

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Caio de Britto

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO  
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: COMPARAÇÃO  
DE REQUISITOS TÉCNICOS ENTRE A ABNT NBR  
15200:2012 E A ACI/TMS-216.1M-14**

Avaliador:
Defesa: dia __/__/2018 às _____ horas
Local: UFRGS / Prédio Centenário Praça Argentina, 9, sala 106
<b>Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.</b>

Porto Alegre  
Novembro 2018

**CAIO DE BRITTO**

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO  
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: COMPARAÇÃO  
DE REQUISITOS TÉCNICOS ENTRE A ABNT NBR  
15200:2012 E A ACI/TMS-216.1M-14**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado  
ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos  
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientadora: Angela Gaio Graeff**

Porto Alegre  
Novembro 2018

**CAIO DE BRITTO**

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO  
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: COMPARAÇÃO  
DE REQUISITOS TÉCNICOS ENTRE A ABNT NBR  
15200:2012 E A ACI/TMS-216.1M-14**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II – Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Novembro de 2018

Prof.<sup>a</sup> Angela Gaio Graeff  
UFRGS  
Orientadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof.<sup>a</sup> Angela Gaio Graeff (UFRGS)**  
PhD pela Universidade de Sheffield

**Jacinto Manuel Antunes de Almeida (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof.<sup>a</sup> Vanessa Fátima Pasa Dutra (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Alvaro e Denize, por,  
além de sempre estarem ao meu lado, terem tornado tudo  
isso possível.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à professora Angela Gaio Graeff, pela orientação deste trabalho, pela disponibilidade em me atender sempre que tive dúvidas e pelas sugestões e comentários ao longo de todo desenvolvimento do trabalho.

Agradeço à professora Vanessa Fátima Pasa Dutra, pelo interesse em meu trabalho e pelas sugestões dadas como relatora.

Agradeço aos meus pais, Álvaro e Denize, pelo apoio e carinho que sempre me proporcionaram e pela fé que depositam em mim.

Agradeço a minha namorada, Karina Bueno, por sempre ter me ouvido e me feito enxergar meus valores em momentos de dificuldade.

Agradeço a todos meus Irmãos do Capítulo Cavaleiros da Esperança pelo companheirismo e amizade. Sem dúvidas, essa trajetória teria sido muito mais difícil sem o apoio deles.

A nossa maior glória não reside no fato de nunca cairmos,  
mas sim em levantarmo-nos sempre depois de cada queda.

*Oliver Goldsmith*

## RESUMO

A Segurança Contra Incêndio é uma ciência jovem no Brasil, se comparado a Estados Unidos da América e países europeus. Uma importante área de conhecimento que provém dessa ciência é o estudo da segurança estrutural de edifícios de concreto armado em situação de incêndio. A relevância desse tópico fica clara quando se depara com notícias de desabamentos de edifícios causados por incêndios. O estudo e a avaliação das propriedades do concreto e do aço da armadura passiva e ativa em situação de incêndio se torna fundamental para que a estrutura possa suportar um certo intervalo de tempo quando submetida a um incêndio padrão. Essa análise visa tornar possível uma segura evacuação de pessoas e tempo suficiente para realizar a contenção do fogo. Dependendo da ocupação e altura da edificação em questão, as considerações sobre segurança estrutural em situação de incêndio podem ser exigentes ou brandas. No Brasil, os requisitos de projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio constam na ABNT NBR 15200:2012. Já nos EUA, os requisitos técnicos estão descritos na ACI/TMS 216.1M-14. Este trabalho propõe uma comparação entre os requisitos técnicos exigidos pelos dois procedimentos normativos, bem como uma análise dos diferentes métodos de verificação de segurança que elas apresentam. Ressalta-se que as análises feitas neste trabalho dirão respeito apenas a estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Nesse contexto, essas normas trazem métodos de avaliação da segurança estrutural: algumas metodologias optam por definir dimensões mínimas de seção transversal e cobrimento para elementos estruturais, outras optam por analisar a perda de momento resistente devido ao incêndio. São analisados o Método Tabular e os Métodos Simplificados da NBR 15200:2012. Já para a norma americana, são abordados o Método Tabular e o Método Analítico. Para elucidar a comparação de maneira prática, é proposto um estudo de caso: a análise de um pavimento-tipo de um edifício residencial em situação de incêndio segundo os métodos de verificação de segurança das duas normas. Busca-se analisar quais os benefícios de cada método e quais são mais exigentes nos requisitos de projeto. O que se observou foi que, mesmo com a disparidade de conhecimento entre EUA e Brasil na Segurança Contra Incêndio, a norma brasileira possui métodos práticos de se aplicar e que geram bons resultados. Já a norma americana, embora bem detalhada, se mostrou conservadora.

Palavras-chave: Segurança Contra Incêndio. Segurança Estrutural. Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio. NBR 15200:2012. ACI/TMS 216.1M-14.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa .....	12
Figura 2 – Representação das reações físico-químicas do concreto em altas temperaturas .....	14
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação do concreto para uma temperatura $\theta$ .....	17
Figura 4 – Gráfico dos valores de $k_{cE,\theta}$ em função da temperatura e do agregado do concreto .....	18
Figura 5 – Calor específico do concreto para umidades de 0, 1,5 e 3% .....	21
Figura 6 – Gráfico tensão-deformação do aço a uma temperatura $\theta$ .....	29
Figura 7 – Curva temperatura X tempo do incêndio-padrão .....	30
Figura 8 – Representação das distâncias $c_1$ e $c_{11}$ .....	36
Figura 9 – $b_{min}$ e $b_{wmin}$ para vigas de larguras variáveis .....	36
Figura 10 – Coeficientes para cálculo do tempo de resistência ao fogo de pilares .....	44
Figura 11 – Procedimento de cálculo da capacidade resistente da seção de concreto armado segundo métodos simplificados .....	47
Figura 12 – (a) Redução de seção de uma viga com três faces aquecidas com a região tracionada exposta ao fogo; (b) redução de seção de uma viga com três faces aquecidas com a região comprimida exposta ao fogo; (c) exposição do fogo nas quatro faces de pilar ou viga .....	49
Figura 13 – Redução de seção de elementos de concreto submetidos a altas temperaturas, segundo Método das Zonas .....	50
Figura 14 – Resistência ao fogo de lajes, em função do tipo de agregado, tipo de aço, intensidade de momentos e cobrimento $u$ .....	58
Figura 15 – Redistribuição do diagrama de momentos fletores para uma viga carregada uniformemente contínua sobre um apoio .....	59
Figura 16 – Redistribuição do diagrama de momentos fletores para uma viga carregada uniformemente contínua sobre os dois apoios .....	60
Figura 17 – Resumo da redistribuição de momentos em situação de incêndio .....	
Figura 18 – temperatura dentro da laje para concreto de (a) agregado carbonato; (b) agregado semi-leve; (c) agregado silicoso .....	60
Figura 19 – redução de resistência do concreto em altas temperaturas e resfriamento não tensionado residual para (a) agregado carbonato; (b) agregado semi-leve; (c) agregado silicoso e (d) resistência de barras de aço em altas temperaturas .	63
Figura 20 – Curvas para determinação da temperatura no aço e concreto .....	67
Figura 21 – Curvas de temperatura para viga com dimensões definidas .....	68
Figura 22 – Canto de uma viga de base 12 cm com a representação dos cobrimentos $c_1$ e $c_{11}$ .....	77

Figura 23 – Isotermas para seções de lajes maciças em função da distância de exposição ao fogo .....	82
Figura 24 – Divisão da seção da laje em zonas .....	83
Figura 25 – Armaduras da Laje L206 .....	84
Figura 26 – Perfil de temperaturas do Pilar P5 para um TRRF de 60 minutos .....	89
Figura 27 – Divisão da seção do pilar em zonas segundo o Método das Zonas .....	89
Figura 28 – Gráfico de Interação entre $N_{Rd}$ e $M_{Rd,y}$ em $t_f$ e $t_{f,m}$ respectivamente .....	92
Figura 29 – Viga V226 e seções AA e BB .....	93
Figura 30 – Divisão da largura $w$ da viga em quatro zonas .....	94
Figura 31 – Representação de $\frac{1}{4}$ do perfil de temperaturas dentro da viga V226, considerando a simetria .....	94
Figura 32 – Forças que atuam na seção .....	96
Figura 33 – Viga V226 e seus respectivos momentos fletores à temperatura ambiente ..	104
Figura 34 – Diagrama de momentos com redistribuição .....	106

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação de construção: restringida e não restringida .....	53
Quadro 2 – Comparações entre a NBR 15200:2012 e a ACI/TMS 216.1M-14 em termos de abrangência, estruturação do texto e propriedades dos materiais ....	71
Quadro 3 – Métodos de verificação da NBR 15200:2012 .....	72
Quadro 4 – Métodos de verificação da ACI/TMS 216.1M-14 .....	73
Quadro 5 – Comparação de resultados da aplicação dos métodos da NBR 15200:2012 e ACI/TMS-216.1M-14 aos elementos V226, L206 e P5 .....	109

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de redução $k_{c,\theta}$ em função da temperatura atingida pelo concreto.....	15
Tabela 2 – Valores de $\varepsilon_{c1,\theta}$ e de $\varepsilon_{cu,\theta}$ em função da temperatura $\theta$ .....	16
Tabela 3 – Coeficiente $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ em função da temperatura .....	25
Tabela 4 – Valores da relação $k_{p\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$ para aços de armadura passiva .....	28
Tabela 5 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas .....	35
Tabela 6 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos .....	35
Tabela 7 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas .....	38
Tabela 8 – Dimensões mínimas para lajes contínuas .....	38
Tabela 9 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo .....	39
Tabela 10 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas .....	39
Tabela 11 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas .....	39
Tabela 12 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção ....	40
Tabela 13 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo .....	40
Tabela 14 – Dimensões mínimas para pilares-parede .....	43
Tabela 15 – Larguras mínimas de seção para utilização do Método da Isoterma de 500°C .....	48
Tabela 16 – Resistência ao fogo de paredes, lajes de cobertura e lajes de piso .....	52
Tabela 17 – Mínimo cobrimento para lajes de cobertura e lajes de piso de concreto ....	54
Tabela 18 – Cobrimento mínimo para vigas .....	55
Tabela 19 – Dimensões mínimas para pilares de concreto em situação de incêndio .....	69
Tabela 20 – Dimensões mínimas para pilares de concreto em situação de incêndio com exposição ao fogo em duas faces paralelas .....	69
Tabela 21 – Lista de vigas da edificação e suas dimensões mínimas segundo o Método Tabular .....	78
Tabela 22 – Dados do Pilar P5 .....	80
Tabela 23 – Coeficientes para cálculo do TRF do Pilar P5 .....	81
Tabela 24 – Temperatura do concreto em cada zona e respectivos coeficientes de redução de resistência .....	83
Tabela 25 – Redução da resistência do aço das armaduras .....	85
Tabela 26 – Profundidade da linha neutra em seções de momento positivo .....	86
Tabela 27 – Momentos positivos solicitantes em situação de incêndio .....	87
Tabela 28 – Comprimento $a_{fi}$ para cada trecho de armadura negativa .....	87
Tabela 29 – Momentos negativos solicitantes por trecho .....	88

Tabela 30 – Temperatura e coeficiente de redução da resistência do concreto por zona	90
Tabela 31 – Informações de cargas e momentos do pilar P5 .....	91
Tabela 32 – Redução de resistência do aço .....	91
Tabela 33 – Temperaturas por zona e cálculo da espessura $a_z$ .....	94

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

CEN – Comitê Europeu de Normalização

CG – Centro de Gravidade

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

EN – European Norm

EUA – Estados Unidos da América

NBR – Norma Brasileira

RS – Rio Grande do Sul

SCI – Segurança Contra Incêndio

TMS – The Masonry Society

TRF – Tempo de Resistência ao Fogo

TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_{fi} = a_{\theta} = x_{fi}$  – profundidade da linha neutra em situação de incêndio (cm);

$A_{s,calc}(0)$  – área de aço da armadura negativa, calculada segundo NBR 6118:2014 (cm<sup>2</sup>);

$A_{s,calc}(x)$  – mínima área de aço necessária da armadura negativa, na posição  $x$ , medida a partir do eixo do apoio (cm<sup>2</sup>);

$A_{s,min}$  – armadura mínima (cm<sup>2</sup>);

$A_{si}$  – área transversal da barra  $i$  (cm<sup>2</sup>);

$a_z$  – largura a ser descontada da seção original de um elemento estrutural segundo método das zonas (cm);

$b_{fi}$  – largura reduzida de um elemento de concreto armado em situação de incêndio (cm);

$b_{min}$  – largura mínima da viga ou pilar (cm);

$b_{wmin}$  – largura mínima da alma da viga (cm);

$c_1$  – distância do CG de uma barra até a face aquecida mais próxima (mm);

$c_{1hi}$  – distância da barra  $i$  até a face lateral mais próxima (mm);

$c_{1m}$  – distância média das barras de aço longitudinais dispostas e mais de uma camada à face do concreto mais próxima (mm);

$c_{1vi}$  – distância da barra  $i$  até o fundo da viga (mm);

$c_p(\theta)$  – calor específico do concreto em função da temperatura  $\theta$  (J/kg·°C);

$d$  – altura útil da seção medida do CG da armadura até a fibra mais comprimida do concreto (mm);

$d_{ef}$  – distância do CG da armadura até a fibra mais comprimida do concreto, desde que a temperatura não exceda 760°C (mm);

$d_{fi}$  – altura útil de um elemento de concreto armado em situação de incêndio;

$e$  – excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio (cm);

$E_{ci}$  – módulo de elasticidade inicial do concreto à temperatura ambiente (MPa);

$E_{ci,\theta}$  – módulo de elasticidade inicial do concreto sob a temperatura  $\theta$  (MPa);

$E_s$  – módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (MPa);

$E_{s,fi}$  – módulo de elasticidade do aço em situação de incêndio (MPa);

$E_{s,\theta}$  – módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta$  (MPa);

$e_x$  – excentricidade da força de cálculo em um pilar na direção x (cm);

$e_y$  – excentricidade da força de cálculo em um pilar na direção y (cm);

$f'_c$  – resistência à compressão do concreto segundo ACI (MPa);

$f_{c,\theta}$  – resistência à compressão do concreto em situação de incêndio (MPa);

$f_{cd}$  – resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente (MPa);

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente (MPa);

$f_{c\theta}$  – resistência à compressão do concreto em situação de incêndio (MPa);

$F_d$  – valor de cálculo da ação (kN ou kN.m);

$F_{Gi,k}$  – valor característico da ação permanente i (kN);

$f_{p,\theta}$  – resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura  $\theta$  (MPa);

$f_{pu}$  – resistência à ruptura do aço para protensão (MPa);

$F_{Q,exc}$  – valor da ação transitória excepcional (kN);

$F_{Qj,k}$  – valor característico da ação variável j (kN).

$f_{y,\theta}$  – resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta$  (MPa);

$f_{yk}$  – resistência característica ao escoamento do aço à temperatura ambiente (MPa);

$f_{yk,fi}$  – resistência característica ao escoamento do aço em situação de incêndio (MPa);

$I$  – momento de inércia da seção ( $m^4$ );

$k_{c,m}$  – valor médio dos fatores de redução de resistência do concreto utilizado no método das zonas (adimensional);

$k_{c,\theta}$  – fator de redução da resistência do concreto na temperatura  $\theta$  (adimensional);

$k_{c,\theta i}$  – fator de redução de resistência à compressão do concreto em altas temperaturas para a zona  $i$  (adimensional);

$k_{cE,\theta}$  – coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto (adimensional);

$k_{s,\theta}$  – fator de redução da resistência do aço à temperatura  $\theta$  (adimensional);

$l$  – comprimento do elemento à temperatura ambiente (m);

$l_{ef}$  – comprimento efetivo do vão da viga (m);

$l_{ef,fi}$  – comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio (m);

$M$  – momento devido ao máximo carregamento de serviço (N.m);

$M_{n\theta}^+$  – momento positivo nominal resistente da seção a uma temperatura elevada (N.m);

$M_{0Sd,fi}$  – valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio (kN.cm);

$M_k$  – momento fletor característico (kN.m);

$M_n$  – momento nominal resistente da seção (N.m);

$M_{n\theta}^-$  – momento nominal negativo resistente de uma seção em elevada temperatura (N.m);

$M_{n\theta}$  – momento nominal resistente da seção a uma temperatura elevada (N.m);

$M_{Rd,fi}$  – momento fletor resistente em situação de incêndio (kN.m);

$M_{Sd}$  – momento fletor solicitante à temperatura ambiente (kN.m);

$M_{Sd,fi,x}$  – momento fletor solicitante em situação de incêndio na direção  $x$  de um pilar (kN.m);

$M_{Sd,fi,y}$  – momento fletor solicitante em situação de incêndio na direção y de um pilar (kN.m);

$M_{Sd,x}$  – momento fletor solicitante à temperatura ambiente na direção x de um pilar (kN.m);

$M_{Sd,y}$  – momento fletor solicitante à temperatura ambiente na direção y de um pilar (kN.m);

$M_{x1}$  – máximo valor do momento positivo redistribuído à distância  $x_1$  (N.m);

n – número de zonas paralelas (adimensional);

$N_{0Sd,fi}$  – valor de cálculo do esforço de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio (kN);

$N_{Rd}$  – valor de cálculo da força normal resistente de um pilar à temperatura ambiente (kN);

$N_{Sd}$  – valor de cálculo da força normal solicitante de um pilar à temperatura ambiente (kN);

$N_{Sd,fi}$  – valor de cálculo da força axial em um pilar em situação de incêndio (kN);

°C – grau Celsius, unidade de medida de temperatura;

r – raio de giração da seção transversal (m);

$R_{cc}$  – resultante de compressão no concreto (kN);

$R_{d,fi}$  – resistência de cálculo para análise de situação de incêndio;

$R_{st}$  – resultante de tração no aço (kN);

$S_{d,fi}$  – solicitações de cálculo para análise de situação de incêndio;

w – largura do elemento estrutural a ser considerada para aplicação do método das zonas (cm);

w – soma de cargas de serviço segundo ACI (N/m);

x – distância de um ponto da seção de uma laje maciça à superfície em contato com o fogo (mm);

$z_{fi}$  – braço de alavanca das resultantes de tração e compressão em situação de incêndio (cm);

$\gamma_c$  – coeficiente de minoração da resistência do concreto (adimensional);

$\gamma_{gi}$  – coeficiente de ponderação da ação permanente i (adimensional);

$\gamma_m$  – coeficiente de ponderação de resistências (adimensional);

$\gamma_s$  – coeficiente de minoração da resistência do aço (adimensional);

$\Delta l$  – variação do comprimento do elemento de concreto elevado (m);

$\Delta l / l$  – alongamento específico do elemento (adimensional);

$\varepsilon_{c,\theta}$  – deformação no concreto à temperatura  $\theta$  (adimensional);

$\varepsilon_{c1,\theta}$  – deformação no concreto considerando à máxima tensão resistente no concreto à temperatura  $\theta$  (adimensional);

$\varepsilon_{cu,\theta}$  – deformação última do concreto à temperatura  $\theta$  (adimensional);

$\varepsilon_{y,\theta}$  – deformação específica no aço associado à tensão de escoamento (%);

$\theta$  – temperatura (°C);

$\lambda$  – condutividade térmica (W/m/°C);

$\lambda_{fi}$  – esbeltez em situação de incêndio (adimensional);

$\mu$  – relação entre esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio e esforços resistentes de cálculo à temperatura ambiente (adimensional);

$\rho$  – taxa de armadura;

$\sigma_{c,\theta}$  – tensão no concreto à temperatura  $\theta$  (MPa);

$\psi_{0j,ef}$  – fator de combinação ativo das ações que podem agir simultaneamente a  $F_{Q,exc}$  (adimensional);

$\psi_{2j}$  – fator de redução de combinação para ação quase permanente para ELS (adimensional);

$\omega$  – taxa mecânica de armadura (adimensional).

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	9
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	10
2.1 QUESTÃO .....	10
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	10
<b>2.2.1 Objetivos gerais</b> .....	10
<b>2.2.2 Objetivos específicos</b> .....	10
2.3 DELIMITAÇÕES .....	11
2.4 LIMITAÇÕES .....	11
2.5 DELINEAMENTO DA PESQUISA .....	11
<b>3 ANÁLISE DA ABNT NBR 15200:2012</b> .....	13
3.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	13
<b>3.1.1 Concreto</b> .....	13
3.1.1.1 Resistência à compressão .....	15
3.1.1.2 Módulo de Elasticidade .....	17
3.1.1.3 Alongamento .....	18
3.1.1.4 Calor específico .....	20
3.1.1.5 Condutividade térmica .....	21
3.1.1.6 Densidade .....	22
<b>3.1.2 Aço</b> .....	24
3.1.2.1 Resistência ao escoamento .....	24
3.1.2.2 Módulo de elasticidade .....	25
3.1.2.3 Diagrama tensão-deformação .....	26
3.2 INCÊNDIO-PADRÃO E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO .	29
<b>3.2.1 Incêndio padrão</b> .....	29
<b>3.2.2 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)</b> .....	30
3.3 MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	31
<b>3.3.1 Método tabular</b> .....	33
3.3.1.1 Vigas .....	34
3.3.1.2 Lajes .....	37
3.3.1.3 Pilares .....	40
<b>3.3.2 Método analítico para pilares</b> .....	43
<b>3.3.3 Métodos simplificados de cálculo</b> .....	45

3.3.3.1 Método da Isoterma de 500°C .....	48
3.3.3.2 Método das zonas .....	50
<b>4 ANÁLISE DA ACI/TMS 216M-14</b> .....	<b>52</b>
4.1 PAREDES E LAJES DE PISO DE CONCRETO .....	52
4.2 COBRIMENTO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO .....	53
<b>4.2.1 Cobrimento de lajes</b> .....	<b>54</b>
<b>4.2.2 Cobrimento de vigas</b> .....	<b>54</b>
4.3 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL AO FOGO E DO COBRIMENTO DE ELEMENTOS FLETIDOS	55
<b>4.3.1 Vigas e lajes biapoiadas não restringidas</b> .....	<b>56</b>
4.3.1.1 Procedimento de cálculo para lajes simplesmente apoiadas .....	56
4.3.1.2 Procedimento de cálculo para vigas simplesmente apoiadas .....	58
<b>4.3.2 Vigas e lajes contínuas</b> .....	<b>58</b>
4.3.2.1 Determinação da resistência ao fogo ou quantidade de armadura para lajes contínuas sobre um apoio .....	62
4.3.2.1.1 <i>Dimensionamento para momento positivo</i> .....	62
4.3.2.1.2 <i>Dimensionamento para trechos de momento negativo</i> .....	64
4.3.2.2 Determinação da resistência ao fogo ou quantidade de armadura para lajes contínuas sobre dois apoios .....	65
4.3.2.3 Procedimento de cálculo para vigas contínuas .....	66
4.4 PILARES DE CONCRETO ARMADO .....	68
<b>5 COMPARAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS NORMATIVOS</b> .....	<b>70</b>
5.1 APRESENTAÇÃO DAS INFORMAÇÕES E ABRANGÊNCIA .....	70
5.2 MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO .....	72
<b>6 ESTUDO DE CASO</b> .....	<b>74</b>
6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO .....	74
6.2 APLICAÇÃO DA NBR 15200:2012 .....	75
<b>6.2.1 Método Tabular</b> .....	<b>75</b>
6.2.1.1 Vigas .....	76
6.2.1.2 Lajes .....	78
6.2.1.3 Pilares .....	79
<b>6.2.2 Método Analítico para Pilares</b> .....	<b>79</b>
<b>6.2.3 Métodos Simplificados</b> .....	<b>81</b>
6.2.3.1 Lajes .....	81
6.2.3.1.1 <i>Análise Térmica</i> .....	81
6.2.3.1.2 <i>Análise Estrutural</i> .....	84

6.2.3.2 Pilares .....	88
6.2.3.2.1 <i>Análise Térmica</i> .....	88
6.2.3.2.2 <i>Análise Estrutural</i> .....	90
6.2.3.3 Vigas .....	92
6.2.3.3.1 <i>Análise Térmica</i> .....	93
6.2.3.3.2 <i>Análise Estrutural</i> .....	95
6.3 APLICAÇÃO DA ACI/TMS-216.1M-14 .....	98
<b>6.3.1 Método Tabular</b> .....	98
6.3.1.1 Lajes .....	98
6.3.1.2 Vigas .....	99
6.3.1.3 Pilares .....	99
<b>6.3.2 Método Analítico para Vigas e Lajes</b> .....	99
6.3.2.1 Lajes em uma direção e vigas biapoiadas .....	100
6.3.2.2 Lajes contínuas .....	101
6.3.2.3 Vigas Contínuas .....	103
6.4 RESUMO E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS .....	108
<b>6.4.1 Viga V226</b> .....	108
<b>6.4.2 Laje L206</b> .....	110
<b>6.4.3 Pilar P5</b> .....	110
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	111
REFERÊNCIAS .....	113
ANEXO A .....	115
ANEXO B .....	124
ANEXO C .....	126
ANEXO D .....	128

## 1 INTRODUÇÃO

A Segurança Contra Incêndios (SCI) é uma área em desenvolvimento na Engenharia Brasileira. Após a ocorrência de grandes incêndios, na década de 70, como os famosos casos dos edifícios Andraus e Joelma, no estado de São Paulo, surgiu a preocupação em se tratar de SCI nos projetos de Engenharia. A evolução histórica desta área mostra que os grandes avanços sempre ocorreram em decorrência de alguma grande tragédia. Pode-se citar, como exemplo disso, o incêndio da Boate Kiss, ocorrido em 2013, em Santa Maria - RS, que motivou grandes avanços na legislação gaúcha em termos de prevenção e proteção contra incêndio.

Dentro do desenvolvimento da SCI, ressalta-se a preocupação em se incorporar, no projeto estrutural de uma edificação, uma análise em relação à ação excepcional correspondente a incêndios. Esta análise tornou-se obrigatória em certas edificações. No Brasil, para dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, utiliza-se a ABNT NBR 15200:2012. Esta norma é superficial em alguns aspectos se comparada com normas internacionais. Como exemplo disso, podemos tomar os métodos simplificados para verificação de segurança contra incêndio das estruturas: enquanto a norma brasileira apenas informa a existência desses métodos, o código europeu os apresenta, roteiriza e contextualiza sua aplicação. Isso pode ser justificado pelo fato de que o desenvolvimento dessa área no Brasil é consideravelmente mais recente que em outros países do mundo.

Tendo em vista essa aparente disparidade entre a base normativa nacional em relação à internacional, propõe-se uma análise comparativa, entre a NBR 15200:2012 - Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio e a ACI/TMS 216.1M-14: *Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies*, procedimento normativo utilizado nos Estados Unidos da América (país cuja segurança contra incêndio é altamente desenvolvida) apresentada pela primeira vez no ano de 1981.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

Neste capítulo, estão enunciadas informações básicas relativas à pesquisa. São abordados, aqui, a questão que define o escopo do trabalho e seus objetivos gerais e específicos. As delimitações, limitações e o delineamento do trabalho também são tratados neste capítulo.

### **2.1 QUESTÃO**

A questão deste trabalho é: quais são as diferenças em termos de procedimentos de verificação e requisitos técnicos de estruturas de concreto armado em situação de incêndio apresentados na NBR 15200:2012 e na ACI/TMS-216.1-14?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

A seguir, estão enunciados os objetivos da pesquisa. Eles podem ser divididos em específicos e gerais.

#### **2.2.1 Objetivos gerais**

O objetivo geral deste trabalho é realizar uma comparação entre a NBR 15200:2012 e a ACI/TMS 216.1-14 em termos de metodologias apresentadas de dimensionamento e verificação de elementos de concreto armado em situação de incêndio.

#### **2.2.2 Objetivos específicos**

Desenvolver um exemplo prático de verificação dos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) em situação de incêndio de um pavimento-tipo de um edifício residencial que foi projetado sem levar em conta a ação do fogo. Essa análise foi feita com base na norma brasileira e com base no procedimento normativo americano, visando a comparação. Além disso, busca-se analisar se há conservadorismo por parte da norma brasileira. A estrutura analisada é o pavimento-tipo da 3ª edição do livro “Projeto de Estruturas de Concreto Armado” de José Milton de Araújo.

## 2.3 DELIMITAÇÕES

Este trabalho delimita-se a uma comparação entre a norma NBR 15200:2012 e o procedimento normativo ACI/TMS 216.1-14, em termos de métodos de dimensionamento/verificação e propriedades dos materiais em altas temperaturas, utilizando-se métodos simplificados e o método tabular registrados na NBR 15200:2012 e procedimentos correspondentes da ACI/TMS 216.1-14.

## 2.4 LIMITAÇÕES

Os métodos de dimensionamento descritos nas duas normas que dependam de experimentos práticos não foram testados. Além disso, não foram utilizados softwares específicos de dimensionamento estrutural em situação de incêndio. As vigas, os pilares e as lajes a serem calculados são de geometria pré-determinada e específica, com seções retangulares e não foram feitas avaliações em relação a diferentes geometrias que poderiam trazer resultados diferentes. Por fim, ressalta-se que essa análise se limita ao estudo de estruturas de concreto armado (concreto e armadura passiva), não se estendendo para estruturas de concreto protendido.

## 2.5 DELINEAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa foi desenvolvida segundo as seguintes etapas:

- a) revisão bibliográfica da NBR 15200:2012;
- b) revisão bibliográfica da ACI/TMS-216.1-14;
- c) comparação das normas;
- d) apresentação da estrutura de pavimento-tipo do edifício residencial que será utilizada como base para as verificações de segurança contra incêndio;
- e) verificação da segurança estrutural do pavimento-tipo apresentado segundo a NBR 15200:2012;
- f) verificação da segurança estrutural do pavimento-tipo apresentado segundo a ACI/TMS-216.1-14;
- g) considerações finais.

Para que possa se estabelecer a interrelação das etapas acima apresentadas, tem-se o diagrama da Figura 1, apresentado a seguir.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

### **3 ANÁLISE DA ABNT NBR 15200:2012**

A proposta deste capítulo é analisar o conteúdo da ABNT NBR 15200:2012. Primeiramente, serão averiguados aspectos que dizem respeito às propriedades dos materiais concreto e aço da armadura passiva em situação de incêndio. Em um segundo momento, serão avaliados os métodos de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio. Em relação aos métodos simplificados, que são abordados de maneira superficial pela norma, serão exploradas bibliografias mais completas que apresentem maior embasamento teórico.

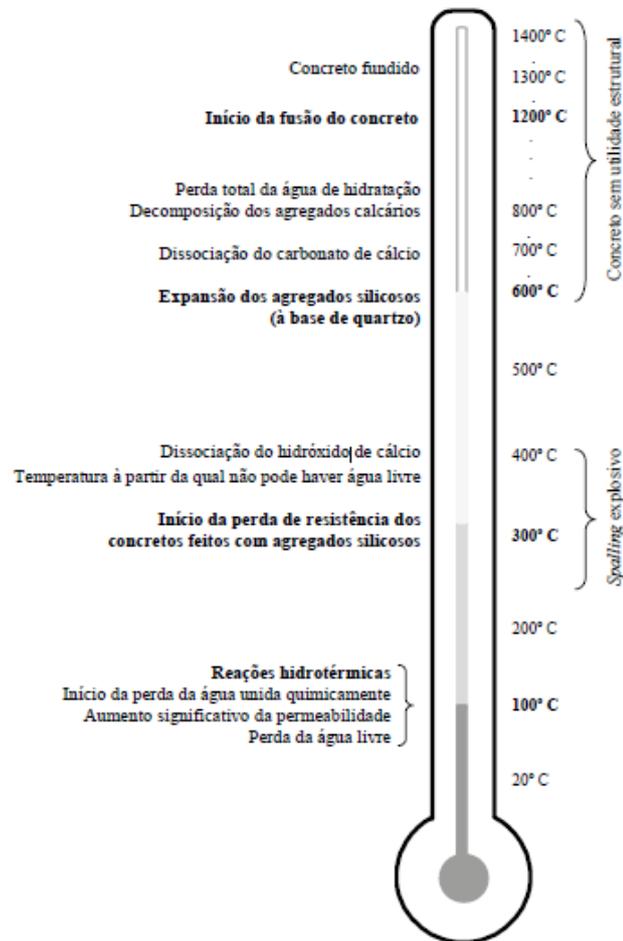
#### **3.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Nesta seção, serão abordadas as propriedades do concreto e do aço da armadura passiva, à medida que se tem um aumento de temperatura,  $\theta$ , ocasionado por situação de incêndio.

##### **3.1.1 Concreto**

É sabido que o concreto, ao sofrer um grande aumento de temperatura, tem suas propriedades físico-químicas alteradas. A severidade e a reversibilidade dessas alterações serão função da intensidade do aumento de temperatura (KLEIN JÚNIOR, 2011). A representação simplificada dessas reações físico-químicas durante a fase de aquecimento do concreto foi sintetizada na Figura 2, a seguir.

Figura 2 – Representação das reações físico-químicas do concreto em altas temperaturas



(fonte: KHOURY<sup>1</sup>, 2000b, apud KLEIN JÚNIOR, 2011)

O foco da análise das propriedades do concreto em situação de incêndio será baseado nas prescrições da ABNT NBR 15200:2012, que traz informações referentes à redução da resistência à compressão do concreto sob altas temperaturas. Em relação à redução do módulo de elasticidade, será usada como base a ABNT NBR 15200:2004, visto que a versão de 2012 suprimiu essa informação. Ainda, no Anexo C da ABNT NBR 15200:2012, expõe-se a maneira de lidar com as propriedades físico-térmicas do concreto como alongamento, calor específico, condutividade térmica e densidade. Estas propriedades serão abordadas a seguir.

<sup>1</sup> KHOURY, G. A. Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment. **Maganize of Concrete Research**, 44, No. 161, pp. 291-309, Dez. 1992.

### 3.1.1.1 Resistência à Compressão

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), pode-se representar o decréscimo da resistência à compressão no concreto em situação de incêndio utilizando-se a fórmula 1, a seguir.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (1)$$

Onde:

$f_{c,\theta}$  = resistência à compressão do concreto em situação de incêndio (MPa);

$k_{c,\theta}$  = fator de redução da resistência do concreto na temperatura  $\theta$  (adimensional);

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente (MPa).

O fator de redução  $k_{c,\theta}$  para concretos que possuam massa específica no intervalo de 2000 kg/m<sup>3</sup> a 2800 kg/m<sup>3</sup> é dado pela Tabela 1, a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Tabela 1 – Fator de redução  $k_{c,\theta}$  em função da temperatura atingida pelo concreto

<b>Temperatura do concreto (°C)</b>	<b><math>k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}</math></b>
1	2
20	1
100	1
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,6
600	0,45
700	0,3
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 8)

Ainda, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) afirma que, para valores intermediários de temperatura em relação aos da Tabela 1, pode ser feita interpolação linear.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), o diagrama tensão-deformação do concreto em situação de incêndio será modelado seguindo a fórmula 2, a seguir.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \cdot \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}}\right)}{2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \quad (2)$$

Onde:

$\sigma_{c,\theta}$  = tensão no concreto à temperatura  $\theta$  (MPa);

$f_{c,\theta}$  = resistência à compressão do concreto à temperatura  $\theta$  (MPa);

$\epsilon_{c,\theta}$  = deformação no concreto à temperatura  $\theta$  (adimensional);

$\epsilon_{c1,\theta}$  = deformação no concreto considerando a máxima tensão resistente no concreto à temperatura  $\theta$ , expresso pela Tabela 2 (adimensional).

Para determinação de  $\epsilon_{c1,\theta}$  pode-se utilizar a Tabela 2 (tabela B.1 da NBR 15200:2012), a seguir.

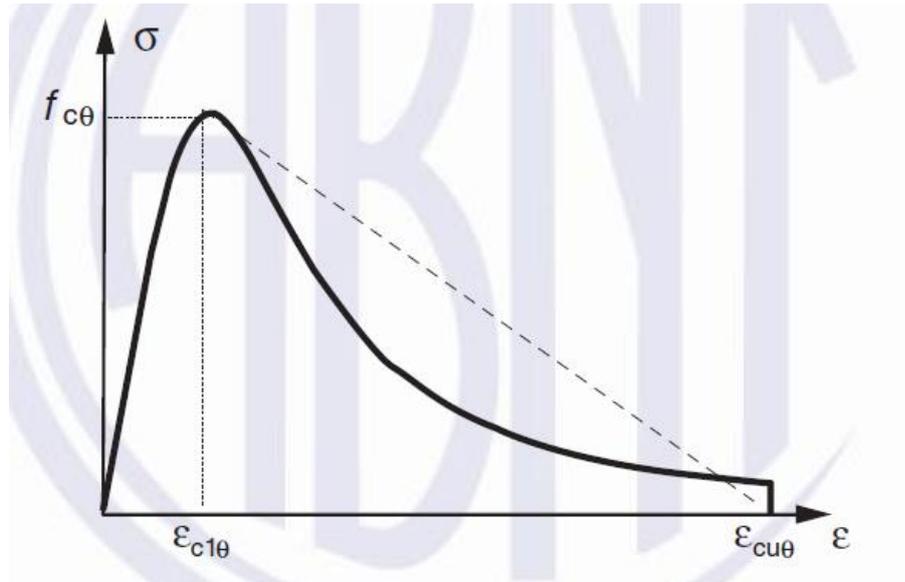
Tabela 2 – Valores de  $\epsilon_{c1,\theta}$  e de  $\epsilon_{cu,\theta}$  em função da temperatura  $\theta$

$\theta$ (°C)	$\epsilon_{c1,\theta}$ (%)	$\epsilon_{cu,\theta}$ (%)
20	0,25	2
100	0,35	2,25
200	0,45	2,5
300	0,6	2,75
400	0,75	3
500	0,95	3,25
600	1,25	3,5
700	1,4	3,75
800	1,45	4
900	1,5	4,25
1000	1,5	4,5
1100	1,5	4,75
1200	1,5	-

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 27 e 28)

Para fins de simplificação do diagrama tensão-deformação, pode-se adotar uma linha reta que ligue as tensões correspondentes às deformações  $\epsilon_{c1,\theta}$  e  $\epsilon_{cu,\theta}$ , sendo  $\epsilon_{cu,\theta}$  a deformação última do concreto à temperatura  $\theta$ , também exposto na Tabela 2. Dessa forma, o diagrama de tensão-deformação do concreto pode ser expresso, conforme a Figura 3, a seguir.

Figura 3 – Diagrama tensão-deformação do concreto para uma temperatura  $\theta$



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 28)

### 3.1.1.2 Módulo de Elasticidade

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004), o módulo de elasticidade do concreto também sofre redução à medida que se tem um aumento de temperatura. Essa redução é calculada a partir da fórmula 3, a seguir.

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} E_{ci} \quad (3)$$

Onde:

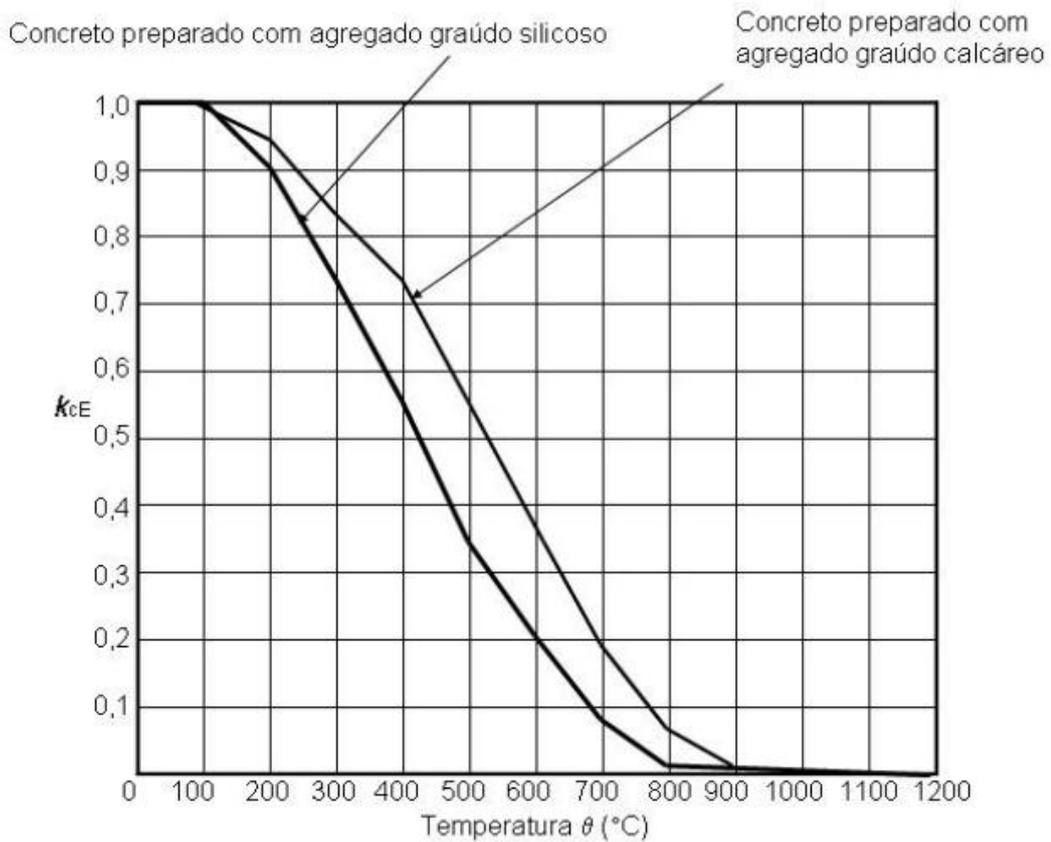
$E_{ci,\theta}$  = módulo de elasticidade inicial do concreto sob a temperatura  $\theta$  (MPa);

$k_{cE,\theta}$  = coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto (adimensional);

$E_{ci}$  = módulo de elasticidade inicial do concreto à temperatura ambiente (MPa);

O coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto é dado pela figura 4, a seguir (ABNT, 2004).

Figura 4 – Gráfico dos valores de  $k_{cE,\theta}$  em função da temperatura e do agregado do concreto



(Fonte: ABNT, 2004, p. 5)

### 3.1.1.3 Alongamento

Ao ser aquecido, o concreto tende a expandir, ou seja, para um dado aumento de temperatura, há um alongamento. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), o alongamento específico, para um concreto preparado com agregados de natureza silicosa, é dado pelas fórmulas 4 e 5, dependendo do intervalo de temperaturas que se está analisando.

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ para } 20 \leq \theta_c < 700 \quad (4)$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \cdot 10^{-3} \text{ para } 700 \leq \theta_c \leq 1200 \quad (5)$$

Onde:

$\theta_c$  = temperatura do elemento de concreto ( $^{\circ}$  C);

$\Delta l$  = variação do comprimento do elemento de concreto elevado a uma temperatura  $\theta_c$  (m);

$l$  = comprimento do elemento de concreto à temperatura ambiente (m);

$\Delta l / l$  = alongamento específico do elemento de concreto submetido à temperatura  $\theta_c$  (m/m).

A NBR 15200:2012 não contém qualquer informação em relação a concretos compostos por agregados calcáreos. De acordo com Costa (2008), para concretos com agregados calcáreos, o alongamento específico pode ser calculado com base nas fórmulas 6 e 7, a seguir.

$$\frac{\Delta l}{l} = 6 \cdot 10^{-6} \theta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 - 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ para } 20 \leq \theta_c \leq 805 \quad (6)$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \cdot 10^{-3} \text{ para } 805 < \theta_c \leq 1200 \quad (7)$$

Apesar de não tratar de agregados calcáreos, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) enuncia que, para modelos simples de cálculo, o alongamento específico pode ser calculado através da fórmula 8, independente da natureza do agregado e da faixa de temperaturas.

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \cdot 10^{-3} (\theta_c - 20) \quad (8)$$

Sob altas temperaturas (a partir de  $300^{\circ}$ C), o concreto poderá se deformar mais que o aço (COSTA, 2008).

### 3.1.1.4 Calor Específico

O calor específico do concreto seco, de acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), pode ser calculado em relação à faixa de temperatura a que o concreto se encontra. A fórmula 9 é proposta pela NBR 15200:2012.

$$c_p(\theta) = 900 \text{ para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (9)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ para } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200) \text{ para } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ para } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Onde:

$c_p(\theta)$  = calor específico do concreto em função da temperatura  $\theta$  (J/kg/°C).

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012),

Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcáreo ou silicoso pode ser modelado por um valor constante  $c_{p,top}$ , situado entre 100 °C e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 °C e 200 °C.

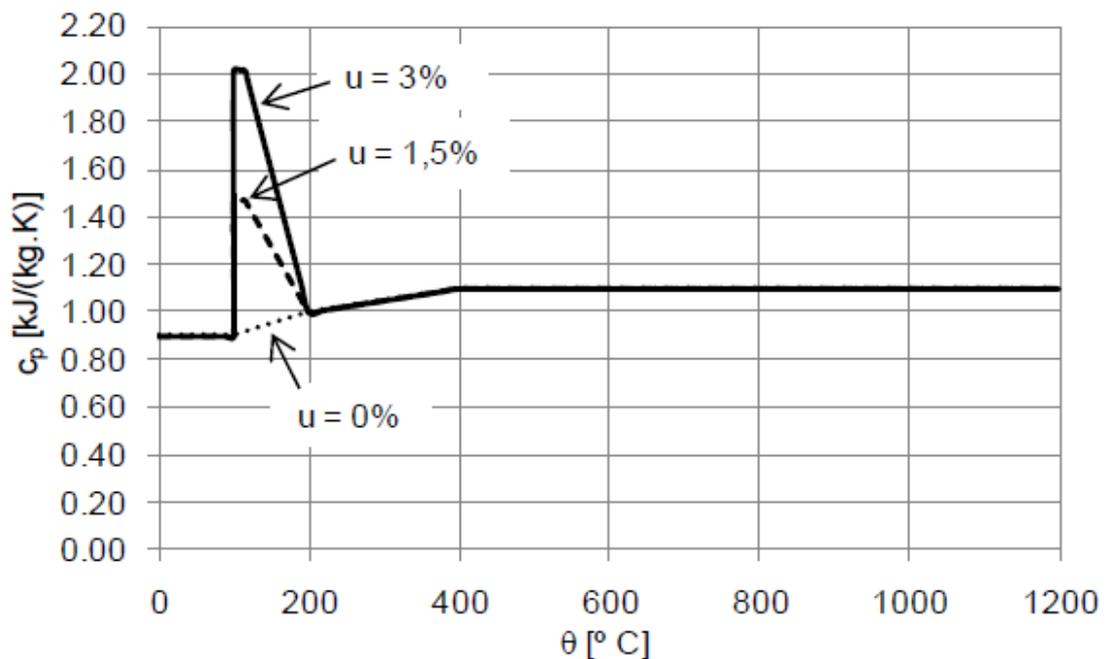
Este calor específico de pico é o máximo calor específico experimentado pelo concreto e sua faixa de ocorrência é em torno dos 100 °C por ser a temperatura em que a água livre evapora. Até que essa água não evapore, o concreto não muda significativamente de temperatura (COSTA, 2008).

Para valores de umidade em peso de  $u = 0 \%$ ,  $u = 1,5 \%$  e  $u = 3,0 \%$ , os calores específicos de pico serão, respectivamente, 900, 1400 e 2020 J/kg/°C, podendo-se adotar valores intermediários por meio de interpolação linear. Se for empregado algum método simplificado de cálculo, poderá ser adotado um único calor específico, independente da faixa de

temperaturas, igual a 1000 J/kg/°C (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

A figura 5, a seguir, apresenta um gráfico ilustrando o desenvolvimento do calor específico do concreto ao longo de uma elevação de temperatura, para os três valores de umidade definidos no parágrafo anterior.

Figura 5 – Calor específico do concreto para umidades de 0, 1,5 e 3%



(fonte: EN 1992-1-2:2004, apud KLEIN JÚNIOR, 2011)

### 3.1.1.5 Condutividade Térmica

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), um concreto silicioso de densidade normal, que esteja a uma temperatura  $\theta$  dentro do intervalo  $20\text{ °C} \leq \theta \leq 1200$ , tem condutividade térmica dada pela fórmula 10 a seguir.

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \cdot \theta_c/100 + 0,0057(\theta_c/100)^2 \quad (10)$$

Onde:

$\lambda$  = condutividade térmica do concreto (W/m/°C);

$\theta_c$  = temperatura do concreto (°C).

Pode-se adotar, como alternativa simplista, uma condutividade térmica constante  $\lambda = 1,3$  W/m/°C (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Enquanto a norma brasileira considera apenas a curva definida pela fórmula 10, a norma europeia Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) define duas curvas, uma que expressa o limite superior da condutividade térmica e uma que representa o limite inferior. A curva delimitadora do limite inferior no Eurocode é igual à curva da fórmula 10, da norma brasileira.

A condutividade térmica do concreto depende, a rigor, de todos seus componentes. No entanto, como cerca de 70% do volume do concreto é composto pelos agregados, é natural que a condutividade térmica seja mais influenciada por eles. Em relação aos outros componentes do concreto (água e cimento), temos que, quanto maior for a relação água/cimento, menor será a condutividade térmica do concreto, visto que a porosidade será maior. O teor de umidade também influenciará a condutividade térmica, uma vez que a água tem uma condutividade térmica em torno de 150 vezes maior que a do ar (FIB<sup>2</sup>, 2007, apud KLEIN JÚNIOR, 2011).

#### 3.1.1.6 Densidade

Tendo em vista que a água do interior do concreto evapora sob o aumento da temperatura, a densidade ou massa específica do elemento de concreto diminuirá. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), essa diminuição de densidade pode ser calculada de acordo com a fórmula 11, a seguir, dependendo da faixa de temperatura a ser analisada.

---

<sup>2</sup> FIB, F.I.D.B. **Bulletin 38 – Fire design of concrete structures**. Lausanne, Suíça: EPFL, 2007.

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \text{ para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (11)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \text{ para } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) \text{ para } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) \text{ para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Onde:

$\rho(\theta)$  = densidade do concreto à temperatura  $\theta$  (kg/m<sup>3</sup>);

$\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C})$  = densidade do concreto à temperatura ambiente (kg/m<sup>3</sup>).

Segundo Costa (2008), a fórmula 11 têm recebido críticas devido ao seu significativo conservadorismo, visto que os cálculos podem levar a perdas de densidade de até 12% da massa específica inicial do concreto; enquanto, na realidade, essas perdas raramente ultrapassam os 4%.

Pelo motivo apresentado no parágrafo anterior, e levando em conta que as propriedades térmicas do concreto são pifiamente afetadas pela variação de densidade em questão, é possível que se considere a massa específica do concreto como constante, independente da temperatura e igual a sua densidade à temperatura ambiente (FIP-CEB Bulletins<sup>3</sup> N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); SCHLEICH<sup>4</sup>, 2005, apud COSTA, 2008).

Segundo a NBR 6118:2014 da Associação Brasileira de Normas Técnicas, pode-se adotar o valor de 2400 e 2500 kg/m<sup>3</sup> para concreto comum e concreto armado, respectivamente. Nesse

<sup>3</sup> BULLETIN D'INFORMATION [du] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Fire desgin of concrete structures**. Lausanne: CEB/FIP, n. 208, 1991.

BULLETIN D'INFORMATION [du] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Fire desgin of concrete structures**. Lausanne: CEB/FIP, n. 174, 1987.

BULLETIN D'INFORMATION [du] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Fire desgin of concrete structures**. Lausanne: CEB/FIP, n. 145, 1982.

<sup>4</sup> SCHLEICH, J.-B. Properties of materials. In: **Implementation of Eurocode: Design of buildings for the fire situation: Handbook 5**. Luxemburg: KI/CTU/CKAIT/RWTH/IET/UOP/TNO/IMK/BRE, 2005.

sentido, pode-se utilizar o primeiro valor para proceder com análises referentes às propriedades térmicas do concreto e com o segundo valor para o cálculo do peso-próprio dos elementos (COSTA, 2008).

### 3.1.2 Aço

Como mencionado nas limitações desta pesquisa, será feito o estudo apenas do aço para armadura passiva, não sendo analisadas propriedades do aço de protensão. Serão analisadas as propriedades mecânicas de resistência à tração e compressão, módulo de elasticidade e diagrama de tensão-deformação.

Propriedades térmicas do aço não serão abordadas nessa revisão, visto que, por terem uma área transversal tão pequena em relação ao concreto, não influenciam significativamente na distribuição de temperaturas ao longo da seção (COSTA, 2008). Além disso, nem se quer são mencionadas na NBR 15200:2012.

#### 3.1.2.1 Resistência ao Escoamento

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) estabelece que a redução da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva é dada pela fórmula 12, a seguir.

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (12)$$

Onde:

$f_{y,\theta}$  = resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta$  (MPa);

$k_{s,\theta}$  = fator de redução da resistência do aço que depende da temperatura  $\theta$ , conforme tabela 3 (adimensional);

$f_{yk}$  = resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente (MPa);

Tabela 3 – Coeficiente  $k_{s,\theta}$  e  $k_{E_s,\theta}$  em função da temperatura

Temperatura do aço (° C)	$k_{s,\theta}=f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{E_s,\theta}=E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
1	2	3	4	5	6
20	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	1
200	1	1	0,89	0,9	0,87
300	1	1	0,78	0,8	0,72
400	1	0,94	0,67	0,7	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,6	0,4
600	0,47	0,4	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,1	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0	0	0	0	0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 10)

Como a tabela 3 (tabela 2 da NBR 15200:2012) mostra, os valores de  $k_{s,\theta}$  variam de acordo com o tipo de aço e tipo de esforço (tração ou compressão).

Para o aço tracionado, admite-se que o mesmo atinja o patamar de escoamento em situação de incêndio para  $\varepsilon_{y,\theta} = 2\%$ . Para as armaduras comprimidas, deve-se compatibilizar a deformação do aço com a do concreto. Portanto, dificilmente o aço atingirá 2% e, dessa forma, o redutor da tensão máxima atingida deve ser diferente. Assume-se, por simplicidade, que a tensão máxima é igual àquela correspondente à deformação plástica residual de 0,2% (SOUSA e SILVA, 2015).

### 3.1.2.2 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do aço também sofre uma redução com o aumento de temperatura. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), essa redução pode ser calculada pela fórmula 13, a seguir:

$$E_{s,\theta} = k_{E_{s,\theta}} \cdot E_s \quad (13)$$

Onde:

$E_{s,\theta}$  = módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta$  (MPa);

$k_{E_{s,\theta}}$  = coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta$ , segundo Tabela 3 (MPa);

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (MPa).

### 3.1.2.3 Diagrama Tensão-Deformação

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) define o gráfico de tensão-deformação do aço em altas temperaturas baseando-se em cinco fórmulas, aplicáveis a cinco diferentes intervalos de deformação. A fórmula 14, a seguir, sintetiza estas informações.

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_s \cdot E_{s,\theta} \text{ para } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad (14)$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{2} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} \text{ para } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{y,\theta} \text{ para } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{y,\theta} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] \text{ para } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \text{ para } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}$$

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left( \varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)$$

$$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$$

Onde:

$f_{y,\theta}$  – resistência ao escoamento do aço à uma temperatura (MPa);

$f_{yk}$  – resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente (MPa);

$f_{p,\theta}$  – resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura  $\theta$ , de acordo com a Tabela 4 (MPa);

$E_{s,\theta}$  – módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta$  (MPa);

$E_s$  – módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (MPa)

$\varepsilon_{s,\theta}$  – deformação no aço à temperatura  $\theta$  (%);

$\varepsilon_{p,\theta}$  – deformação que corresponde ao limite de proporcionalidade do aço (%);

$\varepsilon_{y,\theta}$  – deformação que corresponde à tensão de escoamento do aço (%);

$\varepsilon_{t,\theta}$  – deformação que corresponde ao fim de patamar de escoamento do aço (%);

$\varepsilon_{u,\theta}$  – deformação última do aço (%).

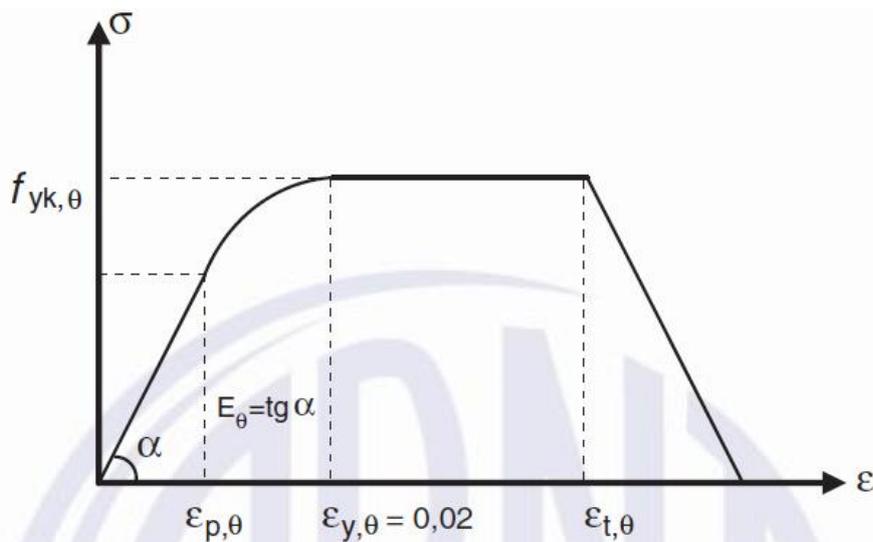
Para determinação dos valores de  $f_{p,\theta}$ , deverá se lançar mão da Tabela 4 (tabela D.1 da NBR 15200:2012), que leva em conta que os valores dependerão do tipo de aço (CA-50 ou CA-60). Também serão dependentes do tipo de aço as deformações  $\varepsilon_{t,\theta}$  e  $\varepsilon_{u,\theta}$ , de maneira que  $\varepsilon_{t,\theta} = 15\%$  e  $\varepsilon_{u,\theta} = 20\%$  para CA-25/50 e  $\varepsilon_{t,\theta} = 5\%$  e  $\varepsilon_{u,\theta} = 10\%$  para CA-60.

Tabela 4 – Valores da relação  $k_{p,\theta} = f_{pk,\theta}/f_{yk}$  para aços de armadura passiva

Temperatura do aço (°C)	$k_{p,\theta} = f_{pk,\theta} / f_{yk}$	
	CA-50	CA-60
20	1	1
100	1	0,96
200	0,81	0,92
300	0,61	0,81
400	0,42	0,63
500	0,36	0,44
600	0,18	0,26
700	0,07	0,08
800	0,05	0,06
900	0,04	0,05
1000	0,02	0,03
1100	0,01	0,02
1200	0	0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 32)

Sabendo-se as equações que regem os intervalos, pode-se traçar o gráfico de tensão-deformação, conforme a Figura 6, a seguir.

Figura 6 – Gráfico tensão-deformação do aço a uma temperatura  $\theta$ 

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 34)

## 3.2 INCÊNDIO-PADRÃO E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Para que seja desenvolvida a análise da verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio conforme a NBR 15200:2012, faz-se necessário revisar os conceitos de incêndio padrão e tempo requerido de resistência ao fogo, o que será feito nos próximos parágrafos.

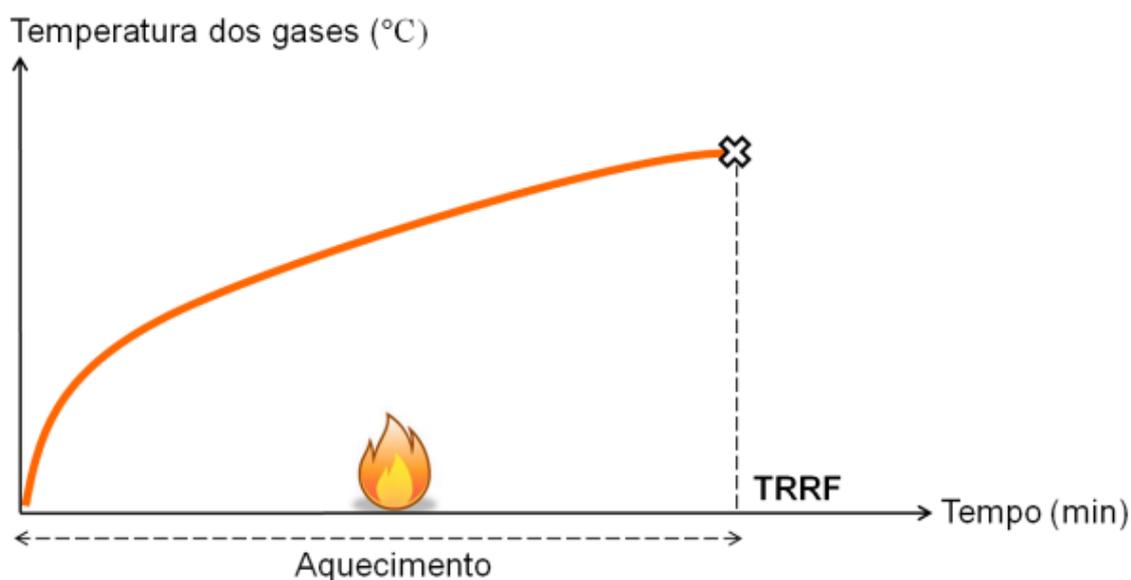
### 3.2.1 Incêndio Padrão

Na Engenharia Civil, o incêndio pode ser analisado de duas maneiras. A primeira delas seria considerando o incêndio natural, situação bastante próxima da realidade, que leva em conta os diversos fatores que podem influenciar na evolução do incêndio. Tendo em vista que o levantamento desses fatores é uma tarefa extremamente difícil, as análises em Engenharia não costumam considerar o incêndio dessa forma.

A segunda maneira de enxergar um incêndio é através da curva de incêndio-padrão. As curvas de incêndio-padrão mais bem conceituadas no mundo são a curva ASTM E-119, criada nos Estados Unidos no início do Século XX e a ISO 834, elaborada na década de 70, na Suíça (COSTA E SILVA, 2006). Essas curvas servem para avaliar de maneira aproximada o comportamento de um incêndio, relacionando temperaturas de gases com o tempo decorrido do

incêndio. O aspecto dessas curvas pode ser verificado na Figura 7, a seguir. Na figura a seguir, a sigla TRRF significa Tempo Requerido de Resistência ao Fogo. Este conceito será aprofundado no item 3.2.2.

Figura 7 – Curva temperatura X tempo do incêndio-padrão



(fonte: ALBUQUERQUE, 2013)

De acordo com a Figura 7, a curva é apenas ascendente, ou seja, ela não considera o resfriamento dos gases, apenas o aquecimento. Ressalta-se, dessa forma, que essa curva não representa a situação real de um incêndio, no entanto, serve como um modelo prático e aceitável em termos de projeto (ALBUQUERQUE, 2012).

### 3.2.2 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

A curva da Figura 7 apresentada acima é usada como base para projetos de engenharia. No eixo horizontal da curva, encontra-se um importante parâmetro utilizado no dimensionamento de elementos estruturais em situação de incêndio: o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), que representa o mínimo tempo que os elementos estruturais deverão resistir **quando submetidos ao incêndio-padrão**. O TRRF está associado à ocupação da edificação e a sua altura, podendo ser determinado por meio de tabelas da NBR 14432:2001.

Outro importante parâmetro para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio é o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF). Esse parâmetro representa quanto tempo um elemento

estrutural efetivamente resiste, quando submetido ao incêndio-padrão, até que ocorra seu colapso.

Em resumo, TRRF é o tempo que o elemento deve resistir ao incêndio-padrão e TRF é o tempo que ele efetivamente resiste. Dessa forma, tem-se que, para que haja segurança estrutural, a inequação  $TRF \geq TRRF$  deve ser obedecida.

### 3.3 MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A ação corresponde a um incêndio, segundo a ABNT NBR 8681:2003, é uma ação excepcional, transitória, de curto tempo de ocorrência e que pode desencadear efeitos catastróficos. De acordo com essa norma, para um carregamento excepcional, deve ser considerada apenas a verificação de segurança segundo o Estado Limite Último (ELU), através da fórmula 15, a seguir.

$$F_d = \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \quad (15)$$

Onde:

$F_d$  = valor de cálculo da ação (kN ou kN.m);

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de ponderação da ação permanente  $i$  (adimensional);

$F_{Gi,k}$  = valor característico da ação permanente  $i$  (kN);

$F_{Q,exc}$  = valor da ação transitória excepcional (kN);

$\psi_{0j,ef}$  = fator de combinação ativo das ações que podem agir simultaneamente a  $F_{Q,exc}$  (adimensional);

$F_{Qj,k}$  = valor característico da ação variável  $j$  (kN).

O fator de combinação  $\psi_{0j,ef}$ , segundo ABNT (2003), é utilizado para combinações últimas (ELU). No entanto, segundo a própria NBR 8681:2003, quando a ação considerada tiver período de ocorrência extremamente curto,  $\psi_{0j,ef}$  poderá ser substituído pelo fator de

combinação  $\psi_{2j}$ , originalmente utilizado para combinações de serviço de grande frequência. Neste caso, a fórmula 15 passa a ser ter o formato da fórmula 16, a seguir.

$$F_d = \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (16)$$

Onde:

$\psi_{2j}$  = fator de redução de combinação para ação quase permanente para ELS.

Eis que dessa nova fórmula, pode-se fazer uma importante observação: o fator de redução de combinação  $\psi_{2j}$ , segundo a tabela 6 da NBR 8681:2003, para cargas de vento, tem seu valor igual à zero. Ou seja, ao se realizar uma combinação última excepcional de incêndio, a carga variável correspondente ao vento será multiplicada por  $\psi_2 = 0$ , isto é, não contribuirá para a combinação.

Na fórmula 16, tem-se o termo  $F_{Q,exc}$ , que representa o valor da ação transitória excepcional. Esse valor simboliza os esforços provenientes de deformações impostas pela dilatação de elementos adjacentes; no entanto, como esses valores são bastante pequenos e, tendo em vista que o concreto em altas temperaturas sofre deformações plásticas, **o valor de  $F_{Q,exc}$ , usualmente, é desprezado** (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Pois bem, uma vez que se despreza a ação excepcional principal, nota-se que a ação de um incêndio estará associada apenas à redução da resistência dos materiais e, dessa forma, a verificação de segurança em situação de incêndio para uma estrutura de concreto armado será dada conforme a fórmula 17, de acordo com a NBR 15200:2012.

$$S_{d,fi} = \left( \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \right) \leq R_{d,fi}(f_{ck,\theta}; f_{yk,\theta}) \quad (17)$$

Onde:

$S_{d,fi}$  = solicitações de cálculo para análise de situação de incêndio;

$R_{d,fi}$  = resistência de cálculo para análise de situação de incêndio.

Ainda à respeito da fórmula 17, tem-se que a NBR 8681:2003 instrui que, caso a ação principal considerada seja um incêndio, o coeficiente  $\psi_2$  poderá ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Visando simplificar a determinação das solicitações de cálculo, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003) instrui que

[...] na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, as solicitações de cálculo em situação de incêndio ( $S_{d,fi}$ ) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70 % das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento, ou seja, pode-se fazer:  $S_{d,fi} = 0,70 S_d$ .

Para que seja feita a verificação proposta pela fórmula 17, existem vários métodos. Nesta revisão bibliográfica, serão detalhados o Método Tabular e o Método Simplificado de Cálculo, ambos seguindo os preceitos da NBR 15200:2012. Os demais métodos que essa norma aborda não serão aprofundados por este trabalho.

### 3.3.1 Método Tabular

O primeiro método que a NBR 15200:2012 aborda é o Método Tabular. Como o próprio nome sugere, o método é baseado em uma sequência de tabelas, que estabelecem dimensões mínimas de elementos estruturais. Ressalta-se que as tabelas são construídas em função do **Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)**, já definido anteriormente. Esse método foi construído a partir de modelagens numéricas e de origem experimental (COSTA, 2008).

Os elementos de concreto, em situação de incêndio, costumam romper por flexão ou flexocompressão, e não por cisalhamento, sendo isso facilmente comprovado por meio de ensaios. Assim, o método traz análise apenas a respeito de armaduras longitudinais, sem mencionar estribos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Um importante parâmetro a ser verificado pelo Método Tabular é a distância  $c_1$ , medida do eixo da armadura longitudinal até a face do concreto exposta ao fogo. Este parâmetro aparece em várias das tabelas do Método Tabular proposto pela NBR 15200:2012, sendo, então, oportuno que se façam algumas observações a seu respeito. Primeiramente, ressalta-se que os valores de

$c_1$  que aparecerão nas tabelas se referem a armaduras passivas. Além disso, cabe salientar que os valores de  $c_1$  que aparecem nas tabelas foram calculados considerando-se  $S_{d,fi}/S_d = 0,7$  (sendo  $S_{d,fi}$  o valor de cálculo das solicitações em situação de incêndio e  $S_d$  o valor de cálculo das solicitações à temperatura ambiente) e  $A_{s,calc}/A_{s,ef} = 1$  (sendo  $A_{s,calc}$  o valor da área transversal de aço necessária calculada conforme NBR 6118:2014 e  $A_{s,ef}$ , o valor da área transversal de aço efetivamente empregada). Se essas relações forem menores, então  $c_1$  poderá ser diminuído de um valor  $\Delta c_1$ , em milímetros, determinado conforme a fórmula 18, a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \cdot \frac{S_{d,fi}}{S_d} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (18)$$

A fórmula 18 somente será válida se  $0,4 \leq S_{d,fi}/S_d \leq 0,7$  e  $0,7 \leq A_{s,calc}/A_{s,ef} \leq 1$ . Caso as relações apresentem valores inferiores aos mínimos, deve-se adotar o valor mínimo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Ainda em relação à medida  $c_1$ , a Associação Brasileira De Normas Técnicas (2012) informa que

Não é permitida a consideração do revestimento na determinação das dimensões mínimas da seção transversal de pilares e lajes lisa ou cogumelo. Para outros elementos, não há essa restrição.

A NBR 15200:2012 ainda prescreve, para os casos em que o revestimento pode ser contabilizado no cálculo de  $c_1$ , condições de aderência que devem ser observadas entre o concreto e o revestimento empregado.

### 3.3.1.1 Vigas

A Associação Brasileira De Normas Técnicas (2012) apresenta, por meio das Tabelas 5 e 6 (tabelas 4 e 5 da NBR 15200:2012, respectivamente), apresentadas a seguir, as combinações mínimas de  $b_{\min}$  e  $c_1$ , além de valores de  $b_{w\min}$ , sendo  $b_{\min}$  a largura mínima da viga e  $b_{w\min}$  a largura mínima da alma da viga.

Tabela 5 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

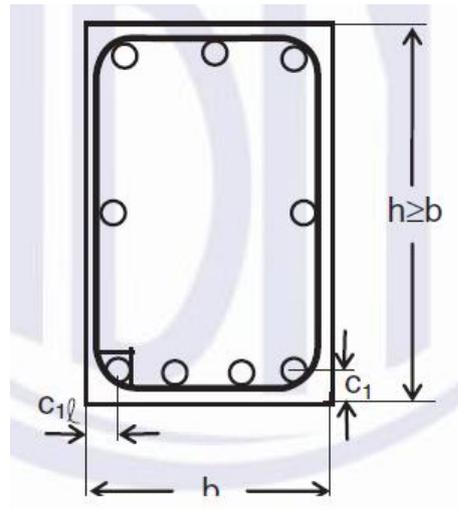
Tabela 6 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

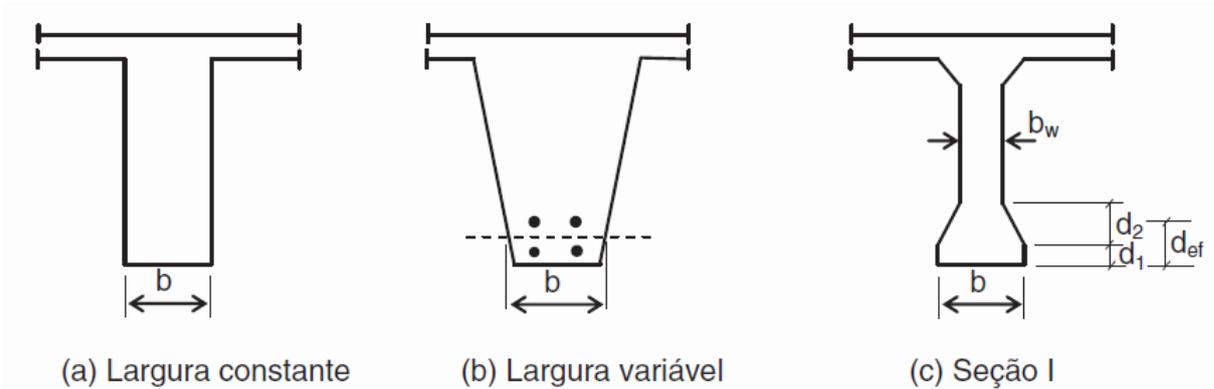
Antes que se prossiga às próximas tabelas, serão feitas algumas importantes observações acerca das Tabelas 5 e 6, propostas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012):

- a) os valores contidos nas tabelas são válidos caso haja aquecimento sobre os 3 lados da viga que estão sob a laje. Para aquecimento nos 4 lados, as tabelas poderão ser aplicadas somente se a altura da viga for maior ou igual a  $b_{\min}$  e a área transversal da viga for, no mínimo, igual a  $2 \cdot b_{\min}^2$ ;
- b) tendo em vista que há concentração de temperaturas nas bordas da face inferior das vigas, se uma viga possuir apenas uma camada de armadura e largura menor ou igual a  $b_{\min}$ , a distância  $c_{11}$  (representada na Figura 8) deverá ser 10 mm maior do que o  $c_1$  das tabelas;

Figura 8 – Representação das distâncias  $c_1$  e  $c_{1l}$ 

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

- c) se forem tratadas de vigas com largura variável, como vigas de seção I por exemplo, a largura  $b_{\min}$  será o menor valor de largura medido ao nível do CG das armaduras e  $b_{w\min}$  será o menor valor de largura da alma, conforme Figura 9, a seguir;

Figura 9 –  $b_{\min}$  e  $b_{w\min}$  para vigas de larguras variáveis

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

- d) os valores da tabela 6 somente poderão ser utilizados caso os coeficientes de redistribuição de momentos preconizados pela NBR 6118:2014 (item 14.6.4.3) sejam obedecidos; caso contrário, deverá ser aplicada a tabela 5;
- e) em se tratando de vigas contínuas, com  $TRRF \geq 90$  min, a área de aço das armaduras situadas entre o eixo do apoio e  $1/3$  do vão deverão obedecer à relação da fórmula 19, a seguir:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \cdot (1 - 2,5 \cdot x / l_{ef}) \quad (19)$$

Onde:

$x$  = posição da seção considerada, partindo-se do eixo do apoio (m);

$A_{s,calc}(x)$  = mínima área de aço necessária da armadura negativa, na posição  $x$  (cm<sup>2</sup>);

$A_{s,calc}(0)$  = área de aço da armadura negativa, calculada segundo NBR 6118:2014 (cm<sup>2</sup>);

$l_{ef}$  = comprimento efetivo do vão da viga (m);

- f) por fim, destaca-se que, quando houver mais de uma camada de barras longitudinais, a distância média à face do concreto  $c_{1m}$  deverá respeitar os mesmos limites das tabelas 5 e 6. A medida  $c_{1m}$  deverá ser calculada conforme fórmula 20, a seguir:

$$c_{1m} < \begin{cases} \frac{\sum c_{1vi} \cdot A_{si}}{\sum A_{si}} \\ \frac{\sum c_{1hi} \cdot A_{si}}{\sum A_{si}} \end{cases} \quad (20)$$

Onde:

$c_{1m}$  = distância média à face do concreto (mm);

$c_{1vi}$  = distância da barra  $i$  até o fundo da viga (mm);

$A_{si}$  = área transversal da barra  $i$  (cm<sup>2</sup>);

$c_{1hi}$  = distância da barra  $i$  até a face lateral mais próxima (mm).

### 3.3.1.2 Lajes

A verificação de lajes por meio do Método Tabular é feita de acordo com as tabelas 7 a 12 (tabelas 6 a 11 da NBR 15200:2012, respectivamente), conforme o caso em questão (tipo de laje e vinculação). Os valores de  $h$  especificados nessas tabelas são as menores espessuras capazes de garantir a função corta-fogo. Caso a laje não necessite apresentar essa função, basta dimensioná-la de maneira convencional, conforme procedimento da NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Tabela 7 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF (min)	h <sup>a</sup> (mm)	c <sub>1</sub> (mm)		
		Laje armada em duas direções <sup>b</sup>		Laje armada em uma direção l <sub>y</sub> /l <sub>x</sub> > 2
		l <sub>y</sub> /l <sub>x</sub> ≤ 1,5	1,5 < l <sub>y</sub> /l <sub>x</sub> ≤ 2	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

<sup>a</sup> Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.  
<sup>b</sup> Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

As tabelas 8 e 9, a seguir, devem respeitar os mesmos requisitos apresentados nas alíneas d) e e) do item 3.3.1.1 sobre vigas, que dizem respeito à redistribuição dos momentos fletores e prolongamento de armaduras negativas, respectivamente. Caso tais requisitos não sejam respeitados, as lajes contínuas sobre vigas (Tabela 8) deverão ser analisadas como simplesmente apoiadas (Tabela 7) e as lajes lisas (Tabela 9) deverão ter a medida c<sub>1</sub> conforme Tabela 7 no caso de lajes armadas em apenas uma direção, enquanto que a medida de h continua sendo determinada pela Tabela 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Tabela 8 – Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF (min)	h <sup>a</sup> (mm)	c <sub>1</sub> <sup>b</sup> (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

<sup>a</sup> Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.  
<sup>b</sup> Válido para lajes armadas em uma ou duas direções.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela 9 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

TRRF (min)	h (mm)	c <sub>1</sub> (mm)
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela 10 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b <sub>mín</sub> /c <sub>1</sub> <sup>a</sup> (mm/mm)			Capa <sup>b</sup> h/c <sub>1</sub> (mm/mm)
	1	2	3	
30	80/15			
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

<sup>a</sup> b<sub>mín</sub> corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.<sup>b</sup> h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela 11 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b <sub>mín</sub> /c <sub>1</sub> <sup>a</sup> (mm/mm)			Capa <sup>b</sup> h/c <sub>1</sub> (mm/mm)
	1	2	3	
30	80/10			60/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50		150/30
<sup>a</sup> b <sub>mín</sub> corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.				
<sup>b</sup> h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.				

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela 12 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção

TRRF (min)	Nervuras Combinações de $b_{\min}/c_1$ (mm/mm)	
	1	2
30	80/25	100/20
60	100/45	120/40
90	130/60	150/50
120	160/65	220/50
180	220/80	

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

### 3.3.1.3 Pilares

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) estabelece valores mínimos de  $c_1$  e  $b_{\min}$  para pilares, expostos na tabela 13 (tabela 12 da NBR 15200:2012) com apenas uma face exposta ao fogo, sendo proposto um método analítico para casos em que as chamas atingem mais de uma face.

Tabela 13 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF (min)	Combinações de $b_{\min}/c_1$ (mm/mm)
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Podem ser aplicados diferentes valores de  $b_{\min}$  e  $c_1$ , caso seja aplicado o Método Tabular Geral proposto pelo Anexo E da NBR 15200:2012. Para aplicação deste método, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012) determina que devem ser calculados os parâmetros  $\omega$  e  $e$ , que correspondem, respectivamente, à taxa mecânica de armadura e à excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio. Tais parâmetros são calculados conforme as fórmulas 21 e 22, a seguir.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (21)$$

Onde:

$A_s$  = Área da seção das barras de aço (cm<sup>2</sup>);

$A_c$  = Área da seção de concreto (cm<sup>2</sup>);

$f_{cd}$  =  $f_{ck}/\gamma_s$  resistência à compressão de cálculo do concreto à temperatura ambiente considerando  $\gamma_c=1,0$  (MPa);

$f_{yd}$  =  $f_{yk}/\gamma_s$  = resistência de cálculo do aço à temperatura ambiente considerando  $\gamma_s=1,0$  (MPa).

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} \quad (22)$$

Onde:

$M_{0sd,fi}$  = Valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, podendo ser tomado como 70% do valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderando efeitos do vento (kN.m);

$N_{0sd,fi}$  = Valor de cálculo do esforço de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, podendo ser tomado como 70% do valor de cálculo dos esforços de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderando efeitos do vento (kN);

Será necessário também, para aplicação desse método, calcular o parâmetro  $v_{fi}$  e a esbeltez em situação de incêndio  $\lambda_{fi}$ , calculados conforme as fórmulas 23 e 24, respectivamente, apresentadas a seguir.

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} \quad (23)$$

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} \quad (24)$$

Onde:

$l_{ef,fi}$  = comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio (m);

$r = \sqrt{\frac{I}{Ac}}$  = raio de giração da seção (m);

$I$  = momento de inércia da seção de concreto (m<sup>4</sup>);

O comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, conforme Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012):

[...] pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente,  $l_e$ , conforme ABNT NBR 6118:2007, 15.6. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo,  $\gamma_z \leq 1,1$ ), pode ser assumido que  $l_{e,fi} = 0,5.l_e$  e para o pavimento mais alto  $l_{e,fi} = 0,7.l_e$ . Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo,  $\gamma_z > 1,1$ ), o  $l_{e,fi}$  pode ser determinado por análise estrutural específica.

Tendo-se calculados os valores de  $\omega$ ,  $e$ ,  $v_{fi}$  e  $\lambda_{fi}$ , pode-se proceder à verificação de segurança do pilar, recorrendo às tabelas do Anexo A deste trabalho, conforme o caso em questão. Essas tabelas estão presentes no Anexo E da NBR 15200:2012 e fornecem as dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.

Para a análise de pilares-parede, a NBR 15200:2012 propõe a tabela 14 (tabela 13 da NBR 15200:2012), apresentada a seguir. Para aplicação de tal tabela, deve-se conhecer o parâmetro  $\mu_{fi}$ , que estabelece a relação entre esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio e esforços resistentes de cálculo à temperatura ambiente, ou seja:  $\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}}$ . O valor de  $N_{Rd}$  deve ser calculado conforme procedimento da NBR 6118:2014, com coeficiente  $\gamma_m$  à temperatura ambiente, considerando efeitos de 2ª ordem e não levando em conta os efeitos das forças de vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

Tabela 14 – Dimensões mínimas para pilares-parede

TRRF (min)	Combinações de $b_{min}/c_1$ (mm/mm)			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/40	200/45	210/50	270/55

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

### 3.3.2 Método Analítico para Pilares

Para a hipótese de aquecimento de mais de uma face do pilar, a NBR 15200:2012 traz um método analítico. Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), o método se baseia na aplicação de uma fórmula que definirá qual o TRF do pilar. Dessa forma, pode-se comparar esse valor com o TRRF exigido para o caso a ser analisado.

A formulação do método é adequada para estruturas de nós fixos, sendo permitido seu uso para estruturas que tiverem deslocamentos de segunda ordem devido ao desaprumo desprezível em situação de incêndio. Para aplicação do método, os efeitos de 2ª ordem nunca poderão superar os efeitos de 1ª ordem em mais do que 30% (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012).

A equação desse método está expressa na fórmula 25, a seguir, conforme ABNT (2012).

$$TRF = 120 \cdot \left( \frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (25)$$

Onde:

$$R_{\mu} = 83 (1 + \mu_{fi});$$

$$R_a = 1,60 (c_1 - 30), c_1 \text{ em mm};$$

$$R_t = 9,60 (5 - \ell_{ef,fi});$$

$$R_b = 0,09 b' \text{ para } 190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm};$$

$$R_b = 40,5 \text{ para } b' > 450;$$

$$R_n = 0 \text{ para } n = 4, \text{ sendo } n \text{ o número de barras longitudinais};$$

$$R_n = 12 \text{ para } n > 4.$$

Nos itens listados acima, o termo  $b'$  é calculado em função da relação entre as dimensões do pilar, como mostra a fórmula 26, a seguir.

$$\begin{cases} b' = 2 \frac{A_c}{b + h} \text{ para } h \leq 1,5 b \\ b' = 1,2 b \text{ para } h > 1,5 b \end{cases} \quad (26)$$

Onde:

$A_c$  = área de seção do pilar ( $\text{mm}^2$ );

$b$  = menor dimensão da seção transversal (mm);

$h$  = maior dimensão da seção transversal (mm).

A figura 10 a seguir traz um resumo, explanando o que cada um dos coeficientes da fórmula 25 representa.

Figura 10 – Coeficientes para cálculo do tempo de resistência ao fogo de pilares

$$\text{TRF} = 120 \cdot \left( \frac{R_\mu + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8}$$

DEPENDE DA RELAÇÃO  $N_{Sd}/N_{Rd}$

DEPENDE DO VALOR DE  $c_1$

DEPENDE DO COMPRIMENTO DO PILAR  $l_{ef,fi}$

DEPENDE DA RELAÇÃO  $b/h$

DEPENDE DO NÚMERO DE BARRAS LONGITUDINAIS

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

É importante salientar que a ABNT (2012) limita o uso da fórmula 25 para os casos em que as seguintes condições são respeitadas:

- $A_s/A_c \leq 0,04$ ;
- $25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm}$ ;
- $b' \geq 190 \text{ mm}$ ;
- $e \leq 0,15b$ ;
- $l_{ef,fi} \leq 6m$ .

Segundo ABNT (2012), o valor da excentricidade de primeira ordem  $e$  da força normal atuante em situação de incêndio pode considerado o mesmo da excentricidade de primeira ordem da força normal à temperatura ambiente, sem considerar a ação vento.

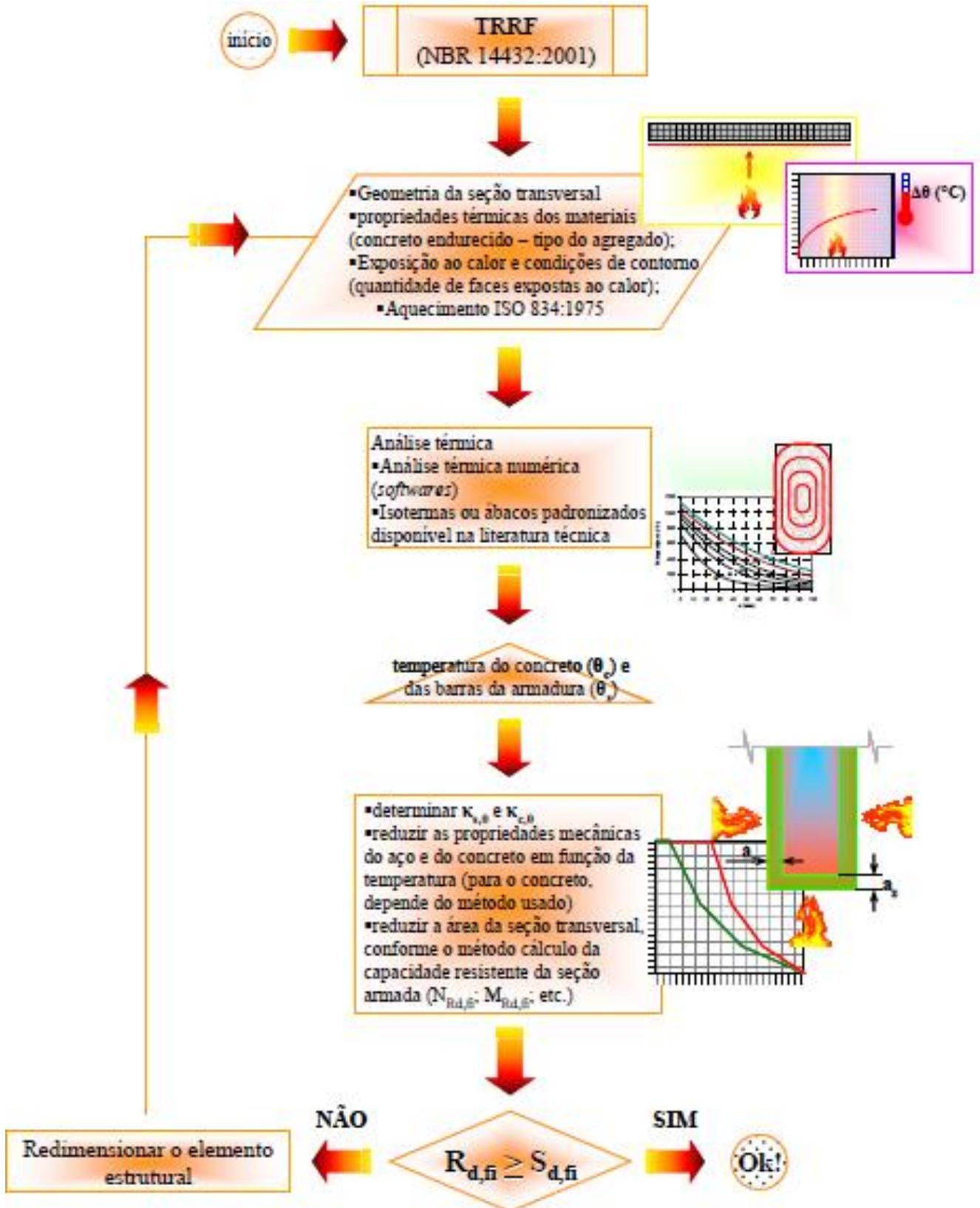
### 3.3.3 Métodos Simplificados de Cálculo

Outra maneira de se proceder com a análise de elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio é por meio da aplicação de Métodos Simplificados de Cálculo. A NBR 15200:2012 informa algumas hipóteses básicas que devem ser consideradas ao aplicar estes métodos, no entanto, a Norma não se aprofunda no procedimento de aplicação desses métodos. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), as hipóteses para aplicação de métodos simplificados são as seguintes:

- a) as solicitações de cálculo em situação de incêndio ( $S_{d,fi}$ ) podem ser calculadas considerando os procedimentos da própria NBR 15200:2012, já apresentados no item 3.3 desse trabalho;
- b) os esforços resistentes de cálculo em situação de incêndio ( $R_{d,fi}$ ) para um elemento estrutural qualquer podem ser calculados considerando-se a distribuição de temperaturas observadas em sua seção transversal, levando em conta um tempo de exposição ao fogo igual ao TRRF em questão. Para o levantamento dessa distribuição de temperaturas, a NBR 15200:2012 instrui o leitor a buscar literaturas específicas ou recorrer à utilização de programas de computador;
- c) esforços resistentes podem ser calculados segundo o procedimento da NBR 6118:2014, à temperatura ambiente, utilizando-se as resistências do concreto e do aço em situação de incêndio. Para isso, calcula-se a redução de resistência do concreto e distribui-se essa perda uniformemente sobre a região comprimida da seção. Quanto ao aço, calcula-se a redução de resistência e aplica-se à área transversal de todas armaduras da seção. A NBR 15200:2012 ainda informa que podem ser aplicados métodos que consideram a seção reduzida de um elemento para análise em situação de incêndio.

A literatura internacional fornece uma série de métodos simplificados de análise de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. A NBR 15200:2012 não define quais desses métodos devem ser aplicados, no entanto, Costa (2008) afirma que, para os coeficientes de redução de resistência do concreto e do aço em situação de incêndio apresentados pela NBR 15200:2012, os métodos mais adequados a serem aplicados são os chamados Método da Isoterma de 500°C e o Método das Zonas, ambos contidos no Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004), que serão detalhados a seguir. A aplicação dos diferentes métodos simplificados de cálculo se dá de maneira similar e suas etapas são representadas pelo fluxograma da Figura 11, proposto por Costa (2008).

Figura 11 – Procedimento de cálculo da capacidade resistente da seção de concreto armado segundo métodos simplificados



(fonte: COSTA, 2008)

Antes que se proceda ao detalhamento dos métodos simplificados, faz-se necessária uma breve abordagem com relação à análise térmica de seções de concreto armado, que é proposta pelo Anexo A do Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004). O código europeu indica perfis de temperatura que podem ser utilizados para vigas, colunas e lajes. As curvas de temperatura são traçadas em função do elemento estrutural a ser analisado, suas dimensões e o TRRF em questão.

Dessa forma, realizada a análise térmica dos elementos, pode-se prosseguir à aplicação de algum dos métodos simplificados existentes. A seguir, serão detalhados dois deles: o Método da Isoterma de 500°C e o Método das Zonas.

### 3.3.3.1 Método da Isoterma de 500°C

Este método simplificado foi proposto pelo pesquisador Yngve Anderberg e está redigido no item B.1 do Anexo B do Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004). É um dos únicos métodos que tem sua aplicação estendida a seções expostas a incêndio diferente do incêndio-padrão, com a condição de que o regime considerado provoque o surgimento de isotermas (linhas de mesma temperatura) sobre a seção do elemento (PURKISS, 2007 apud. ALBUQUERQUE, 2012).

A aplicação deste método, segundo CEN (2004), está restrita às dimensões expostas na Tabela 15, a seguir.

Tabela 15 – Larguras mínimas de seção para utilização do Método da Isoterma de 500°C

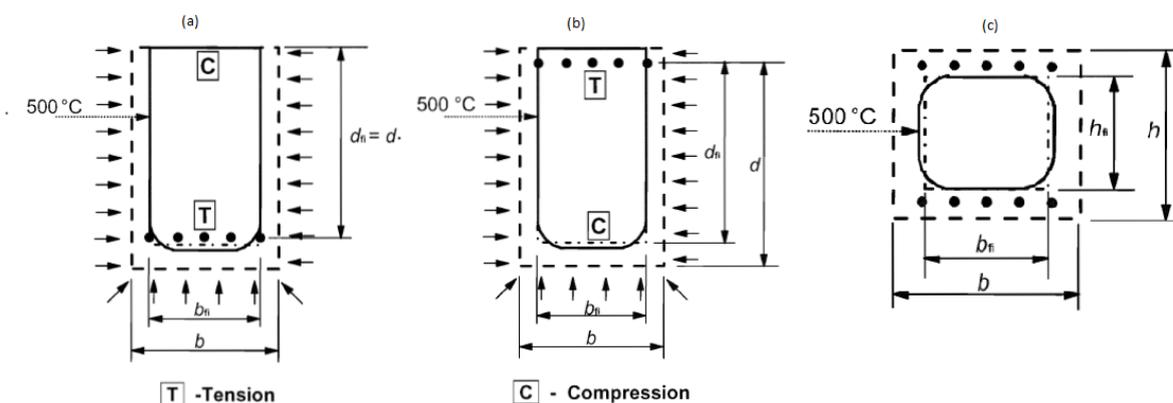
<b>TRRF (min)</b>	<b>Largura mínima (mm)</b>
60	90
90	120
120	160
180	200
240	280

(fonte: CEN, 2004 apud. SILVA, 2015)

O método consiste em determinar as linhas de mesma temperatura dentro da seção analisada (isotermas) e desconsiderar a parte da seção que estiver a mais de 500 °C, tendo-se em vista que o concreto, a partir dessa temperatura, já não possui capacidade de resistência. Ou seja, faz-se uma redução da seção, que passa a ter dimensões  $b_{fi}$  e  $d_{fi}$ , conforme Figura 12, a seguir. Ainda, ressalta-se que os cantos arredondados da seção poderão ser aproximados a retângulos ou

triângulos. Ainda em relação à figura, destaca-se que algumas das barras de aço ficam fora da seção remanescente, no entanto, devem ser consideradas no cálculo do momento resistente da seção, aplicando-se o coeficiente de redução de resistência do aço em situação de incêndio (CEN, 2004).

Figura 12 – (a) Redução de seção de uma viga com três faces aquecidas com a região tracionada exposta ao fogo; (b) redução de seção de uma viga com três faces aquecidas com a região comprimida exposta ao fogo; (c) exposição do fogo nas quatro faces de pilar ou viga



(fonte: CEN, 2004)

Em contrapartida à redução de seção, este método não considera a redução do  $f_{ck}$  do concreto em situação de incêndio, ou seja, não é utilizado o fator de redução  $k_{c,\theta}$ . Isso se deve ao fato do método considerar que o concreto dentro da isoterma de  $500^\circ\text{C}$  tem o valor de sua resistência à compressão parecido com o valor à temperatura ambiente. Mesmo sabendo que isso não se verifica na realidade, experimentos empíricos demonstram que essa hipótese conduz a bons resultados (ALBUQUERQUE, 2012).

Algumas limitações deste método se referem ao fato dele ter sido proposto, originalmente, para elementos sujeitos à flexão simples, como vigas. Sendo assim, sua aplicação para casos de flexocompressão (pilares), embora permitida pelo Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004), não é a mais adequada. Além disso, o método foi desenvolvido para elementos de concreto de agregado silicoso; dessa forma, desaconselha-se a utilização deste método para concretos com agregados diferentes (KLEIN JÚNIOR, 2011).

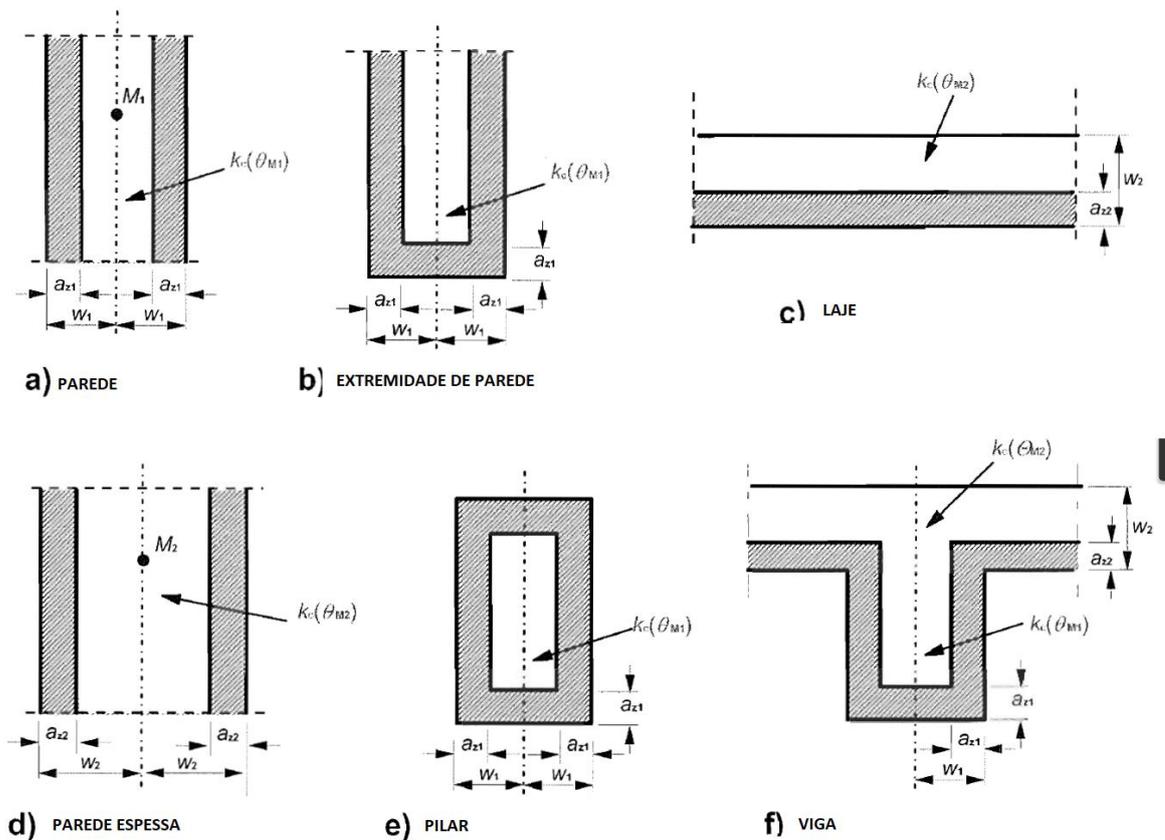
### 3.3.3.2 Método das Zonas

O Método das Zonas, embora possua uma filosofia semelhante ao Método da Isoterma 500°C, fornece resultados menos conservadores (mais próximos à realidade), sobretudo quando aplicado a elementos que sofrem flexocompressão (pilares). Destaca-se também que sua aplicação está restrita à incêndios modelados segundo a curva-padrão (KLEIN JÚNIOR, 2011).

O método está descrito no item B.2 do Anexo B do Eurocode 2 (1992-1-2:2004) e o passo a passo para sua aplicação será detalhado a seguir, conforme CEN, 2004:

- primeiramente, define-se a largura  $w$ , definida em função da quantidade de faces do elemento que são expostas ao fogo, conforme Figura 13, a seguir. Nota-se que para elementos com apenas uma face exposta,  $w$  será a inteira largura da seção, enquanto que, para elementos com mais de uma face exposta, a largura  $w$  será dividida por dois. Nesse último caso, analisa-se apenas a metade da largura da seção e se replica o resultado para a outra metade;

Figura 13 – Redução de seção de elementos de concreto submetidos a altas temperaturas, segundo Método das Zonas



(fonte: CEN, 2004)

- b) em seguida, deve-se dividir a largura  $w$  em, no mínimo, três zonas, de igual largura;
- c) depois, determinar a temperatura no centro de gravidade de cada zona e, com isso, definir seus fatores de redução de resistência à compressão do concreto  $k_{c,\theta}$ ;
- d) calcular um valor médio  $k_{c,m}$  dos fatores de redução calculados em c), segundo a fórmula 27, a seguir;

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,\theta i} \quad (27)$$

Onde:

$n$  = número de zonas paralelas (adimensional);

$k_{c,\theta i}$  = fator de redução de resistência à compressão do concreto em altas temperaturas para a zona  $i$  (adimensional);

- e) determina-se a temperatura no CG da seção total, referido como ponto M pelo método. Com base nessa temperatura, definir o coeficiente de redução  $k_{c,\theta M}$ ;
- f) para definir a espessura  $a_z$  da zona danificada pelo fogo a ser desconsiderada da seção original, aplicar a fórmula 28 para lajes e vigas e a fórmula 29 para pilares, a seguir.

$$a_z = w \cdot \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}}\right) \quad (28)$$

$$a_z = w \cdot \left(1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}}\right)^{1,3}\right) \quad (29)$$

Tendo-se definido o valor da largura  $a_z$  a ser descontada da seção original, pode-se proceder à determinação do momento resistente em situação de incêndio, utilizando-se o fator  $k_{c,\theta M}$  para reduzir a resistência à compressão do concreto, diferente do que se faz no Método da Isoterma 500°C.

## 4 ANÁLISE DA ACI/TMS 216M-14

O procedimento normativo ACI/TMS 216.1M-14 traz requisitos mínimos de resistência ao fogo para elementos de concreto, concreto armado, bloco de alvenaria e materiais de acabamento. Como o foco deste trabalho é o dimensionamento de estruturas de concreto armado, os tópicos referentes a alvenaria e materiais de acabamento não serão retratados. Será analisado, a seguir, o capítulo 4 deste código normativo, que traz os requisitos mínimos de resistência para elementos de concreto em situação de incêndio.

### 4.1 PAREDES E LAJES DE PISO DE CONCRETO

Os primeiros elementos de concreto a serem abordados pela ACI/TMS 216.1M-14 são as paredes e lajes de concreto. Segundo ACI e TMS (2014), paredes de concreto (portantes ou não), pisos de concreto e lajes de cobertura, que devem resistir de 1 a 4 horas de incêndio, necessitam obedecer às espessuras equivalentes apontadas na Tabela 16 (tabela 4.2 da ACI/TMS 216.1M-14), a seguir. Tal tabela somente é válida para painéis sólidos (sem aberturas) e de superfície plana, contendo uma única camada de concreto. Para painéis alveolares ou painéis de espessura não constante, devem ser observadas especificações do procedimento normativo.

Tabela 16 – Resistência ao fogo de paredes, lajes de cobertura e lajes de piso

Tipo de agregado	Espessura equivalente mínima para garantir resistência ao fogo (mm)				
	1 hora	1,5 horas	2 horas	3 horas	4 horas
silicoso	90	110	125	155	175
carbonato	80	100	115	145	170
agregados semi-leves	70	85	95	115	135
agregados leves	65	80	90	110	130

(Fonte: ACI e TMS, 2014)

De acordo com ACI e TMS (2014), caso o tipo de agregado do elemento analisado não seja conhecido, deve-se optar pela medida mais conservadora. Isso se aplica não somente à Tabela 16, mas a todas tabelas presentes no procedimento normativo americano.

## 4.2 COBRIMENTO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo ACI e TMS (2014), o cobrimento de uma laje ou viga nunca deverá ser inferior aos estabelecidos pela ACI 318R-14, procedimento normativo americano de dimensionamento de estruturas de concreto armado à temperatura ambiente.

Para o entendimento das tabelas de cobrimento mínimo de lajes e vigas, deverão ser enunciadas as diferenças entre vigas e lajes restringidas e não restringidas, conforme Quadro 1, a seguir, de acordo com ACI e TMS (2014).

Quadro 1 – Classificação de construção: restringida e não restringida

<b>Viga/Laje Não restringida</b>	
Suportada por paredes	Quando houver um único vão ou quando for um vão final biapoiado de uma série de vãos, como painéis pré-moldados, por exemplo
<b>Viga/Laje Restringida</b>	
Suportada por paredes	Vão intermediário de uma série de vãos com:
	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Concreto moldado <i>in loco</i></li> <li>2. Concreto pré-moldado em que a expansão térmica é resistida por um elemento adjacente</li> </ol>
Pórticos de concreto	1. Vigas engastadas em pilares de pórtico
	2. Lajes de piso e telhado moldadas <i>in loco</i> , em que a ligação aos membros do pórtico é rígida (lajes nervuradas, lajes lisas,...)
	3. Vãos externos e internos de sistemas pré-moldados com juntas moldadas <i>in loco</i> , resultando em restrição similar à condição 1. de Pórticos de concreto
	4. Lajes pré-fabricadas de piso e de telhado ligados rigidamente ao pórtico em que a expansão térmica da laje é resistida pelo sistema adjacente

(Fonte: ACI e TMS, 2014)

### 4.2.1 Cobrimento de lajes

Conforme ACI e TMS (2014), para lajes de cobertura e pisos de concreto, o cobrimento em relação à armadura longitudinal destinada a resistir momentos positivos deverá ser, no mínimo, igual aos valores expressos na Tabela 17 (tabela 4.3.1.1 da ACI/TMS 216.1M-14), a seguir, de acordo com o caso em questão. Essa tabela pode ser aplicada a lajes armadas em uma ou duas direções, moldadas *in loco* ou pré-moldadas sólidas ou alveolares com superfície inferior plana.

Tabela 17 – Mínimo cobrimento para lajes de cobertura e lajes de piso de concreto

<b>Cobrimento para respectiva resistência ao fogo (mm)</b>						
<b>Tipo de agregado</b>	<b>Restringida</b>	<b>Não restringida</b>				
	<b>4 horas ou menos</b>	<b>1 hora</b>	<b>1,5 horas</b>	<b>2 horas</b>	<b>3 horas</b>	<b>4 horas</b>
Não pré-tensionada						
silicoso	20	20	20	25	30	40
carbonato	20	20	20	20	30	30
semi-leve	20	20	20	20	30	30
leve	20	20	20	20	30	30
Pré-tensionada						
silicoso	20	30	40	45	60	70
carbonato	20	25	35	40	55	55
semi-leve	20	25	35	40	50	55
leve	20	25	35	40	50	55

(Fonte: ACI e TMS, 2014)

### 4.2.2 Cobrimento de vigas

Segundo ACI e TMS (2014), o cobrimento para vigas deverá respeitar os limites da Tabela 18 (tabela 4.3.1.2 da ACI/TMS 216.1M-14), a seguir. Para vigas paralelas restringidas, espaçadas mais do que 1,5 m centro a centro, aplicam-se os valores da Tabela 18; caso o espaçamento entre vigas seja igual ou menor que 1,5 m, pode-se estabelecer um cobrimento mínimo de 20 mm, independentemente do tempo requerido de resistência ao fogo.

Tabela 18 – Cobrimento mínimo para vigas

Classificação da viga	Largura da viga (mm)	Cobrimento para respectiva resistência ao fogo (mm)				
		1 hora	1,5 horas	2 horas	3 horas	4 horas
Restringida	125	20	20	20	25	30
	175	20	20	20	20	20
	≥250	20	20	20	20	20
Não restringida	125	20	25	30	NP	NP
	175	20	20	20	45	75
	≥250	20	20	20	25	45
NP = não permitido						

(Fonte: ACI e TMS, 2014)

O cobrimento de uma única barra de aço é definido como sendo a distância entre a superfície de concreto exposta ao fogo até a superfície da barra. Caso se esteja lidando com uma viga que contenha várias barras de aço, o cobrimento é calculado fazendo-se a média das distâncias da superfície da barra até a superfície do concreto. Para barras de canto, em que a distância ao fundo da viga e a distância à face lateral da viga é a mesma, o mínimo cobrimento considerado para cálculo deve ser metade do valor real (ACI e TMS, 2014).

#### 4.3 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL AO FOGO E DO COBRIMENTO DE ELEMENTOS FLETIDOS

Nesta seção, serão apresentados métodos alternativos aos expostos no item 4.2. Os métodos descritos a seguir podem ser utilizados para determinar resistência estrutural ao fogo e para avaliar a adequação de uma determinada espessura de cobrimento.

### 4.3.1 Vigas e lajes biapoiadas não restringidas

Segundo ACI e TMS (2014), a resistência de um elemento biapoiado, não restringido, submetido à flexão, em altas temperaturas, deverá ser calculada com base na fórmula 30, a seguir.

$$M_n \geq M_{n\theta} \geq M \quad (30)$$

Onde:

$M_n$  = momento nominal resistente da seção (N.m);

$M_{n\theta}$  = momento nominal resistente da seção a uma temperatura elevada (N.m);

$M$  = momento devido ao máximo carregamento de serviço (N.m).

O momento nominal resistente  $M_n$  é o momento que a seção teoricamente resiste (sem aplicação de coeficientes de segurança).

O momento  $M$  devido ao máximo carregamento de serviço de algum elemento pode ser considerado constante durante o período de incêndio. Para elementos biapoiados e não restringidos, não se pode considerar redistribuição de momentos, nem efeitos de restrição térmica. Isso se deve ao fato dos apoios de um elemento biapoiado não absorverem momentos, o que faz com que o momento solicitante não possa ser redistribuído (ACI e TMS, 2014).

#### 4.3.1.1 Procedimento de cálculo para lajes simplesmente apoiadas

De acordo com ACI e TMS (2014), para a determinação do cobrimento  $u$  de lajes, são utilizados os ábacos da figura 14. Para que se possa analisar os ábacos, deve-se saber o tipo de agregado do concreto em questão e os índices  $\omega$  e  $\omega_p$ , para concreto armado e concreto protendido, respectivamente, conforme fórmula 31, a seguir. Esses índices representam a razão entre a resultante de força do aço e a resultante de força do concreto.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'_c} \quad (31)$$

$$\omega_p = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{b \cdot d \cdot f'_c}$$

Onde:

$A_s$  = área da seção transversal de aço da armadura passiva longitudinal (cm<sup>2</sup>);

$A_{ps}$  = área da seção transversal de aço da armadura ativa (cm<sup>2</sup>);

$f_y$  = resistência ao escoamento do aço da armadura passiva (MPa);

$f_{pu}$  = resistência à ruptura do aço para protensão (MPa);

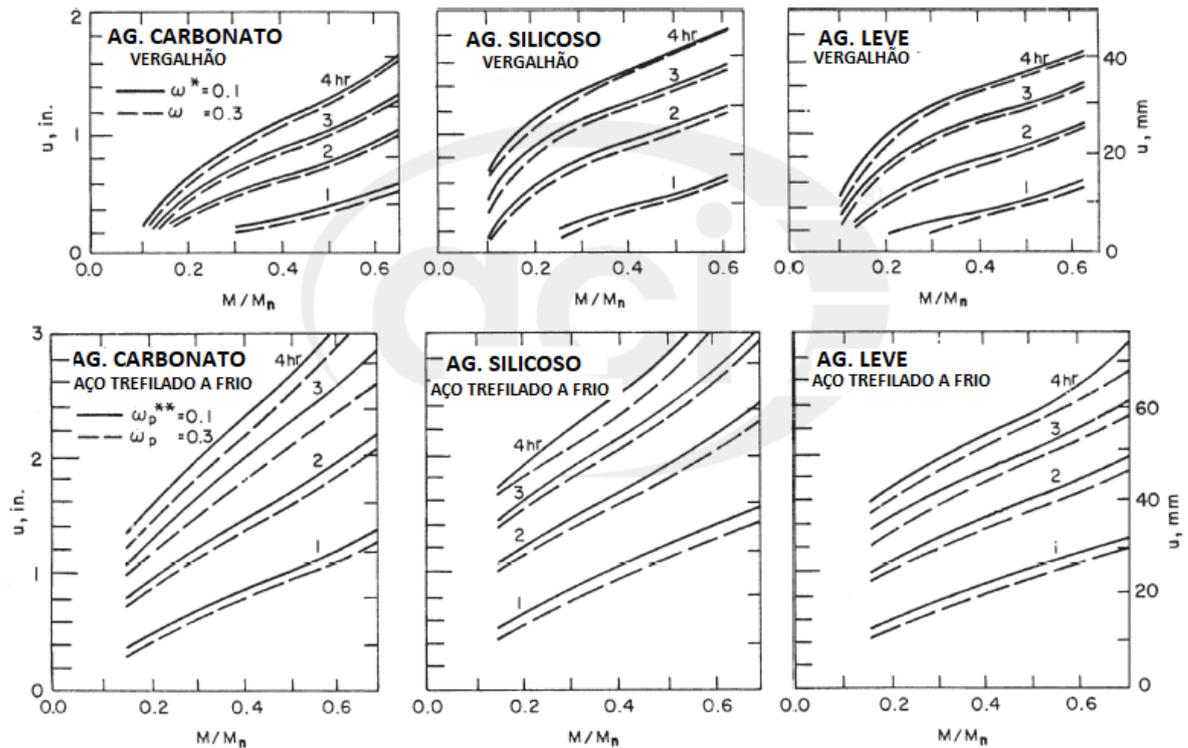
$f'_c$  = resistência à compressão do concreto, equivalente ao  $f_{ck}$  da norma brasileira (MPa);

$b$  = largura da laje (cm);

$d$  = altura útil da seção medida do CG da armadura até a fibra mais comprimida do concreto (cm).

Em posse dos índices acima enunciados e do tipo de agregado do concreto, pode-se determinar o cobrimento necessário a partir dos ábacos apresentado a seguir. A relação  $M/M_n$  refere-se à razão entre o máximo momento causado pelo carregamento de serviço e máximo momento que a seção resiste, ou seja, é uma medida da intensidade do momento aplicado. O momento  $M_n$  é calculado segundo as fórmulas 34 e 35, que serão apresentadas a seguir.

Figura 14 – Resistência ao fogo de lajes, em função do tipo de agregado, tipo de aço, intensidade de momentos e cobrimento  $u$



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

#### 4.3.1.2 Procedimento de cálculo para vigas simplesmente apoiadas

O mesmo procedimento aplicado a lajes no item 4.3.1.1 pode ser aplicado a vigas, com a seguinte diferença: quando se determinar um valor médio  $u$  de cobrimento para vigas que contenham barras de canto (nas quais a distância ao fundo da viga e à face lateral é igual), deverá ser considerado, no seu lugar, um cobrimento efetivo  $u_{ef}$ , igual à metade do valor de  $u$  (ACI e TMS, 2014).

#### 4.3.2 Vigas e lajes contínuas

Segundo ACI e TMS (2014), para análise de vigas e lajes contínuas em situação de incêndio, deverá ser considerada a redistribuição de momentos que ocorre em elevadas temperaturas. A resistência de elementos contínuos submetidos à flexão deverá ser analisada segundo a fórmula 32, a seguir.

$$M_{n\theta}^+ = M_{x_1} \quad (32)$$

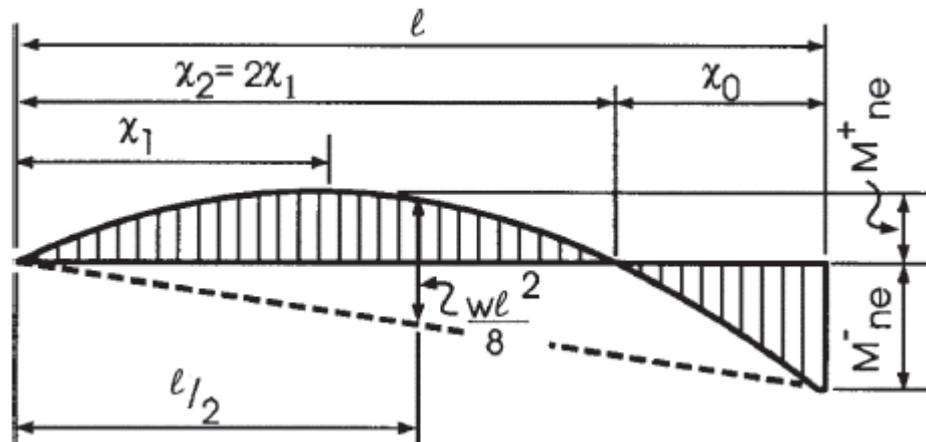
Onde:

$M_{n\theta}^+$  = momento positivo nominal resistente da seção a uma temperatura elevada (N.m);

$M_{x_1}$  = máximo valor do momento positivo redistribuído à distância  $x_1$  (N.m).

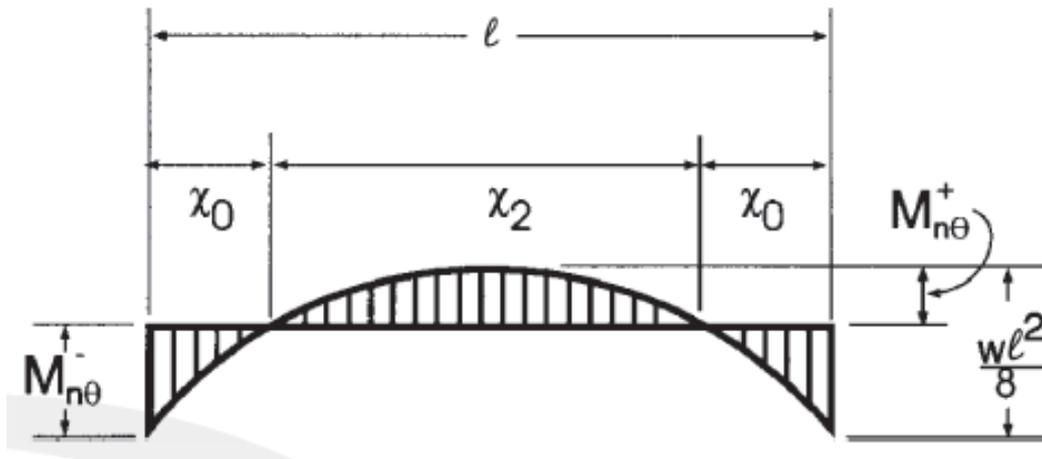
Isto é, a avaliação da resistência é feita reduzindo-se  $M_{n\theta}^+$  ao valor  $M_{x_1}$ , máximo momento positivo solicitante após a redistribuição.  $M_{x_1}$  é dependente da distância  $x_1$ , que, para vigas e lajes contínuas sobre um apoio é medida a partir do apoio externo e que, para vigas e lajes contínuas sobre os dois apoios, é medida a partir de qualquer um dos apoios. As figuras 14 e 15, a seguir, ilustram a redistribuição de momentos (ACI e TMS, 2014). Convém ressaltar que a convenção americana para diagramas de momento fletor difere da brasileira: segundo a convenção dos EUA, momentos positivos são representados acima do eixo da viga e momentos negativos a seguir.

Figura 15 – Redistribuição do diagrama de momentos fletores para uma viga carregada uniformemente contínua sobre um apoio (simples ou duplo)



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

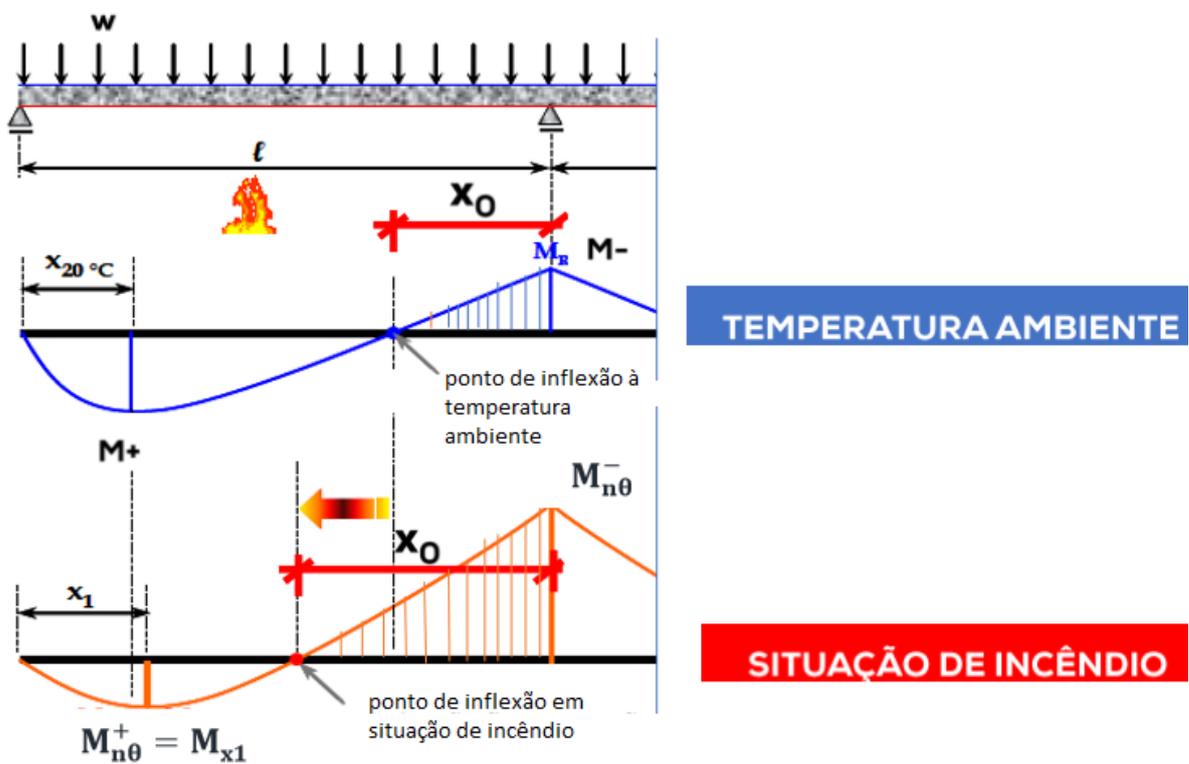
Figura 16 – Redistribuição do diagrama de momentos fletores para uma viga carregada uniformemente contínua sobre os dois apoios (simples ou duplos)



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

Como maneira de simplificar o entendimento dessa redistribuição, expõe-se a figura 17, a seguir.

Figura 17 – Resumo da redistribuição de momentos em situação de incêndio



(Fonte: adaptado de COSTA E SILVA, 2006)

A viga da figura acima é contínua sobre um apoio (extremidade direita). Em azul, tem-se o diagrama de momentos fletores em situação de temperatura ambiente. Nota-se, nesse caso, que o momento positivo no meio do vão é maior que o momento negativo no apoio. Com o aquecimento da face inferior da viga, a armadura positiva será muito mais afetada que a armadura negativa. Dessa forma, a armadura positiva perderá bastante resistência e o momento que ela estaria suportando é redistribuído ao apoio, já que a armadura negativa não tem perdas significativas de resistência. Define-se que a armadura positiva passa a ser solicitada pelo máximo momento que ela resiste. Percebe-se que, após a redistribuição, o momento negativo no apoio é consideravelmente maior do que o momento positivo no vão. Além disso, o ponto de inflexão muda de lugar, o que se torna importante para determinar qual é comprimento necessário das armaduras negativas.

Segundo ACI e TMS (2014), o comprimento de armadura negativa deverá considerar a completa redistribuição de momentos, conforme os diagramas acima. Este comprimento deverá ser calculado considerando que o vão em questão está sujeito ao seu mínimo carregamento provável e o(s) vão(s) adjacentes está(ão) sujeito(s) ao carregamento total de serviço.

Para evitar falha por compressão nas regiões de momento negativo, o coeficiente  $\omega_\theta$ , calculado segundo a fórmula 33, a seguir, não deverá ser maior do que 0,30. Ao aplicar essa fórmula, deve ser desconsiderado do cálculo o concreto que estiver a mais de 760°C.

$$\omega_\theta = \rho \frac{f_{y\theta}}{f_{c\theta'}} = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{b \cdot d_{ef} \cdot f_{c\theta'}} \quad (33)$$

Onde:

$f_{y\theta}$  = resistência ao escoamento do aço em situação de incêndio (MPa);

$f_{c\theta'}$  = resistência à compressão do concreto em situação de incêndio (MPa);

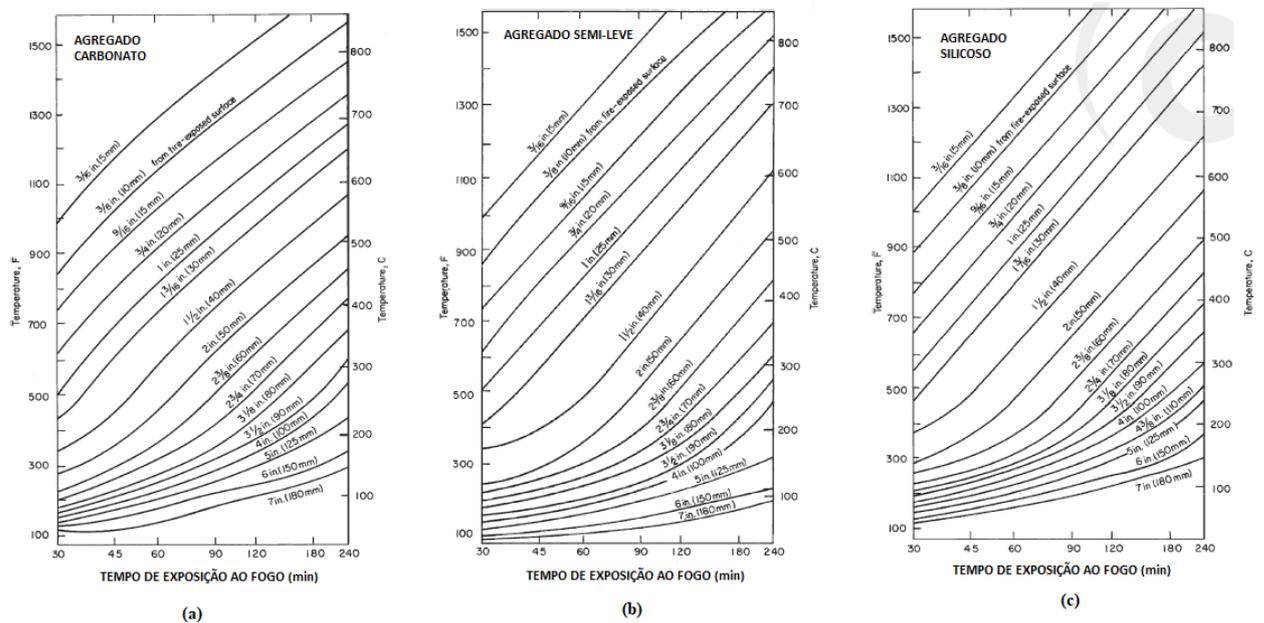
$\rho$  = taxa de armadura;

$d_{ef}$  = distância do CG da armadura até a fibra mais comprimida do concreto, desde que a temperatura não exceda 760°C (cm).

#### 4.3.2.1 Determinação da resistência ao fogo ou quantidade de armadura para lajes contínuas sobre um apoio

Primeiramente, deve-se determinar as temperaturas do aço e do concreto na região de máximo momento positivo, segundo a Figura 18, a seguir, de acordo com o agregado do concreto e tempo de exposição ao fogo. Tais curvas foram determinadas com base no padrão de exposição ao fogo ditado pela ASTM E119 (ACI e TMS, 2014).

Figura 18 – temperatura dentro da laje para concreto de (a) agregado carbonato; (b) agregado semi-leve; (c) agregado silicoso



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

##### 4.3.2.1.1 Dimensionamento para momento positivo

O momento positivo nominal resistente em situação de incêndio  $M_{n\theta}^+$  deve ser calculado segundo a fórmula 34, a seguir.

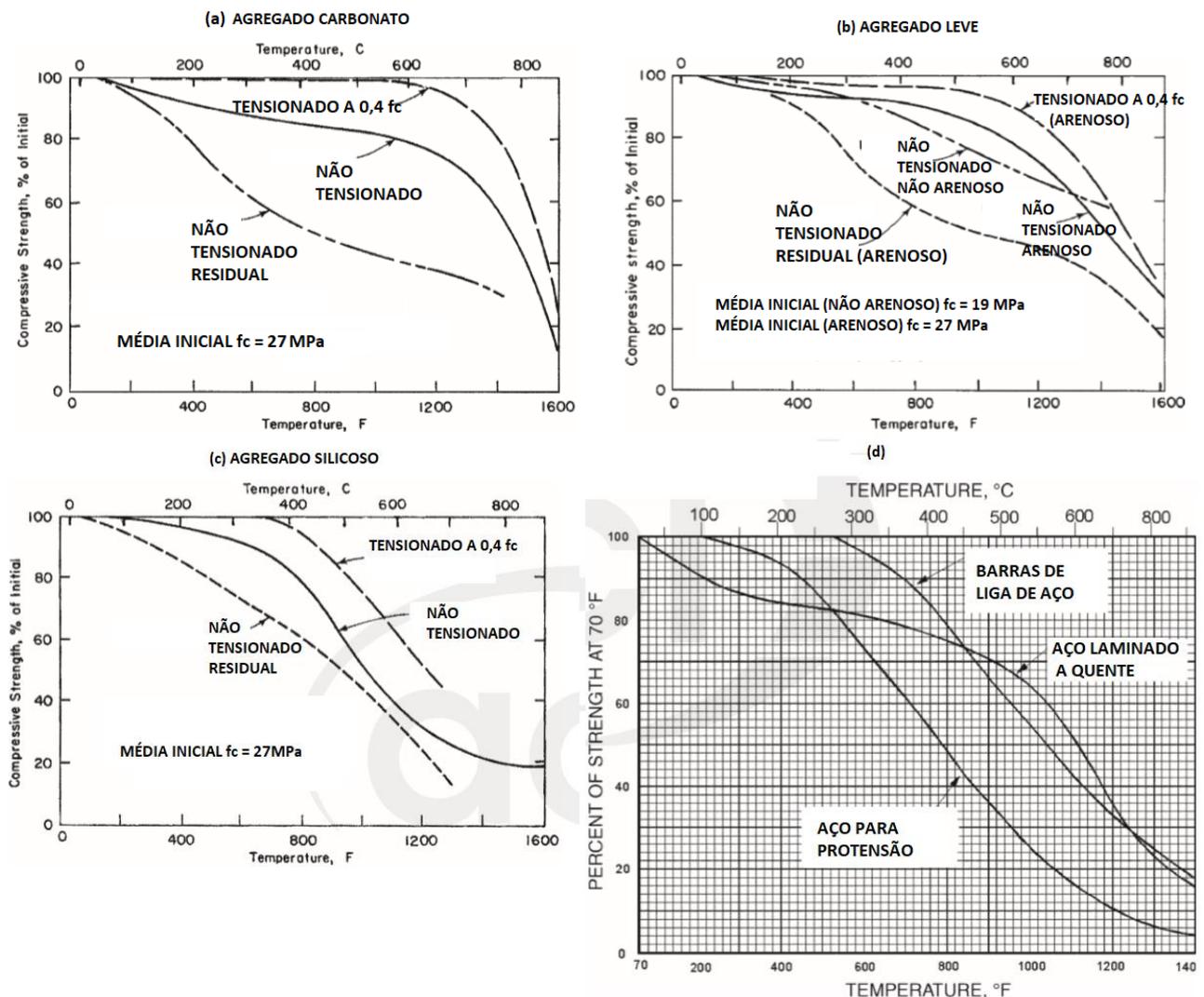
$$M_{n\theta}^+ = A_s \cdot f_{y\theta} \cdot \left( d - \frac{a_\theta}{2} \right) \quad (34)$$

Onde:

$$a_\theta = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{0,85 \cdot f_{c\theta} \cdot b}$$

A equação 33 acima tem origem no cálculo do equilíbrio de momentos de uma seção transversal solicitada por momento positivo. A resistência à compressão do concreto em situação de incêndio  $f_{c\theta}$  e do aço em altas temperaturas  $f_{y\theta}$  podem ser determinadas segundo os gráficos da figura 19, a seguir, conforme ACI e TMS (2014). Diferentemente da norma brasileira, não são fornecidos coeficientes de redução de resistência.

Figura 19 – redução de resistência do concreto em altas temperaturas e resfriamento não tensionado residual para (a) agregado carbonato; (b) agregado semi-leve; (c) agregado silicoso e (d) resistência de barras de aço em altas temperaturas



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

Nota-se que cada gráfico relativo ao concreto apresenta, pelo menos, três tipos de curva: não tensionado residual, não tensionado e tensionado a  $0,4f_c$ . Segundo NIST (2002), essas curvas se referem a diferentes testes que foram feitos com o concreto em altas temperaturas, a fim de se aferir a queda de resistência à compressão. No ensaio tensionado a  $0,4f_c$ , restringe-se axialmente um corpo de prova cilíndrico a uma tensão igual a 40% de sua resistência a compressão à temperatura ambiente e, em seguida, eleva-se a temperatura. Quando a temperatura de interesse estiver estabilizada, rompe-se o corpo de prova à compressão. O ensaio não tensionado não é restringido; o corpo de prova é aquecido e, quando a temperatura que se quer analisar é estabilizada, o corpo de prova é rompido à compressão. Por fim, o ensaio não tensionado residual refere-se a um ensaio em que o corpo de prova (não restringido) é aquecido e, em seguida, resfriado até a temperatura ambiente, momento em que é feita a ruptura à compressão.

Segundo ACI e TMS (2014), alternativamente à fórmula 34, pode-se recorrer aos gráficos da figura 14 e calcular  $M_{n\theta}^+$  como uma fração do momento resistente  $M_n^+$ . Para isso, deve-se determinar o coeficiente  $\omega$  a partir da fórmula 31, definir o número de horas que o elemento estrutural deve resistir e ter conhecimento do cobrimento empregado para determinação da medida  $u$ .

#### 4.3.2.1.2 Dimensionamento para trechos de momento negativo

De acordo com ACI e TMS (2014), para análise do momento negativo, devem ser aplicadas as fórmulas 35 a 38, expostas a seguir. Convém analisar as fórmulas a seguir com o auxílio da figura 15, para que o entendimento seja facilitado.

$$M_{x_1} = \frac{w \cdot l}{2} \cdot x_1 - \frac{w \cdot x_1^2}{2} - \frac{M_{n\theta}^- \cdot x_1}{l} = M_{n\theta}^+ \quad (35)$$

$$M_{n\theta}^- = \frac{w \cdot l^2}{2} - w \cdot l^2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_{n\theta}^+}{w \cdot l^2}} \quad (36)$$

$$x_1 = \frac{l}{2} - \frac{M_{n\theta}^-}{w \cdot l} \quad (37)$$

$$x_0 = \frac{2 \cdot M_{n\theta}^-}{w \cdot l} \quad (38)$$

Onde:

$M_{n\theta}^-$  = momento nominal negativo resistente de uma seção em elevada temperatura (N.m);

$w$  = soma de cargas de serviço (N/m);

$l$  = vão livre entre apoios (m).

Segundo ACI e TMS (2014), o valor  $x_0$  deverá ser determinado quando o mínimo valor  $w$  esperado para carga de serviço for aplicado. O momento nominal negativo resistente é calculado de acordo com a fórmula 39, a seguir.

$$M_{n\theta}^- = A_s \cdot f_{y\theta} \cdot \left( d_{ef} - \frac{a_{\theta}}{2} \right) \quad (39)$$

#### 4.3.2.2 Determinação da resistência ao fogo ou quantidade de armadura para lajes contínuas sobre dois apoios

De acordo com ACI e TMS (2014), para dimensionamento da armadura para momentos positivos, pode-se usar o mesmo procedimento utilizado em 4.3.2.1.1 de vigas e lajes contínuas sobre um apoio.

Para dimensionamento da armadura negativa, o procedimento é exposto a seguir, através das fórmulas 40 a 42. Pode-se analisar a figura 16 para facilitar o entendimento de tais fórmulas.

$$M_x^1 = \frac{w \cdot x_2^2}{8} = M_{n\theta}^+ \quad (40)$$

$$M_{n\theta}^- = \frac{w \cdot l^2}{8} - M_{n\theta}^+ \quad (41)$$

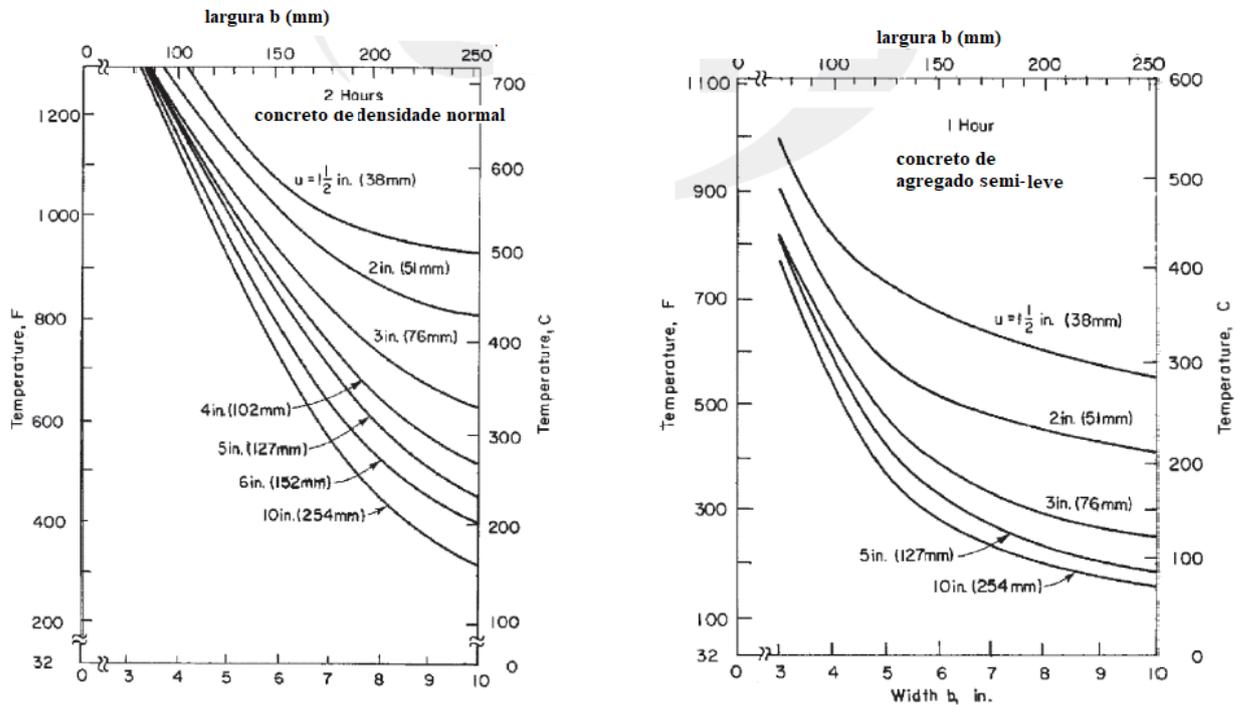
$$x_0 = \frac{(l - x_2)}{2} \quad (42)$$

Segundo ACI e TMS (2014), o valor  $x_0$  deverá ser determinado quando o mínimo valor  $w$  esperado para carga de serviço for aplicado.

#### 4.3.2.3 Procedimento de cálculo para vigas contínuas

O procedimento de cálculo para vigas contínuas sobre um apoio é feito da mesma maneira que para lajes, como visto no item 4.3.2.1, e o procedimento para vigas contínuas sobre dois apoios também é análogo ao procedimento de cálculo para lajes, como visto no item 4.3.2.2. As únicas diferenças a serem consideradas se referem à determinação das temperaturas no aço e no concreto, que serão dadas por gráficos do procedimento normativo americano como os da figura 20, a seguir, conforme tipo de agregado, tempo de exposição ao fogo e espessura de cobrimento  $u$ . Para barras de canto, deve-se lembrar de considerar um  $u_{ef}$ , igual à metade do cobrimento real  $u$  (ACI e TMS, 2014).

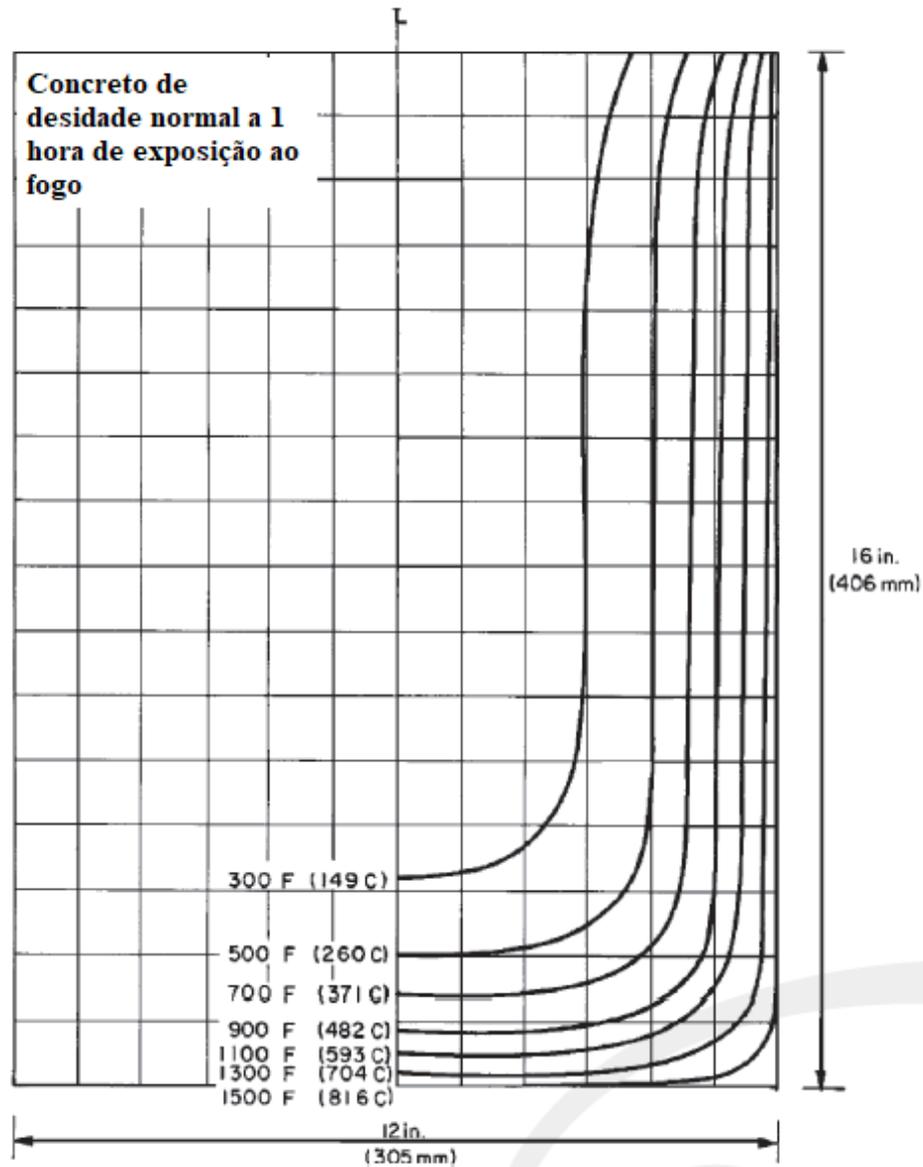
Figura 20 – Curvas para determinação da temperatura no aço e concreto



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

Os dois gráficos apresentados na Figura 20 servem apenas de exemplo para os vários gráficos de curvas de temperatura que a ACI/TMS 216.1M-14 apresenta. Além desses gráficos, são apresentados alguns outros gráficos que representam medidas de temperatura em vigas, como o da Figura 20, a seguir, que será utilizado posteriormente para o estudo de caso.

Figura 21 – Curvas de temperatura para viga com dimensões definidas



(Fonte: ACI e TMS, 2014)

#### 4.4 PILARES DE CONCRETO ARMADO

Segundo ACI e TMS (2014), pilares com resistência à compressão igual ou inferior a  $f_c = 83$  MPa, devem respeitar as dimensões mínimas estabelecidas nas tabelas 19 e 20 (tabelas 4.5.1a e 4.5.1b da ACI/TMS 216.1M-14, respectivamente), apresentadas a seguir.

Tabela 19 – Dimensões mínimas para pilares de concreto em situação de incêndio

Tipo de agregado	Dimensão mínima de pilar para garantir resistência ao fogo (mm)				
	1 hora	1,5 horas	2 horas	3 horas	4 horas
carbonato	200	230	250	280	300
silicoso	200	230	250	300	350
agregados semi-leves	200	215	230	265	300

(Fonte: ACI e TMS, 2014)

Tabela 20 – Dimensões mínimas para pilares de concreto em situação de incêndio com exposição ao fogo em duas faces paralelas

Tipo de agregado	Dimensão mínima de pilar para garantir resistência ao fogo (mm)				
	1 hora	1,5 horas	2 horas	3 horas	4 horas
carbonato	200	200	200	200	250
silicoso	200	230	250	300	350
agregados semi-leves	200	200	200	200	250

(Fonte: ACI e TMS, 2014)

Em caso de exposição ao fogo em três ou mais faces, para seção retangular, pelo menos uma das dimensões deverá ser de, no mínimo, 900 mm (ACI e TMS, 2014).

Para pilares com resistência à compressão superior a  $f_c = 83$  MPa, a dimensão mínima do pilar, independentemente do tipo de agregado, deve ser 610 mm, para exposições ao fogo de 1 a 4 horas (ACI e TMS, 2014).

O cobrimento de pilares de concreto armado, independentemente do tipo de agregado utilizado, deverá ser no mínimo igual ao menor valor entre: 25 mm vezes o número de horas requeridas de resistência ao fogo, ou 50 mm (ACI e TMS, 2014).

## **5 COMPARAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS NORMATIVOS**

A simples leitura dos capítulos anteriores já possibilita uma comparação entre os procedimentos normativos em termos dos métodos que cada uma apresenta para verificação da segurança das estruturas de concreto armado em situação de incêndio. No entanto, visto que as informações trazidas nos capítulos anteriores são bastante extensas, neste novo capítulo, foram propostos quadros comparativos entre os dois procedimentos normativos que permitem verificar, de maneira simples e direta, as principais diferenças entre os procedimentos apresentados na NBR 15200:2012 e na ACI/TMS 216.1M-14. Além disso, são expostos posicionamentos do autor deste trabalho quanto à distinção dos procedimentos.

### **5.1 APRESENTAÇÃO DAS INFORMAÇÕES E ABRANGÊNCIA**

A primeira comparação a ser feita diz respeito à lógica de apresentação das informações de cada procedimento normativo, da abrangência de cada um deles e de como eles apresentam as propriedades dos materiais (aço e concreto) em situação de incêndio. Essa comparação pode ser melhor visualizada através do quadro 2 a seguir.

Quadro 2 – Comparações entre a NBR 15200:2012 e a ACI/TMS 216.1M-14 em termos de abrangência, estruturação do texto e propriedades dos materiais

<b>Abrangência, apresentação das informações e propriedades dos materiais</b>		
<b>Tópico da comparação</b>	<b>ABNT NBR 15200:2012</b>	<b>ACI/TMS 216.1M-14</b>
<b>Abrangência</b>	Estruturas de concreto armado e protendido exclusivamente.	Estruturas de concreto armado e protendido, elementos estruturais mistos de concreto e aço, alvenaria estrutural, materiais de acabamento.
<b>Estruturação do texto</b>	Primeiramente, a norma expõe as propriedades do concreto e do aço em situação de incêndio. Depois, apresenta a maneira como se enquadra a situação de incêndio dentro da combinação de ações no ELU. Por fim, apresenta os métodos de verificação.	O procedimento normativo está dividida em 7 capítulos, sendo que os 4 últimos são destinados à análise de diferentes tipos de estruturas em situação de incêndio. O capítulo 4 é o que diz respeito às estruturas de concreto armado: primeiramente são abordados pisos, paredes e telhados de concreto, depois vigas e lajes e, por fim, pilares de concreto armado e pilares mistos de aço e concreto.
<b>Propriedades estruturais do concreto e do aço em situação de incêndio</b>	Para o concreto, expõe e indica maneiras de calcular a resistência à compressão e o diagrama tensão-deformação. Para o aço, expõe e indica maneiras de calcular a resistência ao escoamento, o módulo de elasticidade e o diagrama tensão-deformação.	Para o concreto e para o aço, expõe e indica a maneira de calcular a resistência à compressão.
<b>Propriedades físico-térmicas do concreto e do aço em situação de incêndio</b>	Para o concreto, expõe e indica maneiras de calcular o alongamento, o calor específico, a condutividade térmica e a densidade. Para o aço, não menciona.	Não menciona.

(Fonte: elaborado pelo Autor)

Percebe-se, a partir das informações do quadro citado acima, que o procedimento normativo americano é um tanto quanto mais abrangente que a norma brasileira: a NBR 15200:2012 é exclusivamente voltada a estruturas de concreto armado, enquanto a ACI/TMS 216.1M-14 tem um horizonte de aplicações mais extenso. Em contrapartida, a sequência de informações trazidas pela NBR é mais clara e lógica que a sequência do procedimento normativo americano, o que facilita ao projetista o seu manuseio. No que diz respeito às propriedades dos materiais (aço da armadura passiva e concreto), a norma brasileira é muito mais abrangente que a americana, que apenas expõe maneiras de se calcular a redução de resistência do aço e do concreto em situação de incêndio.

## 5.2 MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO

Em relação aos métodos de verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, podemos analisar os quadros 3 e 4 a seguir.

Quadro 3 – Métodos de verificação da NBR 15200:2012

Tópico da comparação	Métodos de verificação da ABNT NBR 15200:2012		
	Método Tabular	Métodos Simplificados	
		Método da Isoterma de 500 °C	Método das Zonas
<b>Condições de Aplicação</b>	Os valores de cobrimento (medidos da face que está em contato com o fogo ao eixo da barra longitudinal) que foram definidos nas tabelas do método foram levantados considerando $S_{d,fi} = 0,7S_d$ e $A_{s,cal}/A_{s,ef} = 1,0$ .	Como não são mencionados pela NBR 15200:2012, devem ser aplicados conforme as prescrições do Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004). Ambos requerem uma análise térmica prévia, que pode ser feita de acordo com o Anexo A do Eurocode 2.	
<b>Vigas</b>	As tabelas 5 e 6 deste trabalho (tabelas 4 e 5 da NBR 15200:2012, respectivamente) definem dimensões mínimas para largura da base, largura da alma e cobrimento da viga. Todas dimensões estão em função do TRRF. Devem ser respeitadas as condições de aplicação dessas tabelas enunciadas no item 3.3.1.1	Deve-se determinar as linhas de mesma temperatura dentro da seção analisada (isotermas) e desconsiderar a parte da seção que estiver a mais de 500 °C. Não se usa fator de redução da resistência à compressão do concreto. A aplicação deste método só é permitida caso uma largura mínima do elemento estrutural seja verificada, segundo tabela 15 deste trabalho. Não é aconselhada a aplicação do método para elementos de concreto com agregado diferente do silicoso.	Deve-se definir uma largura $w$ , conforme alínea a do item 3.3.2.2 deste trabalho. Depois, divide-se essa largura $w$ em pelo menos três zonas iguais. Determina-se a temperatura no centro de gravidade de cada uma dessas zonas e calcula-se o fator de redução de resistência do concreto. Segundo a fórmula 27, calcula-se um fator de redução de resistência médio para essas zonas. Depois disso, determina-se a temperatura na seção total, sem a consideração das divisões. Com estes valores definidos, pode-se aplicar a fórmula 28 ou 29 e determinar a largura da faixa que será desconsiderada do elemento estrutural para o cálculo da nova resistência.
<b>Lajes</b>	Para que uma laje apresente função corta-fogo, ela deverá ter sua espessura e seu cobrimento dados conforme as tabelas 7 a 12 deste trabalho (tabelas 6 a 11 da NBR 15200:2012, respectivamente). Essas tabelas estão divididas em relação aos tipos de laje e as condições de apoio dos bordos.		
<b>Pilares</b>	A tabela 13 (tabela 12 da NBR 15200:2012) deste trabalho expõe as dimensões mínimas de largura e cobrimento para pilares com apenas uma face exposta ao fogo, de acordo com o TRRF. Alternativamente, podem ser aplicadas as tabelas do Anexo A. Para o caso em que mais de uma face do pilar esteja exposta ao fogo, deve-se recorrer ao Método Analítico exposto no item 3.3.2 deste trabalho.	O procedimento é o mesmo que para vigas e lajes, no entanto, o método foi proposto para elementos sujeitos à flexão simples. Assim, sua aplicação para pilares, embora possível, não é aconselhada.	

(Fonte: elaborado pelo Autor)

Quadro 4 – Métodos de verificação da ACI/TMS 216.1M-14

Tópico da comparação	Métodos de verificação da ACI/TMS 216.1M-14	
	Método Tabular	Método Analítico
Condições de Aplicação	As medidas de cobrimento aqui definidas se referem à distância entre a face que está em contato com o fogo e a superfície da barra.	. Para analisar vigas e lajes contínuas, deve-se considerar a redistribuição de momentos fletores que ocorre em situação de incêndio. Para vigas e lajes simplesmente apoiadas, a redistribuição não ocorre.
Vigas	O cobrimento mínimo para vigas pode ser definido segundo a Tabela 18 deste trabalho (tabela 4.3.1.2 da ACI/TMS 216.1M-14), em função do tempo requerido de resistência ao fogo, da largura e das condições de apoio. Para barras de canto, em que a distância ao fundo da viga e a distância à face lateral da viga é a mesma, o mínimo cobrimento considerado para cálculo deve ser metade do valor real.	Para vigas <b>não restringidas simplesmente apoiadas</b> , aplicam-se os ábacos da Figura 14, para determinação da resistência ao fogo. Para barras de canto, o cobrimento deverá ser dividido por dois. Para vigas contínuas sobre um ou dois apoios, o procedimento será análogo ao de lajes contínuas, porém, a temperatura será definida por ábacos como os das curvas da Figura 20. A redução de resistência do concreto e do aço são dadas pelos ábacos da Figura 19.
Lajes	Enquanto a Tabela 16 (tabela 4.2 da ACI/TMS 216.1M-14) dá as dimensões mínimas das lajes em função do agregado e do tempo requerido de resistência ao fogo, a Tabela 17 (tabela 4.3.1.1 da ACI/TMS 216.1M-14) apresenta os cobrimentos mínimos. A mesma tabela poderá ser aplicada para lajes maciças e alveolares, sejam pré-moldadas ou moldadas no local, sejam armadas em uma ou duas direções.	Para lajes <b>não restringidas simplesmente apoiadas</b> , aplicam-se, os ábacos da Figura 14. Para lajes contínuas, a temperatura deve ser avaliada segundo a Figura 18. O dimensionamento de <b>lajes contínuas sobre um apoio</b> é dado de acordo com o item 4.3.2.1 deste trabalho. Para <b>lajes contínuas sobre dois apoios</b> , deve-se consultar o item 4.3.2.2.
Pilares	Deverão ser observadas as tabelas 19 e 20 (tabelas 4.5.1a e 4.5.1b da ACI/TMS 216.1M-14, respectivamente), conforme o caso, para determinação das dimensões mínimas. O cobrimento deverá ser no mínimo igual ao menor valor entre: 25 mm vezes o número de horas requeridas de resistência ao fogo, ou 50 mm.	Não se aplica.

(Fonte: elaborado pelo Autor)

Tem-se que o único método apresentado de maneira detalhada na NBR 15200:2012 é o Método Tabular, que pode ser aplicado a vigas, pilares e lajes. Para pilares, a norma também traz um método analítico, considerando o caso de exposição do fogo a mais de uma face. Apesar de

citar métodos de verificação simplificados, avançados e experimentais, a norma não os aprofunda, deixando o projetista na dependência de procedimentos normativos internacionais ou de bibliografias específicas. No quadro 3, constam os métodos simplificados que foram abordados no capítulo 3 deste trabalho, mas vale lembrar que eles não são detalhados pela NBR 15200:2012.

A ACI/TMS 216.1M-14 também apresenta um método baseado em tabelas para vigas, pilares e lajes. Ressalta-se que, enquanto o Método Tabular da NBR 15200:2012 apresenta diferentes tabelas para cada tipo de laje, a ACI/TMS 216.1M-14 propõe apenas uma tabela, para todos os tipos. Em relação aos métodos baseados em tabela, essa é a diferença que mais chama atenção entre os dois procedimentos normativos.

A ACI/TMS 216.1M-14 também traz de maneira detalhada um método analítico que pode ser aplicado a vigas e lajes. A análise das diferenças dos dois procedimentos normativos em termos de requisitos técnicos foi aprofundada por meio do estudo de caso que consta no capítulo 6 deste trabalho.

## **6 ESTUDO DE CASO**

Neste capítulo, foi desenvolvido um estudo de caso que consistiu na aplicação dos métodos de verificação abordadas pela NBR 15200:2012 e pela ACI/TMS 216.1M-14. Para a norma brasileira, foram aplicados o Método Tabular e o Método Simplificado das Zonas para vigas, pilares e lajes. Para o procedimento normativo americano, foram aplicados o método baseado em tabelas (tabular) para vigas, pilares e lajes e o Método Analítico para vigas e lajes.

A estrutura analisada é o pavimento-tipo estudado na 3ª edição do livro “Projeto de Estruturas de Concreto Armado” de José Milton de Araújo, publicado em 2014. A planta do pavimento-tipo pode ser observada no Anexo B, enquanto a planta de formas consta junto ao Anexo C.

### **6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO**

O edifício analisado é composto por um pavimento térreo mais oito pavimentos-tipo. Na cobertura, há uma casa de máquinas e um reservatório superior. O nível da descarga está na

cota 45 cm, enquanto o nível do último pavimento de apartamentos está na cota 2295 cm. O presente estudo será focado no pavimento-tipo, o qual é composto por dois apartamentos idênticos. Para fins de aplicação da NBR 14432:2001 e determinação do TRRF dos elementos estruturais, a edificação se classifica como A-2 (habitações multifamiliares) de acordo com a Tabela B.1 da referida norma.

A estrutura foi concebida em concreto armado e a disposição e numeração de vigas, pilares e lajes pode ser visualizada no Anexo C. A seção transversal das vigas e dos pilares é retangular. As lajes são maciças.

Os aços escolhidos para o projeto foram o CA-50 para uso em armaduras longitudinais de vigas, pilares e escadas e o aço CA-60 para uso em armaduras de lajes e estribos de vigas e pilares.

Em relação ao concreto, foi empregado o concreto de classe C25,  $f_{ck} = 25$  MPa aos 28 dias, com relação água-cimento máxima de 0,60. O cobrimento adotado para a estrutura dos pavimentos-tipo se deu de acordo com a classe de agressividade ambiental I, isto é, 2,0 cm para as lajes e 2,5 cm para vigas e pilares.

## 6.2 APLICAÇÃO DA NBR 15200:2012

Nos próximos itens, tem-se a aplicação do Método Tabular e do Método Simplificado das Zonas à estrutura em estudo. Vale lembrar que o Método Tabular é o principal método da NBR 15200:2012 e sua aplicação é bastante detalhada pela norma. A aplicação do Método das Zonas não é abordada pela NBR, no entanto, se encaixa como um dos métodos simplificados mencionados pela norma. A aplicação desse método foi feita de acordo com as recomendações do Eurocode.

### 6.2.1 Método Tabular

O Método Tabular para análise de estruturas de concreto armado em situação de incêndio foi detalhado no item 3.3.1 deste trabalho e foi aplicado às vigas, pilares e lajes da estrutura descrita no item 6.1. O primeiro passo para a aplicação desse método é a determinação do TRRF dos elementos estruturais da edificação. Essa determinação é feita de acordo com a tabela presente no Anexo D, extraída da NBR 14432:2001. Para aplicação dessa tabela, deve-se saber a

ocupação do edifício, que já foi designada como A-2 no item 6.1 acima, e a altura da edificação. Cabe salientar que, segundo ABNT (2001), a altura da edificação é a

Distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem permanência humana.

Nesse caso, sabendo-se que a cota do último pavimento habitado é 2295 cm e a cota da descarga é 45 cm, a altura da edificação em estudo é  $h = 2295 - 45 = 2250 \text{ cm} = 22,50 \text{ m}$ . Entrando com esse valor na tabela do Anexo D, constata-se que o TRRF deverá ser, no mínimo, igual a 60 minutos.

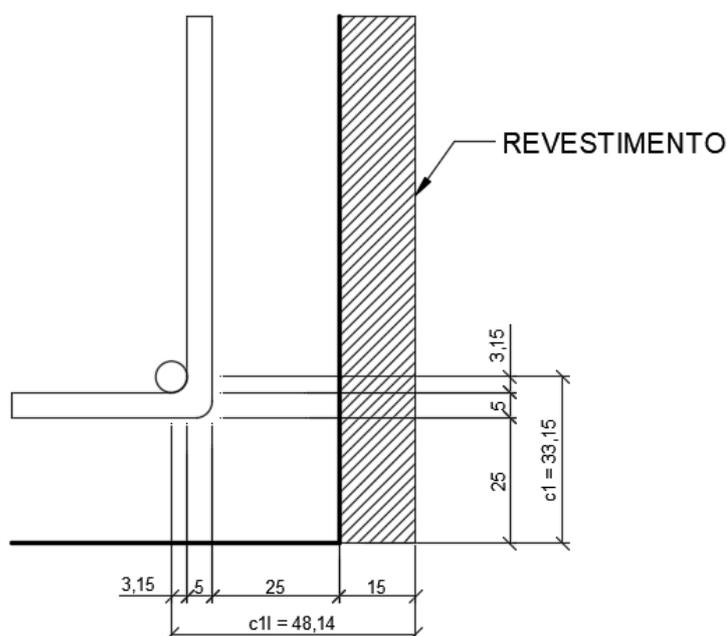
#### 6.2.1.1 Vigas

Para as vigas do edifício em estudo, foi feita a análise da largura mínima de acordo com as suas condições de vinculação (contínua ou biapoiada). Para essa verificação, montou-se a tabela 21, que é apresentada a seguir, relacionando o nome da viga com suas condições de apoio e suas respectivas dimensões de largura  $b$  e altura  $h$  adotadas no projeto original.

Cabe salientar que o cobrimento  $c_1$  que aparece nas tabelas do Método Tabular é a distância medida da face exposta ao fogo até o centro de gravidade das barras da armadura longitudinal. Outra importante observação a ser feita é que a NBR 15200:2012 permite que seja considerado o revestimento de vigas para o cálculo da distância  $c_1$ , desde que haja boa aderência desse revestimento e eficiência em situação de incêndio. Essa condição de boa aderência foi considerada para o estudo de caso.

Como no livro de José Milton de Araujo não foram projetadas todas as vigas, tomou-se, para as barras longitudinais, o diâmetro nominal de 6,3 mm por ser o caso mais exigente no quesito segurança. Os estribos estão detalhados no projeto com diâmetro de 5 mm. Na figura 22, a seguir, são retratados os cobrimentos  $c_1$  e  $c_{1l}$ , distância do eixo da armadura longitudinal à face inferior da viga e à face lateral da viga, respectivamente.

Figura 22 – Canto de uma viga de base 12 cm com a representação dos cobrimentos  $c_1$  e  $c_{11}$



(Fonte: elaborado pelo Autor)

Repara-se, através da figura 22, que o cobrimento  $c_1$  é menor que o cobrimento  $c_{11}$ , isso é justificado pelo fato da viga possuir um revestimento lateral de reboco de 15 mm de espessura nas vigas de 12 cm de base. Nas vigas de 20 cm de base o reboco tem 25 mm de espessura.

De acordo com as tabelas 5 e 6 apresentadas no item 3.3.1.1 deste trabalho, torna-se possível determinar a largura mínima das vigas do edifício em análise para um TRRF de 60 minutos e um distância  $c_1$  de 33,15 mm. Essas informações estão resumidas na tabela 21, a seguir.

Tabela 21 – Lista de vigas da edificação e suas dimensões mínimas segundo o Método Tabular

<b>Aplicação do Método Tabular a vigas com <math>c_1 = 33,15</math> mm</b>					
<b>Viga</b>	<b>Condições de apoio</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b><math>b_{min}</math> (cm)</b>	<b>OK ?</b>
V201 = V219	Engastada-livre	12	40	12	OK
V202 = V220	Contínua	20	60	12	OK
V203 = V221	Engastada-livre	12	40	12	OK
V204 = V218	Contínua	12	40	12	OK
V205 = V217	Biapoiada	12	40	17	Não
V206 = V214	Engastada-livre	12	40	12	OK
V207 = V215	Contínua	20	60	12	OK
V208 = V216	Engastada-livre	12	40	12	OK

continua

continuação

<b>Aplicação do Método Tabular a vigas com <math>c_1 = 33,15</math> mm</b>					
<b>Viga</b>	<b>Condições de apoio</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b><math>b_{min}</math> (cm)</b>	<b>OK ?</b>
V209 = V212	Engastada-livre	12	40	12	OK
V210 = V213	Engastada-livre	12	40	12	OK
V211	Biapoiada	12	40	17	Não
V222 = V223	Contínua	12	40	12	OK
V224	Contínua	20	60	12	OK
V225	Contínua	12	60	12	OK
V226	Contínua	12	40	12	OK
V227	Contínua	12	40	12	OK
V228	Biapoiada	12	40	17	Não
V229	Contínua	20	60	12	OK
V230	Biapoiada	12	40	17	Não
V231	Contínua	12	40	12	OK
V232	Contínua	12	40	12	OK
V233	Biapoiada	12	40	17	Não

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Percebe-se que as vigas biapoiadas não passam, pois essas requererem larguras mínimas mais rigorosas. Como alternativa, pode-se aumentar as larguras dessas vigas para 17 cm (devendo ser revisados todos os cálculos de seu dimensionamento), ou então prever um cobrimento maior do que o original. Caso seja desejável manter as larguras das vigas como estão, para que elas estejam de acordo com a NBR 15200:2012, a distância  $c_1$  deverá passar a ser, no mínimo, 40 mm. Dessa forma, um revestimento de boa aderência na face inferior da viga também poderia resolver esse problema.

#### 6.2.1.2 Lajes

As lajes do pavimento-tipo em estudo são maciças e todas têm 10 cm de espessura. O cobrimento adotado no projeto estrutural para as lajes é de 20 mm. Dessa forma, a distância  $c_1$  será 22,5 mm, considerando-se a metade do diâmetro da menor barra longitudinal empregada. Segundo as tabelas 7 e 8 apresentadas no capítulo 3 para lajes, e considerando-se um TRRF de 60 minutos, os casos mais rigorosos exigem que a distância  $c_1$  seja, no mínimo, 20 mm e a altura  $h$  seja, no mínimo, 8 cm. Dessa forma, todas lajes do pavimento-tipo possuem dimensões adequadas segundo o Método Tabular.

### 6.2.1.3 Pilares

Os pilares do edifício em análise possuem seção retangular e têm, em sua maioria, as dimensões 20x50 cm. Apenas os pilares na região do reservatório possuem seção diferente, com dimensões de 20x70 cm. Além disso, o cobrimento adotado no projeto estrutural para pilares é de 25 mm. Logo, a distância  $c_1$ , considerando-se o diâmetro do estribo (5 mm) e a metade do menor diâmetro empregado nas barras longitudinais (2,5 mm), será de 32,5 mm.

De acordo com a tabela 13, apresentada no Capítulo 3, caso a exposição ao fogo ocorra em apenas uma das faces do pilar, as dimensões mínimas devem ser  $b_{\min} = 155$  mm e  $c_1 = 25$  mm. Dessa forma, os pilares passam na verificação do Método Tabular.

O Método Tabular não é estendido a pilares com mais de uma face exposta ao fogo. Para esse tipo de situação, a NBR 15200:2012 traz um método analítico, o qual é abordado a seguir.

### 6.2.2 Método Analítico para Pilares

O Método Analítico foi aplicado ao pilar P5, um dos pilares projetados pelo autor José Milton de Araujo em seu livro. O pilar se classifica como intermediário e está sujeito a aquecimento em mais de uma face caso ocorra um incêndio, dessa forma, o Método Tabular não é aplicável. O pilar citado apresenta variação de seção ao longo da altura do edifício, porém a análise será feita com relação apenas ao trecho do pilar no segundo pavimento. O pilar P5 não faz parte dos pórticos de contraventamento estabelecidos no projeto, assim, trata-se de um pilar contraventado. Como a estrutura é de nós fixos, conforme análise feita na obra de José Milton de Araujo, os esforços globais de 2ª ordem foram desprezados e o Método Analítico para pilares pode, então, ser aplicado. O pilar P5 possui as características apresentadas na tabela 22, a seguir.

Tabela 22 – Dados do pilar P5

<b>Dados do Pilar P5</b>	
b (mm)	200
h (mm)	500
h/b	2,5
$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	100000
$c_1$ (mm)	38

continua

continuação

<b>Dados do Pilar P5</b>	
$l_{ef,fi}$ (cm)	280
Armação	8φ16
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	16,08
$b'$ (mm)	240
$n$	8

(Fonte: elaborado pelo Autor, 2018)

Todos os dados listados na Tabela 23 e a maneira de obtenção deles foram enunciados no item 3.3.2. Para aplicação da fórmula 25, é necessário definir o valor do coeficiente  $\mu_{fi}$ . As solicitações em situação de incêndio  $S_{d,fi}$ , como visto no capítulo 3, podem ser tomadas como 70 % das solicitações à temperatura ambiente  $S_d$ . Além disso, como medida de segurança, foi estabelecido que  $S_d = N_d$ , ou seja, toda capacidade de resistência está sendo utilizada. Dessa forma, o cálculo do coeficiente  $\mu_{fi}$ , que foi apresentado no 3.3.1.3 deste trabalho. O cálculo é realizado da seguinte maneira:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} = \frac{0,7 N_{Sd}}{N_{Sd}} = 0,7 \quad (43)$$

Assim, os coeficientes  $R_\mu$ ,  $R_a$ ,  $R_l$ ,  $R_b$  e  $R_n$  foram calculados e estão expressos na tabela 23, a seguir.

Tabela 23 - Coeficientes para cálculo do TRF do Pilar P5

<b>Coeficientes</b>		<b>Fórmulas para obtenção dos coeficientes</b>
$R_\mu$	24,9	$R_\mu = 83 (1 - \mu_{fi})$
$R_a$	12,8	$R_a = 1,60 (c_1 - 30)$ , $c_1$ em mm
$R_l$	21,12	$R_l = 9,60 (5 - l_{ef,fi})$
$R_b$	21,6	$R_b = 0,09 b'$ para $190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$
$R_n$	12	$R_n = 12$ para $n > 4$

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Por fim, calcula-se o TRF, conforme segue:

$$TRF = 120 \cdot \left( \frac{24,9 + 12,8 + 21,12 + 21,6 + 12}{120} \right)^{1,8} \quad (44)$$

$$= 75,0 \text{ min} > TRRF \rightarrow ok$$

Percebe-se que o TRF é maior que o TRRF de 60 minutos. Dessa forma, o pilar P5 está seguro segundo o Método Analítico da NBR 15200:2012.

### 6.2.3 Métodos Simplificados

Foram detalhados nos itens 3.3.3.1 e 3.3.3.2 os métodos da Isoterma de 500 °C e das Zonas, respectivamente. O método da Isoterma de 500 °C, como visto anteriormente, não é adequado a pilares. Além disso, trata-se de uma metodologia mais conservadora. Por esses motivos, foi escolhido para aplicação à estrutura em estudo o Método das Zonas.

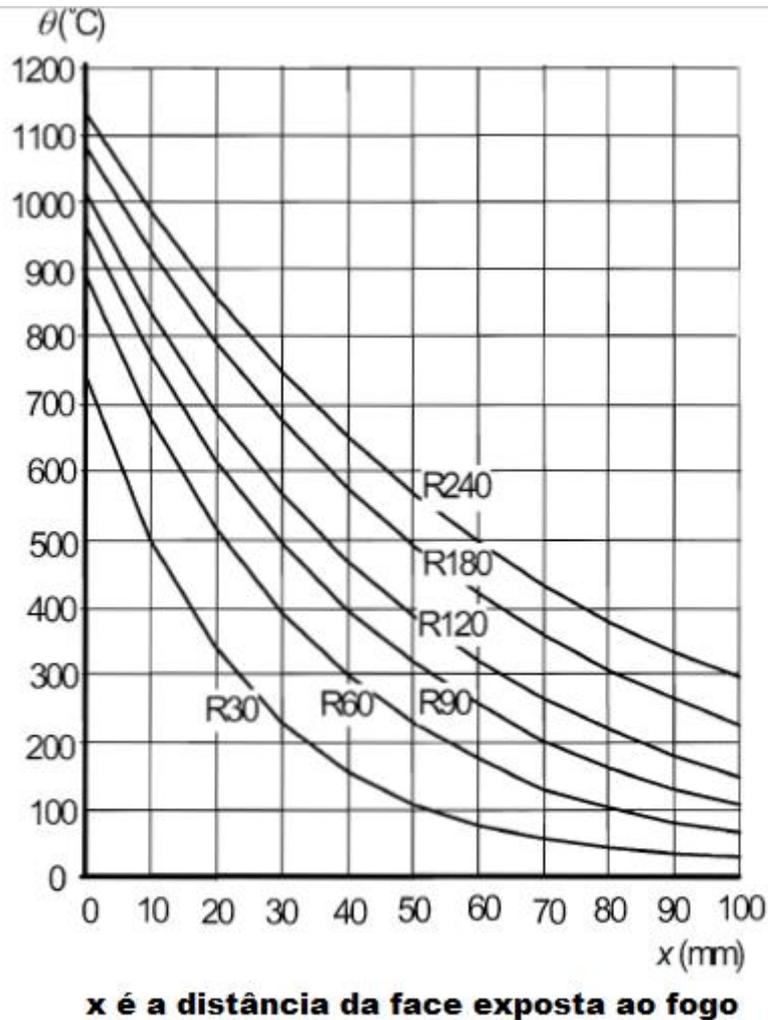
#### 6.2.3.1 Lajes

Foram propostas duas análises. A primeira é a **análise térmica**, para definição do perfil de temperaturas da seção e a aplicação propriamente dita do método das zonas. A segunda é a **análise estrutural**, a fim de verificar se a redução de seção pode prejudicar a segurança estrutural das lajes.

##### 6.2.3.1.1 Análise Térmica

O primeiro passo para trabalhar com Métodos Simplificados é a determinação das temperaturas dentro da seção. Por meio do ábaco da figura 23 a seguir, extraído do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), é possível determinar o perfil de temperaturas de uma laje. Cada curva do ábaco está associada a um tempo requerido de resistência ao fogo, por exemplo, a curva R180 representa um TRRF de 180 minutos.

Figura 23 – Isotermas para seções de lajes maciças em função da distância de exposição ao fogo



(Fonte: EN, 2004)

Vale ressaltar que todos ábacos apresentados pelo Eurocode são baseados nos fatos de que o concreto possui densidade normal, o valor de umidade livre para cálculo do calor específico é  $U = 1,5 \%$  e a condutividade térmica é dada segundo a fórmula 10.

Conforme figura 13, apresentada no capítulo 3, a largura  $w$ , para lajes com uma face exposta ao fogo, é igual à espessura da laje, então  $w = h = 10 \text{ cm}$ . Segundo o método, a largura  $w$  deve ser dividida em, no mínimo, 3 zonas. No entanto, quanto maior o número de divisões, mais precisa será a análise. Assim, foram propostas 4 zonas, conforme a figura 24, a seguir.

Figura 24 – Divisão da seção da laje em zonas



(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

O próximo passo é tomar as distâncias do CG de cada zona até a face exposta ao fogo e, com auxílio do ábaco da figura 23, determinar as temperaturas para a curva R60, que corresponde a um TRRF de 60 minutos. Depois disso, calcula-se o coeficiente de redução de resistência à compressão do concreto, conforme a fórmula 1, apresentada no capítulo 3. Esses passos estão registrados na tabela 24, a seguir.

Tabela 24 – Temperatura do concreto em cada zona e respectivos coeficientes de redução de resistência

Zona	x (mm)	$\theta_i$ (°C)	$k_{c,\theta_i}$
1	12,5	620	0,42
2	37,5	330	0,82
3	62,5	170	0,97
4	87,5	90	1

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Percebe-se que o coeficiente de redução de resistência, já na zona 3, é muito próximo de 1, indicando que naquela região o concreto tem uma perda de resistência pouco significativa.

O próximo passo desse método é, segundo a fórmula 27 do capítulo 3, calcular o coeficiente de redução médio  $k_{c,m}$ . Isso é feito a seguir.

$$k_{c,m} = \frac{(1-\frac{0,2}{n})}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,\theta_i} = \frac{(1-\frac{0,2}{4})}{4} \cdot (0,42 + 0,82 + 0,97 + 1,00) = 0,76 \quad (45)$$

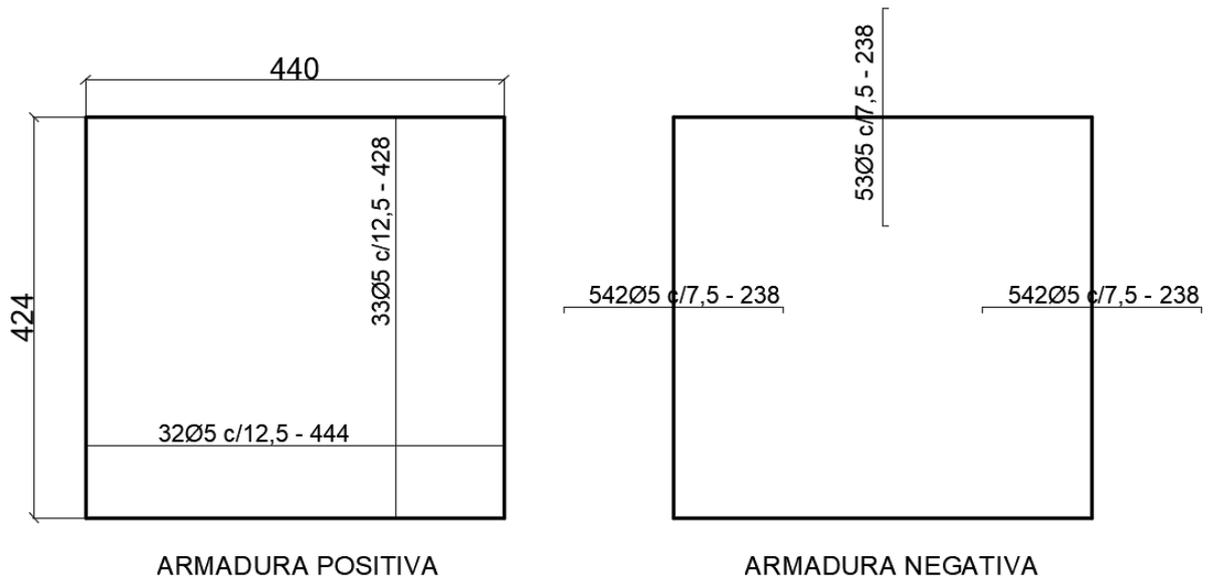
Agora, calcula-se a espessura  $a_z$  que pode ser desprezada da seção, conforme fórmula 28. Para isso, deve-se saber a temperatura no centro de gravidade da seção da laje. Com auxílio do ábaco da figura 23, constata-se que a temperatura a uma distância de 5 cm da face exposta ao fogo é de 220 °C. Com isso, tem-se um coeficiente de redução de resistência do concreto no meio da seção de  $k_{c,\theta M} = 0,93$ . A espessura  $a_z$  pode ser, enfim, calculada:

$$a_z = w \cdot \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}}\right) = 10 \cdot \left(1 - \frac{0,76}{0,93}\right) = 1,8 \text{ cm} \quad (46)$$

### 6.2.3.1.2 Análise Estrutural

Agora, passa a se verificar se a laje continua segura com a redução de 1,8 cm de espessura. Como exemplo, será analisada a laje L206, cujas armaduras estão detalhadas na Figura 25, a seguir. A escolha pela L206 se dá pelo motivo dela ser uma das lajes mais solicitadas do projeto. O concreto utilizado na laje é o C25 e o aço é o CA-60. O cobrimento das armaduras é  $c = 20$  mm. A altura útil da seção da laje é  $d = 7,5$  cm.

Figura 25 – Armaduras da Laje L206



(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Primeiramente, devem ser calculadas as reduções de resistência no concreto e no aço. Já foi definido que o coeficiente de redução de resistência do concreto no meio da seção é  $k_{c,\theta M} =$

0,93. Esse coeficiente é tomado como um valor representativo para toda seção laje, assim, pode-se escrever a redução de resistência do concreto como:

$$f_{c,\theta M} = k_{c,\theta M} \cdot f_{ck} = 0,93 \cdot 25 = 23,25 \text{ MPa} \quad (47)$$

Para situação de incêndio, segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), o coeficiente de ponderação de resistência do concreto vale  $\gamma_c = 1,2$ . Dessa forma, a resistência à compressão de cálculo do concreto é:

$$f_{cd,\theta M} = \frac{23,25 \text{ MPa}}{\gamma_c} = \frac{23,25 \text{ MPa}}{1,2} = 19,38 \text{ MPa} = 1,94 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (48)$$

Os coeficientes de redução de resistência das armaduras positivas e negativa do aço, bem como o valor da resistência em situação de incêndio, estão apresentados na Tabela 25, na sequência.

Tabela 25 – Redução da resistência do aço das armaduras

Armaduras	x (mm)	$\theta_s$ (°C)	$k_{s,\theta}$	$f_{yd,\theta}$ (MPa)
Positiva	25,0	450	0,805	483
Negativa	80	110	1	600

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Na tabela acima, x é a distância do CG da armadura à face do concreto exposta ao fogo. Para as armaduras negativas, tomou-se  $d' = 2$  cm.

O cálculo de  $f_{yd,\theta}$  da Tabela 25 foi feito considerando que o coeficiente de ponderação de resistência do aço vale  $\gamma_s = 1,0$  para situação de incêndio, conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014) indica.

Agora, procede-se com o cálculo da profundidade  $a_{fi}$  da linha neutra em situação de incêndio para as seções de **momento positivo**, segundo a fórmula 49, a seguir.

$$a_{fi} = \frac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{0,85 \cdot f_{cd,\theta M} \cdot b} \quad (49)$$

Onde:

b = largura da base da seção (cm).

Como a taxa de armadura para direção x é igual a taxa para direção y, o cálculo do momento resistente levará ao mesmo resultado. Considerando-se b = 100 cm, têm-se os valores de a<sub>fi</sub> dados na tabela 26, a seguir.

Tabela 26 – Profundidade da linha neutra em seções de momento positivo

Armadura	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	f <sub>yd,θ</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	a <sub>fi</sub> (cm)
Positiva	1,60	48,30	0,47

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Com isso, pode-se calcular o momento resistente das seções de momento positivo, conforme a fórmula 50, a seguir.

$$M_{Rd,fi} = f_{yd,\theta} \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{a_{fi}}{2} \right) \quad (50)$$

Aplicando a fórmula acima às armaduras positivas em x e em y, tem-se o seguinte:

$$M_{Rd,fi} = 48,30 \cdot 1,60 \cdot \left( 7,5 - \frac{0,47}{2} \right) = 561,44 \text{ kN} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 5,61 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (51)$$

Com os valores de momentos resistentes em mãos, pode-se proceder ao cálculo das solicitações em situação de incêndio. Como já foi visto, as solicitações em situação de incêndio podem ser tomadas como 70 % das solicitações à temperatura ambiente. Assim, os momentos positivos solicitantes estão apontados na Tabela 27, a seguir.

Tabela 27 – Momentos positivos solicitantes em situação de incêndio

Direção	$M_k$ (kNm/m)	$M_{Sa}$ (kNm /m)	$M_{Sa,fi}$ (kNm /m)
x	2,32	3,248	2,274
y	2,06	2,884	2,019

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Comparando os momentos solicitantes da tabela 27 com os momentos resistentes calculados anteriormente, percebe-se que a segurança se verifica para a laje L206.

Ainda é necessário analisar as seções que possuem **armadura negativa**, além da positiva. Para essas seções, a profundidade da linha neutra  $a_{fi}$  também é calculada segundo a fórmula 49. Existem três trechos de armaduras negativas na L206, conforme se vê na parte direita da figura 24. A tabela 28 a seguir aponta os valores de  $a_{fi}$  para cada trecho.

Tabela 28 – Comprimento  $a_{fi}$  para cada trecho de armadura negativa

Armaduras		$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$f_{yd,0}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$a_{fi}$ (cm)
Engaste y à esquerda	32Ø5 c/7,5	2,67	60	0,97
Engaste y à direita	32Ø5 c/7,5	2,67	60	0,97
Engaste x	53Ø5 c/7,5	2,67	60	0,97

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

A altura efetiva em situação de incêndio deve considerar o decréscimo  $a_z$  da seção.

$$d_{fi} = d - a_z = 7,5 - 1,8 = 5,7 \text{ cm} \quad (52)$$

O momento resistente é calculado conforme a fórmula 43, considerando agora a altura útil reduzida. A seguir, constam os cálculos dos momentos resistentes para as armaduras nos engastes.

$$M_{Rd,fi}^{engaste\ y(esq.)} = 60 \cdot 2,67 \cdot \left(5,7 - \frac{0,97}{2}\right) = 835,44\ kN \cdot \frac{cm}{m} = 8,4\ kN \cdot \frac{m}{m} \quad (53)$$

$$M_{Rd,fi}^{engaste\ y(dir.)} = 60 \cdot 2,67 \cdot \left(5,7 - \frac{0,97}{2}\right) = 835,44\ kN \cdot \frac{cm}{m} = 8,4\ kN \cdot \frac{m}{m} \quad (54)$$

$$M_{Rd,fi}^{engaste\ x} = 60 \cdot 2,67 \cdot \left(5,7 - \frac{0,97}{2}\right) = 835,44\ kN \cdot \frac{cm}{m} = 8,4\ kN \cdot \frac{m}{m} \quad (55)$$

Os momentos solicitantes em situação de incêndio para cada trecho são mostrados na tabela 29, a seguir.

Tabela 29 – Momentos negativos solicitantes por trecho

<b>Direção</b>	<b>M<sub>k</sub> (kNm/m)</b>	<b>M<sub>sa</sub> (kNm /m)</b>	<b>M<sub>sa,fi</sub> (kNm/m)</b>
Engaste y esquerda	-5,17	-7,24	-5,07
Engaste y direita	-5,17	-7,24	-5,07
Engaste x	-5,40	-7,56	-5,29

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Comparando os valores da tabela 29 acima, com os valores de momento resistente calculados anteriormente, percebe-se que a segurança se verifica para a laje L206.

### 6.2.3.2 Pilares

Foi analisado o trecho do pilar P5 que se estende ao longo do segundo pavimento do edifício. Para aplicação do Método das Zonas, foram, novamente, propostas duas análises: uma térmica e uma estrutural.

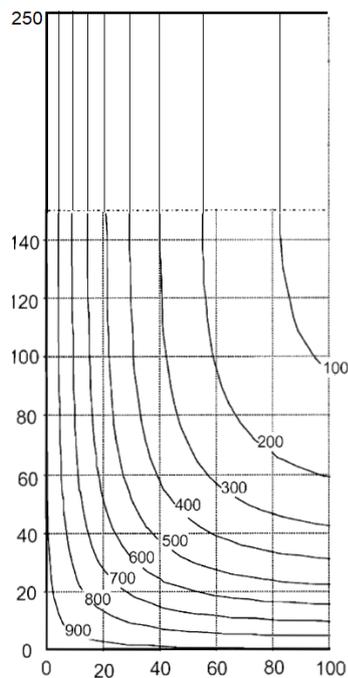
#### 6.2.3.2.1 Análise Térmica

O primeiro passo da análise térmica é analisar o perfil de temperaturas na seção do pilar, cujas dimensões são  $b = 20\text{ cm}$  e  $h = 50\text{ cm}$ . A figura 26 a seguir, adaptada dos perfis de temperatura

do Eurocode, expõe as isothermas no interior da seção. Como a seção do pilar é duplamente simétrica, apresenta-se apenas  $\frac{1}{4}$  de sua área.

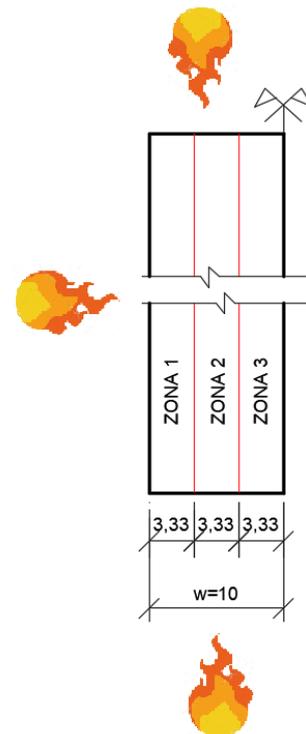
Conforme figura 13 do capítulo 3, a largura  $w$ , para pilares com exposição ao fogo nas quatro faces será  $b/2$ , ou seja,  $w = 10$  cm. A largura  $w$  deve ser dividida em, no mínimo, três zonas. Opta-se por utilizar esse número mínimo de divisões, logo  $n = 3$ . A divisão da seção do pilar pode ser observada na figura 27, a seguir.

Figura 26 – Perfil de temperaturas do Pilar P5 para um TRRF de 60 minutos



(Fonte: adaptado de EN, 2004)

Figura 27 – Divisão da seção do pilar em zonas segundo o Método das Zonas



(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

O próximo passo do método é registrar a temperatura no CG de cada zona e atribuir um coeficiente de redução de resistência do concreto  $k_{c,\theta,t}$ . Esse registro é apresentado na tabela 30, a seguir.

Tabela 30 – Temperatura e coeficiente de redução da resistência do concreto por zona

Zona	$\theta_i$ (°C)	$k_{c,\theta i}$
1	700	0,3
2	215	0,935
3	100	1

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Com os dados da tabela acima, é possível calcular o coeficiente de redução médio  $k_{c,m}$ , conforme segue.

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,\theta i} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{3}\right)}{3} \cdot (0,3 + 0,935 + 1,00) = 0,695 \quad (56)$$

Agora, calcula-se a espessura  $a_z$  que pode ser desprezada da seção, conforme fórmula 29. Para isso, deve-se saber a temperatura no centro de gravidade da seção do pilar. Com auxílio do ábaco da figura 26, constata-se que a temperatura no centro da seção do pilar é menor que 100 °C. Com isso, tem-se um coeficiente de redução de resistência do concreto no meio da seção de  $k_{c,\theta M} = 1,0$ . A espessura  $a_z$  pode ser, enfim, calculada:

$$a_z = w \cdot \left(1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}}\right)^{1,3}\right) = 10 \cdot \left(1 - \left(\frac{0,695}{1,0}\right)^{1,3}\right) = 3,77 \text{ cm} \quad (57)$$

#### 6.2.3.2.2 Análise Estrutural

Da análise recém feita, tem-se que a nova seção do pilar possui 42,46 cm de dimensão em y e 12,46 cm de dimensão em x. Algumas informações importantes relativas ao projeto do pilar P5 estão enunciadas na tabela 31 a seguir.

Tabela 31 – Informações de cargas e momentos do pilar P5

Esforço normal solicitante de cálculo à temperatura ambiente	$N_{Sd}$ (kN)	1350
Esforço normal solicitante de cálculo em situação de incêndio	$N_{Sd,fi}$ (kN)	945
Momento fletor solicitante de cálculo à temperatura ambiente em $x$ e em $y$	$M_{Sd,y}$ (kNm)	49,55
	$M_{Sd,x}$ (kNm)	48,60
Momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio em $x$ e em $y$	$M_{Sd,fi,y}$ (kNm)	34,69
	$M_{Sd,fi,x}$ (kNm)	34,02
Excentricidade em $x$	$e_x$ (m)	0,037
Excentricidade em $y$	$e_y$ (m)	0,036

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Segundo o ábaco da figura 26, estimou-se que a média de temperatura observada nas barras das armaduras é de 500 °C. Para isso, foi levado em conta que a espessura  $a_z$  a ser desconsiderada da seção, embora não contribua estruturalmente, atua como barreira ao fogo em relação às armaduras. Essa análise resultou nas reduções de resistência enunciadas na tabela 32, a seguir.

Tabela 32 – Redução de resistência do aço

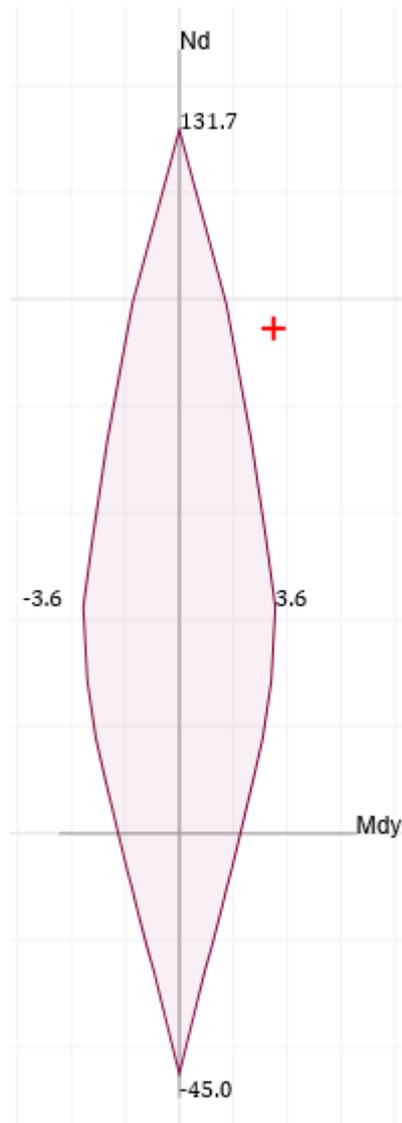
Coeficiente de redução da resistência ao escoamento	$k_{s,\theta}$	0,56
Coeficiente de redução do Módulo de Elasticidade	$k_{Es,\theta}$	0,60
Resistência característica à temperatura ambiente	$f_{yk}$ (MPa)	500
Resistência característica em situação de incêndio	$f_{yk,fi}$ (MPa)	280
Módulo de Elasticidade à temperatura ambiente	$E_s$ (MPa)	210000
Módulo de Elasticidade em situação de incêndio	$E_{s,fi}$ (MPa)	126000

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Com o auxílio do aplicativo *TQS*, foram verificadas duas situações de cálculo: excentricidade em  $y$  e excentricidade em  $x$ . Os dados de entrada consideraram a redução da seção e a redução das resistências. Além disso, foram utilizados os coeficientes de redução de resistência próprios para análise de combinações excepcionais de ações.

A verificação do momento  $M_x$  passou, no entanto,  $M_y$  não passou. A seguir, na figura 28, tem-se o gráfico de interação que mostra que a seção não resiste ao momento  $M_y$ .

Figura 28 – Gráfico de Interação entre  $N_{Rd}$  e  $M_{Rd,y}$  em tf e tf.m respectivamente



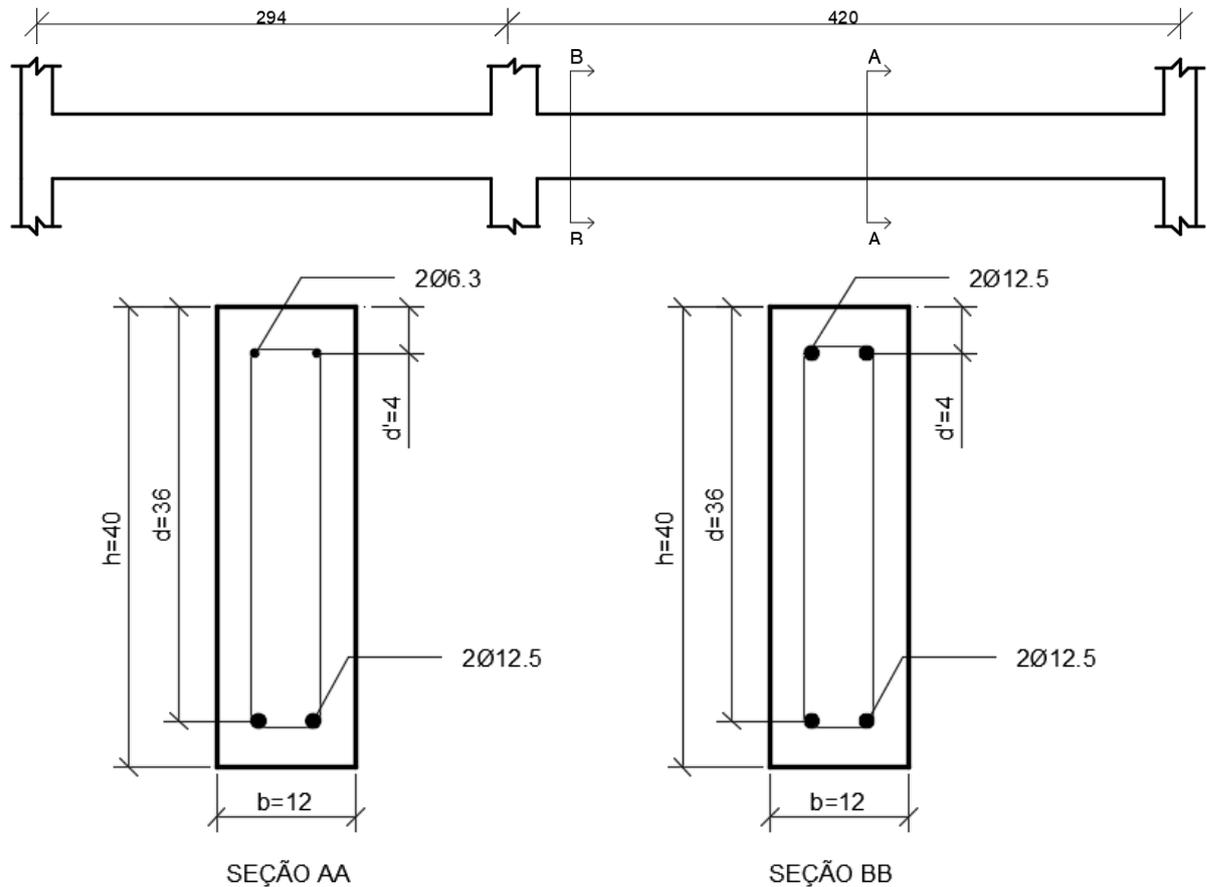
(Fonte: elaborado pelo autor, a partir do Software *TQS*, 2018)

Nota-se que, com a redução da seção, a largura  $b$  fica bastante prejudicada, ao passo que é reduzida em 37,5 %. Essa nova dimensão  $b = 12,46$  cm implica em um momento de inércia muito pequeno na direção  $y$ . Assim, recomenda-se que seja aumentada a seção do pilar de 20x50 cm para 30x50 cm.

### 6.2.3.3 Vigas

Foi aplicado o Método das Zonas às seções transversais AA e BB da viga V226. As seções transversais em análise e a viga podem ser observadas na figura 29, a seguir.

Figura 29 – Viga V226 e seções AA e BB



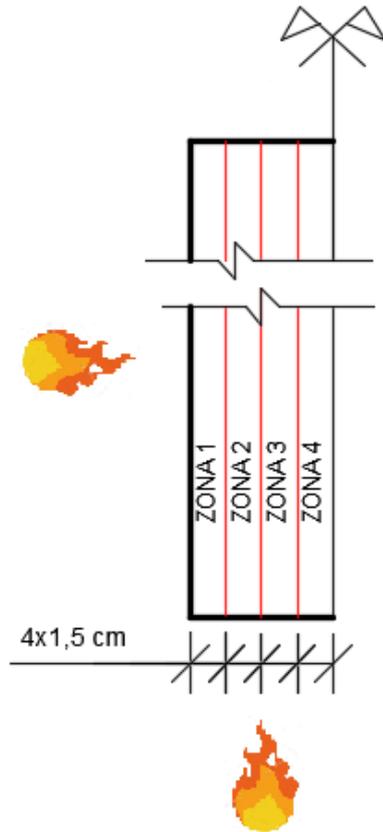
(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

A exemplo de como foi feito para lajes e pilares, foram realizadas duas análises, uma térmica e outra estrutural.

#### 6.2.3.3.1 Análise Térmica

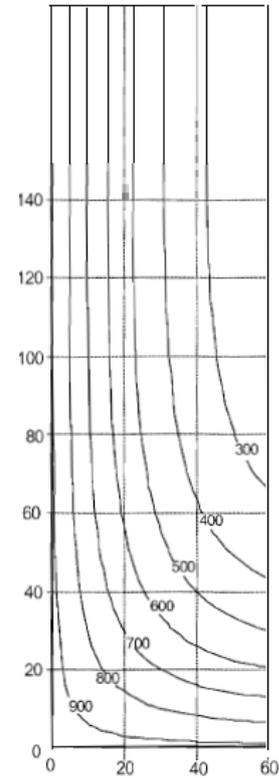
A largura  $w$  para uma viga, conforme a Figura 13, é igual à metade de sua largura. Logo, tem-se que  $w = b/2 = 6$  cm. Segundo o Método das Zonas, o número mínimo de subdivisões da largura  $w$  é três. Como já foi visto, quanto mais divisões, mais próximo da realidade o modelo está. A largura  $w$  foi dividida em quatro zonas ( $n = 4$ ), como se pode observar na figura 30, a seguir. A distribuição de temperaturas ao longo dessa seção é dada de acordo com o ábaco da figura 31, que foi adaptado do Eurocode.

Figura 30 – Divisão da largura  $w$  da viga em quatro zonas



(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Figura 31 – Representação de  $\frac{1}{4}$  do perfil de temperaturas dentro da viga V226, considerando a simetria



(Fonte: adaptado de EN, 2004)

Na tabela 33 a seguir, tem-se as temperaturas no CG de cada zona, bem como os resultados dos cálculos seguintes do método, efetuados da mesma maneira como já foi feito para lajes.

Tabela 33 – Temperaturas por zona e cálculo da espessura  $a_z$

Zonas	$\theta_i$ (°C)	$k_{c,\theta i}$
1	850	0,12
2	490	0,59
3	350	0,80
4	200	0,95
<b>Coefficiente de redução médio</b>	$k_{c,m}$	0,58
<b>Espessura desprezável</b>	$a_z$ (cm)	2,49

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Como é considerado que a viga sofre aquecimento sobre sua face inferior e sobre as duas faces laterais, a espessura  $a_z$  deve ser descontada duas vezes da largura e apenas uma vez da altura da viga. Com isso, a nova seção da viga terá dimensões  $b = 7,0$  cm e  $h = 37,5$  cm.

#### 6.2.3.3.2 Análise Estrutural

Primeiramente, deve-se avaliar a redução de resistência do concreto. É considerado que a temperatura no CG da viga é em torno de  $20$  °C e, por isso, não há redução de resistência nessa região. Considerando o efeito *Rüsch*, tem-se que a resistência de cálculo do concreto em situação de incêndio é:

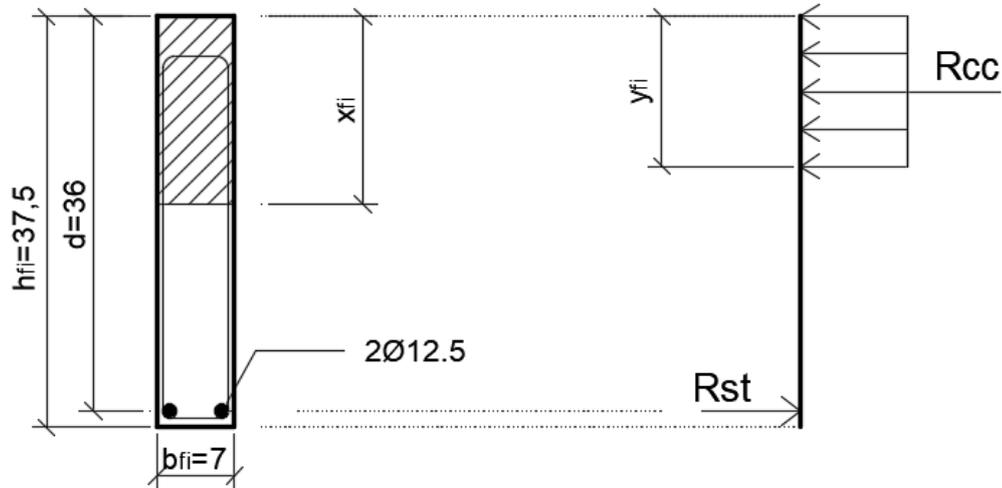
$$f_{cd,fi} = f_{cd,\theta M} = \frac{0,85 \cdot k_{c,\theta M} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 1,0 \cdot 25}{1,2} = 17,70 \text{ MPa} = 1,77 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}. \quad (58)$$

A primeira análise que foi feita é a verificação à segurança da seção AA, que está submetida à aplicação de **momento positivo**. Quanto às barras de aço, com o auxílio do ábaco da figura 31, percebe-se que a temperatura nas barras de diâmetro 12,5 mm será de  $550$  °C. Para a análise estrutural da seção AA, serão desconsideradas as barras de diâmetro 6,3 mm. Com isso, o coeficiente de redução de resistência do aço será  $k_{s,\theta} = 0,535$ . Dessa forma a resistência de cálculo do aço em situação de incêndio será:

$$f_{yd,fi} = \frac{k_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{0,535 \cdot 600}{1,0} = 321,0 \text{ MPa} = 32,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}. \quad (59)$$

O diagrama da Figura 32 expõe o sistema de forças que deve ser equilibrado. Foi admitido que a seção se encontra no Estádio 3 e as tensões são constantes ao longo do bloco comprimido.

Figura 32 – Forças que atuam na seção



(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Na figura acima, tem-se que as forças resultantes  $R_{cc}$  e  $R_{st}$  são dadas pelas seguintes equações.

$$R_{cc} = f_{cd,fi} \cdot b_{fi} \cdot y_{fi} = 1,77 \cdot 7 \cdot y_{fi} = 12,39y_{fi} \quad (60)$$

$$R_{st} = f_{yd,fi} \cdot A_s = \frac{31,1 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \cdot 2,50 \text{ cm}^2 = 77,75 \text{ kN} \quad (61)$$

Agora, para estabelecer o equilíbrio de forças horizontais, pode-se dizer que:

$$R_{st} - R_{cc} = 0 \xrightarrow{\text{logo}} y_{fi} = 6,28 \text{ cm}. \quad (62)$$

O braço de alavanca em relação à resultante de compressão no bloco de concreto comprimido será:

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} = 36 - \frac{6,28}{2} = 32,86 \text{ cm}. \quad (63)$$

O momento resistente da seção transversal AA em situação de incêndio será:

$$M_{Rd,fi} = z_{fi} \cdot R_{st} = 32,86 \text{ cm} \cdot 77,75 \text{ kN} = 2554,9 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 25,55 \text{ kN} \cdot \text{m}. \quad (64)$$

O momento característico que atua na seção AA é  $M_k = 22,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$ . Dessa forma, o momento de cálculo à temperatura ambiente vale  $M_{Sd} = 1,4 \cdot 22,60 = 31,64 \text{ kN} \cdot \text{m}$ . Considera-se que o momento fletor de cálculo em situação de incêndio é 70% de  $M_{Sd}$ . Dessa forma,  $M_{Sd,fi} = 22,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$ . Verifica-se, então, que a seção AA em situação de incêndio está segura.

Agora, é feita a análise da seção BB, que está submetida a um **momento negativo** característico  $M_k = -25,84 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Logo, o momento de cálculo à temperatura ambiente será  $M_{Sd} = 36,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ .

A resistência à compressão em situação de incêndio do concreto é a mesma calculada na análise da seção AA, ou seja,  $1,77 \text{ kN/cm}^2$ .

As barras tracionadas de aço da seção BB, segundo o ábaco da Figura 31, estão a uma temperatura de  $350 \text{ }^\circ\text{C}$ . Dessa forma, o coeficiente de redução de resistência será  $k_{s,\theta} = 1,0$ . Assim, a resistência de cálculo da armadura tracionada em situação de incêndio é:

$$f_{yd,fi} = \frac{k_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{1,0 \cdot 600}{1,0} = 600,0 \text{ MPa} = 60,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}. \quad (65)$$

A força resultante proveniente da armadura tracionada vale:

$$R_{st} = f_{yd,fi} \cdot A_s = \frac{60,0 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \cdot 2,50 \text{ cm}^2 = 150 \text{ kN} \quad (66)$$

A força resultante proveniente do bloco de concreto comprimido é:

$$R_{cc} = f_{cd,fi} \cdot b_{fi} \cdot y_{fi} = 1,77 \cdot 7 \cdot y_{fi} = 12,39 y_{fi}. \quad (67)$$

É desconsiderada a contribuição da armadura positiva para o cálculo do momento resistente. Agora, igualando as forças horizontais, tem-se:

$$R_{st} - R_{cc} = 0 \xrightarrow{\text{logo}} y_{fi} = 11,74 \text{ cm}. \quad (68)$$

O braço de alavanca, medido da resultante de tração da armadura negativa à resultante de compressão do bloco comprimido de concreto é:

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} = 33,5 - \frac{11,74}{2} = 27,63 \text{ cm}. \quad (69)$$

Ressalta-se que, nesse caso, a altura útil  $d$  é medida da face inferior da viga até o CG da armadura negativa, desconsiderando a espessura  $a_z$ . O momento resistente negativo é:

$$M_{Rd,fi} = z_{fi} \cdot R_{st} = 27,63 \text{ cm} \cdot 145,5 \text{ kN} = 4020,2 \text{ kN}\cdot\text{cm} = 40,20 \text{ kN}\cdot\text{m}. \quad (70)$$

O momento solicitante em situação de incêndio é 70 % de  $M_{Sd}$ . Portanto,  $M_{Sd,fi} = -25,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Logo, a seção BB também está segura em situação de incêndio.

### 6.3 APLICAÇÃO DA ACI/TMS-216.1M-14

Nós próximos itens, tem-se a aplicação dos métodos abordados pelo procedimento normativo americano ACI/TMS-216.1M-14: o Método Tabular e o Método Analítico para vigas e lajes.

O procedimento normativo americano frequentemente cita os diferentes tipos de agregado do concreto: silicoso, calcário, leve e semi-leve. No entanto, o tipo do agregado do concreto não é conhecido para o projeto em análise. Nesse caso, é recomendado pelo texto normativo que se usem os valores e curvas mais conservadores.

#### 6.3.1 Método Tabular

Como visto no capítulo 4, a ACI/TMS-216.1M-14 propõe métodos de avaliação da segurança de elementos como vigas, pilares e lajes, por meio de tabelas. Essas tabelas dependem do tempo de resistência ao fogo que o elemento requer. Esse tempo referido pelo procedimento normativo americano é equivalente ao TRRF determinado segundo as normas brasileiras. Ou seja, para o caso em análise, a resistência ao fogo deve ser de, no mínimo, uma hora.

##### 6.3.1.1 Lajes

O primeiro elemento abordado pela ACI/TMS-216.1M-14 são as lajes. Segundo a tabela 16, apresentada no capítulo 4, a espessura mínima de uma laje, para tempo de resistência ao fogo de uma hora é de 90 mm. Para a aplicação dessa tabela, considerou-se o agregado silicoso, por ser o mais exigente. Assim, a espessura das lajes adotada no projeto ( $h = 10 \text{ cm}$ ) é suficiente.

Agora, segundo a tabela 17, apresentada também no capítulo 4, pode-se determinar a mínima espessura de cobrimento para garantir resistência ao fogo. As lajes foram projetadas em concreto armado, logo não são pré-tensionadas. Dessa forma, a tabela indica que, independentemente se a laje for restringida ou não restringida, o cobrimento mínimo é de 20 mm. É importante ressaltar que esse cobrimento, segundo a ACI/TMS-216.1M-14, é medido da superfície em contato com o fogo à superfície de armadura longitudinal mais próxima. Como as lajes do projeto têm cobrimento de 20 mm, elas estão seguras segundo o Método Tabular.

### 6.3.1.2 Vigas

A análise de vigas, segundo o Método Tabular da ACI/TMS-216.1M-14, é feito de acordo com a tabela 18, apresentada no capítulo 4. Percebe-se que, tanto para vigas restringidas, como para vigas não restringidas, independentemente da largura, o cobrimento mínimo é de 20 mm. A distância  $u$  será 25 mm, que é o cobrimento nominal, somado ao diâmetro do estribo. Com isso,  $u = 30,0$  mm. Ou seja, a segurança se verifica.

No entanto, deve-se atentar que, segundo o procedimento normativo americano, para barras de canto, o mínimo cobrimento considerado para cálculo deve ser metade do valor real. Nesse caso, para barras de canto, deve-se considerar um cobrimento de  $(30 \text{ mm})/2 = 15$  mm. Dessa forma, constata-se que as barras de canto não estão seguras. Assim sendo, deve-se prever um maior cobrimento.

### 6.3.1.3 Pilares

As dimensões mínimas de pilares são dadas pelas tabelas 19 e 20, apresentadas no capítulo 4, em função do número de faces do pilar que são submetidas ao incêndio. Analisando as tabelas, percebe-se que, para uma resistência ao fogo de uma hora, a dimensão mínima é de 200 mm. No entanto, isso vale para exposição ao fogo em, no máximo, duas faces paralelas. Em caso de exposição ao fogo em três ou quatro faces, a dimensão mínima deverá ser 900 mm. Dessa forma, todos os pilares do projeto estão seguros caso o fogo atue em duas faces paralelas, mas nenhum pilar está seguro caso o fogo atue em três ou quatro faces.

A espessura de cobrimento, segundo o procedimento normativo americano, deverá ser no mínimo igual ao menor valor entre: 25 mm vezes o número de horas requeridas de resistência ao fogo, ou 50 mm. Como apenas uma hora de resistência ao fogo é requerida, o menor cobrimento aceitável é de 25 mm. Como no projeto o cobrimento para pilares foi tomado como 25 mm, eles estão seguros segundo o Método Tabular.

## 6.3.2 Método Analítico para Vigas e Lajes

A fim de se ter uma aplicação completa do Método Analítico proposto pela ACI/TMS-216.1M-14, foi analisada uma laje unidirecional biapoiada, conforme o item 4.3.1 deste trabalho, e uma viga e uma laje contínuas, conforme o item 4.3.2.

### 6.3.2.1 Lajes em uma direção e vigas biapoiadas

O procedimento de análise de uma viga biapoiada e uma laje unidirecional biapoiada segundo o Método Analítico é o mesmo. A única diferença está no fato das barras de canto de viga terem uma exigência a mais na espessura de cobrimento, como foi já visto em 4.3.1.2. Dada a semelhança de aplicação para vigas e lajes, será analisada apenas uma laje, segundo esse método.

Para aplicação dessa metodologia, foi tomada a laje L201, que é armada em uma direção. A área de aço empregada nessa laje é de  $1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$  e a altura útil é  $d = 7,5 \text{ cm}$ .

Como visto no item 4.3.1.1, a resistência ao fogo de lajes biapoiadas armadas em uma direção é dado conforme o ábaco da figura 13. Para isso, faz-se necessário determinar o valor do coeficiente  $\omega$ , conforme segue.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'_c} = \frac{1,51 \cdot 600}{100 \cdot 7,5 \cdot 25} = 0,048 \quad (71)$$

Os valores de  $\omega$  expressos nos ábacos da figura 13 partem de 0,1, ou seja, o índice  $\omega$  ficou muito baixo. Isso pode ser justificado pelo fato de que a área de aço empregada no projeto da laje L201, embora esteja de acordo com a NBR 6118:2014, é inferior à armadura mínima requerida pelos códigos normativos de projeto à temperatura ambiente da ACI. Enquanto que a NBR 6118:2014 requer uma armadura mínima de  $A_{s,\min} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  para essa laje, a ACI 318R-14 requer  $A_{s,\min} = 2,39 \text{ cm}^2$ . Este cálculo foi feito com o auxílio da ferramenta de cálculo *TQS*.

Além disso, deve-se determinar a razão  $M/M_n$ . Essa razão se refere a uma medida de intensidade de momento máximo devido à carga de serviço aplicada ( $M$ ) em relação ao momento nominal resistente da seção ( $M_n$ ). O cálculo foi feito a seguir, conforme os dados coletados no projeto estrutural.

$$\frac{M}{M_n} = \frac{1,18 \text{ kN} \cdot \text{m}}{7,0 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 0,17 \quad (72)$$

Percebe-se, ao se observar a Figura 13, que o cobrimento necessário para lajes com as características citadas acima é inferior a 10 mm. Isto é, a laje L201 está segura segundo o Método Analítico. No entanto, para que a laje fique de acordo com as prescrições dos códigos normativos ACI para projeto estrutural em temperatura ambiente, a área de aço deverá ser maior (no mínimo 2,39 cm<sup>2</sup>).

### 6.3.2.2 Lajes contínuas

Para a avaliação de lajes contínuas submetidas a altas temperaturas, tomou-se a laje L206, já apresentada na Figura 25. O primeiro passo, conforme visto no item 4.3.2.1, é determinar as temperaturas do aço e do concreto na região de maior momento positivo (centro da laje). Essa determinação foi feita segundo os ábacos da figura 18. Como não é conhecida a natureza do agregado do concreto, admitiu-se que seja silicoso, por ser o caso mais crítico. Com isso, constatou-se que a temperatura na armadura longitudinal positiva é de aproximadamente 490 °C e, no centro da espessura da laje, é de 240 °C.

Utilizaram-se os ábacos da figura 19, para determinar o decréscimo de resistência do concreto a uma temperatura de 240 °C. Escolhendo-se a curva de ensaio não tensionado (caso que mais se aproxima da realidade do exemplo), obteve-se uma redução de 10% da resistência à compressão do concreto, logo  $f_{c\theta} = 0,90 \cdot 25 = 22,5 \text{ MPa}$ .

Para o decréscimo de resistência do aço em função da temperatura, também utiliza-se a figura 17 deste trabalho. Com isso, definiu-se um fator de redução de 30,3%, logo  $f_{y\theta} = 0,697 \cdot 600 = 418,2 \text{ MPa}$ .

O próximo passo é avaliar o momento positivo resistente em situação de incêndio. Ressalta-se que a armadura que absorve o momento positivo, tanto em x como em y, é  $A_s = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Dessa forma, foi possível avaliar o momento resistente nas duas direções com apenas um cálculo. Para isso, calculou-se a profundidade da linha neutra  $a_\theta$ , conforme segue.

$$a_\theta = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{0,85 \cdot f_{c\theta} \cdot b} = \frac{1,60 \cdot 418,2}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 100} = 0,35 \text{ cm} \quad (73)$$

Em seguida, calculou-se o momento positivo nominal resistente em situação de incêndio  $M_{n\theta}^+$ , conforme segue.

$$M_{n\theta}^+ = A_s \cdot f_{y\theta} \cdot \left( d - \frac{a_{\theta}}{2} \right) = 1,60 \cdot 41,82 \cdot \left( 7,5 - \frac{0,35}{2} \right) = \quad (74)$$

$$490,13 \text{ kN} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 4,90 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Como o momento resistente em situação de incêndio se mostrou suficiente para absorver os momentos solicitantes  $M_x = 2,32 \text{ kNm/m}$  e  $M_y = 2,06 \text{ kNm/m}$ , pode-se dizer que não haverá falha por momento positivo em situação de incêndio.

Analisada a seção com máximo momento positivo, passa-se a analisar o máximo momento negativo. Para isso, precisa-se calcular a redução de resistência nas barras de aço da armadura negativa. Por intermédio dos ábacos da figura 18, percebe-se que a temperatura é de aproximadamente  $170 \text{ }^\circ\text{C}$ . Analisando a figura 19, constata-se que há um decréscimo de resistência nas barras de 15%, ou seja  $f_{y\theta} = 0,85 \cdot 600,0 = 510,0 \text{ MPa}$ .

Segundo ACI (2014), deve-se verificar se há esmagamento do concreto na região de momento negativo. Essa verificação é feita segundo a fórmula 33, apresentada no capítulo 4. A seguir, tem-se a verificação. Vale relembrar que as armaduras negativas em todos os engastes têm área de aço  $A_s = 2,67 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

$$\omega_{\theta} = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{b \cdot d_{ef} \cdot f_{c\theta'}} = \frac{2,67 \cdot 510}{100 \cdot 7,5 \cdot 22,5} = 0,08 < 0,30 \rightarrow Ok \quad (75)$$

Agora, calcula-se se o momento resistente nas seções de máximo momento negativo. A profundidade do bloco comprimida nessas seções é calculada a seguir.

$$a_{\theta} = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{0,85 \cdot f_{c\theta'} \cdot b} = \frac{2,67 \cdot 510}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 100} = 0,71 \text{ cm} \quad (76)$$

Aplica-se então, a fórmula 39, vista no capítulo 4, para verificar qual o máximo momento negativo suportado. A seguir, segue a aplicação da fórmula.

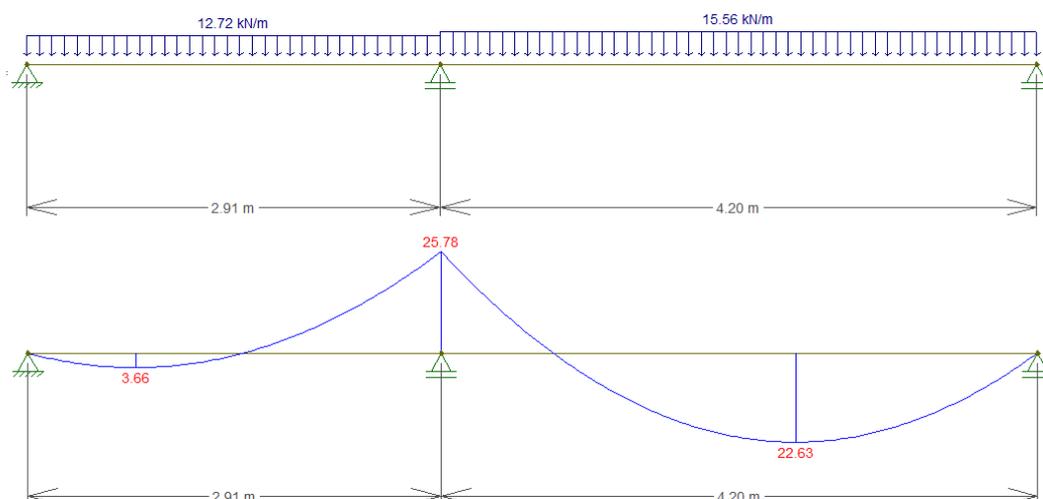
$$\begin{aligned} M_{n\theta}^- &= A_s \cdot f_{y\theta} \cdot \left( d_{ef} - \frac{a_{\theta}}{2} \right) = 2,67 \cdot 51,0 \cdot \left( 7,5 - \frac{0,71}{2} \right) \quad (77) \\ &= 974,8 \text{ kN} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 9,75 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Percebe-se que o momento negativo resistente é suficientemente maior que o maior momento negativo solicitante (-5,40 kNm/m). Dessa forma, a laje L206 está segura.

### 6.3.2.3 Vigas Contínuas

Foi analisada a viga V226 que é contínua de dois vãos. Demais características dessa viga podem ser visualizadas na figura 29. A verificação ocorrerá tanto para a seção AA (de momento positivo), quanto para a seção BB (de momento negativo), também apresentadas na figura 29. As cargas que atuam sobre a viga, bem como o comprimento dos vãos e o diagrama de momentos fletores à temperatura ambiente, podem ser visualizados na Figura 33, a seguir. Como se percebe, o momento positivo é muito maior no segundo vão, assim sendo, a análise será voltado a esse trecho.

Figura 33 – Viga V226 e seus respectivos momentos fletores à temperatura ambiente



(Fonte: elaborado pelo, 2018)

O primeiro passo é determinar a temperatura do concreto e do aço. Para isso, a ACI/TMS-216.1M-14 dispõe de uma série de ábacos, como os da figura 21. Inclusive, o ábaco que deve ser utilizado para o exemplo em questão é o da figura 21, pois trata-se de concreto de densidade normal com exposição ao fogo de uma hora.

Para determinar a temperatura nas barras de aço de canto, deve-se considerar apenas a metade da espessura de cobrimento  $u$ . Dessa forma, tem-se um cobrimento efetivo que será usado nos ábacos, conforme segue.

$$u_{ef} = \frac{u}{2} = \frac{c + \phi_e + \phi_l/2}{2} = \frac{25 + 5 + 12,5/2}{2} = 18,125 \text{ mm} \quad (78)$$

Assim, segundo o ábaco da figura 21, a temperatura média nas barras de aço da armadura longitudinal, na seção AA, será de 720 °C.

Em relação ao concreto, a ACI/TMS-216.1M-14 instrui que seja desconsiderado da seção todo concreto que estiver a mais de 760 °C. Observando o ábaco, percebe-se que a seção como um todo encontra-se a uma temperatura inferior a 760 °C. Ainda com auxílio do ábaco, tomou-se a temperatura média da seção de concreto como, aproximadamente, 220 °C.

A redução de resistência do aço é avaliada segundo a figura 19 deste trabalho. A nova resistência será  $f_{y\theta} = 0,325 \cdot 500 = 162,5 \text{ MPa}$ . Já para o concreto, a nova resistência, segundo os ábacos da figura 19, será  $f_{c\theta'} = 0,90 \cdot 25 = 22,5 \text{ MPa}$ .

Dessa forma, a profundidade do bloco de concreto comprimido  $a_\theta$  foi calculada conforme segue.

$$a_\theta = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{0,85 \cdot f_{c\theta'} \cdot b} = \frac{2,45 \cdot 162,5}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 12} = 1,7 \text{ cm} \quad (79)$$

Depois, calculou-se o momento positivo nominal resistente em situação de incêndio  $M_{n\theta}^+$ , conforme segue.

$$M_{n\theta}^+ = A_s \cdot f_{y\theta} \cdot \left(d - \frac{a_\theta}{2}\right) = 2,45 \cdot 162,5 \cdot \left(36 - \frac{1,7}{2}\right) = 13,95 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (80)$$

Segundo o Método Analítico, determinou-se que o máximo valor do momento redistribuído  $M_{x1}$  deve ser igual ao valor do momento resistente calculado acima. Esse momento é o maior momento positivo atuante no segundo vão da viga, após a redistribuição que ocorre em situação de incêndio. Assim, tem-se que:

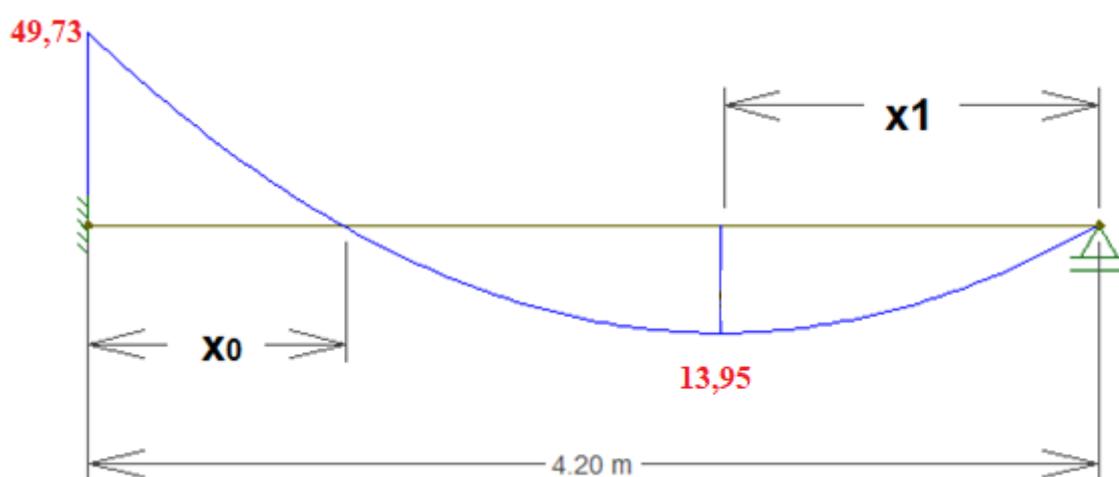
$$M_{n\theta}^+ = M_{x1} = 13,95 \text{ kN} \cdot \text{m}. \quad (81)$$

O momento negativo associado ao momento positivo acima foi calculado segundo a fórmula 36, apresentada no capítulo 4. Esse momento atua na seção BB, situada sobre o apoio intermediário da viga. O cálculo é demonstrado a seguir.

$$M_{n\theta}^- = \frac{15,56 \cdot 4,20^2}{2} - 15,56 \cdot 4,20^2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 13,95}{15,56 \cdot 4,20^2}} = 49,73 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (82)$$

O diagrama de momentos redistribuídos do vão analisado pode ser observado na figura 34, a seguir.

Figura 34 – Diagrama de momentos com redistribuição



(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

Agora, torna-se necessário verificar se a seção BB suporta esse novo momento negativo proveniente da redistribuição calculada. Para isso, deve-se calcular a temperatura nas barras destinadas a suportar o momento negativo, que estão na parte superior da seção. Mais uma vez utilizando o ábaco da figura 21, constata-se que a temperatura das barras é de aproximadamente 250 °C. Nesse caso, recorrendo-se à figura 19, tem-se que a resistência dessas barras será  $f_{y\theta} = 0,82 \cdot 500 = 410,0 \text{ MPa}$ .

Segundo ACI (2014), deve-se verificar se há esmagamento do concreto na região de momento negativo (seção BB). Essa verificação é feita segundo a fórmula 33, apresentada no capítulo 4. A seguir, tem-se a verificação.

$$\omega_{\theta} = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{b \cdot d_{ef} \cdot f_{c\theta'}} = \frac{2,45 \cdot 410}{12 \cdot 36 \cdot 22,5} = 0,10 < 0,30 \rightarrow Ok \quad (83)$$

Agora, calcula-se se o momento resistente da seção BB é capaz de absorver o momento redistribuído de 49,73 kNm. A profundidade do bloco comprimida na seção BB é calculada a seguir.

$$a_{\theta} = \frac{A_s \cdot f_{y\theta}}{0,85 \cdot f_{c\theta'} \cdot b} = \frac{2,45 \cdot 410}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 12} = 4,37 \text{ cm} \quad (84)$$

Aplica-se então, a fórmula 39, vista no capítulo 4, para verificar qual o máximo momento negativo suportado pela seção BB. A seguir, segue a aplicação da fórmula.

$$\begin{aligned} M_{n\theta}^- &= A_s \cdot f_{y\theta} \cdot \left( d_{ef} - \frac{a_{\theta}}{2} \right) = 2,45 \cdot 41,0 \cdot \left( 36 - \frac{4,37}{2} \right) \\ &= 33,96 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (85)$$

Como o momento resistente calculado acima é menor que o momento redistribuído, tem-se que a seção BB não está segura. Algumas possíveis soluções a serem adotadas seriam: aumento da seção transversal ou aumento da área de aço empregada.

Ainda, é necessário calcular os comprimentos  $x_1$  e  $x_0$  a fim de se verificar se o comprimento das armaduras longitudinais deve ser aumentado, conforme as fórmulas 37 e 38 apresentadas no capítulo 4. A aplicação dessas fórmulas segue a seguir.

$$x_1 = \frac{l}{2} - \frac{M_{n\theta}^-}{w \cdot l} = \frac{4,20}{2} - \frac{49,73}{15,56 \cdot 4,20} = 1,34 \text{ m} \quad (86)$$

$$x_0 = \frac{2 \cdot M_{n\theta}^-}{w \cdot l} = \frac{2 \cdot 49,73}{15,56 \cdot 4,20} = 1,52 \text{ m} \quad (87)$$

À temperatura ambiente, o momento negativo se desenvolvia até 78 cm contados do apoio intermediário em direção ao apoio da extremidade direita. Com a redistribuição, essa distância passa a ser 152 cm, isto é, o comprimento de armadura negativa deveria ser prolongado.

## 6.4 RESUMO E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Foi proposta uma comparação direta entre os resultados obtidos da aplicação dos diversos métodos de verificação abordados por este trabalho, a fim de averiguar quais os métodos mais conservadores. Para isso, tomaram-se os três elementos que foram analisados segundo todos os métodos: a viga V226, a laje L206 e o pilar P5. Essa comparação está detalhada nos próximos itens e um resumo pode ser observado no Quadro 5, a seguir.

### 6.4.1 Viga V226

Segundo o Método Tabular da NBR 15200:2012, a viga V226 está segura. O TRF verificado foi de 60 minutos, ou seja, a viga está exatamente no limite da segurança, visto que o TRRF é de 60 minutos. Segundo o Método das Zonas, a viga também está segura. Percebe-se que essa segurança está praticamente no limite, visto que cerca de 90% da capacidade resistiva está sendo solicitada. Nota-se, pois, que há uma coerência entre os resultados obtidos dos métodos da NBR: ambas metodologias apontam que a viga está praticamente no limite da segurança.

Já em relação aos resultados obtidos dos métodos da ACI/TMS-216.1M-14, tem-se que, segundo o Método Tabular, a segurança não se verifica para as barras de canto, visto que  $u_{ef} = 15,0 \text{ mm} < u_{min} = 25 \text{ mm}$ . O Método Analítico do procedimento normativo americano também aponta que a viga V226 não está segura: a redistribuição de momentos faz com que o momento solicitante no apoio seja 45% maior que o momento negativo resistente. O que torna os métodos da ACI/TMS-216.1M-14 mais exigentes para verificação de segurança de vigas é a consideração da espessura de cobrimento efetivo  $u_{ef}$  para as barras de canto.

Quadro 5 – Comparação de resultados da aplicação dos métodos da NBR 15200:2012 e ACI/TMS-216.1M-14 aos elementos V226, L206 e P5

		VIGA (V226)	LAJE (L206)	PILAR (P5)	
				Uma face exposta ao fogo	Todas faces expostas ao fogo
NBR 15200:2012	Método Tabular	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -c<sub>1min</sub> = 25 mm; -b<sub>min</sub> = 12 cm.</p> <p><u>Existente:</u> -c<sub>1</sub> = 33,15 mm; -b = 12 cm.</p> <p>TRF = 60 min.</p>	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -c<sub>1min</sub> = 10 mm; -b<sub>min</sub> = 8 cm.</p> <p><u>Existente:</u> -c<sub>1</sub> = 22,5 mm; -b = 10 cm.</p> <p>TRF = 90 min.</p>	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -c<sub>1min</sub> = 25 mm; -b<sub>min</sub> = 15,55 cm.</p> <p><u>Existente:</u> -c<sub>1</sub> = 38,0 mm; -b = 20 cm.</p> <p>TRF = 120 min.</p>	Não se aplica.
	Método Analítico	Não se aplica.	Não se aplica.	Não se aplica.	<b>PASSOU</b> TRF = 75 min.
	Método das Zonas	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Seção AA (M+):</u> - 87% da capacidade de resistência utilizada.</p> <p><u>Seção BB (M-):</u> - 90% da capacidade de resistência utilizada resistência.</p>	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Momento Positivo:</u> - 38% da capacidade de resistência utilizada.</p> <p><u>Momento Negativo:</u> - 60% da capacidade de resistência utilizada resistência.</p>	Não se aplica.	<b>NÃO PASSOU</b>
ACI/TMS-216.1M-14	Método Tabular	<p><b>NÃO PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -u<sub>min</sub> = 25 mm;</p> <p><u>Existente:</u> -u<sub>ef</sub> = <math>\frac{30,00}{2} = 15,0</math> mm.</p>	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -u<sub>min</sub> = 20 mm; -h<sub>min</sub> = 9 cm.</p> <p><u>Existente:</u> -u = 20 mm; -h = 10 cm.</p>	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -c<sub>1min</sub> = 25 mm; -b<sub>min</sub> = 20 cm.</p> <p><u>Existente:</u> -c<sub>1</sub> = 30,0 mm; -b = 20 cm.</p>	<p><b>NÃO PASSOU</b></p> <p><u>Requerido:</u> -c<sub>1min</sub> = 25 mm; -b<sub>min</sub> = 90 cm.</p> <p><u>Existente:</u> -c<sub>1</sub> = 30,0 mm; -b = 50 cm.</p>
	Método Analítico	<p><b>NÃO PASSOU</b></p> <p><u>Seção BB (M-):</u> - Momento negativo é aproximadamente 45% maior que a capacidade de resistência disponível.</p>	<p><b>PASSOU</b></p> <p><u>Momento Positivo:</u> - 45% da capacidade de resistência utilizada.</p> <p><u>Momento Negativo:</u> - 55% da capacidade de resistência utilizada resistência.</p>	Não se aplica.	Não se aplica

(Fonte: elaborado pelo autor, 2018)

### **6.4.2 Laje L206**

Segundo o Método Tabular da NBR 15200:2012, a segurança da laje é verificada com uma certa folga. O TRF verificado foi de 90 minutos, isto é, 30 minutos a mais do que o TRRF. Segundo o Método das Zonas, constatou-se que a segurança também é garantida. E tem-se, também, uma boa margem de segurança, visto que, para a seção mais crítica, apenas 60% da capacidade de resistência é solicitada.

Em relação ao Método Tabular da ACI/TMS-216.1M-14, tem-se que a laje está segura e o cobrimento empregado é, ainda, 5 mm maior do que o requerido. Segundo o Método Analítico, a segurança se verificou também – e com uma certa folga – visto que, para momentos positivos, 45% da capacidade resistiva é utilizada e, para momentos negativos, 55 % da resistência é solicitada.

### **6.4.3 Pilar P5**

De acordo com o Método Tabular da NBR 15200:2012, para exposição ao fogo de uma única face do pilar, o pilar tem sua segurança garantida com uma boa folga. O TRF avaliado é de 120 minutos, o dobro do TRRF. Da aplicação do Método Analítico da norma brasileira, para exposição ao fogo nas quatro faces, verificou-se que a segurança também é assegurada, no entanto, com menos folga. O TRF avaliado foi de 75 minutos, ligeiramente maior que o TRRF. O Método das Zonas, ao ser aplicado ao pilar P5, considerando-se exposição do fogo nas quatro faces, indicou que o pilar não está seguro. O motivo por trás desse fato está nas sucessivas simplificações conservadoras que são aplicadas ao se analisar o pilar.

Já pelo procedimento normativo americano, segundo o Método Tabular, o pilar é considerado seguro caso a exposição ao fogo seja em apenas uma face. Entretanto, ao se considerar a exposição ao fogo nas quatro faces, o pilar está longe de ser considerado seguro, pois não atende a dimensão mínima da seção.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Segurança Contra Incêndio é uma ciência jovem no Brasil. Já nos Estados Unidos da América, o assunto é muito mais estudado e o volume do acervo técnico disponível é vastamente superior. Essa disparidade entre conhecimentos **não se observa** na comparação da ACI/TMS-216.1M-14 com a NBR 15200:2012, justamente pelo fato da norma brasileira ser baseada no Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), código europeu de alta qualidade. Além disso, o que se provou ao longo do desenvolvimento deste trabalho é que os métodos do procedimento normativo americano se mostraram mais conservadores e suas abordagens, por vezes, mais sucintas em comparação aos métodos apresentados pela norma brasileira.

Como aspectos positivos da NBR 15200:2012, pode-se destacar:

- a clareza com que as informações são dispostas;
- a simplicidade de aplicação do seu principal método: o Método Tabular;
- o pequeno número de informações de partida que são necessárias para aplicação do Método Tabular;
- as informações apresentadas relativas às propriedades dos materiais em situação de incêndio.

Em contrapartida, como ponto negativo, pode-se enunciar a escassez de informações sobre a aplicação dos métodos simplificados, avançados e experimentais.

Em relação à ACI/TMS-216.1M-14, tem-se como pontos positivos:

- o fato de haver dois métodos bem descritos e detalhados: o Método Tabular e o Método Analítico;
- o fato do código normativo americano possuir um grande horizonte de aplicações, além de estruturas de concreto, tais como construções em alvenaria estrutural, estruturas mistas de concreto e aço e materiais de acabamento;
- a aplicação do Método Tabular é extremamente simples.

Em contrapartida, como mencionado anteriormente, tem-se que o procedimento normativo americano é bastante conservador. Além disso, as informações não são dispostas no documento de forma clara. Outra desvantagem é que só é abordado um método de verificação de pilares de concreto armado, o que torna a análise bastante conservadora.

O motivo da norma brasileira ter se destacado positivamente nas análises está associado ao fato de que todas metodologias apresentadas por ela provém do Eurocode. O código europeu, por sua vez, é uma referência mundial em Segurança Contra Incêndio e, por isso, serve de base para várias normas brasileiras.

Por fim, destaca-se o quanto a segurança estrutural de estruturas de concreto armado em situação de incêndio pode ainda ser explorada no Brasil. A bibliografia nacional acerca deste tema é bastante escassa e poucos pesquisadores dedicam sua carreira a isso. Mais uma vez, saliente-se a importância de se dar a devida atenção a esse assunto, sobretudo em edificações de alto risco de incêndio, a fim de evitar acidentes trágicos que coloquem em risco vidas e patrimônios.

## REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, G. B. de M. L. de. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2012. 245 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE; THE MASONRY SOCIETY. **ACI/TMS 216.1M-14: Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies**. Farmington Hills, Estados Unidos da América, 2014.
- ARAÚJO, J.M. de. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado: Um Exemplo Completo**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14.432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações: procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15.200: Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15.200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: dimensionamento de estruturas de concreto armado: procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.
- COSTA, C. N. **Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2008. 724 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Recomendações para o dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de incêndio. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006, São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2006.
- COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU, 2006, São Paulo. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2006.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design**. EN 1992-1-2. Bruxelas, 2004.
- KLEIN JUNIOR, O. **Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta**. 2011. 208 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

PHAN, L. T. High-Strength Concrete at High Temperature – An Overview. In: International Symposium Utilization of High Strength/ High Performance Concrete, 6th, 2002, Leipzig, Alemanha (501-518).

SOUSA, D. A. de; SILVA, G. P. **Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. 2015. 135 p. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2015.

**ANEXO A – Tabelas para dimensionamento de pilares em situação de  
Incêndio segundo o Método Tabular da NBR 15200:2012**

Tabela A.1 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{\text{máx}} = 10$  mm (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{\text{máx}} = 0,025 \times b$  (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{\text{mín}} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	200/25	250/25
	70	150/25	150/25	250/25	300/25
	80	150/25	200/25	250/30:300/25	350/25
60	30	150/25	150/25	200/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/25
	50	150/25	200/25	250/25	300/25
	60	150/25	200/40:250/25	250/40:300/25	350/30:400/25
	70	200/25	250/30:300/25	300/40:350/25	450/35:550/25
	80	200/30:250/25	250/40:300/25	400/30:450/25	550/60:600/35
90	30	150/25	200/25	200/50:250/25	250/30:300/25
	40	150/35:200/25	200/30:250/25	250/25	300/25
	50	200/25	250/25	300/25	350/50:400/25
	60	200/35:250/25	250/40:300/25	350/35:400/25	450/50:55/25
	70	250/25	300/35:350/25	400/45:550/25	600/40
	80	250/30:300/25	350/35:400/25	550/40:600/25	a
120	30	200/25	200/25	200/25	300/45:350/25
	40	200/25	200/25	300/25	400/25
	50	200/25	300/25	350/50:400/25	450/50:500/25
	60	200/25	300/25	450/40:500/25	550/50
	70	250/50:300/25	400/25	500/60:550/25	a
	80	300/25	450/40:500/25	600/45	a
180	30	250/25	250/25	350/25	400/50:450/25
	40	250/25	300/30:350/25	400/25	450/50:500/25
	50	250/50:300/25	350/50:400/25	450/40:500/25	550/60:600/35
	60	300/40:350/25	450/25	550/40:600/25	a
	70	350/30:400/25	500/25	600/80	a
	80	400/30:450/25	550/45:600/25	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.2 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{m\acute{a}x} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{m\acute{i}n} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	200/30:250/25	300/30:350/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/25	500/40:550/25
	50	150/25	200/40:250/25	350/40:500/25	550/25
	60	150/25	300/25	550/25	600/30
	70	200/25	350/40:500/25	550/30:600/25	a
	80	250/25	550/25	a	a
60	30	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:500/25	500/25
	40	200/30:250/25	300/35:350/25	450/50:550/25	550/40:600/25
	50	200/40:300/25	350/45:550/25	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25	450/50:550/25	600/35	a
	70	300/40:500/25	550/30:600/25	600/80	a
	80	400/40:550/25	600/30	a	a
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a
120	30	250/50:350/25	400/50:550/25	550/25	550/60:600/45
	40	300/50:500/25	500/50:550/25	550/50:600/25	a
	50	400/50:550/25	550/50:600/25	600/60	a
	60	500/50:550/25	550/55:600/50	a	a
	70	500/60:600/25	600/60	a	a
	80	550/50:600/25	a	a	a
180	30	400/50:500/25	500/60:550/25	550/60:600/30	a
	40	500/50:550/25	550/50:600/25	600/80	a
	50	550/25	600/60	a	a
	60	550/50:600/25	600/80	a	a
	70	600/55	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

<sup>a</sup> Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.3 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,1$  e  $e_{\text{máx}} = 0,5 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{\text{máx}} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{\text{mín}} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	400/40:550/25	500/25	a
	40	200/25	550/25	550/35:600/30	a
	50	250/30:300/25	550/30:600/25	a	a
	60	300/40:550/25	600/25	a	a
	70	400/40:550/25	a	a	a
	80	550/25	a	a	a
60	30	300/35:500/25	500/50:550/25	550/50:600/40	a
	40	350/40:550/25	550/40:600/30	a	a
	50	450/50:550/25	550/50:600/40	a	a
	60	550/30	600/80	a	a
	70	550/35	a	a	a
	80	550/40	a	a	a
90	30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a
	60	550/50:600/45	a	a	a
	70	550/60:600/50	a	a	a
	80	600/70	a	a	a
120	30	550/40:600/30	550/50	a	a
	40	550/50:600/45	600/70	a	a
	50	550/55:600/50	a	a	a
	60	550/60:600/50	a	a	a
	70	600/70	a	a	a
	80	a	a	a	a
180	30	550/50	600/80	a	a
	40	550/60	a	a	a
	50	600/70	a	a	a
	60	a	a	a	a
	70	a	a	a	a
	80	a	a	a	a

a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.4 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{\text{máx}} = 10$  mm (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{\text{máx}} = 0,025 \times b$  (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	<i>bmín / c1</i>			
		vfi = 0,15	vfi = 0,3	vfi = 0,5	vfi = 0,7
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	300/25
60	30	150/25	150/25	150/30:200/25	200/35:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/30:300/25
	50	150/25	150/35:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25	300/40:450/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:350/25	350/45:600/25
	80	150/35:200/25	250/30:300/25	300/40:500/25	450/50:600/35
90	30	150/25	150/40:200/25	200/40:250/25	250/40:300/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/30:300/25	300/40:400/25
	50	150/40:200/25	200/45:250/25	250/45:350/25	350/45:550/25
	60	200/25	250/35:300/25	300/45:400/25	400/50:600/35
	70	200/35:250/25	250/45:350/25	350/45:600/25	550/50:600/45
	80	200/45:250/25	250/50:400/25	400/50:600/35	600/60
120	30	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:500/25
	40	200/25	250/25	300/45:350/25	400/50:550/25
	50	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:450/25	450/50:600/25
	60	200/50:250/25	300/45:350/25	400/50:550/25	500/60:600/35
	70	250/35:300/25	350/45:450/25	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
180	30	200/45:250/25	250/35:300/25	350/45:400/25	450/45:500/25
	40	250/25	300/45:350/25	450/25	500/55:600/50
	50	250/35:300/25	350/45:400/25	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25	450/25	500/60:600/55	600/80
	70	350/25	500/40:550/25	600/65	a
	80	400/30:450/25	500/55:600/45	600/80	a

a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.5 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{\text{máx}} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{\text{máx}} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{\text{mín}} / c_l$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	150/25	300/45:350/25
	50	150/25	150/25	200/30:250/25	350/40:450/25
	60	150/25	150/25	250/30:300/25	500/30:550/25
	70	150/25	150/35:200/25	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	600/50
60	30	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
	40	150/25	200/30:300/25	300/35:500/25	450/50:600/30
	50	150/30:200/25	200/40:350/25	300/45:550/25	500/50:600/35
	60	150/35:200/25	250/40:500/25	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25	300/40:500/25	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25	350/40:600/25	550/55:600/40	a
90	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a
120	30	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	550/60:600/50
	40	200/50:350/25	350/50:550/25	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25	450/50:600/25	550/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25	500/45:600/40	550/60:600/60	a
	70	350/50:550/25	500/50:550/45	600/75	a
	80	400/50:600/25	500/55:550/50	a	a
180	30	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25	500/50:600/25	600/60	a
	50	450/50:500/25	500/60:600/50	600/70	a
	60	500/50:600/25	550/60:600/55	a	a
	70	500/55:600/35	600/65	a	a
	80	500/60:600/55	600/75	a	a
a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.					

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.6 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 0,5$  e  $e_{\text{máx}} = 0,5 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{\text{máx}} = 200$  mm (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{\text{mín}} / c_l$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	250/35:300/25	500/40:550/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/35:450/25	550/30
	50	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	550/50:600/40
	60	150/25	200/35:300/25	450/50:550/25	a
	70	150/25	250/40:400/25	500/40:600/30	a
	80	150/25	300/40:500/25	550/50:600/40	a
60	30	150/30:200/25	200/40:450/25	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25	250/40:500/25	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25	300/45:550/25	500/55:550/40	a
	60	200/40:500/25	400/40:600/30	550/50:600/45	a
	70	200/40:550/25	500/40:550/35	600/60	a
	80	250/40:600/25	500/45:600/35	a	a
90	30	250/40:450/25	300/50:500/25	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25	350/50:550/35	550/60:600/50	a
	50	250/45:550/25	500/45:550/40	600/60	a
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	a
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	a	a
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	a	a
120	30	250/50:550/25	500/50:550/40	550/50	a
	40	300/50:600/25	500/55:550/45	550/60:600/55	a
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	a
	60	450/50:600/40	550/50	a	a
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	a	a
	80	550/60:600/45	600/70	a	a
180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	a
	40	500/50:600/40	550/60	a	a
	50	500/60:550/50	600/70	a	a
	60	550/50	600/75	a	a
	70	550/60	a	a	a
	80	600/60	a	a	a
a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.					

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.7 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 1,0$  e  $e_{máx} = 10$  mm (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{máx} = 0,025 \times b$  (para  $b > 400$  mm)

TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{mín} / c_l$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	150/30:200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	150/30:200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25
60	30	150/25	150/25	150/25	200/40:300/25
	40	150/25	150/25	200/30:250/25	250/35:350/25
	50	150/25	150/30:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	150/40:250/25	250/35:300/25	300/40:600/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:400/25	350/40:450/35
	80	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:550/25	350/45:450/40
90	30	150/25	200/25	200/40:250/25	250/45:600/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/35:350/25	300/45:600/30
	50	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:400/25	350/45:600/35
	60	150/40:250/25	250/55:300/25	300/45:550/25	400/50:600/40
	70	200/35:250/25	300/35:350/25	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
120	30	150/40:200/25	200/45:250/25	250/40:400/25	400/40:600/25
	40	200/30:250/25	250/25	300/45:400/25	400/50:600/30
	50	200/40:250/25	250/35:300/25	350/40:550/25	550/45:600/40
	60	200/45:250/25	250/45:400/25	400/50:600/25	550/60:600/50
	70	250/25	350/35:450/25	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25	350/40:550/25	550/50:600/45	a
180	30	200/50:250/25	300/25	350/45:450/25	500/50:600/45
	40	250/25	300/45:350/25	450/45:550/25	550/60:600/55
	50	250/30:300/25	350/40:450/25	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25	350/50:500/25	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25	450/45:600/35	550/70:600/65	a
	80	350/40:450/25	550/50:600/40	600/75	a
a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.					

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela A.8 – Dimensões mínimas para pilares com  $\omega = 1,0$  e  $e_{\text{máx}} = 0,25 \times b$  (para  $b \leq 400$  mm) e  $e_{\text{máx}} = 100$  mm (para  $b > 400$  mm)

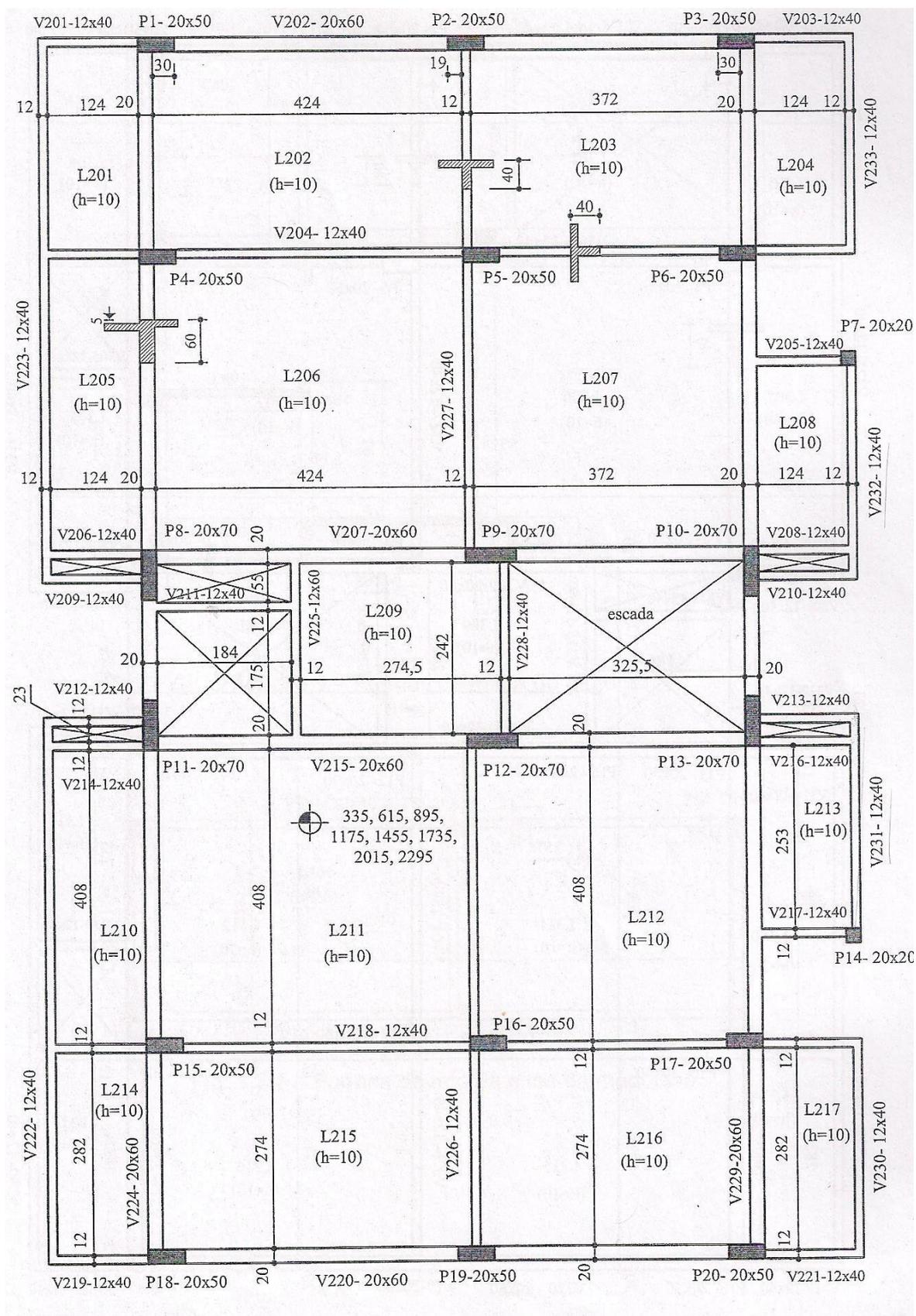
TRRF (min)	$\lambda_{fi}$	$b_{\text{mín}} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:300/25
	40	150/25	150/25	150/25	250/30:450/25
	50	150/25	150/25	200/25	300/35:500/25
	60	150/25	150/25	200/30:250/25	400/40:550/25
	70	150/25	150/25	250/35:300/25	500/35:600/30
	80	150/25	150/30:250/25	300/35:500/25	500/60:600/35
60	30	150/25	150/30:200/25	200/40:400/25	300/50:600/30
	40	150/25	150/40:250/25	250/40:500/25	400/50:600/35
	50	150/25	200/35:400/25	300/40:600/25	500/45:600/40
	60	150/30:200/25	200/40:450/25	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25	240/40:550/25	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
90	30	200/25	200/40:300/25	250/40:550/25	500/50:600/45
	40	200/30:250/25	200/50:400/25	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25	250/50:550/25	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25	300/50:600/35	550/55:600/50	a
	80	200/50:500/25	400/50:600/35	600/55	a
120	30	200/40:250/25	250/50:400/25	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25	300/40:500/25	500/50:600/35	a
	50	250/40:400/25	400/40:550/25	550/50:600/45	a
	60	250/50:450/25	400/50:500/35	600/55	a
	70	300/40:500/25	500/45:600/35	a	a
	80	300/50:550/25	500/60:600/40	a	a
180	30	300/35:400/25	450/50:550/25	500/60:600/45	a
	40	300/40:450/25	500/40:600/30	550/65:600/60	a
	50	400/40:500/25	500/45:600/35	600/75	a
	60	400/45:550/25	500/55:600/45	a	a
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	a	a
	80	500/45:600/35	600/70	a	a
a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.					

**ANEXO B – Planta arquitetônica do pavimento-tipo do edifício do estudo  
de caso**



**ANEXO C – Planta de formas do pavimento-tipo do edifício do estudo de  
caso**

Figura C.1 – Planta de formas



(Fonte: ARAUJO, 2014)

**ANEXO D – Tabela de Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo segundo  
NBR 14432: 2001**

Tabela D.1 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo de acordo com altura e ocupação da edificação

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S <sub>2</sub> h <sub>s</sub> > 10 m	Classe S <sub>1</sub> h <sub>s</sub> ≤ 10 m	Classe P <sub>1</sub> h ≤ 6 m	Classe P <sub>2</sub> 6 m < h ≤ 12 m	Classe P <sub>3</sub> 12 m < h ≤ 23 m	Classe P <sub>4</sub> 23 m < h ≤ 30 m	Classe P <sub>5</sub> h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

(Fonte: ABNT, 2001)