valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio com base no valor de cálculo do momento fletor solicitante em situação normal, assumindo-se, à favor da segurança, $\eta_{fi} = 0,7$.

É uma simplificação para lajes e vigas solicitadas apenas por carregamento permanente e acidental, e corresponde ao máximo admissível em projeto na situação normal, i.e., $M_{Sd} = M_{Rd}$ (eq. 8.18). Nesse caso, $\mu_{fi} = 0,7$ pode representar o momento fletor resistente relativo para as estruturas isostáticas sob a máxima solicitação de projeto à temperatura ambiente.

$$\mu_{\rm fi} = \frac{M_{\rm Sd,fi}}{M_{\rm Rd}} = \frac{\eta_{\rm fi} \cdot M_{\rm Sd}}{M_{\rm Rd}} = \frac{0.7 \cdot M_{\rm Sd}}{M_{\rm Rd}} = 0.7 \cdot 1 = 0.7$$
(8.18)

Nas vigas hiperestáticas de pórticos de edifícios, normalmente há incidência da carga de vento e o $\eta_{fi} < 0,7$ (vide Cap. 5). Nesses casos, $0,6 \le \eta_{fi} < 0,7$ e, por conseguinte, $0,6 \le \mu_{fi} < 0,7$, podem fornecer uma ordem de grandeza para avaliar a resistência ao fogo; esse critério foi usado nas estimativas de resistência (TRF e M_{Rd,fi}) seguintes.

Mesmo sem carga de vento, as lajes e vigas hiperestáticas possuem a capacidade de redistribuir esforços e o julgamento com base apenas da capacidade resistente das seções

ainda é conservador.

8.4.3.1 Lajes maciças aquecidas na superfície inferior

Os resultados da análise termestrutural estão apresentados nas Figura 8.21 e Figura 8.22, para seções de momentos positivos, e Figura 8.23 a Figura 8.26, para seções de momentos negativos. No Apêndice B, estão os resultados para todas as seções de laje investigadas.

A Figura 8.27 e Figura 8.28 apresentam a relação entre os momentos fletores resistentes em situação de incêndio e à temperatura ambiente em função do tempo de aquecimento (eq. 8.13), para as seções de momento positivo e negativo de algumas lajes.

O TRF das seções armadas é influenciado pela posição da armadura definida pela classe de agressividade ambiental (Tabela 8.9); para as seções de momento negativo, ele é influenciado também pela taxa de armadura (ρ_s).

À primeira vista, a taxa de armadura (ρ_s) parece não afetar muito os valores do momento fletor resistente relativo (μ_{fi}) para seções de momento positivo (Figura 8.27).

Para compreender melhor o impacto do aquecimento na zona tracionada ou aquecida sobre a relação μ_{fi} , a análise teórica da capacidade resistente da seção à temperatura ambiente e em situação de incêndio foi desenvolvida a seguir.

A profundidade do bloco comprimido da seção pode ser calculada pela eq. (8.19) para a situação normal de projeto e, pela eq. (8.20), para a situação de incêndio quando a zona tracionada da seção é aquecida.

$$a = \frac{A_{s} \cdot f_{yd}}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{A_{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{s}}}{\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c}} \cdot b} = \frac{A_{s} \cdot \frac{f_{yk}}{1,15}}{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,4} \cdot b} = \frac{560}{391} \cdot \frac{A_{s} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}} \approx 1,43 \cdot \frac{A_{s} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}}$$
(8.19)

onde: a = altura do bloco de concreto comprimido à temperatura ambiente;

b = largura da seção de concreto;

 A_s = área total de aço da armadura tracionada;

 α_{cc} = coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência à compressão do concreto;

 f_{cd} = valor de cálculo da resistência do concreto;

- f_{ck} = valor característico da resistência do concreto;
- γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto (Tabela 8.8);
- f_{yd} = valor de cálculo da resistência do aço;
- f_{yk} = valor característico da resistência do aço;
- γ_s = coeficiente de minoração da resistência do aço (Tabela 8.8).

$$a_{fi} = \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yd}}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{A_{s} \cdot \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_{s}}}{\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c}} \cdot b} = \frac{A_{s} \cdot \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{1}}{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,2} \cdot b} = \frac{24}{17} \cdot \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}} \approx 1,41 \cdot \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}}$$
(8.20)

Dividindo-se a eq. (8.20) pela eq. (8.19), a altura do bloco comprimido em situação de incêndio é próxima ao próprio valor do fator de redução da resistência do aço (eq. 8.21). Se a altura da seção for suficiente para manter o bloco comprimido frio, a altura desse bloco e a linha neutra são influenciados apenas pela redução da resistência do aço por meio do fator $\kappa_{s,\theta}$.

$$\frac{a_{fi}}{a} = \frac{\frac{24}{17} \cdot \frac{A_s \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}}}{\frac{560}{391} \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}}} = \frac{69}{70} \cdot \kappa_{s,\theta} \approx 0,99 \cdot \kappa_{s,\theta}$$

$$\therefore a_{fi} \approx \kappa_{s,\theta} \cdot a$$
(8.21)

O valor de cálculo do momento fletor resistente pode ser estimado pela eq. (8.22), para a situação ambiente e, pela eq. (8.23) para a situação de incêndio.

$$M_{Rd} = A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = A_{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{s}} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = A_{s} \cdot \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$
(8.22)

$$M_{Rd,fi} = A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a_{fi}}{2}\right) = A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{s}} \cdot \left(d - \frac{a_{fi}}{2}\right) \approx A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{1} \cdot \left(d - \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot a}{2}\right)$$
(8.23)

Sendo $M_{Rd,fi}$ função de $\kappa_{s,\theta}$, a redução do momento fletor resistente depende exclusivamente da redução da resistência do aço, i.e., da temperatura elevada (θ_s) do aço da armadura positiva. A temperatura está associada ao tempo de aquecimento, $M_{Rd,fi} = M_{Rd,fi} (\theta_s(t))$.

Usualmente, as lajes e vigas de concreto armado são projetadas para a situação normal, aproveitando-se a capacidade máxima dos materiais, concreto e aço, i.e., as seções armadas se comportam dentro do domínio 3 de deformações, significando $\frac{a}{d} < 0.2$. Por isso, a

simplificação do termo $\frac{\left(d - \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot a}{2}\right)}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} \approx 1 \text{ na eq. (8.24) é válida quando "a" é bem pequeno,}$

típico de seções de momento positivo. Nas vigas, a altura útil da seção é bem maior, comparada à profundidade do bloco comprimido frio nas seções de momento positivo.

$$\mu_{\rm fi} = \frac{M_{\rm Rd,fi}(t)}{M_{\rm Rd}} \approx \frac{A_{\rm s} \cdot \kappa_{\rm s,\theta} \cdot \frac{f_{\rm yk}}{1} \cdot \left(d - \frac{\kappa_{\rm s,\theta} \cdot a}{2}\right)}{A_{\rm s} \cdot \frac{f_{\rm yk}}{1,15} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \approx 1,15 \cdot \kappa_{\rm s,\theta} \cdot \frac{\left(d - \frac{\kappa_{\rm s,\theta} \cdot a}{2}\right)}{\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
(8.24)

A eq. (8.24) justifica as influências desprezáveis da taxa da armadura tracionada e da altura da seção sobre o momento fletor relativo, nas seções onde apenas a zona tracionada é aquecida. Para lajes de $h \ge 120$ mm, os valores de μ_{fi} são muito próximos, significando que a influência da altura sobre o campo de temperaturas da seção próximo à superfície exposta ao calor é limitada (Figura 8.28).

A partir de certa altura, há uma estabilidade no campo de temperaturas próximo à superfície exposta ao calor, onde as armaduras estão alojadas.

As lajes de 50 mm \leq h < 80 mm são mais sensíveis à influência da taxa da armadura nas seções de momento positivo; por serem muito finas, o calor aumenta a temperatura na zona comprimida do concreto acima dos 200 °C.

A resistência do material diminui e a altura do bloco comprimido é influenciada também pela taxa de armadura (eq. 8.25; Figura 8.27).

Quando o concreto comprimido é aquecido, a altura do bloco comprimido aumenta em função da envoltória de resistências do concreto aquecido (eqs. 8.25, 8.26, 8.28), com base no

gradiente de temperaturas da seção; ambos os momentos resistentes positivo (eqs. 8.27) e negativo (eqs. 8.29) são afetados.

$$\frac{a_{fi}}{a} = \frac{\frac{24}{17} \cdot \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{b \cdot \int_{0}^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx}}{\frac{560}{391} \cdot \frac{A_{s} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{ck}}} = \frac{69}{70} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\int_{0}^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx} \approx 0,99 \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\int_{0}^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx}$$

$$\therefore a_{fi} \approx \left(\kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\int_{0}^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx}\right) \cdot a$$
(8.25)

A altura do bloco comprimido aquecido depende, diretamente, da redução das resistências do concreto e do aço e, indiretamente, da taxa de armadura que influencia a linha neutra $x_{\rm fi}$.

$$a_{fi} = \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yd}}{\alpha_{cc} \cdot b \cdot \int_{0}^{x,fi} \sigma_{cd,\theta} \cdot dx} = \frac{A_{s} \cdot \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_{s}}}{\alpha_{cc} \cdot b \cdot \int_{0}^{x,fi} \frac{\sigma_{ck,\theta}}{\gamma_{c}} \cdot dx} = \frac{A_{s} \cdot \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{1}}{0,85 \cdot b \cdot \int_{0}^{x,fi} \frac{\sigma_{ck,\theta}}{1,2} \cdot dx}$$

$$a_{fi} = \frac{24}{17} \cdot \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{b \cdot \int_{0}^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx} \approx 1,41 \cdot \frac{A_{s} \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{b \cdot \int_{0}^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx}$$
(8.26)

$$\mu_{fi} = \frac{M_{Rd,fi}(t)}{M_{Rd}} \approx \frac{A_s \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{1} \cdot \left[d - \left(\kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\int_0^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx} \right) \cdot \frac{a}{2} \right]}{A_s \cdot \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$\therefore \mu_{fi} \approx 1,15 \cdot \kappa_{s,\theta} \cdot \frac{\left[d - \left(\kappa_{s,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\int_0^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx} \right) \cdot \frac{a}{2} \right]}{\left(d - \frac{a}{2} \right)}$$
(8.27)

$$\mathbf{a}_{\mathrm{fi}} \approx \left(\frac{\mathbf{f}_{\mathrm{ck}}}{\int_{0}^{\mathrm{x},\mathrm{fi}} \sigma_{\mathrm{ck},\theta} \cdot \mathrm{dx}}\right) \cdot \mathbf{a}$$
(8.28)

$$\mu_{fi} = \frac{M_{Rd,fi}(t)}{M_{Rd}} \approx \frac{A_s \cdot \frac{f_{yk}}{1} \cdot \left[d - \left(\frac{f_{ck}}{\int_0^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx} \right) \cdot \frac{a}{2} \right]}{A_s \cdot \frac{f_{yk}}{1,15} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$\therefore \mu_{fi} \approx 1,15 \cdot \frac{\left[d - \left(\frac{f_{ck}}{\int_0^{x,fi} \sigma_{ck,\theta} \cdot dx} \right) \cdot \frac{a}{2} \right]}{\left(d - \frac{a}{2} \right)}$$
(8.29)

A análise paramétrica de taxa de armaduras sinalizou a baixa resistência ao fogo para seções de momento negativo com taxa de armadura $\rho_s \leq 1\%$, se não houver a redistribuição de esforços.

A Figura 8.27 permite comparar a capacidade relativa resistente à flexão parametrizada pelos coeficientes de redução da resistência do aço ($\kappa_{s,\theta}$), com base nas tensões de prova à deformação linear específica de 2% e 0,2%. A NBR 15200:2004 fornece ambos os coeficientes, respectivos ao aço tracionado e comprimido.

Na realidade, os coeficientes baseiam-se em ensaios à tração (Cap. 5, item 5.3.2); a limitação da deformação residual para definir a tensão de prova visa assegurar a ação solidária entre o concreto e o aço ou limitar a deformação exagerada de elementos muito flexíveis.

Na maioria das seções armadas usuais, para o concreto e o aço aquecidos à mesma temperatura, a deformação máxima possível ao concreto é inferior àquela do aço definida pelo $\kappa_{s,\theta}$ a 2% "para tração".

Nas zonas comprimidas de concreto, as armaduras não conseguem se deformar a $\varepsilon_{s,\theta} = 2\%$ antes do esmagamento do concreto (ANDERBERG, 1978; HERTZ, 2004a e 2004b). Nas zonas tracionadas, o uso do $\kappa_{s,\theta}$ a 2% para as armaduras deveria limitar-se apenas às seções armadas "T" ou vigas retangulares, que possuem altura suficiente para permitir grandes deformações do aço tracionado, sem risco de ruptura frágil do concreto (HERTZ, 2004a, 2004b e 2006c).

O uso do $\kappa_{s,\theta}$ a $\varepsilon_{s,\theta} \ge 2\%$ também tem sido limitado às armaduras de sistemas estruturais mistos de aço e concreto, reconhecidamente dotados de maior capacidade de deformação. Pode-se usá-lo, desde que comprovada a ausência de rupturas localizadas tais como: lascamentos, cisalhamento, flambagem localizada, etc. (ECCS, 2001; EN 1994-1-2:2005).

Na prática o $\kappa_{s,\theta}$ a 2% "para tração" é pouco usado, mesmo para as armaduras tracionadas (DOTREPPE, 1997). Para lajes, o $\kappa_{s,\theta}$ a 2% poderia ser considerado nas situações em que a estanqueidade não é requerida como critério de resistência ao fogo, conforme legislação local.

8.4.3.2 Lajes maciças aquecidas em ambas as superfícies

As Figura 8.29 e Figura 8.30 apresentam o TRF segundo o critério de estabilidade estrutural, considerando-se as cargas acidentais usuais de projeto e <u>ausência</u> de qualquer reserva estrutural no projeto à temperatura ambiente.

A capacidade resistente da seção armada é influenciada pela taxa de armadura e da classe de agressividade ambiental (espessura do cobrimento), i.e., da posição do CG das armaduras em relação à superfície exposta ao calor mais próxima (Figura 8.31).

Considerando-se o fator de redução do aço $\kappa_{s,\theta}$ definido pela tensão de prova com base na deformação residual $\varepsilon_{s,\theta} = 2\%$, o tempo de resistência ao fogo está nos intervalos: 54 min \leq TRF \leq 77 min, para lajes de h = 100 mm; 75 min \leq TRF \leq 120 min, para lajes de h = 150 mm; 84 min \leq TRF \leq 120 min, para lajes de h = 200 mm.

Considerando-se o fator de redução do aço $\kappa_{s,\theta}$ definido pela tensão de prova com base na deformação residual $\varepsilon_{s,\theta} = 0,2\%$, o tempo de resistência ao fogo está nos intervalos: 41 min \leq TRF \leq 64 min, para lajes de h = 100 mm; 52 min \leq TRF \leq 120 min, para lajes de h = 150 mm; 56 min \leq TRF \leq 120 min, para lajes de h = 200 mm. A resistência poderá ser maior com o aumento do cobrimento ou com a inclusão do revestimento para fins de análise térmica.

8.4.3.3 Lajes nervuradas

A Figura 8.32 apresenta o TRF, segundo o critério de estabilidade estrutural, e o correspondente valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio, para $\mu_{fi} = 0,7$, considerando-se as cargas acidentais usuais de projeto e <u>ausência</u> de qualquer reserva estrutural no projeto à temperatura ambiente.

As Figura 8.33 e Figura 8.34 apresentam a relação entre os momentos fletores resistentes em situação de incêndio e à temperatura ambiente (eq. 8.13), em função do tempo de aquecimento.

A seção vazada das lajes nervuradas está solicitada apenas ao momento positivo. A seção "T" oferecida pelas nervuras possui maior capacidade de se deformar, sem riscos de ruptura localizada; por isso, assumiu-se o coeficiente de redução da resistência do aço ($\kappa_{s,\theta}$) definido pela tensão de prova com base na deformação residual $\varepsilon_{s,\theta} = 2\%$.

Nenhuma das 10 amostras investigadas apresentou TRF \geq 90 min segundo o critério de estabilidade estrutural, para $\mu_{fi} = 0,7$. O tempo de resistência ao fogo está no intervalo 42 min \leq TRF \leq 61 min. A resistência poderá ser maior com o aumento do cobrimento ou com a inclusão do revestimento para fins de análise térmica.

O arranjo das armaduras considerado nesta análise é possível apenas para as estruturas pertencentes às classes de agressividade ambiental I e II (NBR 6118:2003). Cobrimentos maiores, para a classe de agressividade ambiental III e IV, poderão implicar em arranjo de armaduras dispostas em mais de uma camada; nesses casos, capacidade resistente relativa à flexão poderá ser maior, porém, a capacidade resistente real à temperatura ambiente poderá ser menor por deslocar o CG das armaduras para dentro da seção e reduzir o braço do momento resistente.

Análises experimentais são necessárias para avaliar o efeito do sombreamento sobre a resistência ao fogo segundo o critério de estabilidade estrutural.

		(RF(min)	L					
- 071	- 06		- 09		30 -	Ċ	>		
- 1/2 né	/2 / 6						AS	1	
ervura* ío**							AS	2	
							AT	ю	
							AT	4	
							nr	5	amos
							n	9	tra n°
							nr	7	
							nr	8	
							АT	6	
							AT	10	

Figura 8.32: TRF segundo o critério de estabilidade estrutural, de lajes nervuradas segundo o critério de estabilidade estrutural e o valor de cálculo do momento fletor resistente.

Tabela 8.12: Valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio de lajes nervuradas.

Amostra	Modelo	Fabricante	M _{Rd,fi} (kN*m/m)
-	AS	Astra S/A Indústria e Comércio	8,12
2	\mathbf{AS}	Astra S/A Indústria e Comércio	9,06
3	AT	Atex do Brasil Ltda.	9,55
4	AT	Atex do Brasil Ltda.	16,28
5	NL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	16,28
9	NL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	29,88
7	NL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	38,46
8	NL	Ulma Andaimes, Fôrmas e Escoramentos, Ltda.	64,62
6	AT	Atex do Brasil Ltda.	50,69
10	AT	Atex do Brasil Ltda.	83,73
Notas: V B e ábacos	'alores obt s do Anexo	idos para $\mu_{fi} = 0,7$, a partir dos resultado o C.	os do Anexo

O valor de cálculo do momento fletor resistente para o projeto à temperatura ambiente da seção pode ser obtido pela relação $\mu_{\rm fi} = \frac{M_{\rm Rd,fi}}{M_{\rm Rd}} \Rightarrow M_{\rm Rd} = \frac{M_{\rm Rd,fi}}{\mu_{\rm fi}} = \frac{M_{\rm Rd,fi}}{0.7}.$

Figura 8.33: Momento fletor resistente relativo em situação de incêndio em função do tempo de aquecimento ISO 834:1975 para as amostras 1 a 6.

Figura 8.34: Momento fletor resistente relativo em situação de incêndio em função do tempo de aquecimento ISO 834:1975 para as amostras 7 a 10.

8.4.3.4 Vigas

As vigas possuem apenas a função de estabilidade e menor risco de rupturas localizadas; por isso, assumiu-se o coeficiente de redução da resistência do aço ($\kappa_{s,\theta}$) tensão de prova com base na deformação residual $\varepsilon_{s,\theta} = 2\%$.

O TRF das seções armadas estão apresentados na Figura 8.35 para seções de momentos positivos, e nas Figura 8.36 a Figura 8.40, para seções de momentos negativos. No Apêndice B, estão os resultados para todas as seções de vigas investigadas. Análogo às lajes, esses resultados representam melhor a resistência ao fogo segundo o critério de estabilidade

estrutural de vigas isostáticas. Para as vigas hiperestáticas, tal julgamento é muito conservador; além de terem a capacidade de redistribuir esforços, as vigas contínuas de edifícios normalmente possuem uma reserva estrutural adicional provida pelo projeto à temperatura ambiente.

Os elementos estruturais de edifícios não são projetados à temperatura ambiente como elementos isolados. Os esforços são aplicados nos pórticos e os efeitos são distribuídos aos elementos que os compõem de maneira mais realista. No projeto à situação normal, as vigas contínuas dos pórticos principais recebem parte do efeito do vento, sendo projetadas para resistir as ações maiores que aquelas devido somente ao peso próprio e à carga acidental.

Em situação de incêndio, despreza-se o efeito do vento e, por isso, a resistência adicional melhora o desempenho estrutural das vigas contínuas, mesmo desprezando-se o efeito favorável da redistribuição de esforços. A reserva estrutural da seção depende de cada caso, por ex., do comprimento da viga, de sua localização no pórtico; por isso, deve-se calcular o momento fletor resistente relativo $\mu_{\rm fi}$ (eq. 8.13) para uma avaliação mais precisa, uma vez que $\mu_{\rm fi} \leq 0.7$.

Para as seções de momento positivo, a taxa de armadura (ρ_s) não influencia significativamente a resistência ao fogo, pelas mesmas razões apresentadas no item 8.4.3.1 (Figura 8.44). Para seções de mesma largura (b_w), a altura (h_w) também não influencia significativamente o momento fletor relativo (Figura 8.41). A resistência relativa é maior para uma mesma taxa de armadura, quando as armaduras são distribuídas em mais de 1 camada).

Quando apenas a zona tracionada é aquecida, a influência desprezável da taxa de armaduras sobre μ_{fi} é mais evidente, do que para as lajes (Figura 8.43). O efeito similar foi observado em lajes maciças: após certa altura, o campo de temperaturas se estabiliza e as isotermas tornamse constantes, paralelas às superfícies laterais (vide item A.2.2, Apêndice A).

A temperatura das armaduras se mantém estável nos locais usuais, próximos às superfícies expostas. A capacidade resistente relativa se mantém constante para seções de mesma largura e arranjo de armaduras (Figura 8.43).

As barras de armadura positiva estão localizadas próximo às superfícies expostas ao calor; quando a largura da seção é ligeiramente aumentada, o campo de temperaturas é arrefecido naquela região. O pequeno "esfriamento" da armadura aumenta significativamente a capacidade resistente.

Figura 8.38: TRF segundo o critério de estabilidade estrutural, de seções de momento negativos de vigas de largura $b_w = 19$ cm e altura 40 cm $\leq h_w \leq 60$ cm, para $\mu_{fi} = 0.6$, armadura distribuída em 1 camada.

Os resultados para 40 cm $\leq h_w \leq 60$ cm podem ser estendidos às seções de altura $h_w > 60$ cm. Para as seções de momento positivo, as vigas T 14 cm x 40 cm à T 14 cm x 60 cm apresentaram: 66 min \leq TRF \leq 107 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 1,3% (arranjo de armaduras em 1 camada); 85 min \leq TRF \leq 115 min (arranjo de armaduras em 2 camadas) e 95 min \leq TRF \leq 116 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 0,4% (arranjo de armaduras em 3 camadas). Os valores mínimos do intervalo correspondem a $\mu_{fi} = 0,7$ e classe de agressividade ambiental I; os máximos, a μ_{fi} = 0,6 e classe de agressividade ambiental IV.

Para as seções de momento negativo, as vigas T 14 cm x 40 cm à T 14 cm x 60 cm apresentaram: 96 min \leq TRF \leq 120 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 1,3% (arranjo de armaduras em 1 ou 2 camadas); 95 min \leq TRF \leq 120 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 0,3% (arranjo de armaduras em 3 camadas iguais). Os valores mínimos do intervalo correspondem a $\mu_{fi} = 0,7$ e classe de agressividade ambiental I; os máximos, a $\mu_{fi} = 0,6$ e classe de agressividade ambiental IV.

Os resultados desta investigação sinalizam a redução da resistência ao fogo de seções de momento negativo com taxa de armadura $\rho_s > 0,15\%$, quando as barras de armadura negativa forem distribuídas em mais de 1 camada, devido à redução do braço do momento resistente da seção. Esses resultados não consideram a redistribuição de esforços.

Para as seções de momento positivo, as vigas T 19 cm x 40 cm à T 19 cm x 60 cm apresentaram: 69 min \leq TRF \leq 120 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 1,3% (arranjo de armaduras em 1 camada); 93 min \leq TRF \leq 120 min (arranjo de armaduras em 2 camadas) e 104 min \leq TRF \leq 120 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 0,4% (arranjo de armaduras em 3 camadas. Os valores mínimos do intervalo correspondem a $\mu_{fi} = 0,7$ e classe de agressividade ambiental I; os máximos, a $\mu_{fi} = 0,6$ e classe de agressividade ambiental IV.

Para as seções de momento negativo, as vigas T 19 cm x 40 cm à T 19 cm x 60 cm apresentaram: 96 min \leq TRF \leq 120 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 1,3% (arranjo de armaduras em 1); TRF \geq 120 min, para 0,15% $\leq \rho_s \leq$ 0,3% (arranjo de armaduras em 2 ou 3 camadas iguais). Os valores mínimos do intervalo correspondem a $\mu_{fi} = 0,7$ e classe de agressividade ambiental I; os máximos, a $\mu_{fi} = 0,6$ e classe de agressividade ambiental IV.

O TRF poderá ser maior com a inclusão de revestimentos para fins de análise térmica. A Figura 8.42 apresenta um exemplo de ganho de resistência ao fogo, ao adotar-se o revestimento de 10 mm de espessura de argamassa de cimento Portland & areia. A seção de momentos positivos da viga T 14 cm x 40 cm com cobrimento das barras particular à classe de agressividade ambiental I teve sua resistência ao fogo aumentada em cerca de 20 min

(Figura 8.42). Para $\mu_{fi} = 0.6$, o TRF = 66 min (sem revestimento) aumentou para TRF = 90 min (com revestimento); para $\mu_{fi} = 0.7$, o TRF = 61 min (sem revestimento) aumentou para TRF = 84 min (com revestimento). Esse resultado pode ser estendido às seções T 14 cm x h_w ≥ 40 cm.