

**DAPHNER OTÁROLA MIRAVAL**

**Análise não-linear de temperaturas para verificação da  
resistência de estruturas de concreto armado em situação  
de incêndio**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, para obtenção do título do Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. **Walnório Graça Ferreira**

Co-Orientador: Prof. Dr. **Fernando César Meira Menandro**

VITÓRIA  
2009

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ESPÍRITO SANTO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO DE ESTRUTURAS

**ANÁLISE NÃO-LINEAR DE TEMPERATURAS PARA VERIFICAÇÃO DA  
RESISTÊNCIA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE  
INCÊNDIO**

Daphner Otárola Miraval

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil na Área de Concentração de Estruturas da Universidade Federal do Espírito Santo, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Comissão Examinadora:

---

Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira  
UFES (Orientador)

---

Prof. Dr. Fernando César Meira Menandro  
UFES (Co-orientador)

---

Prof. Dr. Geraldo Rossoni Sisquini  
UFES (Examinador Interno)

---

Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira  
UFOP – Escola de Minas (Examinador Externo)

Vitória, Agosto de 2009

“Sabedoria para resolver e  
paciência para fazer”.

Homero

A Sarah.

## **AGRADECIMENTOS**

A Gina, minha esposa;

A Max e Lucy, meus pais;

Ao Prof. Walnório Graça Ferreira, pela orientação atinada e oportuna;

Ao Programa de Estudante-Convênio de Pós-Graduação (PEC-PG) - Ministério de Relações Exteriores (MRE) do Brasil;

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo suporte financeiro recebido ao longo de todo o período da pesquisa;

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal a Nível Superior (CAPES), pelo suporte recebido para a realização da pesquisa;

A Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), pela oportunidade de desenvolvimento deste trabalho;

A Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), minha alma mater.

## RESUMO

Embora o concreto armado a temperatura ambiente (20°C) se comporte como um material homogêneo, quando submetido a altas temperaturas, como as produzidas durante a ocorrência de um incêndio, formam-se elevados gradientes e tensões térmicas que põem em evidencia sua heterogeneidade. Como consequência das altas temperaturas, o aço e o concreto sofrem perdas importantes na resistência mecânica e rigidez que poderiam comprometer a estabilidade da estrutura.

Com a finalidade que a resistência mecânica dos elementos estruturais de concreto armado seja verificada de uma maneira prática segundo as recomendações da norma brasileira NBR 15200:2004, apresenta-se neste estudo o método simplificado de verificação.

O ponto neurálgico desta pesquisa é a determinação da distribuição de temperaturas nas seções de concreto armado. A temperatura dos fluidos no compartimento num incêndio depende fundamentalmente do tipo de material que serve como combustível e do tempo de exposição ao fogo. Para a determinação da distribuição de temperaturas (Isotérmicas) nas seções de concreto (viga, coluna e laje) e nas armaduras, foi desenvolvido um programa computacional utilizando softwares livres da internet, como SCILAB, GMSH e OPENDX como plataforma para o cálculo numérico, a discretização e a visualização dos resultados, respectivamente. A equação básica de calor foi resolvida usando-se o método dos elementos finitos (MEF), com o qual se efetuou uma modelagem térmica bidimensional transiente, considerando-se todas as não linearidades envolvidas.

Os resultados alcançados neste trabalho quando comparados com os valores encontrados pelos pesquisadores CASTRO e SOARES (EN1992-12 (Eurocode 2 parte 1.2)) indicam que são mais conservadores em termos da segurança estrutural.

**Palavras-chave:** Análise térmica, Análise não linear, Concreto armado, Estruturas em situação de incêndio.

## ABSTRACT

Although the reinforced concrete in normal conditions of temperature (20°C) believes that it is behaving as a homogeneous material, espoused to high temperatures such as those produced during the occurrence of a fire, its heterogeneity is being manifest by the formation of high gradients and thermal stresses, causing the dramatic reduction of strength and stiffness in both concrete and in steel, leaving stability of the structure at serious risk.

With the purpose that the mechanical strength of structural elements of reinforced concrete is verified in a practical way according to the Brazilian standard NBR 15200:2004, it presents in this study the simplified method of verification

The main idea of this research is to determine the distribution of temperatures in the sections of reinforced concrete. The temperature of the fluid in the compartment under fire conditions depends on the type of material that serves as fuel and time of exposure to fire basically. To determine the distributions of temperature (isotherms) in sections of concrete (beam, column and slab) and the armor was developed a computer program using free software from internet as SCILAB, GMSH and OPENDX as a platform for the numerical calculation, 2D generator mesh and 3D viewer results, respectively. The basic equation of heat has been solved using the finite element method (FEM), which is accomplished with a two-dimensional transient modeling thermal considering all involved non-linearity.

The results achieved in this study compared to the values found by researchers Castro and Soáres (EN1992-12 (Eurocode 2 part. 1.2)) that are more conservative in terms of structural safety.

**Keywords:** Thermal analysis, nonlinear analysis, reinforced concrete, structures under fire situation.

## Sumário

<b>Capítulo 1 – Introdução</b> .....	<b>14</b>
1.1 Motivação e Objetivos .....	14
1.2 Estado da Arte .....	15
1.3 Escopo do Trabalho.....	20
<b>Capítulo 2 – Noções Básicas</b> .....	<b>22</b>
2.1 Introdução .....	22
2.2 Fogo.....	23
2.3 Incêndio .....	24
2.4 Curva de Incêndio-Padrão.....	27
2.5 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) .....	28
2.6 Propriedades térmicas dos materiais .....	30
2.6.1 Propriedades térmicas do aço estrutural .....	30
2.6.2 Propriedades térmicas do concreto de densidade normal.....	32
2.7 Resistência ao fogo de elementos estruturais de concreto armado .....	33
2.8 Performance do concreto submetido à ação do fogo .....	36
2.9 Spalling .....	37
2.10 Análises micro estrutural do concreto a elevadas temperaturas .....	39
<b>Capítulo 3 – Aplicação do método dos elementos finitos na transferência de calor ...</b>	<b>41</b>
3.1 Generalidades .....	41
3.2 Condução .....	41
3.3 Convecção.....	46
3.4 Radiação.....	48
3.5 Transferência de calor no domínio sólido.....	52
3.6 Implementação computacional baseada no MEF.....	53
3.6.1 Método dos resíduos ponderados.....	53
3.6.2 Formulações pelo MEF .....	54
3.6.3 Integração no tempo das equações do MEF .....	55
<b>Capítulo 4 – Propriedades dos materiais em situação de incêndio - NBR ABNT 15200:2004</b> .....	<b>60</b>

4.1	Generalidades .....	60
4.2	Propriedades do concreto em situação de incêndio.....	61
4.3	Propriedades do aço de armadura passiva (AP) em situação de incêndio .....	63
4.4	Propriedades do aço de armadura ativa (AA) em situação de incêndio.....	65
4.5	Ação correspondente ao incêndio .....	67
4.6	Métodos de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio .....	68
<b>Capítulo 5 –Análise não-linear de temperatura –Método simplificado de cálculo .....</b>		<b>72</b>
5.1	Generalidades .....	72
5.2	Ferramentas computacionais .....	72
5.3	Método simplificado de cálculo.....	73
5.3.1	Viga submetida a momento fletor positivo .....	75
5.3.1.1	Análise teórica .....	75
5.3.1.2	Aplicação numérica .....	80
5.3.1.3	Comparação de resultados.....	87
5.3.2	Viga submetida a momento fletor negativo.....	87
5.3.2.1	Análise teórica .....	87
5.3.2.2	Aplicação numérica .....	89
5.3.2.3	Comparação de resultados.....	93
5.3.3	Laje submetida a momento fletor positivo.....	94
5.3.3.1	Análise teórica .....	94
5.3.3.2	Aplicação numérica .....	95
5.3.3.3	Comparação de resultados.....	101
5.3.4	Pilar curto.....	101
5.3.4.1	Análise teórica .....	101
5.3.4.2	Aplicação numérica .....	103
5.3.4.3	Comparação de resultados.....	108
5.3.5	Pilar moderadamente esbelto .....	108
5.3.5.1	Aplicação numérica .....	108
5.3.5.2	Comparação de resultados.....	111
<b>Capítulo 6 – Considerações Finais .....</b>		<b>112</b>
6.1	Introdução.....	112
6.2	Conclusões .....	112
6.3	Recomendações.....	113
<b>Referencias bibliográficas .....</b>		<b>114</b>

## Lista de Figuras

Figura 2.1 -	Tetraedro do Fogo	23
Figura 2.2 -	Evolução do incêndio natural num ambiente compartimentado	25
Figura 2.3 -	Desenvolvimento de um incêndio compartimentado	26
Figura 2.4 -	Curva Temperatura VS. Tempo do incêndio-padrão	27
Figura 2.5 -	Curvas de incêndio EUROCODE 1 –Part. 2.2 (1995).	28
Figura 2.6 -	Comparação entre curva-padrão e curvas paramétricas	28
Figura 2.7 -	Calor específico do aço	31
Figura 2.8 -	Condutividade térmica do aço	31
Figura 2.9 -	Calor específico do concreto	32
Figura 2.10 -	Condutividade térmica do concreto	33
Figura 2.11 -	Isotérmicas de um pilar de concreto de 30x30 cm <sup>2</sup> para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min (CEB)	34
Figura 2.12 -	Isotérmicas de uma viga de concreto de 30x60 cm <sup>2</sup> para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min (CEB)	34
Figura 2.13 -	Isotérmicas de uma viga de concreto de 30x60 cm <sup>2</sup> para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min. (EUROCODE 2)	35
Figura 2.14 -	Elevação de temperatura (EUROCODE 2) de lajes maciças para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min	36
Figura 2.15 -	Isotérmicas (ISE) de uma laje maciça de 10 cm para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min	36
Figura 3. 1 -	Fluxo de calor em um elemento infinitesimal tridimensional	43
Figura 3. 2 -	Fluxo de calor em um elemento infinitesimal bidimensional	43
Figura 3. 3 -	Equação de difusão de calor	44
Figura 3. 4 -	Condições de contorno no domínio sólido	52

Figura 3. 5 -	Variação de temperatura no intervalo de tempo t	56
Figura 4. 1 -	Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura	62
Figura 4. 2 -	Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura	63
Figura 4. 3 -	Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura	64
Figura 4. 4 -	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura	65
Figura 4. 5 -	Fator de redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura	67
Figura 4. 6 -	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura	67
Figura 5. 1 -	Seção de viga de concreto armado submetida à flexão positiva	76
Figura 5. 2 -	Esquema de esforços internos e externos, TEPEDINO (1982)	76
Figura 5.3 -	Discretização da viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup>	78
Figura 5. 4 -	Temperatura do elemento infinitesimal triangular	78
Figura 5. 5 -	Seção transversal de viga de momento positivo	80
Figura 5.6.1 -	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 30 min)	82
Figura 5.6.2 -	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 30 min)	82
Figura 5.6.3 -	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 60 min)	82
Figura 5.6.4 -	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 60 min)	82
Figura 5.6.5 -	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 90 min)	83
Figura 5.6.6 -	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 90 min)	83
Figura 5.6.7 -	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 120 min)	83
Figura 5.6.8 -	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 120 min)	83
Figura 5. 7 -	Viga de concreto armado submetida à flexão negativa	88
Figura 5.8 -	Discretização da viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup>	89
Figura 5. 9 -	Viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> submetida à flexão negativa	90
Figura 5.10.1-	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 30 min)	90
Figura 5.10.2-	Distribuição de temperaturas viga 30x60cm <sup>2</sup> (TRRF 30 min)	90

Figura 5.10.3-	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 60 min)	91
Figura 5.10.4-	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 60 min)	91
Figura 5.10.5-	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 90 min)	91
Figura 5.10.6-	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 90 min)	91
Figura 5.10.7-	Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 120 min)	92
Figura 5.10.8-	Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm <sup>2</sup> (TRRF 120 min)	92
Figura 5. 11 -	Seção transversal de laje de concreto armado submetida à flexão positiva	94
Figura 5.12-	Discretização da laje de concreto armado (10 cm)	95
Figura 5. 13 -	Laje de concreto submetida à flexão positiva	95
Figura 5.14.1-	Isotérmicas laje de concreto armado 10 cm de altura (TRRF 30 min)	96
Figura 5.14.2-	Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 30 min)	96
Figura 5.14.3-	Isotérmicas laje de concreto armado 10 cm de altura (TRRF 60 min)	97
Figura 5.14.4-	Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 60 min)	97
Figura 5.14.5-	Isotérmicas laje de concreto armado 10 cm de altura (TRRF 90 min)	97
Figura 5.14.6-	Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 90 min)	97
Figura 5.14.7-	Isotérmicas laje de concreto armado 10 cm de altura (TRRF 120 min)	97
Figura 5.14.8-	Distribuição de temperaturas viga 10 cm de altura (TRRF 120 min)	97
Figura 5. 15 -	Pilar 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado submetida à compressão	102
Figura 5.16 -	Discretização do pilar concreto armado 30x30 cm <sup>2</sup>	103
Figura 5. 17 -	Seção de pilar curto	103
Figura 5.18.1-	Isotérmicas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 30 min)	105
Figura 5.18.2-	Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> (TRRF 30 min)	105
Figura 5.18.3-	Isotérmicas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 30 min)	105
Figura 5.18.4-	Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> (TRRF 60 min)	105
Figura 5.18.5-	Isotérmicas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 90 min)	105
Figura 5.18.6-	Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> (TRRF 90 min)	105
Figura 5.18.7-	Isotérmicas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 120 min)	106

Figura 5.18.8-	Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm <sup>2</sup> (TRRF 120 min)	106
Figura 5.19-	Seção do pilar moderadamente esbelto.	118

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1 -	TRRF (min) para alguns tipos de edificações (NBR 14432:2000)	29
Tabela 2.2 -	Algumas edificações isentas de verificação de resistência ao fogo. (NBR 14432:2000)	29
Tabela 2.3 -	Concreto exposto ao fogo (KHOURY, 2000)	37
Tabela 4.1 -	Relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ , para concretos de massa específica normal (2000 kg/m <sup>3</sup> a 2800 kg/m <sup>3</sup> ) preparados com agregados silicosos ou calcáreos	61
Tabela 4.2 -	Relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva	64
Tabela 4.3 -	Relações $f_{py,\theta}/f_{pyk}$ e $E_{ps,\theta}/E_{ps}$ para fios e cordoalhas e para barras de armadura ativa	66
Tabela 4.4 -	TRRF (min) para alguns tipos de edificações (NBR 14432:2000).	68
Tabela 5.1 -	Coefficientes de ponderação	74
Tabela 5.2 -	Comparação de resultados viga de concreto armado 60x60 cm <sup>2</sup> submetida à flexão positiva	87
Tabela 5.3 -	Comparação de resultados viga de concreto armado 30x60 cm <sup>2</sup> submetida à flexão negativa	93
Tabela 5.4 -	Comparação de resultados de laje 10 cm de concreto armado, sob flexão positiva em situação de incêndio	101
Tabela 5.5 -	Comparação de resultados em pilar curto 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado submetido à compressão centrada	108
Tabela 5.6 -	Comparação de resultados em pilar moderadamente esbelto 30x30 cm <sup>2</sup> de concreto armado submetido à compressão centrada	111

# CAPÍTULO 1

## Introdução

---

### 1.1 Motivação e Objetivos

A pesar dos numerosos casos de incêndios ocorridos em edifícios no Brasil nas últimas décadas, o estudo do concreto armado em situação de incêndio é relativamente recente no meio técnico. Conseqüentemente é natural desenvolver pesquisas relativas á segurança de edifícios em situação de incêndio. Atualmente, existe uma falência no número de trabalhos publicados e poucos pesquisadores têm trabalhado de maneira efetiva sobre o tema.

Com o desenvolvimento científico e tecnológico no campo da construção civil e as solicitações por espaços cada vez mais amplos, construíram-se estruturas esbeltas e menos pesadas com vãos e alturas livres cada vez maiores. Assim sendo, os elementos de concreto ganharam eficiência no seu desempenho estrutural a costa da perda de volume de concreto (redução da seção transversal) e com isso menor proteção a ação do fogo.

O aprimoramento na metodologia de cálculo permitiu uma determinação mais precisa dos esforços atuantes nas estruturas, aproveitando-se ao máximo as resistências mecânicas do aço e concreto e mais a utilização de concretos de alto desempenho permitiram que os elementos estruturais (vigas, pilares e laje) ficassem mais finos e esbeltos do que aqueles construídos tradicionalmente.

A redução das seções de concreto desses elementos põe em sério risco a estabilidade da estrutura quando não se leva em conta o efeito do incremento da temperatura (como ocorre

num incêndio) sobre as suas propriedades mecânicas. Nessas condições o recobrimento torna-se a única barreira de proteção que possui a armadura atuante quando se localiza na face do elemento de concreto exposta ao fogo. As falhas esperadas nessas circunstâncias são o escoamento do aço em vigas e lajes sujeitas a cargas de flexão positiva e por compressão em pilares esbeltos. Conseqüentemente, é necessário que a verificação da resistência dos elementos estruturais (viga, coluna e laje) seja efetuada tendo em consideração os efeitos do fogo de um incêndio.

Nesse contexto, nesta pesquisa apresenta-se o método simplificado de cálculo para a verificação da resistência de elementos estruturais de concreto armado submetidos à situação de incêndio, segundo a norma brasileira ABNT 15200:2004 (Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio), como ferramenta prática no dimensionamento das estruturas de edificações, de forma a garantir que essas ofereçam condições adequadas de segurança e diminuam os danos nas edificações na ocorrência de um incêndio.

Devido ao fato de que o aquecimento nas seções transversais dos elementos de concreto armado (viga, coluna e laje) não é uniforme, foi necessário desenvolver um programa computacional baseado no método de elementos finitos para efetuar a simulação bidimensional transiente, considerando-se todas as não linearidades envolvidas referentes as propriedades térmicas dos materiais e os mecanismos de transferência de calor. Para isso, determinou-se a temperatura atingida pelos fluidos na face da seção transversal de concreto armado, que depende diretamente do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) estabelecido pela norma NBR 14432 (2000).

Considera-se que a temperatura dos fluidos atinge uniformemente as faces do elemento de concreto expostas ao fogo, e seu incremento gradual estará regido pela curva de incêndio-padrão ISO 834-1 (1999). A cada instante será possível determinar uma particular distribuição de temperatura no interior da seção transversal de concreto armado com a qual será possível calcular os coeficientes de redução das propriedades mecânicas e de rigidezes tanto no aço como no concreto. Finalmente, verificar quantitativamente se nosso elemento de concreto suporta nessas condições os esforços resistentes atuantes.

## **1.2 Estado da Arte**

O dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio é um assunto estudado por vários autores ao longo dos últimos anos. Alguns trabalhos produzidos neste campo são citados a seguir:

**FERREIRA, W. G.; CORREIA, E. V. S.; AZEVEDO, M. S. (2006).**, publicaram o livro “Dimensionamento de Estruturas de Aço e Mistas em Situação de Incêndio”, que fornece didaticamente critérios efetivos para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio.

**CASTRO, G. G. S. (2005)**, apresenta, em sua dissertação de mestrado, um método geral de cálculo para avaliar a resistência de elementos estruturais de concreto armado tipo viga, coluna e laje frente à ação de um incêndio. As distribuições de temperatura são calculadas utilizando-se o programa THERSYS.

**RIBEIRO, J. C. L. (2004)**, em sua dissertação de mestrado, com base no programa CALTEMI, elabora um programa chamado THERSYS – Sistema para simulação via método dos elementos finitos da distribuição 3D de temperatura em estruturas em situação de incêndio, desenvolvido no Departamento de Engenharia de estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, que realiza, de maneira ainda mais automática, a análise térmica bidimensional e tridimensional de elementos estruturais.

**SOARES, E. M. P. (2003)**, apresenta, em sua dissertação de mestrado, um método simplificado de dimensionamento para a verificação de vigas, lajes e pilares em situação de incêndio. Os elementos previamente dimensionados a temperatura ambiente são verificados através dos esforços resistentes em caso de incêndio, reduzindo-se as propriedades mecânicas do aço e concreto propostos pelo EUROCODE 2 (1996) – Parte 1.2. As temperaturas nos elementos foram determinadas mediante análise visual utilizando-se as Isotérmicas de seções transversais de vigas e pilares propostos pelo CEB (1982) e a tabela de variação de temperatura proposta pela ABNT 14323 (1999) para lajes.

**COSTA, C. N. (2002)**, apresenta, em sua dissertação de mestrado, métodos tabulares e simplificados existentes (Hertz e 500°C), como ferramenta de referencia ao meio técnico, embora sem detalhamento apropriado passível de reprodução, expõe significativos critérios para dimensionar e avaliar a segurança de estruturas de concreto armado convencionais em situação de incêndio.

**SILVA, V. P. e FAKURY R. H. (2002)**, em publicação no Fire Safety Journal, definiram os padrões brasileiros para o cálculo de estruturas de aço em situações de incêndio: NBR 14323 (1999) e NBR 14432 (2000), descrevendo as principais normativas vigentes.

**FIGUEIREDO, JÚNIOR, F. P. (2002)**, elabora, em sua dissertação de mestrado, um programa denominado CALTEMI – Cálculo da temperatura em elementos estruturais. A

formulação utilizada, através do Método dos Elementos Finitos, permite a obtenção da distribuição da temperatura em um modelo bidimensional em elementos estruturais metálicos e mistos. Dito programa foi desenvolvido com base no programa CALTEP criado pelo Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia CIMNE-UPC, Barcelona (1997).

**BARNETT, C. R. (2002)**, propõe as curvas paramétricas denominadas por ele como *Curvas BFD*, que são estabelecidas empiricamente mediante uma só equação e representam qualquer incêndio natural tanto na fase de aquecimento quanto na fase de esfriamento. Previamente é preciso determinar a máxima temperatura dos gases, o tempo transcorrido e o fator de forma da estrutura (relação entre o coeficiente de pirólise e o fator de abertura).

**MORAIS, E. M. e MAGALHÃES, C. A. (2002)**, analisaram um pórtico formado por perfis de aço tipo VKT300 submetido ao incêndio padrão ISO 834-1 (1999) com carga morta, sobrecarga, vento e neve. Para esse fim desenvolveram um programa com base no método de elementos finitos para análises termo-mecânicas em regime transiente não linear 3D. Foi verificada a importância de se levar em conta a influência dos esforços térmicos no cálculo da resistência da estrutura.

**FAKURY, R. H. (2001)**, publicou um trabalho no qual se detalha a aplicação da NBR 14323 (1999) utilizando o método simplificado de cálculo para elementos mistos de concreto e aço considerando as propriedades desses materiais em situação de incêndio. Também são tratados tópicos relativos aos métodos avançados de análises estruturais e térmicas para estruturas mistas.

**SILVA, V. P. (2001)**, publicou o livro “estruturas de aço em situação de incêndio” que descreve as características dos incêndios, detalha o cálculo das temperaturas nos elementos estruturais e o método simplificado de dimensionamento. Aborda também os materiais de proteção térmica, o procedimento de verificação das estruturas em situação de incêndio e fornece alguns conceitos sobre estruturas de concreto em situação de incêndio.

**MARTINS, M. M. (2000)**, mostra em sua dissertação de mestrado, as prescrições da NBR 14323 (1999) para o dimensionamento de elementos estruturais de aço sujeito ao fogo, detalhando conceitos relativos às características dos incêndios, ações e segurança, TRRF, tipos de proteção, determinação da temperatura em elementos estruturais e métodos para a obtenção das resistências de cálculo. Martins analisa um edifício comercial em situação de incêndio.

**FAKURY, R. H. (1999)**, publicou um trabalho no qual se detalha a aplicação da NBR 14323 (1999) utilizando o método simplificado de cálculo para estruturas de aço, considerando para tal fim: as propriedades dos materiais em situação de incêndio, a combinação de ações, a proteção das estruturas, a elevação de temperatura e a temperatura crítica. Também são tratados tópicos relativos aos métodos avançados de análises estruturais e térmicos para estruturas mistas.

**ZHAO J. C. e SHEN Z. Y. (1999)**, realizaram um estudo teórico-experimental do comportamento de pórticos de aço sem proteção térmica. Eles observaram que a distribuição de temperatura através dos perfis de aço é significativamente não-uniforme sob condições reais de incêndio e observaram também que a velocidade de aquecimento afeta a resistência ao fogo dos componentes estruturais, quer dizer, que quanto mais rápido é o aquecimento, maior será a temperatura crítica de colapso.

**ABREU, L. M. P. e FAKURY, R. H. (1998)**, estudaram a elevação de temperatura em perfis de aço, desenvolvendo um programa para determinação da temperatura em diversos tipos de perfis.

**GHOJEL, J. I. (1998)**, analisa um modelo de transferência de calor que considera as propriedades radiativas dos produtos da combustão mais relevantes (CO<sub>2</sub>, N<sub>2</sub> e vapor de água) tanto na emissão como na absorção, e um modelo para o cálculo do coeficiente de convecção em incêndios naturais, logrando resultados muito próximos aos obtidos mediante ensaios experimentais para elementos de aço.

**SILVA, V. P. (1997)**, apresenta, em sua tese de doutorado, o estudo do comportamento das estruturas de aço a altas temperaturas. São apresentadas as curvas de temperatura –tempo dos gases e as expressões para a determinação da ação térmica e seu efeito nas peças estruturais. Silva analisa a influencia da ventilação, da carga de incêndio e da geometria da seção transversal sobre a temperatura dos elementos estruturais.

**VILA REAL, P. M. M. e OLIVEIRA, C. A. M. (1997)**, aplicando o método dos elementos finitos fizeram uma análise bidimensional transiente de temperatura em perfis laminados metálicos sujeitos à ação do fogo, gerados a partir da curva de incêndio padrão ISO 834-1 (1999), concluindo no caso dos perfis I, que a maior parte da alma aquece mais rapidamente do que aplicando os procedimentos do EUROCODE 3 – Part 1.2 (1995). No caso de vigas mistas, em comparação com as prescrições do EUROCODE 4 – Part 1.2 (1994) se observou a influencia da laje no arrefecimento da mesa superior do perfil metálico.

**KRUPPA, J. e ZHAO, B. (1995)**, estudaram um perfil IPE 300 com 20 mm de proteção térmica, conectado a uma laje de concreto de 125 mm de espessura, aplicando o método de cálculo do EUROCODE 4 – Part 1.2 (1994) no que tange às vigas mistas. Faz comparações com os resultados obtidos utilizando o programa TASEF-2 que efetua análise térmica bidimensional baseada no método dos elementos finitos.

**MELHADO, S. B. (1989)**, em sua dissertação de mestrado, trata sobre os fundamentos do comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio e indica os critérios de proteção para este tipo de estrutura.

**VILA REAL, P. M. M. (1988)** na sua dissertação de mestrado, apresenta um programa desenvolvido para análise termo-mecânica bidimensional baseado no método dos elementos finitos, com o qual se pode obter o campo de temperaturas em regime estacionário e transitório, para problemas planos e axissimétricos, lineares ou não-lineares.

#### Cronologia das normas de incêndio no Brasil

**1994** O Corpo de Bombeiros de São Paulo frente à carência de norma brasileira para o dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio publicou uma Instrução Técnica outorgando diretrizes para o projeto de estruturas metálicas. Não se incluiu recomendações para edificações em concreto, por haver, na época, uma norma de estruturas de concreto em situação de incêndio (NBR 5627:1980).

**1999** A Comissão de Estudos CE-24:301-06 instalada em 1996 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, após consulta pública, aprovou a NBR 14323:1999 "Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio".

**2000** Se aprova a norma complementar: NBR 14432:2000 "Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações"; sendo válida para quaisquer estruturas, independente do material utilizado (concreto, aço, alvenaria estrutural, madeira, etc.).

**2001** Foi cancelada a NBR 5627:1980 "Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo" e substituída pelo Anexo B do texto de revisão da NBR 6118.

**2004** Aprova-se a NBR 15200:2004 "Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio", baseada no anexo suprimido da versão final da NBR 6118:2003.

Nos passados 10 anos muitos avances tem acontecido no campo da engenharia de segurança contra incêndio, especialmente no desenvolvimento de softwares para a determinação de temperaturas em estruturas de aço, mistas e de concreto armado sujeitas a altas temperaturas. Podem-se citar a VULCAN, SAFIR, SMARTFIRE e DIANA como os softwares comerciais mais representativos que podem ser utilizados especificamente para efetuar simulações de estruturas em situação de incêndio. Outros softwares de propósitos mais gerais estão disponíveis no mercado que também podem ser usados para modelar um sistema estrutura-fogo, tais como ANSYS e ABAQUS. Nesse mesmo grupo encontra-se SUPER TEMPCALC® – Temperature Calculation and Design, desenvolvido pela FSD (Fire Safety Design – Suécia), para análise térmica de seções de elementos estruturais expostas ao calor, por meio do método dos elementos finitos.

Uma das grandes limitações para a utilização destes programas é o custo oneroso, inclusive para empresas não especializadas. Além disso, por tratar-se de programas fechados não é possível acondicionar ou manipular os processos internos de cálculo, reduzindo-se a participação do projetista à entrada de dados.

### **1.3 Escopo do Trabalho**

A dissertação se apresenta didaticamente em 6 capítulos. No capítulo 1, são expostos os objetivos da pesquisa, mostrando a importância de verificar as peças de concreto armado em edificações submetidas a altas temperaturas, seguido de uma sucinta descrição cronológica dos antecedentes em relação aos estudos mais relevantes desenvolvidos na área da engenharia do incêndio.

No capítulo 2, tratam-se os conceitos básicos sobre o fogo e o desenvolvimento de um incêndio num compartimento; também se apresentam algumas curvas de incêndio utilizadas no médio especializado para estimar as temperaturas atingidas pelos fluidos; assim como distribuições de temperatura de seções típicas de concreto (viga, laje e pilar) publicadas na literatura científica. Expõem-se também as equações para o cálculo das propriedades térmicas do aço e concreto em função a temperatura atingida pelo fluido que os envolve. Na ideia de compreender o efeito da elevação da temperatura no aço e concreto, assinalam-se sucintamente as mudanças físicas e químicas mais relevantes que têm incidência na capacidade de resistência mecânica.

No capítulo 3, são expostos os diversos mecanismos de transferência de calor de um incêndio compartimentado, como a condução, convecção e radiação, utilizados para formular o sistema de equações diferenciais no problema de transferência de calor no

domínio do sólido, considerando-se as condições de contorno e todas as não-linearidades envolvidas. A solução do sistema foi implementada aplicando o método de elementos finitos e para a análise transitória foi feita a integração no tempo utilizando-se diferenças finitas.

No capítulo 4, é apresentado o desenvolvimento teórico utilizado para resolver o problema de transferência de calor aplicando o Método dos Elementos Finitos em domínios sólidos considerando todas as não-linearidades envolvidas, referidas às propriedades térmicas dos materiais e as condições de contorno, para efetuar a modelagem bidimensional transiente das temperaturas nas seções de concreto armado.

No capítulo 5 apresentam-se os resultados gráficos (isotérmicas) das simulações térmicas efetuadas nos elementos estruturais: viga, laje e pilar, obtidos a partir da implementação de um programa computacional que calcula a distribuição de temperaturas no interior da seção de concreto para um determinado tempo segundo o indicado na ABNT 14432:2000. Ditas temperaturas permitiram determinar os coeficientes de redução das propriedades mecânicas atuantes do aço e concreto tal como obriga a ABNT 15200:2004. O detalhe do cálculo se mostra através de um exemplo numérico para cada caso. Os valores obtidos dos novos esforços atuantes são comparados com os apresentados por SOAREZ e CASTRO nas suas respectivas dissertações de mestrado.

No capítulo 6, são apresentadas as considerações finais do presente estudo, assim como as sugestões para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

# CAPÍTULO 2

## Noções Básicas

---

### 2.1 Introdução

O estudo do efeito do fogo em elementos estruturais é recente, e formalmente considera-se que começou com o estabelecimento da associação inglesa IAFSS – International Association for Fire Safety Science, em 1987, instituição, com sede em Londres, que continua organizando seminários a cada dois anos em diferentes países para discutir assuntos relativos à ação do fogo na construção.

A ocorrência de um incêndio em uma edificação é considerada um fenômeno extraordinário e eventual, motivo pelo qual a verificação das resistências mecânicas nessa condição ainda não constitui maior preocupação para os projetistas. O objetivo de verificar tais resistências é evitar o colapso prematuro da edificação, daí a importância de sua implementação como um processo iniludível para a formulação de projetos, especialmente quando se trata de edificações com compartimentos.

Sabe-se que a exposição ao fogo de um incêndio produz variações nas propriedades mecânicas e de rigidez no aço e concreto. A norma ABNT 14432:2000 solicita avaliação das resistências para tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos, de acordo com o tipo e utilização da edificação. Num incêndio compartimentado regido pela curva de incêndio-padrão a máxima temperatura alcançada pelos fluidos não supera 1200°C. Assim, no interior do concreto a temperatura vai diminuindo conforme se aproxima do centro da seção transversal; nas

bordas e cantos, onde usualmente se localiza a armadura, podem-se desenvolver temperaturas superiores às críticas tanto para o aço quanto para o concreto, podendo-se produzir incapacidade do elemento estrutural a resistir aos esforços para os quais foram projetados na temperatura ambiente. Este capítulo, portanto, trata desses importantes aspectos que precisam ser considerados no projeto de segurança contra incêndio em edificações compartimentadas.

## 2.2 Fogo

Para entender a definição do fogo é preciso introduzir previamente outro conceito importante: “combustão”. A combustão foi descrita criteriosamente pela ISO 8421-1 como a reação exotérmica de uma substância combustível com um oxidante, usualmente acompanhada por chamas e ou abrasamento e ou emissão de fumaça.

O fogo, segundo a NBR 13860 (1997), é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz. Esta definição sucinta e breve não descreve satisfatoriamente as características que a determinam como um processo auto-sustentável num determinado período de tempo, no qual se produzem também chamas e/ou fumaça.

Até ha uns anos atrás, o fogo era representado inapropriadamente por uma figura geométrica plana chamada *Triângulo de Fogo*, na qual os três elementos que compõem cada lado: combustível, comburente e calor, deviam coexistir ligados para que o fogo se mantenha. Com a descoberta do agente extintor “halo” foi necessário adicionar outro fator, ficando um tetraedro como a figura geométrica espacial de representação do fogo chamado *Tetraedro do Fogo*, onde cada uma das quatro faces representa um elemento do fogo: combustível, comburente, calor e reação em cadeia, tal como se mostra na Figura 2.1.

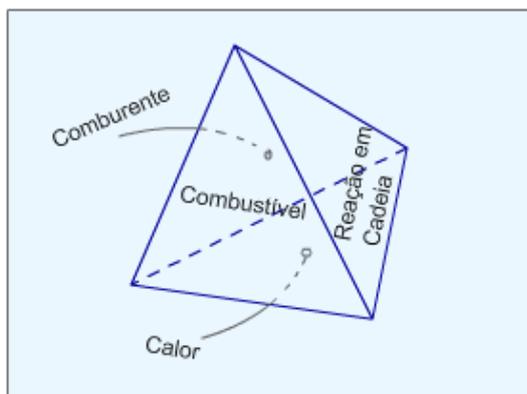


Figura 2.1 – Tetraedro do Fogo

Revisemos então os seguintes conceitos:

**Combustível:** é o material oxidável (sólido, líquido ou gasoso) capaz de reagir com o comburente numa reação de combustão. Exemplos: madeira, papel, gasolina, diesel, magnésio, potássio, etc.

**Comburente:** é o material gasoso que pode reagir com um combustível, produzindo a combustão. O oxigênio é o mais importante comburente por encontrar-se em forma abundante e natural no ar atmosférico.

**Ignição:** é o agente que dá o início ao processo de combustão, introduzindo na mistura combustível/comburente, a energia mínima inicial necessária. Exemplos: chamas, agulhas, centelhas, superfícies aquecidas, etc.

**Reação em cadeia:** é o processo de sustentabilidade da combustão, pela presença de radicais livres, que são formados durante o processo de queima do combustível.

Eliminando-se um desses quatro elementos, terminará a combustão e, portanto, o foco de incêndio. Pode-se afastar ou eliminar a substância que está sendo queimada, embora isto nem sempre seja possível. Pode-se eliminar ou afastar o comburente (oxigênio), por abafamento ou pela sua substituição por outro gás não comburente. Pode-se eliminar o calor, provocando o resfriamento, no ponto em que ocorre a queima ou combustão. Ou pode-se interromper a reação em cadeia.

### 2.3 Incêndio

O incêndio pode ser definido como um processo descontrolado da combustão de um material, que contém basicamente os elementos químicos Carbono, Hidrogênio e Enxofre, provocada por uma fonte de calor ou de ignição na presença do oxigênio (comburente), produzindo uma reação em cadeia (de forma auto-sustentável) pela presença de radicais livres, resultado da queima do combustível.

Numa edificação o incêndio geralmente se origina num compartimento que usualmente estão conectados com outros compartimentos através de portas e janelas que dão acesso ao exterior ou a áreas livres. Este tipo de incêndio é caracterizado por quatro fases claramente definidas: inicial, crescimento ou aquecimento, inflamação generalizada ou flashover, e resfriamento (GEWAIN et al., 2003). Ver Figura 2.2.

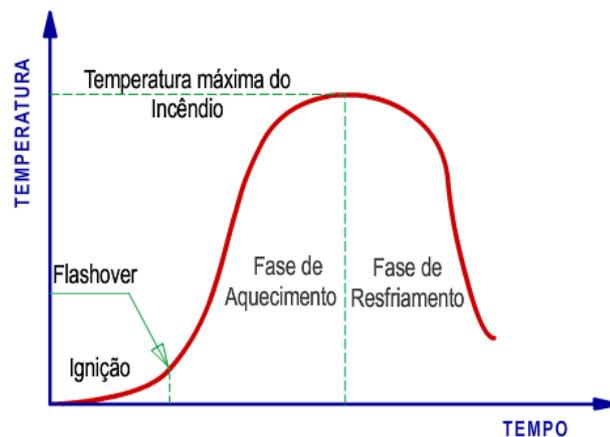


Figura 2.2 – Evolução do incêndio natural num ambiente compartimentado.

A fase inicial começa quando o material combustível entra em contato com a fonte de ignição, dando início à reação química de combustão. Na fase de crescimento o incêndio está restrito inicialmente ao primeiro material ignizado; logo, a sua ação se estende a outros materiais próximos, aumentando o número de focos do incêndio e elevando gradualmente a temperatura do compartimento, onde a fumaça e os gases quentes produtos da combustão vão ocupando a parte superior.

Com o aquecimento dos gases, os vidros das janelas se quebram, permitindo o súbito contacto com o oxigênio do exterior, produzindo-se uma reação em cadeia extremamente acelerada denominada *flashover*, dando início dessa maneira a fase de inflamação generalizada na qual a temperatura e o calor são tão intensos dentro do compartimento que todas as superfícies estarão se queimando, liberando grande quantidade de fumaça e gases quentes. Quando praticamente forem consumidos 70% do material combustível, há o início da fase do resfriamento (Ver Figura 2.3).



O combustível entra em contato com a fonte de ignição.



O fogo estende sua ação nos materiais combustíveis mais próximos.



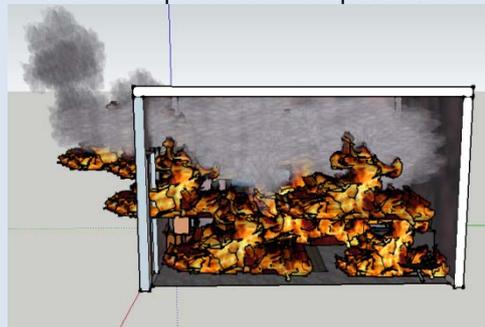
A fumaça se estabelece na parte superior do compartimento.



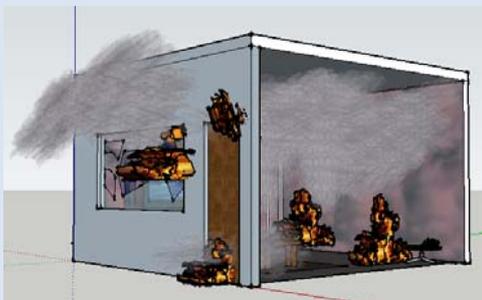
O fogo se espalha elevando ainda mais a temperatura do compartimento



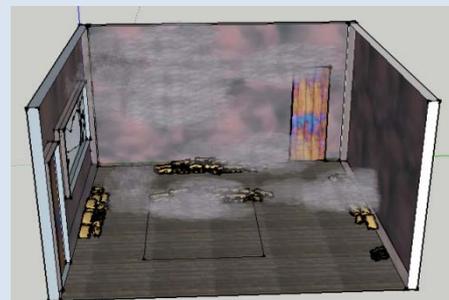
O oxigênio do exterior entra em contato súbito com os gases e chamas quentes produzindo-se *flashover*.



O *flashover* é uma reação em cadeia de combustão extremamente acelerada.



Quando 70% do combustível são consumidos o incêndio entra na fase de esfriamento.



O fogo se extingue com o consumo do material combustível.

Figura 2.3 Desenvolvimento de um incêndio compartimentado

## 2.4 Curva de Incêndio-Padrão

A curva que fornece a temperatura dos gases ( $\theta_g$ ) num determinado período de tempo ( $t$ ), está regida pela equação apresentada a seguir, que foi adotada pela NBR 14432 (2000) da ISO 834-1 (1999). A partir dessa curva, chamada curva-padrão de temperatura, que se mostra na Figura 2.4, é possível obter a temperatura de cálculo atingida pelos gases do compartimento, que por sua vez, permitirá determinar a distribuição de temperaturas no interior das seções transversais dos elementos estruturais de concreto armado; e portanto, estabelecer as resistências mecânicas em situação de incêndio.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

onde:

$\theta_g$  : temperatura dos gases no tempo  $t$  (em °C);

$\theta_0$  : temperatura ambiente, usualmente adotada 20°C; e

$t$  : tempo decorrido desde a ignição (em minutos).

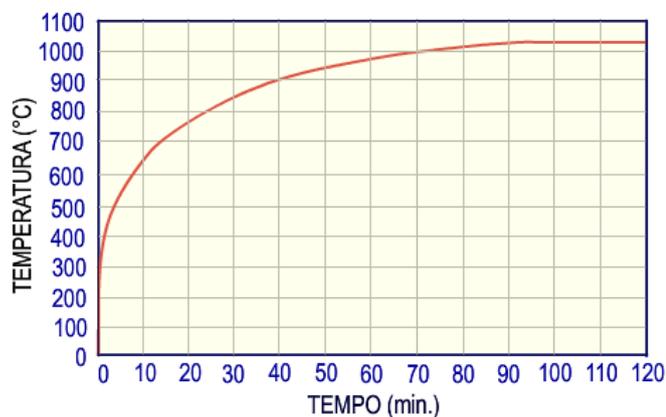


Figura 2.4 – Curva Temperatura x. Tempo do incêndio-padrão.

Outras curvas similares foram prescritas no EUROCODE 1 – Part 2.2 (1995) baseadas em condições e características particulares do incêndio, tais como do Incêndio Externo, Incêndio de matérias Hidrocarbonetos e do Incêndio Parametrizado (Figura 2.5).

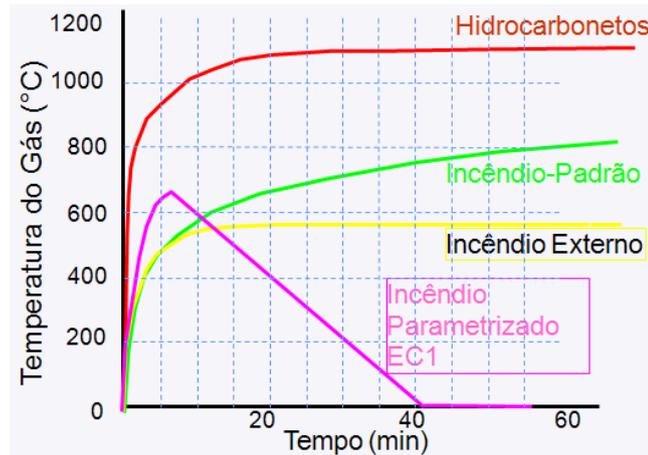


Figura 2.5 – Curvas de incêndio EUROCODE 1 – Part 2.2 (1995).

De igual maneira, pode-se citar outras curvas parametrizadas denominadas BFD, resultado de experiências empíricas propostas por BARNETT (2002), que usa três condições para descrever qualquer curva de incêndio natural: a máxima temperatura dos gases, o tempo em que essa temperatura ocorre e uma constante de forma para a curva. Na Figura 2.6 podemos observar algumas curvas de incêndio obtidas ajustando a proposta de Barnett com testes realizados em laboratório.

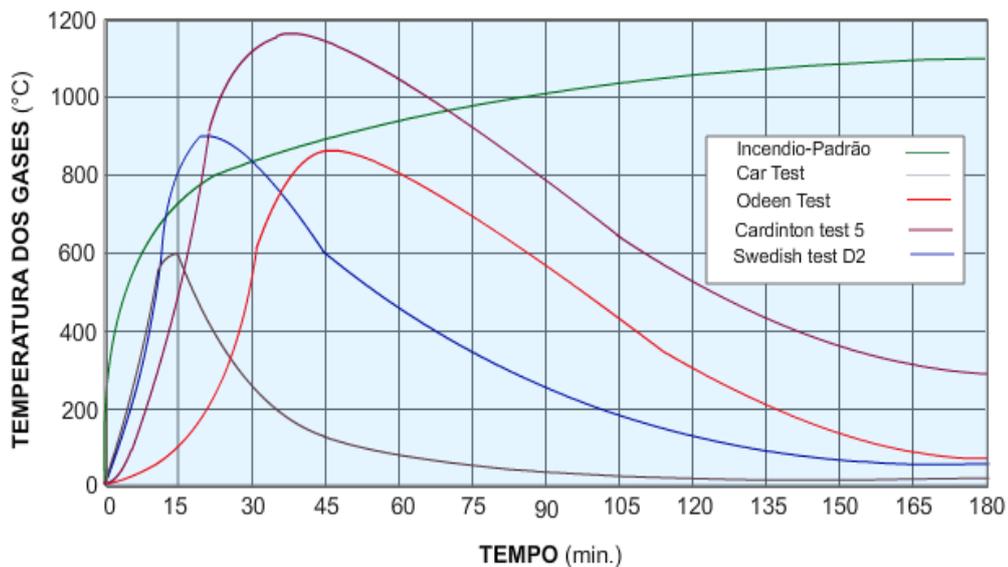


Figura 2.6 – Comparação entre curva-padrão e curvas paramétricas.

## 2.5 Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)

Dado que se torna complicado exigir que as edificações possuam segurança às altas temperaturas provenientes de um incêndio real, por ser este um fenômeno tão aleatório e imprevisível, é usual em códigos e normas nacionais e internacionais exigir-se que as

mesmas ofereçam segurança para um determinado tempo associado a uma curva em particular.

Em nosso caso, esse tempo, chamado *Tempo Requerido de Resistência ao Fogo* (TRRF), é definido pela NBR 14432:2000 como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento que compõe a construção, quando este é submetido à curva de incêndio-padrão. O valor do TRRF pode ser 30, 60, 90 ou 120 minutos dependendo das características peculiares de cada construção, como sua finalidade, área, número de pavimentos, características do subsolo, dentre outras. A Tabela 2.1 apresenta o TRRF para alguns tipos de edificações. É importante ressaltar que um elemento estrutural que possui resistência ao fogo é aquele que possui a propriedade de resistir à ação do fogo por um determinado espaço de tempo, mantendo sua segurança estrutural, isolamento térmico e estanqueidade, onde aplicável (FERREIRA et al.).

Tabela 2.1 - TRRF (min.) para alguns tipos de edificações (NBR 14432:2000)

OCUPAÇÃO/USO	ALTURA DA EDIFICAÇÃO				
	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h>30m
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60	60	90	120
Supermercado	60	60	60	90	120
Escritório	30	60	60	90	120
Shopping	60	60	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Hospital	30	60	60	90	120

Edifícios que possuem baixo risco de vida podem dispensar a verificação de segurança estrutural. Um resumo das exigências assinaladas na ABNT 14432:2000 é apresentado na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Algumas edificações isentas de verificação de resistência ao fogo. (NBR 14432:2000)

ÁREA	USO	CARGA DE INCÊNDIO ESPECÍFICA	ALTURA	MEIOS DE PROTEÇÃO
≤750 m <sup>2</sup>	Qualquer	Qualquer	Qualquer	---
≤1500 m <sup>2</sup>	Qualquer	≤1000 MJ/m <sup>2</sup>	≤ 2 pavimentos	---
Qualquer	Centros esportivos Terminais de pass.	Qualquer	≤ 23 m.	---
Qualquer	Garagens abertas	Qualquer	≤ 30 m.	---
Qualquer	Depósitos	Baixa	≤ 30 m.	---
Qualquer	Qualquer	≤500 MJ/m <sup>2</sup>	Térrea	---
Qualquer	Industrial	≤1200 MJ/m <sup>2</sup>	Térrea	---
Qualquer	Depósitos	≤2000 MJ/m <sup>2</sup>	Térrea	---
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea	Chuveiros automáticos
≤1500 m <sup>2</sup>	Qualquer	Qualquer	Térrea	Fachadas de aproximação

## 2.6 Propriedades térmicas dos materiais

O aço e o concreto são os materiais cujas propriedades térmicas têm influência direta no comportamento estrutural do elemento de concreto armado na ocorrência de um incêndio NBR 14323 (2003).

### 2.6.1 Propriedades térmicas do aço estrutural

#### a) Massa Específica ( $\rho_a$ )

A massa específica é a razão entre o peso e o volume que ocupa um material. No caso do aço pode ser considerada constante em qualquer temperatura e igual a:

$$\rho_a = 7850 \frac{kg}{m^3} \quad (2.2)$$

#### b) Calor Específico ( $c_a$ )

O calor específico é uma grandeza física que define a variação térmica de uma substância. Em termos práticos é a quantidade de calor que resulta necessário fornecer à unidade de massa de uma substância para elevar a sua temperatura de um grau. No caso do aço pode ser considerado constante em qualquer temperatura e igual a:

$$c_a = 600 \frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \quad (2.3)$$

ou, determinado de forma mais precisa em função da temperatura do aço ( $\theta_a$  em  $^\circ C$ ), tal como se mostra na Figura 2.7:

$$20^\circ \leq \theta_a < 600^\circ \quad c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (2.4)$$

$$600^\circ \leq \theta_a < 735^\circ \quad c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (2.5)$$

$$735^\circ \leq \theta_a < 900^\circ \quad c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (2.6)$$

$$900^\circ \leq \theta_a < 1200^\circ \quad c_a = 650 \frac{J}{kg \text{ } ^\circ C} \quad (2.7)$$

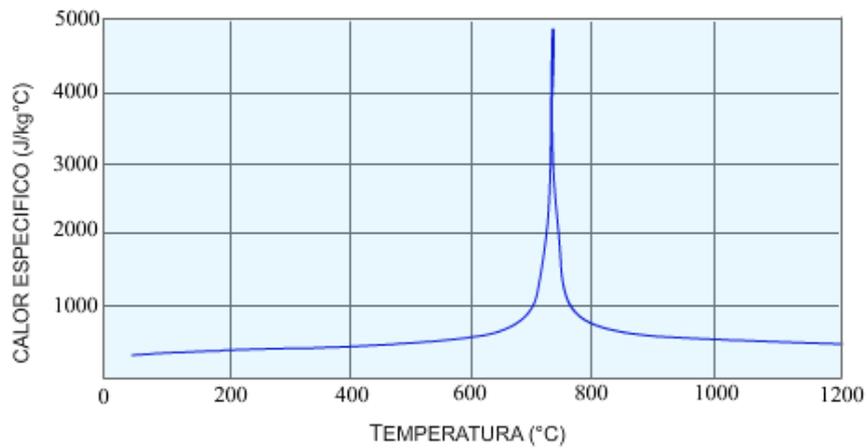


Figura 2.7 – Calor específico do aço

**c) Condutividade Térmica ( $\lambda_a$ )**

A condutividade térmica é um parâmetro que indica a velocidade com que o calor é conduzido no interior de um material. A condutividade térmica do aço pode ser considerada constante em qualquer temperatura e igual a:

$$\lambda_a = 45 \frac{W}{m \cdot ^\circ C} \quad (2.8)$$

ou, determinado de forma mais precisa em função da temperatura do aço ( $\theta_a$  em  $^\circ C$ ), tal como se mostra na Figura 2.8:

$$20^\circ \leq \theta_a < 800^\circ \quad \lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (2.9)$$

$$800^\circ \leq \theta_a < 1200^\circ \quad \lambda_a = 27,3 \quad (2.10)$$

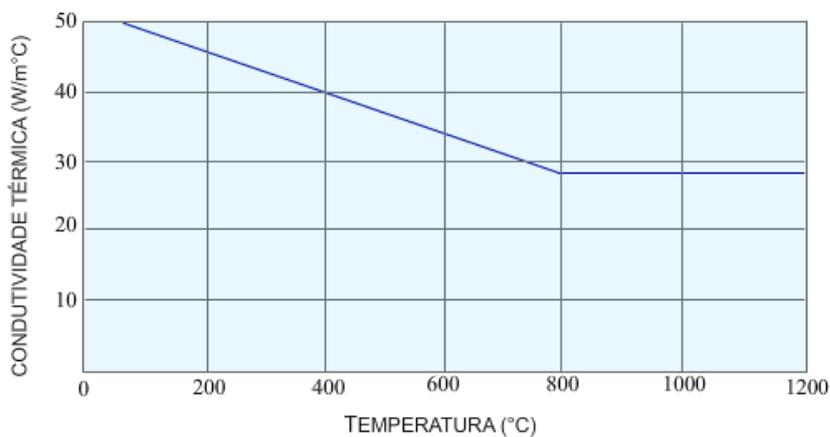


Figura 2.8 – Condutividade térmica do aço

## 2.6.2 Propriedades térmicas do concreto de densidade normal

### a) Massa Específica ( $\rho_c$ )

A massa específica do concreto pode ser considerada constante em qualquer temperatura e igual a:

$$\rho_c = 2400 \frac{kg}{m^3} \quad (2.11)$$

### b) Calor Específico ( $c_c$ )

O calor específico do concreto pode ser considerado constante em qualquer temperatura e igual a:

$$c_c = 1000 \frac{J}{Kg \text{ } ^\circ C} \quad (2.12)$$

ou, determinado de forma mais precisa em função da temperatura do concreto ( $\theta_c$  em  $^\circ C$ ), tal como se mostra na Figura 2.9:

$$20^\circ \leq \theta_c < 1200^\circ \quad c_c = 900 + 80 \frac{\theta_c}{120} - 4 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (2.13)$$

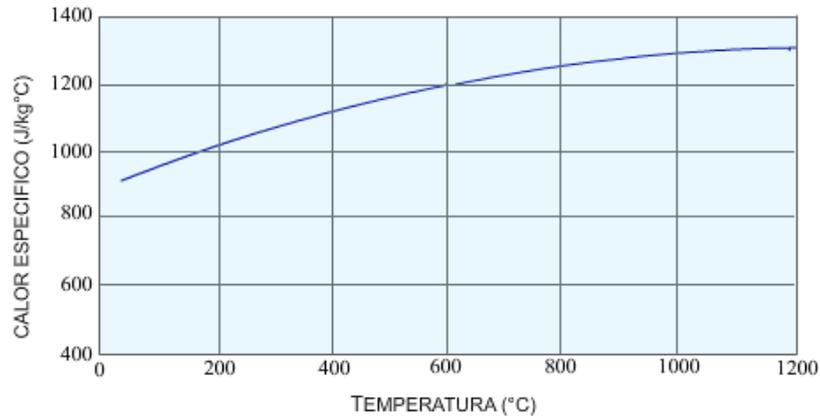


Figura 2.9 – Calor específico do concreto

### c) Condutividade Térmica ( $\lambda_c$ )

A condutividade térmica do concreto pode ser considerada constante em qualquer temperatura e igual a:

$$\lambda_c = 1,6 \frac{W}{m \text{ } ^\circ C} \quad (2.14)$$

ou, determinado de forma mais precisa em função da temperatura do concreto ( $\theta_c$  em  $^\circ C$ ), tal como se mostra na Figura 2.10:

$$20^{\circ} \leq \theta_c < 1200^{\circ} \quad \lambda_c = 2 - 0,24 \frac{\theta_c}{120} + 0,012 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (2.15)$$

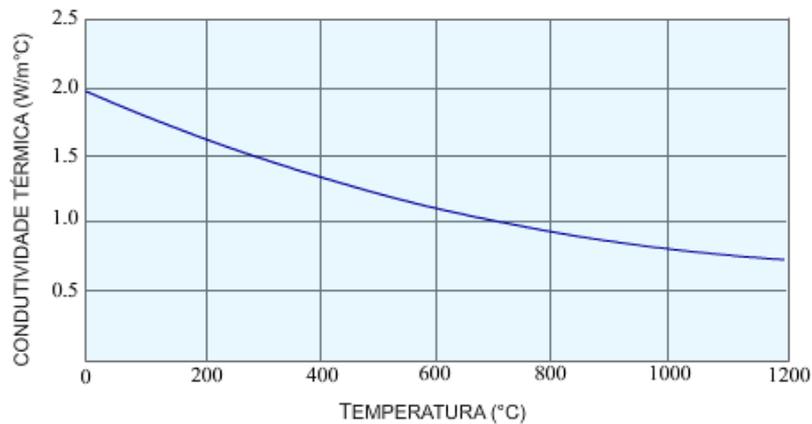


Figura 2.10 – Condutividade térmica do concreto

## 2.7 Resistência ao fogo de elementos estruturais de concreto armado

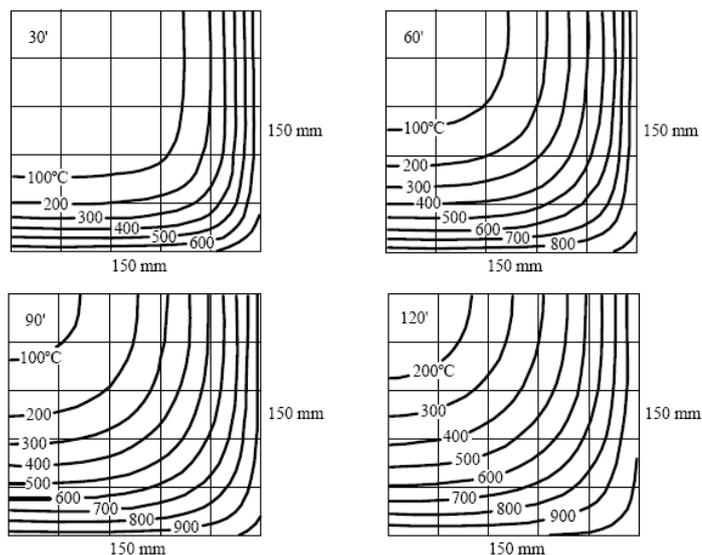
A distribuição de temperaturas no interior das seções de concreto não é uniforme, portanto, difícil de ser equacionada. Em seções quadrangulares típicas de colunas e vigas, pode-se observar que as altas temperaturas se concentram nas bordas expostas diretamente ao fogo, especialmente nos cantos, decrescendo na direção do centro do elemento, onde a temperatura não é nociva e se mantém praticamente estável em torno a 100 °C, para tempos de 30 e 120 min. inclusive. Tal característica se deve ao concreto por possuir baixa condutividade térmica. Outros fenômenos que influenciam a temperatura da seção é a ocorrência de processos de transferência de massa pela migração do vapor de água durante o aquecimento FAKURY (2001).

Na literatura especializada é possível encontrar publicações gráficas de distribuições de temperatura (Isotérmicas) de seções típicas de concreto, obtidas fundamentalmente através de ensaios experimentais em elementos submetidos ao fogo controlado, algumas citamos a seguir:

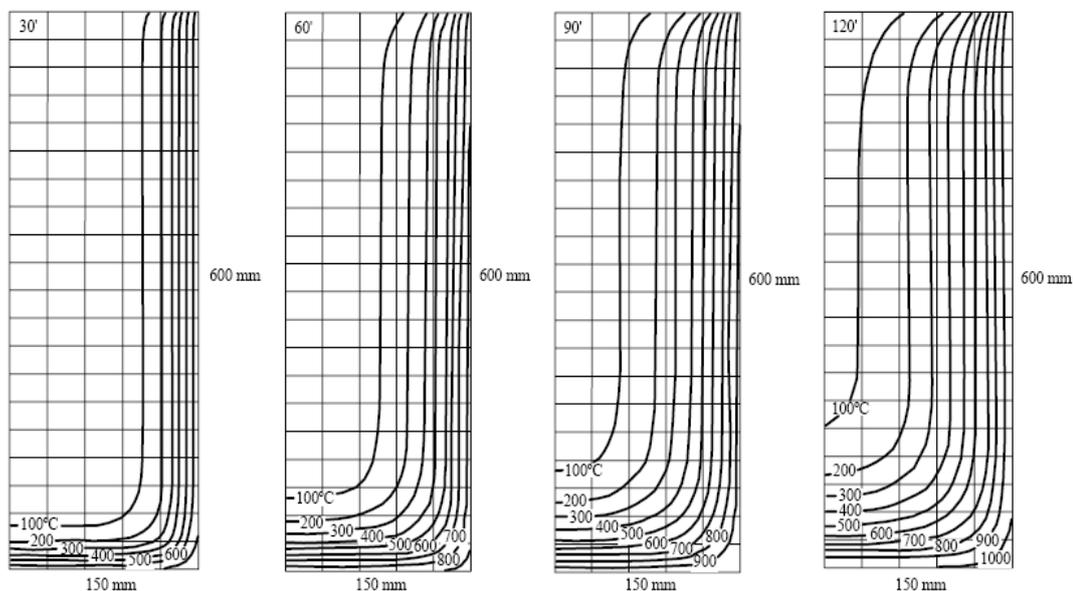
ECCS MODEL CODE ON FIRE ENGINEERING (2001) – European Convention for Constructional Steelwork- Fornece isotérmicas para tempos de exposição ao fogo de 30, 60, 90 e 120 min. de seções transversais de pilares retangulares (14x14 cm<sup>2</sup>, 26x26 cm<sup>2</sup> e 40x40 cm<sup>2</sup>), vigas (26x14 cm<sup>2</sup>, 40x26 cm<sup>2</sup>) entre outras.

CEB-FIP MODEL CODE (1982) - Commite Euro Internacional Du Beton - Fédération Internationale de la Précontrainte- Apresenta isotérmicas para tempos de exposição ao fogo de 30, 60, 90 e 120 min. da seção de um pilar quadrado (30x30 cm<sup>2</sup>) exposto ao incêndio

nas suas 4 faces (Figura 2.11), e uma viga (30x60 cm<sup>2</sup>) exposta ao fogo nas faces inferior e laterais (Figura 2.12).



Figuras 2.11 – Isotérmicas de um pilar de concreto de 30x30 cm<sup>2</sup> para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min (CEB)



Figuras 2.12 – Isotérmicas de uma viga de concreto de 30x60 cm<sup>2</sup> para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min (CEB)

EUROCODE 2 – Part 1.2 (1996) publica as isotérmicas para vigas (8x15 cm<sup>2</sup>, 16x23 cm<sup>2</sup>, 30x60 cm<sup>2</sup>) submetidas a tempos de exposição ao fogo de 30, 60, 90 e 120 min nas faces

inferior e laterais (Figura 2.13), e as curvas de elevação de temperatura de lajes maciças de concreto com espessuras de 20 e 60 cm, expostas na parte inferior ao fogo para os tempos 30, 60, 90, 120, 180 e 240 min. (Figura 2.14 e 2.15)

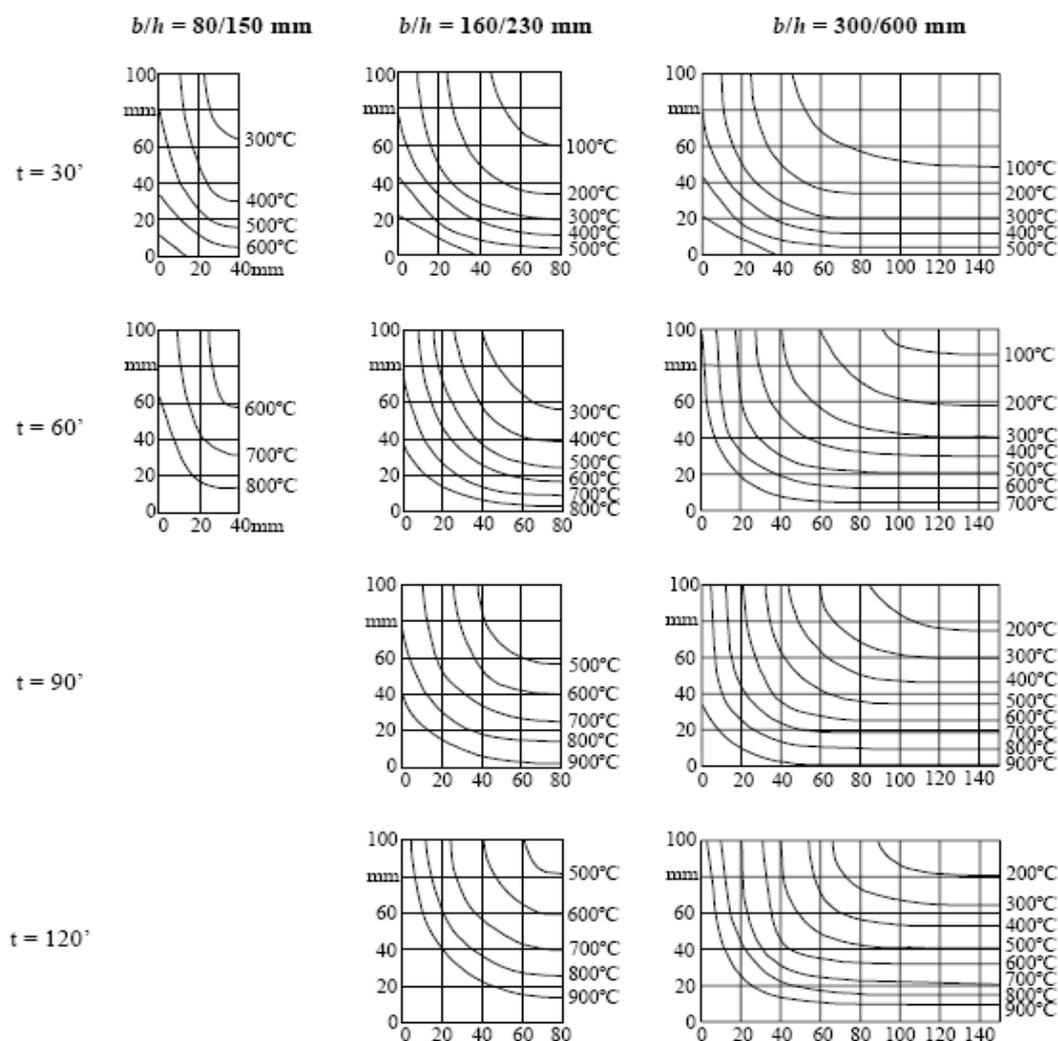
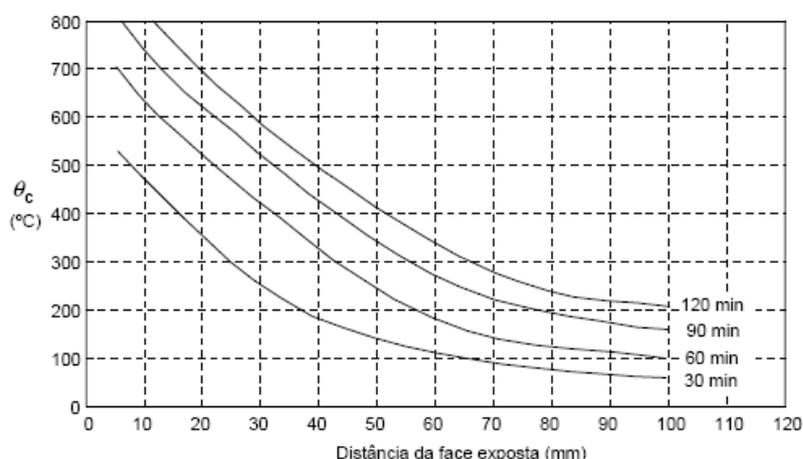
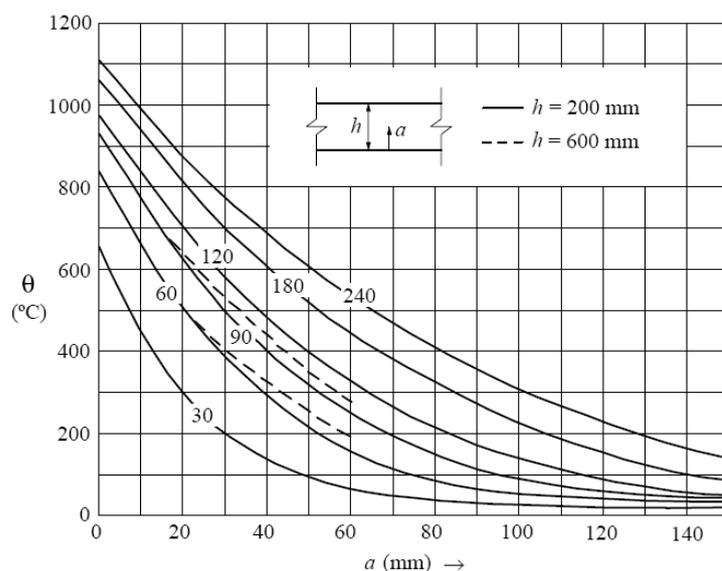


Figura 2.13 – Isotérmicas de uma viga de concreto de 30x60 cm<sup>2</sup> para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min EUROCODE 2 (1996)



Figuras 2.14 – Elevação de temperatura de lajes maciças para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min. EUROCODE 2 (1996)



Figuras 2.15 – Isotérmicas (ISE) de uma laje maciça de 10 cm. para TRRF de 30, 60, 90 e 120 min EUROCODE 2 (1996)

## 2.8 Performance do concreto submetido à ação do fogo

Existem duas componentes chaves que se deve ter em conta para obter uma performance adequada do concreto a elevadas temperaturas. Primeiro são as propriedades térmicas dos materiais componentes, e segundo a funcionalidade da estrutura. O concreto é não-combustível (não se queima) e possui baixa taxa de incremento de temperatura na seção transversal (atua como um escudo de fogo), o que significa que muitas das estruturas de concreto podem ser usadas prescindindo de proteção adicional. Em essência, não há outro material tão abrangente como o concreto que ofereça natural segurança ao fogo.

Precisamente porque o concreto não é combustível, não emite fumaça ou gases quando exposto ao fogo, inclusive não desprende partículas que causem ignição como os plásticos

e metais. Quando o concreto é exposto a altas temperaturas, múltiplas transformações físicas e químicas ocorrem. Na Tabela 2.3 citam-se alguns comentários sobre as mudanças físicas que ocorrem com o aumento da temperatura no concreto e no aço.

Tabela 2.3 Concreto exposto ao fogo (KHOURY, 2000)

<i>TEMPERATURA (°C)</i>	<i>EFEITO</i>
1000	
900	Em um incêndio a temperatura do ar raramente excede este nível, embora a temperatura das chamas possa superar os 1200°C.
700	(temperatura crítica do aço 735°C )
600	Acima desta temperatura, o concreto não funciona em toda sua capacidade estrutural.
550-600	Materiais com base-cimento fluem consideravelmente e experimentam perda de sua capacidade de carga. Fissuramento da matriz cimentícia. (o aço estrutural acima dos 550°C perde 40% da sua resistência mecânica).
400	Acima desta temperatura a resistência a compressão do concreto começa a diminuir drasticamente
300	O concreto próximo à superfície exposta ao fogo (poucos centímetros) começa a perder sua resistência.
250-420	Algumas áreas localizadas da superfície de concreto se desprendem (spalling).

## 2.9 Spalling

O Spalling pode ser descrito como o desprendimento de capas e/ou peças da superfície de um elemento estrutural quando este é submetido a elevados e rápidos incrementos de temperatura como as de um incêndio CIRIA (1984).

Existem três tipos de Spalling no concreto:

- a) **Spalling superficial:** o agregado da superfície do concreto é afetado, manifestando-se em desprendimentos progressivos de fragmentos de concreto com mais de 2 cm de diâmetro;
- b) **Sloughing:** ocorre nos últimos estágios do incêndio e afeta principalmente o concreto das esquinas das paredes onde o calor atinge em dois planos. É manifestada por desprendimentos progressivos de camadas;
- c) **Spalling Explosivo:** é a forma mais perigosa de Spalling, onde a perda de material é violenta e instantânea com um efeito explosivo, que dizer, com grande liberação de energia.

As teorias científicas geralmente concordam que o acelerado incremento de calor do concreto seja a principal causa da ocorrência do Spalling, mais do que o tempo de exposição ao fogo. Similarmente, existe consenso que o concreto elaborado com agregado de origem silicoso é mais vulnerável a este tipo de fenômeno.

As possíveis causas do Spalling podem resumir-se em:

- a) Alta densidade: impede a liberação da pressão de vapor de água aumentando a pressão interna ainda mais (AITCIN 2000);
- b) Taxa de aquecimento: taxas de aquecimento maiores produzem gradientes térmicas maiores pela baixa condutividade do concreto. Essas diferenças de temperatura geram tensões térmicas de grande magnitude;
- c) Posicionamento das peças de concreto: dependendo da posição dos elementos estruturais onde apenas uma, duas ou três de suas faces serão aquecidas diretamente por o fogo; significando a surgimento de gradientes térmicos assimétricos tanto ao longo da seção transversal como do comprimento da peça;
- d) Elementos estruturais esbeltos: com o uso de concretos de alta resistência as peças de estruturais perderam massa e volume de concreto alterando o fator de massividade. Nessas condições o calor se propaga mais rápido para o interior das peças com a conseguinte perda de resistência e rigidez;
- e) Alta concentração de armadura: o tipo e a forma de disposição da armadura dentro do concreto influenciam a ocorrência do Spalling. As tensões térmicas internas geradas pela movimentação térmica diferencial entre o concreto e o aço são acrescentadas quando este último é constituído por barras de grande diâmetro. Quando barras de diâmetro menor são utilizadas como armadura principal ( $\Phi \leq 16$  mm invés de  $\Phi \leq 25$  mm, por exemplo), o Spalling em pilares são raramente observados (FRANSSEN 2000);
- f) Carregamentos nos elementos comprimidos: segundo demonstram alguns ensaios, o Spalling parece ser crítico nas áreas em que a seção transversal de concreto está sujeita a esforços de compressão, tais como em pilares e regiões de momentos negativos em lajes e vigas (PURKISS 1996);
- g) Restrições de dilatação térmica: tensões adicionais de compressão aparecem nos elementos estruturais hiperestáticos, devido às restrições e às dilatações térmicas;
- h) Pressão de vapor: o calor absorvido pelo concreto propicia a evaporação da umidade livre presente na pasta de cimento. A transferência de ar e água (líquida e vapor) produz o desenvolvimento de elevados gradientes de pressão, pois quando a velocidade de evaporação de água é maior que velocidade de liberação do vapor, as pressões nos poros aumentam sobremaneira (TENCHEV & PURKIS 2001).
- i) Transformações mineralógicas dos agregados: os concretos elaborados com agregados silicosos apresentam pipocamentos e lascamentos acima dos 500°C, em virtude do estilhaçamento dos agregados (LIN et al. 1996). A causa principal deste fenômeno é o aumento do volume dos agregados dentro da massa do concreto,

quando estes sofrem alterações na sua estrutura cristalina. A composição mineralógica dos agregados governa a dilatação térmica diferencial entre a pasta e os agregados e, conseqüentemente, a resistência última da zona de transição (METHA & MONTEIRO 1994).

- j) Tensões térmicas: As tensões térmicas surgem no interior do concreto como consequência da aparição dos gradientes de temperatura e da dilatação térmica. Os gradientes de dilatação térmica são decorrentes das varias transformações nas diversas fases da matriz de concreto, as quais provocam deformações diferenciais na microestrutura do concreto; em quanto os agregados se dilatam com o aumento da temperatura, a pasta de cimento se contrai pela perda de água livre e desidratação. Como resultado, aparecem tensões térmicas perpendiculares à superfície de concreto sujeita ao fogo (KALIFA et al. 2000). Tensões térmicas microscópicas induzem à formação de fissuras microscópicas que afetam as propriedades mecânicas do concreto endurecido. Ditas tensões são influenciadas pelas propriedades físicas dos materiais componentes do concreto e, por isso, a formação das tensões e o desenvolvimento das micro-fissuras são diferentes, para diferentes combinações entre agregados miúdos e graúdos (MINAMI et al. 1987).

## **2.10 Análise micro estrutural do concreto a elevadas temperaturas**

Quando sujeito a calor, o concreto responde não só com mudanças instantâneas físicas, como a expansão, mas também ocorrem diversas mudanças químicas. Essas mudanças são especialmente complexas pela não uniformidade do material. O concreto é constituído por cimento e agregados, que reagem ao aquecimento em diferentes formas.

Portanto, há um sem número de transformações físicas e químicas que ocorrem na pasta de cimento submetido ao calor. Muitas delas são reversíveis na fase de esfriamento, mas outras são irreversíveis e podem debilitar significativamente a estrutura de concreto depois do incêndio. A seguir apresentam-se algumas das alterações importantes sofridas pelo concreto, referentes à pasta de cimento e aos agregados, produto do efeito da elevação de temperatura.

- ✓ A temperatura ambiente (20°C) a pasta de cimento Portland é formada fundamentalmente por silicato de cálcio hidratado, hidróxido de cálcio e sulfoaluminato de cálcio hidratado, possuindo em sua composição grande quantidade de água livre e capilar, além de água absorvida. Quando exposta ao fogo, a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida, sendo necessário um considerável calor de vaporização para a conversão de água em vapor (MEHT & MONTEIRO 1994);

- ✓ A 100°C a água, livre e capilar, da pasta de cimento começa a evaporar, originando pressões no concreto. O gel C-S-H (complexo de silicato de cálcio hidratado), sofre um processo de desidratação durante o aquecimento. A quantidade de portlandita decresce;
- ✓ Entre 200°C e 300°C ocorre a evaporação total da água capilar, ainda sem alterações na estrutura do cimento hidratado;
- ✓ Nos 400°C o gel C-S-H termina o processo de desidratação. Nesse período ocorre a formação de silicatos anidros e CaO. Isso resulta em um considerável decréscimo na resistência observando-se o aparecimento de fissuras superficiais (CANOVAS, 1998). A resistência a compressão cai ligeiramente no início, em seguida, sobe um pouco, podendo ser considerado constante. Quando a temperatura supera os 400°C, a resistência a compressão começa a diminuir drasticamente;
- ✓ Nos 530°C, a portlandita se descompõe e transforma em óxido de cálcio (CaO). Durante o processo de resfriamento, este óxido pode se re-hidratar, formando novamente a portlandita, o que causa expansões que acabam contribuindo para o aparecimento de fissuras no concreto. A portlandita assim formada apresenta um arranjo cristalino menos estável e sofre processo de decomposição a temperaturas mais baixas que a original (ALONSO et al., 2003);
- ✓ Aos 573°C ocorre a transformação do quartzo dos agregados da forma  $\alpha$  para  $\beta$ . Os agregados ocupam de 60 a 80 % do volume do concreto; portanto, a variação em suas propriedades pelo aquecimento influencia significativamente as características do concreto. Os agregados possuem diferentes coeficientes de dilatação térmica, significando que expansões internas produzidas sejam de diferente magnitude, causando o fissuramento da matriz cimentícia (CANOVAS, 1998);
- ✓ Aos 600°C o concreto alcança a sua temperatura crítica, acima dela sua resistência à compressão cai drasticamente. Cabe indicar que, devido à baixa condutividade térmica do concreto, o calor não chega a penetrar profundamente o interior da peça estrutural, atingindo só alguns centímetros da superfície exposta ao fogo. (FLETCHER, 2008). Assim, o concreto concebido como um todo retém muito de sua resistência mecânica; a armadura, que usualmente se situa a 2 ou 3 cm da face do elemento estrutural, fica exposta inexoravelmente a temperaturas extremas provocando sua fluência, deixando em sério risco a estabilidade da estrutura;
- ✓ Aos 700°C embora as rochas carbonáticas permaneçam ainda estáveis, o  $\text{CaCO}_3$  começa a se transformar em CaO e liberar  $\text{CO}_2$ . A aderência entre a pasta de cimento e o agregado gráudo também pode ser seriamente alterada (LIMA, 2004).

# CAPÍTULO 3

## Aplicação do Método dos Elementos Finitos na Transferência de Calor

---

### 3.1 Generalidades

A transferência de calor pode ser definida como a transmissão de energia térmica de uma região quente para outra mais fria, na procura natural de alcançar o equilíbrio térmico entre ambas regiões. A clássica transferência de energia térmica acontece unicamente através de mecanismos de condução, convecção e radiação ou uma combinação destes. Transferências de energia térmica associada com o transporte de calor, como ocorrem com o vapor que leva o calor de ebulição, pode ser tratada fundamentalmente como uma variação da transferência de calor por convecção. Em cada caso, a força motriz para a transferência de calor é a diferença de temperatura.

### 3.2 Condução

A condução é um processo de transferência de energia térmica de uma região de maior temperatura para outra mais baixa, sem transferência de massa. Esta ação ocorre predominantemente nos corpos sólidos.

O fluxo de calor por condução sucede via as colisões entre átomos e moléculas de uma substância com a subsequente transferência de energia cinética. Os átomos da região mais quente são mais rápidos por possuir maior velocidade cinética. Quando estes átomos colidem com os átomos das regiões mais frias, que são mais lentos, ocorre uma

transferência parcial de energia cinética. Esta transferência de energia do lado quente para o lado frio é chamada de fluxo de calor por condução.

Nos sólidos, o calor é conduzido pela migração dos elétrons livres e a vibração do retículo cristalino. Nos sólidos metálicos, como os elétrons livres transportam carga elétrica, podem também transportar energia de uma região de alta temperatura para uma região de baixa temperatura, como no caso dos gases. É por isso que bons condutores elétricos também são bons condutores térmicos. Nos sólidos não-metálicos como quase não há migração de elétrons livres a condução se dá, principalmente, pela vibração do arranjo reticular (KREITH & BOHN, 2003).

Em 1811, o matemático e físico francês Jean Baptiste Joseph, mais conhecido por barão de Fourier, publicou a teoria de propagação do calor, na qual introduziu suas famosas séries trigonométricas, constituindo-se assim a famosa lei empírica de Fourier, que descreve a teoria da condutibilidade calorífica em regimes de temperaturas estacionárias e variáveis, aplicável a diversos elementos tipo: parede, barra, esfera, entre outros.

A lei fundamental de Fourier estabelece que a quantidade de calor que atravessa uma área  $A$ , normal à direção do fluxo calorífico, na unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmica, ou seja:

$$\vec{q} = -\lambda A \nabla \theta \quad (3.1)$$

em que:

- $\vec{q}$  : Campo vetorial de densidade de fluxo de potência de calor que atravessa a área  $A$  na direção normal [ $\text{W}/\text{m}^2$ ];
- $\lambda$  : Tensor de coeficientes de difusão de calor. É uma constante de proporcionalidade, denominada *condutibilidade* ou *condutividade térmica do material* [ $\text{W}/\text{m}^\circ\text{C}$ ]. Este parâmetro depende da composição química, estado físico, textura e temperatura do material, por isso pode apresentar valores muito afastados;
- $A$  : Área da seção transversal através da qual o calor flui por condução, medida perpendicularmente à direção do fluxo;
- $\nabla \theta$  : Gradiente de temperatura da seção, isto é, razão de variação do campo escalar de temperatura  $\theta$ , com a distância na direção normal ao fluxo de calor. O sinal negativo na expressão (3.1) estabelece convencionalmente que o fluxo de calor ocorre em sentido contrário ao gradiente de temperatura.

Para se determinar as equações básicas que governam a condução de calor na seção transversal do elemento estrutural de concreto armado em estudo, considerou-se um elemento infinitesimal em um domínio  $\Omega$ , conforme a Figura 3.1 para o caso tridimensional e Figura 3.2 para o caso bidimensional. Foram feitas as idealizações pertinentes relativas às propriedades dos materiais como independentes, considerando a hipótese de isotropia, meio contínuo, e homogeneidade térmica. A condutividade térmica e calor específico foram tomados variáveis dependentes da temperatura.

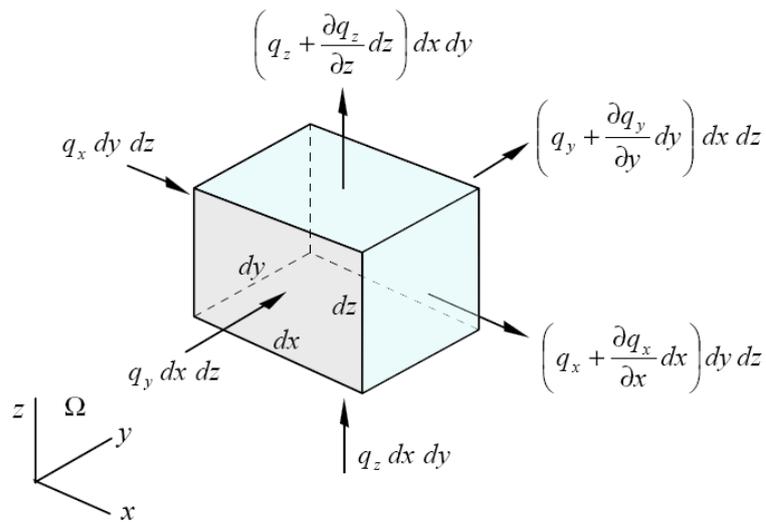


Figura 3.1- Fluxo de calor em um elemento infinitesimal tridimensional

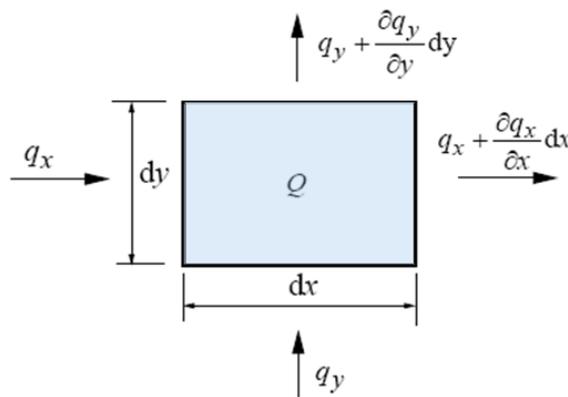


Figura 3.2-Fluxo de calor em um elemento infinitesimal bidimensional

Aplicando-se a primeira lei da termodinâmica, Lei da Conservação de Energia, no elemento infinitesimal tridimensional mostrado se pode estabelecer:



Figura 3.3-Equação de difusão de calor

Seja  $q_x$ ,  $q_y$  e  $q_z$  o calor que flui na direção dos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$  por unidade de comprimento na unidade de tempo, então se pode definir:

Calor que sai: 
$$dxdy\left(q_z + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) + dxdz\left(q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y}\right) + dydz\left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x}\right) \quad (3.2)$$

Calor gerado Internamente: 
$$Qdxdydz \quad (3.3)$$

Calor que entra: 
$$dxdy(q_z) + dxdz(q_y) + dydz(q_x) \quad (3.4)$$

Varição energia: 
$$\rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} dxdydz \quad (3.5)$$

em que:

- $Q$  : calor gerado no interior do elemento por unidade de volume e por unidade de tempo;
- $c$  : calor específico do material;
- $\rho$  : densidade do material;
- $Q(x, y, z, t)$  : distribuição de temperatura;

Substituindo-se os termos (3.2) ao (3.5) na equação da conservação de energia e efetuando-se as simplificações pertinentes resulta a seguinte igualdade:

$$dxdydz\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) = dxdydz\left(Q - \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t}\right) \quad (3.6)$$

que fornece:

$$\left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) - Q + \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (3.7)$$

Aplicando-se a Lei de Fourier, obtemos a *Equação Diferencial de Condução de Calor*:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_x \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_y \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda_z \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - Q + \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (3.8)$$

Considerando as condições de homogeneidade térmica e isotropia, se tem que a condutividade térmica  $\lambda$  é constante, em qualquer ponto e direção do material:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + \frac{Q}{\lambda} - \frac{\rho c}{\lambda} \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (3.9)$$

simplificadamente:

$$\nabla^2 \theta + \frac{Q}{\lambda} - \frac{\rho c}{\lambda} \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (3.10)$$

sendo:

$$\frac{\rho c}{\lambda} \quad : \quad \text{difusibilidade térmica do material;}$$

$$\nabla \quad : \quad \text{operador diferencial.}$$

Caso não exista geração de calor ( $Q=0$ ), tem-se a *equação de Fourier*:

$$\nabla^2 \theta - \frac{\rho c}{\lambda} \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (3.11)$$

Em regime permanente ( $\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$ ), tem-se a *equação de Poisson*:

$$\nabla^2 \theta + \frac{Q}{\lambda} = 0 \quad (3.12)$$

Em regime permanente e não havendo geração de calor ( $Q=0$ ), tem-se a *equação de Laplace*:

$$\nabla^2 \theta = 0 \quad (3.13)$$

### 3.2.1 Condições gerais de contorno

Para resolver a equação diferencial de condução de calor é preciso estabelecer tanto as condições iniciais, para um tempo  $t = t_0$  no domínio  $\Omega$ , quanto às condições de contorno na superfície ( $\Gamma$ ) para um problema determinado.

- a) **Condições iniciais:** O campo inicial de temperaturas no domínio será especificado como:

$$\theta(x, y, z, 0) = \theta_0(x, y, z) \text{ em } \Omega \quad (3.14)$$

- b) **Condições de contorno essenciais ou de Dirichlet ( $\Gamma_D$ ):** As condições de contorno essenciais correspondem a temperaturas prescritas numa parte do contorno. A temperatura pode ser constante ou uma função das coordenadas do espaço e/ou do tempo:

$$\bar{\theta}(x, y, z, t) \text{ em } \Gamma_D \quad (3.15)$$

- c) **Condições de contorno naturais ou de Neumann ( $\Gamma_N$ ):** As condições de contorno naturais correspondem a fluxos de calor prescritos numa parte do contorno, saindo do domínio na direção normal  $n$  ao contorno. O fluxo também pode ser constante, ou uma função das coordenadas do espaço e/ou do tempo. Se o fluxo de calor for igual a zero, a superfície de contorno é chamada perfeitamente isolada ou adiabática.

$$q = -\lambda \frac{\delta\theta}{\delta n} = \bar{q}(x, y, z, t) \text{ em } \Gamma_N \quad (3.16)$$

### 3.3 Convecção

A convecção é um processo de transporte de massa caracterizado pelo movimento de um fluido devido à sua diferença de densidade, especialmente por meio do calor. É uma forma de transmissão de calor que ocorre principalmente nos fluidos (líquidos e gasosos) cujo processo abrange dois mecanismos: a transferência de energia devido à ação molecular (nível microscópico) e a transferência de energia devido ao movimento global, ou macroscópico, do fluido (INCROPERA & DEWITT, 1998).

A descrição deste processo é simples: quando certa massa de um fluido é aquecida, suas moléculas ganham energia cinética, passando a mover-se mais rapidamente, afastando-se, em média, uma das outras. Consequentemente, o volume ocupado por essa massa fluida aumenta (deixando-a menos densa) e, com movimentos de ascensão, tende a ocupar o lugar das massas do fluido que estão a uma temperatura inferior (mais densas) localizadas na parte superior do compartimento, obrigando a estas últimas a mover-se para baixo. Este processo se repete inúmeras vezes enquanto o aquecimento é mantido dando origem às chamadas correntes de convecção que mantêm o fluido em circulação.

As correntes de convecção num fluido estão sempre associadas a diferenças de pressão. Quando as correntes de convecção desenvolvem-se devido unicamente à diferença de densidade do fluido proveniente dos gradientes térmicos, a convecção é denominada natural. Se as diferenças de pressão forem causadas por fatores externos como ventiladores (exemplo: cooler do computador), bombas, explosões ou reações de queima, a convecção é denominada forçada.

Geralmente, na análise térmica de uma estrutura em situação de incêndio, a convecção ocorre entre um fluido (gases quentes, produto da queima) e a superfície de um sólido (elemento estrutural: viga, coluna ou laje). Consequentemente, as velocidades desenvolvidas pelo fluido devido às correntes de convecção não precisam ser determinadas, sendo o processo de transferência de calor por convecção utilizado apenas como um tipo de condição de contorno para domínio sólido.

Independentemente do mecanismo de troca de calor entre uma superfície de um sólido e um fluido, a transferência de calor por convecção pode ser determinada pela Lei do Resfriamento de Newton, que, em 1701, propôs que a quantidade de calor que atravessa uma área  $A$  é proporcional à diferença de temperaturas entre o fluido e a superfície do sólido, isto é:

$$Q_c = \alpha_c A (\theta - \theta_f) \quad (3.17)$$

em que:

- $Q_c$  : quantidade de calor que atravessa a área  $A$  [W];
- $\alpha_c$  : coeficiente de transmissão de calor por convecção [ $W/m^2 \cdot ^\circ C$ ];
- $A$  : área da interface sólido-fluido através da qual o calor flui por convecção, medida perpendicular ao fluxo [ $m^2$ ];
- $\theta$  : temperatura média da superfície do sólido [ $^\circ C$ ];
- $\theta_f$  : temperatura média do fluido [ $^\circ C$ ].

Da equação (3.17) pode-se calcular o fluxo de calor por convecção [ $W/m^2$ ]:

$$q_c = \frac{Q_c}{A} = \alpha_c (\theta - \theta_f) \quad (3.18)$$

Utilizando-se a convecção como uma condição de contorno para um problema de domínio sólido, quer dizer, combinando as expressões (3.16) e (3.18), tem-se uma condição de

contorno natural chamada *contorno convectivo*. Para essa condição o fluxo de calor numa parte  $\Gamma_c$  do contorno estará prescrito por:

$$q_c = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_c (\theta - \theta_f) \quad (3.19)$$

O coeficiente de transferência de calor por convecção depende das propriedades físicas do fluido, bem como de sua velocidade de escoamento e da diferença de temperatura entre o fluido e a superfície.

A combustão dos materiais presentes num compartimento em situação de incêndio aumenta progressivamente o volume dos gases emanados fazendo com que as correntes convectivas geradas tomem direções extremamente aleatórias com altas velocidades e independente do gradiente térmico entre os gases e a superfície da estrutura de concreto.

### 3.4 Radiação

A radiação térmica é o processo de transmissão de calor entre corpos por emissão ou absorção de radiações eletromagnéticas. Contrariamente à transmissão de calor por condução e convecção, a radiação não precisa de uma via (sólida ou líquida) para que possa ocorrer, pois é transportada mediante ondas eletromagnéticas. A transmissão de calor por radiação tem sua máxima eficiência no vácuo (VILA REAL, 1998).

Para que ocorra transmissão de calor por radiação é preciso a presença mínima de dois corpos: o *emissor* e o *receptor*. O *emissor* tem temperatura mais elevada e emite ondas eletromagnéticas que são absorvidas pelo *receptor* transformando-se em energia térmica.

O fluxo máximo de calor que pode ser emitido de uma superfície por radiação é dado pela *Lei de Stefan-Boltzmann*, denominada assim em homenagem aos dois cientistas austríacos: J. Stefan e L. Boltzmann. Eles definiram que a energia total radiada por unidade de área superficial de um *corpo negro* na unidade de tempo (radiação do corpo negro ou fluxo radiante) é diretamente proporcional à quarta potência da sua temperatura termodinâmica  $\theta$ , ou seja:

$$q = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \theta^4 \quad (3.20)$$

sendo:

- $q$  : fluxo de calor emitido pela superfície aquecida [W/m<sup>2</sup>];
- $\sigma$  : constante de proporcionalidade de Stefan-Boltzmann igual a 5,6697x10<sup>-8</sup> [W/m<sup>2</sup>°K<sup>4</sup>];
- $\theta$  : temperatura media absoluta da superfície do sólido [°K];

$\varepsilon$  : emissividade da superfície ( $0 < \varepsilon < 1$ ).

Idealmente, um *corpo negro* é um emissor difuso que emite energia em todas as direções do espaço, tem a capacidade de absorver toda energia incidente sobre ele. Considera-se que nenhuma superfície pode emitir mais energia do que um *corpo negro*. Diferentemente dos corpos reais, os *corpos negros* são irradiadores perfeitos ( $\varepsilon=1$ ). No primeiro caso o fluxo de calor emitido corresponde a uma fração dos *corpos negros* ( $0 < \varepsilon < 1$ ). Ao utilizar-se a curva-padrão (2.1), recomenda-se a utilização da emissividade resultante de calor transmitido por radiação igual a  $\varepsilon_{res} = 0,5$ . (RIBEIRO, 2004).

A taxa pela qual todas as radiações térmicas incidem sobre uma área unitária da superfície é conhecida como irradiação  $G$  que pode ser decomposta em outras três componentes, a saber:

$$G = G_{reflexão} + G_{absorção} + G_{transmissão} \quad (3.21)$$

que pode ser escrita como:

$$1 = \frac{G_{reflexão}}{G} + \frac{G_{absorção}}{G} + \frac{G_{transmissão}}{G} \quad (3.22)$$

$$1 = \beta + \alpha + \tau \quad (3.23)$$

em que:

- $\beta$  : refletividade;
- $\alpha$  : absortividade; e
- $\tau$  : transmissividade.

Segundo a Lei de Kirchhoff, a emissividade ( $\varepsilon$ ) monocromática (relativa a certo comprimento de onda) é igual à absortividade ( $\alpha$ ) monocromática para qualquer superfície (PLANCK, 1959). Contudo, para os corpos reais, a emissividade e a absortividade são independentes do comprimento de onda (KREITH & BOHN, 2003). Assim, conclui-se que  $\varepsilon = \alpha$ . Para uma superfície cinzenta e opaca ( $\tau = 0$ ), se pode escrever:

$$\beta = 1 - \alpha = 1 - \varepsilon \quad (3.24)$$

A radiação que deixa uma superfície pode ser tratada de uma forma mais conveniente em termos da *radiosidade*  $J$ , definida como a taxa pela qual a radiação térmica deixa determinada superfície por unidade de área ( $W/m^2$ ). Assim, para um *corpo negro* imperfeito (superfície *cinzenta e opaca*), a *radiosidade* pode ser determinada:

$$J = \varepsilon.E_n + \beta.G = \varepsilon.E_n + (1 - \varepsilon).G \quad (3.25)$$

sendo:

$$E_n = \sigma.\theta^4 \quad : \quad \text{taxa pela qual a energia de um } \textit{corpo negro} \text{ é liberada por unidade de área [W/m}^2\text{].}$$

A taxa de transferência de calor por radiação entre duas superfícies  $A_i$  (gases quentes) e  $A_j$  (concreto), deve ser igual à energia líquida que deixa a superfície  $i$ ,  $q_i$ , que deve ser igual à energia líquida que chega a superfície  $j$ ,  $q_j$ , que também deve ser igual à troca de energia líquida entre as duas superfícies (INCROPERA & DEWITT (1998)),  $q_{ij}$ , isto é:

$$q_i = -q_j = q_{ij} \quad (3.26)$$

A energia líquida que deixa a superfície  $A_i$  é a diferença entre a radiosidade e a irradiação. Então se pode estabelecer:

$$q_i = A_i.(J_i - G_i) = A_i[\varepsilon_i E_{ni} + (1 - \varepsilon_i)G_i - G_i] \quad (3.27)$$

Substituindo a *irradiação*  $G_i$  em função da radiosidade  $J_j$  chega-se:

$$q_i = \frac{E_{ni} - J_i}{(1 - \varepsilon_i)} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_i A_i$$

Da mesma forma, a energia que chega a superfície  $A_j$ , é dada por:

$$-q_j = \frac{J_j - E_{nj}}{(1 - \varepsilon_j)} \quad (3.29)$$

$$\varepsilon_j A_j$$

A troca entre a energia líquida que deixa a superfície  $A_i$  e atinge a superfície  $A_j$ , e a energia líquida que deixa a superfície  $A_j$  e atinge a superfície  $A_i$  é:

$$q_{ij} = J_i A_i F_{i-j} - J_j A_j F_{j-i} \quad (3.30)$$

Aplicando a Lei de Reciprocidade  $A_i F_{i-j} = A_j F_{j-i}$  (HOLMAN, 1983), resulta:

$$q_{ij} = \frac{J_i - J_j}{1} \quad (3.31)$$

$$A_i F_{i-j}$$

Substituindo na expressão 3.26, tem-se:

$$\frac{E_{ni} - J_i}{(1 - \varepsilon_i) \varepsilon_i A_i} = \frac{J_j - E_{nj}}{(1 - \varepsilon_j) \varepsilon_j A_j} = \frac{J_i - J_j}{A_i F_{i-j}} \quad (3.32)$$

A taxa de transferência de calor por radiação entre as duas superfícies se pode calcular mediante a seguinte equação:

$$q''_{rad} = \frac{E_{ni} - J_i + J_j - E_{nj} + J_i - J_j}{\frac{(1 - \varepsilon_i)}{\varepsilon_i A_i} + \frac{(1 - \varepsilon_j)}{\varepsilon_j A_j} + \frac{1}{A_i F_{i-j}}} \quad (3.33)$$

ou:

$$q''_{rad} = \frac{1}{\frac{(1 - \varepsilon_i)}{\varepsilon_i A_i} + \frac{(1 - \varepsilon_j)}{\varepsilon_j A_j} + \frac{1}{A_i F_{i-j}}} \sigma(\theta_i^4 - \theta_j^4) \quad (3.34)$$

No caso de estruturas em situação de incêndio, a hipótese de cálculo adotada é aquela que corresponde à troca de energia radiante entre dois planos infinitos paralelos, em que  $A_i$  e  $A_j$  são iguais e o fator de forma de radiação é igual à unidade (WONG & GHOJEL, 2003). Portanto, chega-se a:

$$q''_{rad} = \frac{1}{A_i} \left[ \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_i} + \frac{1}{\varepsilon_j} - 1} \right] \sigma(\theta_i^4 - \theta_j^4) \quad (3.35)$$

Dividindo-se por  $A_i$  a expressão acima, resulta em:

$$q_{rad} = \varepsilon_{res} \sigma(\theta_i^4 - \theta_j^4) \quad (3.36)$$

em que  $q_{rad} = q''_{rad} / A_i$  é o fluxo de calor por radiação ( $W/m^2$ ) e  $\varepsilon_{res}$  é a emissividade resultante entre as duas superfícies. Seja:

$$\alpha_r = \varepsilon_{res} \cdot \sigma \cdot (\theta_i^2 + \theta_j^2) \cdot (\theta_i + \theta_j) \quad (3.37)$$

sendo:

- $\alpha_r$  : coeficiente de transferência de calor por radiação [ $W/m^2 \cdot K$ ];
- $\theta_i, \theta_j$  : temperaturas nas superfícies  $i$  e  $j$  [ $^\circ K$ ].

Reescrevendo-se então a expressão (3.36), se obtêm:

$$q_{rad} = \alpha_r (\theta_i - \theta_j) \quad (3.38)$$

### 3.5 Transferência de calor no domínio sólido

A transferência de calor no volume do corpo sólido ocorre apenas por condução. Estando um sólido envolvido por um fluido pode-se usar a transferência de calor por convecção, juntamente com a radiação, como condição de contorno para o problema de domínio sólido, além do fluxo de calor prescrito.

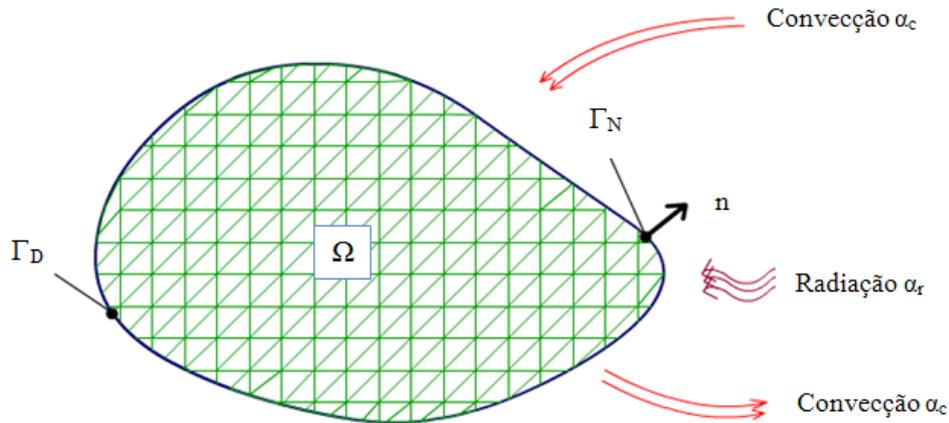


Figura 3.4- Condições de contorno no domínio sólido

Então, o fluxo de calor correspondente a uma parte de contorno  $\Gamma_N$ , na sua direção  $n$  normal será dado por:

$$q = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} = q(x, y, z, t) + \alpha_c (\theta - \theta_f) + \alpha_r (\theta - \theta_f) \quad (3.39)$$

ou:

$$q = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} = q(x, y, z, t) + \alpha (\theta - \theta_f) \quad (3.40)$$

em que:

- $q(x, y, z, t)$  : fluxo de calor prescrito no instante  $t$  [W/m<sup>2</sup>];
  - $\alpha_c$  : coeficiente de transmissão de calor por convecção [W/m<sup>2</sup>°C];
  - $\alpha_r$  : coeficiente de transmissão de calor por radiação [W/m<sup>2</sup>°C];
  - $\alpha = \alpha_c + \alpha_r$  : coeficiente combinado de transmissão de calor por convecção e radiação:
- $$\alpha = \alpha_c + \varepsilon_{res} \sigma (\theta^2 + \theta_f^2) (\theta + \theta_f)$$

- $\theta$  : Temperatura do sólido no instante t [°C];
- $\theta_f$  : Temperatura do fluido (gases) no instante t [°C].

### 3.6 Implementação computacional baseada no MEF

Exceto para alguns casos muito simples é possível determinar as soluções analíticas de equações diferenciais em problemas de engenharia válidas em um domínio  $\Omega$  e condições de contorno  $\Gamma$ . Para resolver problemas mais complexos pode-se utilizar uma função desconhecida  $u$ , como solução, aplicando-se métodos numéricos.

#### 3.6.1 Método dos resíduos ponderados

Na solução via métodos numéricos, o domínio  $\Omega$  é discretizado, associando-se uma variável  $a_j$  que terá que ser calculada, que juntamente com funções de forma apropriadas  $N_j$ , definem  $\hat{u}$  como uma aproximação da função desconhecida  $u$  no domínio  $\Omega$ , isto é:

$$u \cong \hat{u} = \sum_{j=1}^m N_j a_j = Na \quad (3.41)$$

Considerando-se  $\hat{u}$  uma aproximação do resíduo  $R_\Omega$  no domínio  $\Omega$ , para  $A$  um operador diferencial:

$$R_\Omega = A(\hat{u}) = A\left(\sum_{j=1}^m N_j a_j\right) \quad (3.42)$$

Nesse método, os parâmetros  $a_j$  são escolhidos de modo a tornar nulo não o valor do resíduo  $R_\Omega$ , mas sim certas médias ponderadas. Considerando-se  $W_i$  um conjunto de funções de peso independentes, tem-se:

$$\int_{\Omega} W_i R_\Omega d\Omega = 0 \quad (3.43)$$

A escolha das funções de peso  $W_i$  pode ser definida, entre outros, para diferentes métodos:

- a) **Método de colocação pontual:** O resíduo é forçado a ser nulo em número  $m$  de pontos do domínio;
- b) **Método da colocação por subdomínios:** O domínio é subdividido em  $m$  subdomínios nos quais a integral do resíduo é forçada a ser nula;
- c) **Método de Galerkin:** As funções de peso  $W_i$  são escolhidas de modo a serem iguais às funções de forma utilizadas na aproximação de  $u$ :

$$\int_{\Omega} N_i R_{\Omega} d\Omega = 0 \quad (3.44)$$

d) **Método dos mínimos quadrados:** As funções de peso  $W_i$  são escolhidas de modo a minimizar os quadrados dos resíduos.

### 3.6.2 Formulações pelo MEF

Aplicando o método dos resíduos ponderados (3.43) na equação básica de transferência de calor (3.11), escreve-se:

$$\iint_{\Omega} w \left( \nabla \cdot \lambda \nabla \tilde{\theta} - \rho c \frac{\partial \tilde{\theta}}{\partial t} \right) d\Omega = \iint_{\Omega} -w Q d\Omega \quad (3.45)$$

utilizando-se a identidade vetorial:

$$A \nabla \cdot B = -\nabla A \cdot B + \nabla(A \cdot B) \quad (3.46)$$

chega-se a:

$$\iint_{\Omega} \left( -\nabla w \cdot (\lambda \nabla \tilde{\theta}) - \rho c w \frac{\partial \tilde{\theta}}{\partial t} \right) d\Omega + \iint_{\Omega} (\nabla(w \lambda \nabla \tilde{\theta})) d\Omega = \iint_{\Omega} -w Q d\Omega \quad (3.47)$$

Aplicando-se agora o Teorema de Gauss, obtêm-se:

$$\iint_{\Omega} \left( -\nabla w \cdot (\lambda \nabla \tilde{\theta}) - \rho c w \frac{\partial \tilde{\theta}}{\partial t} \right) d\Omega + \oint_{\Gamma} w \left( \lambda \frac{\partial \tilde{\theta}}{\partial n} \right) d\Gamma = - \iint_{\Omega} w Q d\Omega \quad (3.48)$$

Na parte do contorno em que se encontra a condição de Dirichlet, faz-se  $w = 0$  em  $\Gamma_D$ , e como  $\Gamma = \Gamma_D \cup \Gamma_N$  tem-se:

$$\iint_{\Omega} -\nabla w \cdot (\lambda \nabla \tilde{\theta}) d\Omega + \frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} \left( \rho c w \frac{\partial \tilde{\theta}}{\partial t} \right) d\Omega + \alpha \oint_{\Gamma_N} w \theta d\Gamma = \oint_{\Gamma_N} w (-q_{nc} + \alpha \theta_f) d\Gamma + \iint_{\Omega} w Q d\Omega \quad (3.49)$$

em que:

$\alpha$  : Coeficiente de transmissão de calor convectivo-radiativo ( $\alpha = \alpha_c + \alpha_r$ ).

Para superfícies de estruturas de aço e concreto expostas diretamente ao fogo, o Eurocode 1 Part 2-2 (EC1-2-2) e EC4-1-2, considera que o coeficiente de transferência de calor por

convecção é  $\alpha_c = 25 W/(m^2 \text{ } ^\circ K)$ . Segundo o EC1-2-2, para estruturas cujas superfícies de concreto e aço não estão expostas ao fogo o coeficiente de convecção é  $\alpha_c = 9 W/(m^2 \text{ } ^\circ K)$ . O texto base de revisão da NBR 14323 (2003) recomenda também usar  $\alpha_c = 25 W/(m^2 \text{ } ^\circ K)$  como o valor de coeficiente para convecção forçada entre os gases e a superfície da estrutura.

O valor de  $\alpha_c = 25 W/(m^2 \text{ } ^\circ K)$ , produz bons resultados quando se usa uma curva de incêndio-padrão (comportamento monotónico). No entanto, a aplicação desse valor como coeficiente para convecção natural, superestima extremamente o arrefecimento da estrutura (RIBEIRO, 2004).

Utilizando-se então a aproximação:

$$\tilde{\theta} = \sum_{j=1}^N c_j N_{j(x,y)} \quad (3.50)$$

$$w = N_{i(x,y)} \quad (3.51)$$

Pode-se obter uma forma mais compacta da Equação (3.49):

$$[K] \cdot \{c\} + \frac{\partial}{\partial t} [M] \cdot \{c\} = \{F\} \quad (3.52)$$

em que:

$$\text{Matriz Massa} \quad [M] = \iint_{\Omega} \rho c N_i N_j d\Omega \quad (3.53)$$

$$\text{Matriz Capacidade Calorífica} \quad [K] = \iint_{\Omega} \nabla N_i \cdot (\lambda \nabla N_j) d\Omega + \alpha \int_{\Gamma_c} N_i N_j d\Gamma \quad (3.54)$$

$$\text{Vetor de Fluxo de Calor} \quad \{F\} = \int_{\Gamma_c} N_i (-q_{nc} + \alpha \theta_f) d\Gamma + \iint_{\Omega} N_i Q d\Omega \quad (3.55)$$

As matrizes [M], [K] e {F} são conhecidas e {c} é a matriz coluna dos parâmetros desconhecidos.

### 3.6.3 Integração no tempo das equações do MEF

A Equação (3.52) representa um sistema de equações diferenciais ordinárias de primeira ordem. Para resolver esse sistema de equações serão empregadas as seguintes hipóteses:

1. O sistema de equações deverá ser satisfeita apenas em pontos discretos  $t_{n+\beta}$  de cada intervalo de tempo  $\Delta t$  em que se discretizou o domínio tempo (Ver Figura 3.5);
2. As temperaturas variam linearmente ao longo do intervalo de tempo  $\Delta t$  ;

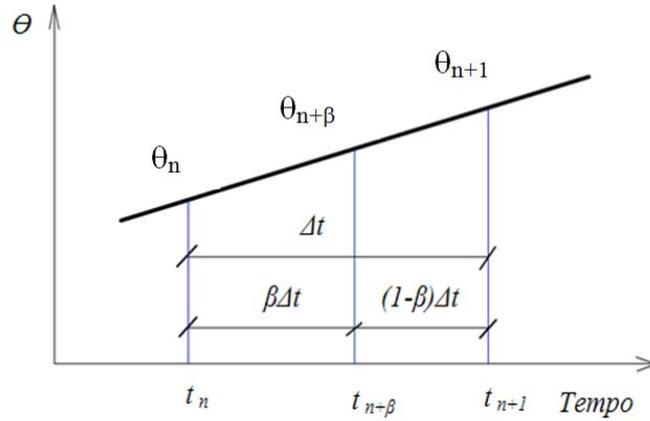


Figura 3.5 Variação de temperatura no intervalo de tempo t

Para a análise transiente, faz-se necessário a integração no tempo, que é feita utilizando-se diferenças finitas em avanço, utilizando as equações seguintes:

$$\frac{\partial \{c\}}{\partial t} = \frac{\{c\}^{n+1} - \{c\}^n}{\Delta t} \quad (3.56)$$

$$\{c\} = \theta \{c\}^{n+1} + (1 - \theta) \{c\}^n \quad (3.57)$$

$$\{F\} = \theta \{F\}^{n+1} + (1 - \theta) \{F\}^n \quad (3.58)$$

$$\Delta t [K] [\theta \{c\}^{n+1} + (1 - \theta) \{c\}^n] + [M] [\{c\}^{n+1} - \{c\}^n] = \Delta t \theta \{F\}^{n+1} + \Delta t (1 - \theta) \{F\}^n \quad (3.59)$$

Colocando em evidencia os termos em comum, obtêm-se:

$$(\Delta t \theta [K] + [M]) \{c\}^{n+1} = [M] + (\theta - 1) \Delta t [K] \{c\}^n + [\Delta t \theta F^{n+1} + \Delta t (1 - \theta) F^n] \quad (3.60)$$

As temperaturas  $\theta_{n+\beta}$  no instante  $t_{n+\beta} = t_n + \beta \Delta t$  podem ser dadas por:

$$\theta_{n+\beta} = \theta_n + \beta \Delta t (\theta_{n+1} - \theta_n) / \Delta t \quad \text{com } \begin{cases} \beta \in (0,1) \\ n \in (0, 1, \dots, N - 1) \end{cases} \quad (3.61)$$

em que:

N : Número total de intervalos de tempo;

$\beta$  : Parâmetro que define dentro de cada intervalo de tempo o instante em que a Equação (3.52) é satisfeita.

Pela segunda hipótese, a derivada da temperatura em relação ao tempo é constante dentro de cada intervalo e está dada por:

$$\frac{\partial \theta_{n+\beta}}{\partial t} = \frac{\theta_{n+1} - \theta_n}{\Delta t} \quad (3.62)$$

### 3.6.3.1 Método iterativo simples

Neste método a solução obtida no passo anterior é utilizada para obter a solução do passo corrente. O processo de solução para problemas lineares e não lineares é dado pela seguinte sequência:

1. Considerar inicialmente:  $n = 0$ ,  $i = 0$  e  $t_n = 0$
2. Definir as temperaturas iniciais:  $\theta_{n+\beta} = \theta_n = \theta_0$
3. Para cada intervalo de tempo calcular as matrizes:

$$[M] = \iint_{\Omega} \rho c N_i N_j d\Omega$$

$$[K] = \iint_{\Omega} \nabla N_i \cdot (\lambda \nabla N_j) d\Omega + \alpha \int_{\Gamma_c} N_i N_j d\Gamma$$

Se  $i = 0$  ou as propriedades dos materiais ( $\rho$ ,  $c$  ou  $\alpha$ ) variam com  $\theta_{n+\beta}^i$ , usar:

$$M_{n+\beta} = M_n = \sum_{j=1}^E \iint_{\Omega} \rho c N_i N_j d\Omega$$

$$K_{n+\beta} = K_n = \sum_{j=1}^E \iint_{\Omega} \nabla N_i \cdot (\lambda \nabla N_j) d\Omega + \sum_{j=1}^E \alpha \int_{\Gamma_c} N_i N_j d\Gamma$$

Caso contrário ir para o passo 5.

4. Calcular a matriz:

$$\hat{K}_{n+\beta} = \frac{M_{n+\beta}}{\beta \Delta t} + K_{n+\beta}$$

5. Calcular o vetor (para  $i = 0$ ):

$$F_{n+\beta} = \int_{\Gamma_c} N_i (-q_{nc} + \alpha \theta_f) d\Gamma + \iint_{\Omega} N_i Q d\Omega$$

Se as condições de contorno mudarem (valor de  $\bar{q}$ , de  $\alpha$  ou de  $\theta_f$ ), durante o intervalo de tempo  $n = n + 1$  e durante as iterações  $i = i + 1$ , utilizar:

$$F_{n+\beta} = \sum_{j=1}^E \int_{\Gamma_c} N_i (-q_{nc} + \alpha \theta_f) d\Gamma + \sum_{j=1}^E \iint_{\Omega} N_i Q d\Omega$$

Caso contrário ir para ao passo 7.

6. Calcular o vetor:

$$\hat{F}_{n+\beta} = \frac{M_{n+\beta}}{\beta \Delta t} \theta_n + F_{n+\beta}$$

7. Resolver o sistema de equações:

$$\theta_{n+\beta}^{i+1} = \hat{K}_{n+\beta}^{-1} \hat{F}_{n+\beta}$$

8. Verificação da convergência:

A verificação da convergência dos resultados é feita por análises da diferença entre os resultados da iteração  $i = i + 1$  e os resultados da iteração  $i$  segundo a norma Euclidiana, que deve ser menor que a tolerância  $\varepsilon$  (neste caso 1%):

$$\frac{\|\theta_{n+\beta}^{i+1} - \theta_{n+\beta}^i\|_2}{\|\theta_{n+\beta}^i\|_2} < \varepsilon = 1\%$$

Se a convergência não é atendida, o processo de iteração é recomeçado fazendo-se  $i = i + 1$  e voltando-se ao passo 3.

9. Se a convergência é atingida, deve dar-se um novo passo temporal, fazendo:

$$\theta_{n+\beta} = \theta_{n+\beta}^{i+1}$$

10. Avaliar a temperatura no instante  $t_{n+1}$ :

$$\theta_{n+1} = \frac{1}{\beta} \theta_{n+\beta} + \left(1 - \frac{1}{\beta}\right) \theta_n$$

11. Atualizar os índices  $n = n + 1$  e  $i = 0$ .

Se  $n = N - 1$  (em que  $N$  é o número total de intervalos de tempo), então ir ao passo 12; caso contrário, fazer:  $t_{n+1} = t_n + \Delta t$  e recomeçar a iteração voltando ao passo 3.

12. Fim da análise não-linear.

### 3.6.3.2 Critérios práticos adotados para a convergência

- ✓ Embora alguns autores recomendem o uso do erro máximo como norma de controle de convergência, se observou que a norma Euclidiana não apresenta distorções significativas a temperaturas elevadas, e considerando a temperatura inicial igual a 20° se elimina a possibilidade de operações de divisão sobre zero;
- ✓ Ao discretizar um domínio em uma malha de elementos finitos, alguns elementos, especialmente aqueles localizados na interface entre distintos materiais, apresentam distorções em relação à dimensão característica projetada. Para diminuir o efeito dessas distorções geométricas utilizou-se um intervalo de tempo de 5,0 segundos, atendendo a recomendação de RIBEIRO (2004).

### 3.6.3.3 Resolução do sistema de equações

Usualmente, os algoritmos para a fatorização da Matriz Sparsa para problemas gerais são tipicamente caracterizados por padrões irregulares de acesso à memória que limitam o desempenho dos computadores. Para problemas simétricos, métodos como o multifrontal, abordam diretamente no íntimo dos *loops* usando uma matriz miolo densa. A decomposição LU é ineficiente nestes casos, porque a matriz miolo possui um padrão muito assimétrico. O software UMFPACK tal como no método clássico multifrontal, toma a vantagem da estrutura repetitiva da matriz fatorizando mais de um *pivot* em cada matriz frontal, permitindo assim a utilização do Nível 2 e Nível 3 BLAS (subprogramas básicos de álgebra linear). O desempenho é comparado com o método clássico multifrontal e outros assimétricos *solvers* sobre um supercomputador tipo CRAY YMP.

Por esse motivo utilizou-se o software UMFPACK V.43 para resolver nossas equações lineares  $Ax = b$ , em que  $A$ , é uma matriz esparsa e assimétrica). Esse *solver* contém um set de sub-rotinas baseadas no método multifrontal anti-simétrico, escrita na interface ANSI/ISO C, com MATLAB e compatível com Fortran.

# CAPÍTULO 4

## Propriedades dos materiais em situação de Incêndio - NBR ABNT 15200:2004

---

### 4.1 Generalidades

O concreto armado submetido a elevadas temperaturas, como as atingidas num incêndio, experimenta mudanças nas suas propriedades mecânicas que tem incidência nociva no seu comportamento estrutural. Essas mudanças se manifestam numa diminuição da capacidade de resistência mecânica de tração, compressão e do módulo de elasticidade do elemento estrutural.

Por exemplo, no caso de vigas que suportam esforços de flexão positiva e cuja face submetida à tração se encontra exposta diretamente ao fogo de um incêndio, pode-se observar que o aquecimento dessa região (próxima à borda), onde se localiza a armadura estrutural alcança altos níveis de temperatura. Usualmente as temperaturas críticas do concreto e aço são superadas logo dos primeiros 60 minutos, colocando em sério risco a estabilidade da estrutura.

Nos métodos simplificados de verificação são introduzidos coeficientes de redução de resistência dos materiais aos modelos de cálculo, para simular o efeito da temperatura elevada sobre o aço e o concreto, diferenciando assim, o projeto calculado à temperatura ambiente do projeto em situação de incêndio. A norma ABNT 15200:2004 apresenta fatores

de redução da resistência e módulo de elasticidade tanto para o concreto como para o aço, assim como os critérios de aplicação, os quais serão tratados neste capítulo.

#### 4.2 Propriedades do concreto em situação de incêndio

A alteração das propriedades de resistência e rigidez do concreto, quando submetido à compressão axial a elevadas temperaturas, deve ser obtida de acordo com a Tabela 4.1, que para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, fornece:

- A relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ( $f_{c,\theta}$ ) e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal ( $f_{ck}$ );
- A relação entre o módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas ( $E_{c,\theta}$ ) e o módulo de elasticidade do concreto em situação normal ( $E_c$ ).

Para valores intermediários de temperatura pode ser feita interpolação linear.

Tabela 4.1 – Relações  $f_{c,\theta}/f_{ck}$  e  $E_{c,\theta}/E_c$ , para concretos de massa específica normal ( $2000\text{kg/m}^3$  a  $2800\text{kg/m}^3$ ) preparados com agregados silicosos ou calcários.

Temperatura Concreto $\theta^\circ\text{C}$	Agregado Silicoso		Agregado Calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (4.1)$$

em que:

- $f_{ck}$  : é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;
- $k_{c,\theta}$  : é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura  $\theta$ , conforme a Figura 4.1.

Permite-se estimar a capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio a partir da resistência à compressão na temperatura  $\theta$ .

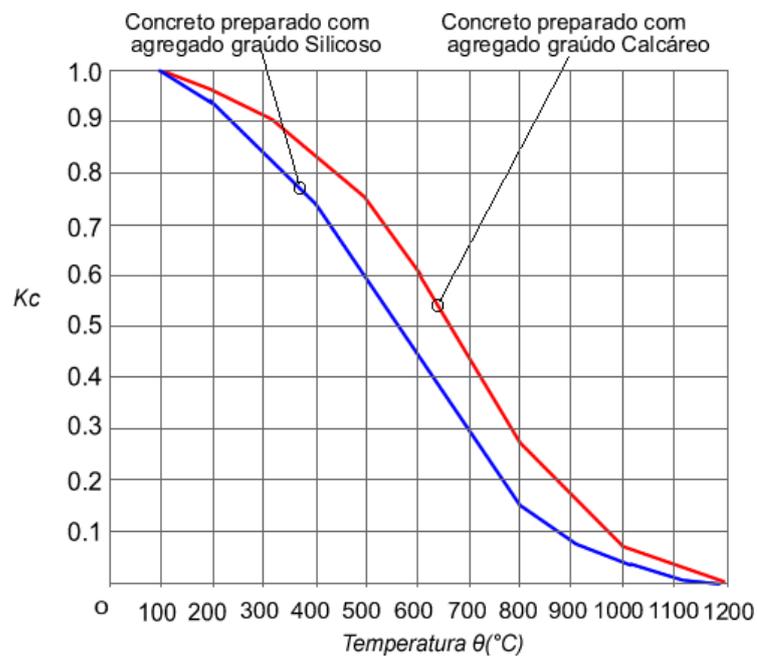


Figura 4.1 Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtido pela seguinte equação:

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} \cdot E_{ci} \quad (4.2)$$

em que:

- $E_{ci}$  : é o módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal;
- $k_{cE,\theta}$  : é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura  $\theta$ , conforme a Figura 4.2.

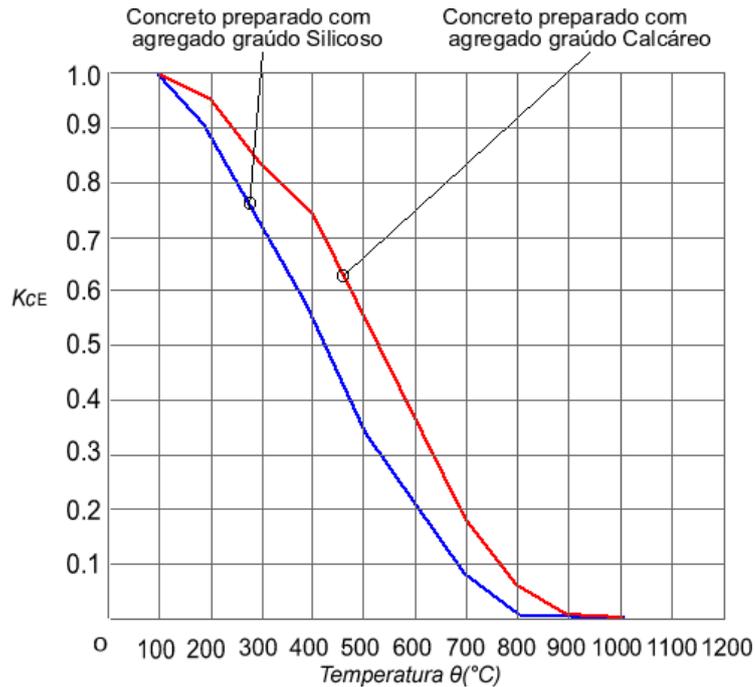


Figura 4.2 Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura

### 4.3 Propriedades do aço de armadura passiva (AP) em situação de incêndio

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura passiva a elevadas temperaturas deve ser obtida a partir da Tabela 4.2, que fornece:

- A relação entre a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva submetido a diferentes temperaturas ( $f_{y,\theta}$ ) e a resistência característica ao escoamento em situação normal ( $f_{yk}$ );
- A relação entre o módulo de elasticidade do aço submetido a diferentes temperaturas ( $E_{s,\theta}$ ) e o módulo de elasticidade em situação normal ( $E_s$ ).

Para valores intermediários de temperatura pode ser feita uma interpolação linear.

Tabela 4.2 – Relações  $f_{y,\theta}/f_{yk}$  e  $E_{s,\theta}/E_s$  para aços de armadura passiva

Temperatura Aço $\theta^\circ\text{C}$	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60	CA-50/CA-60		
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	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	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (4.3)$$

em que:

- $f_{yk}$  : é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal;
- $k_{s,\theta}$  : é o fator de redução da resistência do aço de armadura passiva na temperatura  $\theta$ , conforme a Figura 4.3.

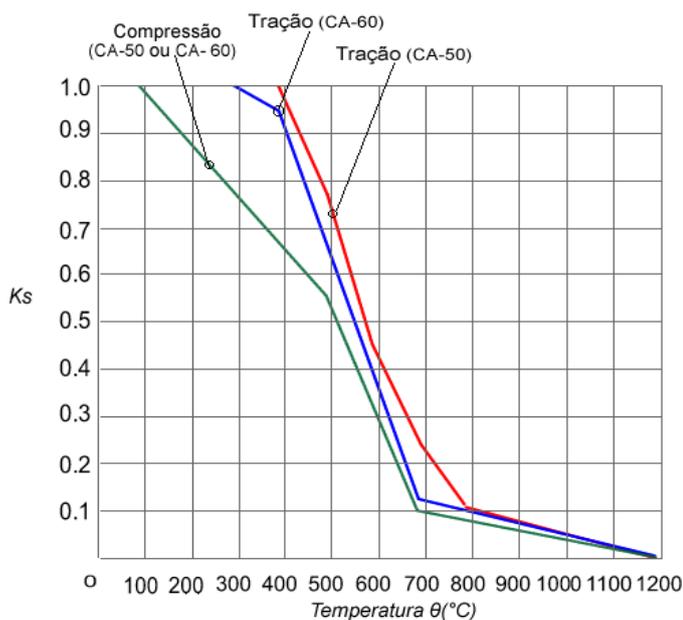


Figura 4.3 Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtido pela expressão:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (4.4)$$

em que:

$E_s$  : é o módulo de elasticidade inicial do aço de armadura passiva em situação normal;

$k_{sE,\theta}$  : é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura  $\theta$ , conforme a Figura 4.4.

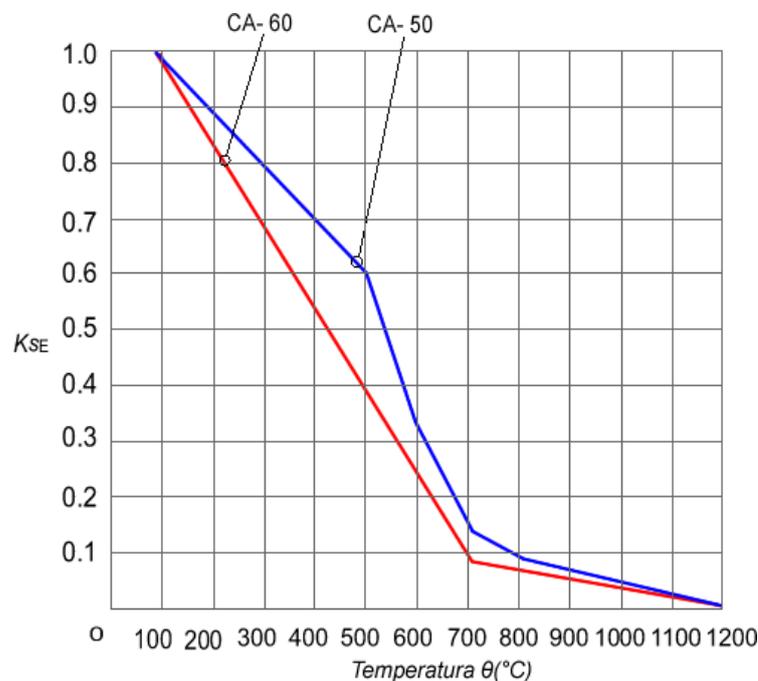


Figura 4.4 Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura

#### 4.4 Propriedades do aço de armadura ativa (AA) em situação de incêndio

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura ativa a elevadas temperaturas deve ser obtida a partir da Tabela 4.3, que fornece:

- A relação entre a resistência ao escoamento do aço da armadura ativa submetido a diferentes temperaturas ( $f_{py,\theta}$ ) e a resistência característica ao escoamento em situação normal ( $f_{pyk}$ );
- A relação entre o módulo de elasticidade do aço submetido a diferentes temperaturas ( $E_{ps,\theta}$ ) e o módulo de elasticidade em situação normal ( $E_{ps}$ ).

Para valores intermediários de temperatura pode ser feita interpolação linear.

Tabela 4.3 – Relações  $f_{py,\theta}/f_{pyk}$  e  $E_{ps,\theta}/E_{ps}$  para fios e cordoalhas e para barras de armadura ativa

Temperatura Aço $\theta^{\circ}\text{C}$	$f_{py,\theta}/f_{pyk}$		$E_{ps,\theta}/E_{ps}$	
	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	0,99	0,98	0,98	0,76
200	0,87	0,92	0,95	0,61
300	0,72	0,86	0,88	0,52
400	0,46	0,69	0,81	0,41
500	0,22	0,26	0,54	0,20
600	0,10	0,21	0,41	0,15
700	0,08	0,15	0,10	0,10
800	0,05	0,09	0,07	0,06
900	0,03	0,04	0,03	0,03
1000	0,00	0,00	0,00	0,00
1100	0,00	0,00	0,00	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

A resistência ao escoamento do aço da armadura ativa decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{py,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{pyk} \quad (4.5)$$

em que:

$f_{pyk}$  : é a resistência característica do aço de armadura ativa em situação normal;

$k_{p,\theta}$  : é o fator de redução da resistência do aço de armadura ativa na temperatura  $\theta$ , conforme a Figura 4.5.

O módulo de elasticidade do aço da armadura ativa também decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtido pela expressão:

$$E_{p,\theta} = k_{pE,\theta} \cdot E_p \quad (4.6)$$

em que:

$E_p$  : é o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em situação normal;

$k_{pE,\theta}$  : é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa na temperatura  $\theta$ , conforme a Figura 4.6.

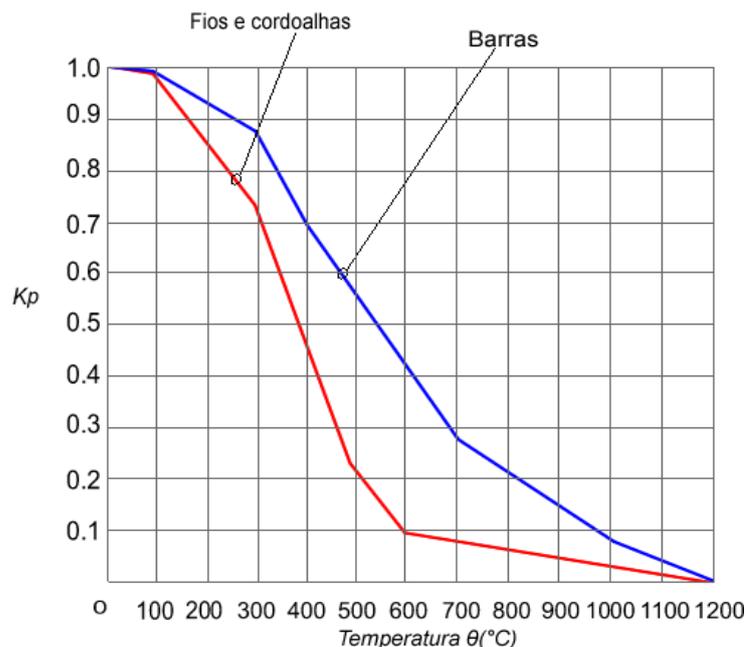


Figura 4.5 Fator de redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura

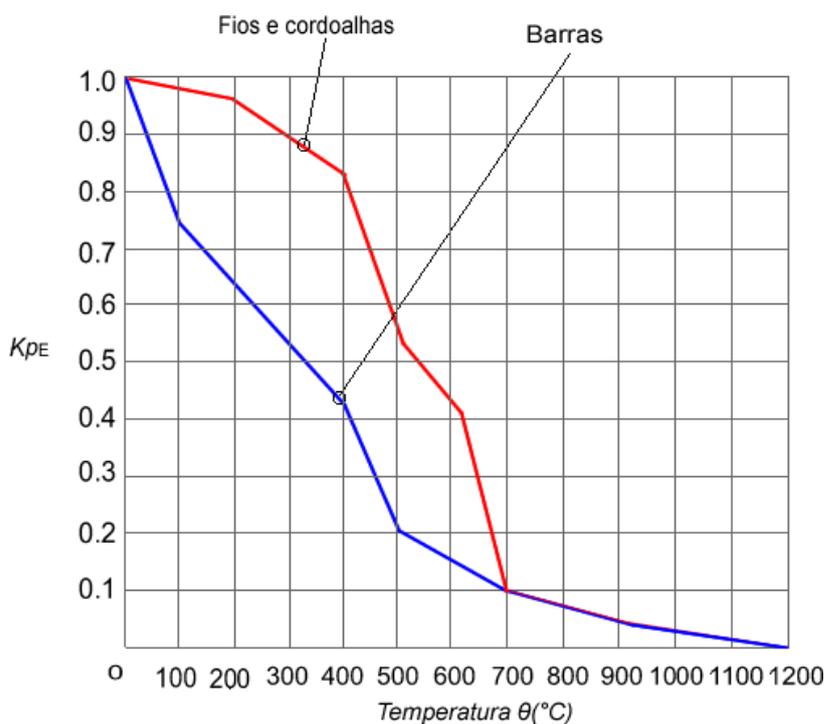


Figura 4.6 Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura

#### 4.5 Ação correspondente ao incêndio

Conforme estabelecido na NBR 14432, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão. Esse intervalo de tempo, chamado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é definido nessa Norma a partir das características da construção e do seu uso (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 - TRRF (min.) para alguns tipos de edificações (NBR 14432:2000).

Ocupação/Usos	Altura da Edificação				
	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h>30m
<b>Residência</b>	30	30	60	90	120
<b>Hotel</b>	30	60	60	90	120
<b>Supermercado</b>	60	60	60	90	120
<b>Escritório</b>	30	60	60	90	120
<b>Shopping</b>	60	60	60	90	120
<b>Escola</b>	30	30	60	90	120
<b>Hospital</b>	30	60	60	90	120

O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura. Esse processo gera a redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos.

Como com o aquecimento a rigidez das peças diminui muito e a capacidade de adaptação plástica cresce proporcionalmente, os esforços gerados pelo aquecimento podem, em geral, ser desprezados.

#### 4.6 Métodos de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio

Em condições usuais, as estruturas são projetadas em temperatura ambiente e, dependendo das suas características e uso, devem ser verificadas em situação de incêndio. Essa verificação deve ser feita apenas no Estado Limite Último (ELU) para a combinação excepcional correspondente, isto é:

$$F_{di} = \gamma_g + F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qik} \quad (4.7)$$

Nessa verificação devem ser considerados os aspectos a seguir:

- a) Usualmente desprezam-se todos os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem muito reduzidos, e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem em situação de incêndio;
- b) A ação do incêndio se traduz, usualmente, apenas na redução da resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais;
- c) Como o incêndio tem uma probabilidade de ocorrência extremamente baixa, a NBR 8681 permite adotar para o fator de combinação  $\psi_{0j}$ , o valor dos fatores de redução  $\psi_{2j}$  correspondentes à combinação quase-permanente.

Assim, a verificação usual da estrutura em situação de incêndio se reduz a atender a seguinte condição:

$$S_{d,fi} = \left( \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qik} \right) \leq R_{di} [f_{ck}(\theta), f_{yk}(\theta), f_{pyk}(\theta)] \quad (4.8)$$

Existem muitos métodos para fazer essa verificação. Para os efeitos da Norma ABNT NBR 15200:2004, são aceitos os quatro métodos descritos brevemente a seguir:

#### a) Método tabular

Trata-se de um método bastante prático, nenhuma verificação é efetivamente necessária, bastando atender às dimensões mínimas apresentadas nas tabelas fornecidas na citada norma, em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF. Essas dimensões mínimas são normalmente: a espessura das lajes, a largura das vigas, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes, e principalmente a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Devendo-se respeitar também a NBR 6118 em geral, e a NBR 9062 no caso especial de estruturas pré-moldadas.

Os ensaios mostram que, em situação de incêndio, as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexo-compressão e não por cisalhamento. Por isso considera-se apenas a armadura longitudinal nesse critério.

#### b) Método simplificado de cálculo

O método simplificado de cálculo, utilizado neste trabalho, é baseado nas seguintes hipóteses:

- As solicitações de cálculo em situação de incêndio  $S_{d,fi}$  podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo em situação normal, qualquer que seja a combinação de ações considerada, ou seja, pode-se fazer:  $S_{d,fi} = 0,70 S_d$ . Essa equação despreza qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio;
- O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF. Essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou calculada em programas específicos;
- Os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na NBR 6118 para situação normal, adotando para o concreto e o aço a

resistência média ponderada em situação de incêndio. Essa média se obtém distribuindo uniformemente na seção de concreto ou na armadura a perda total da resistência por aquecimento do concreto e das armaduras. No caso geral de pilares submetidos à flexão composta, a resistência remanescente deve ser distribuída numa seção de concreto reduzida. Essa redução de seção, necessária para simular corretamente a redução de resistência à flexão dos pilares, pode também ser encontrada na literatura. Observar que essa resistência característica média remanescente deve ser calculada na parte comprimida da seção. Observar ainda que os coeficientes de ponderação a aplicar nesse caso são os correspondentes às combinações excepcionais, isto é,  $\gamma_c = 1,2$  para o concreto e  $\gamma_s = 1,0$  para o aço.

Esse método não garante a função corta-fogo (estanqueidade e resistência). Caso a função corta-fogo seja necessária em algum elemento, suas dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido no método tabular ou o elemento deve ser verificado segundo o método geral de cálculo.

### c) Métodos gerais de cálculo

Os métodos gerais de cálculo devem considerar pelo menos:

- Combinação de ações em situação de incêndio composta rigorosamente com base na NBR 8681;
- Os esforços solicitantes de cálculo, que podem ser acrescidos dos efeitos do aquecimento, desde que calculados por modelos não-lineares capazes de considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem;
- Os esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF.
- Ambas as distribuições, de temperatura e resistência, devem ser rigorosamente calculadas considerando as não linearidades envolvidas.

A verificação da capacidade resistente deve respeitar o que estabelecem a NBR 6118 e NBR 9062, conforme o caso.

A determinação da distribuição de temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas analiticamente por programas que considerem adequadamente a distribuição de temperatura na edificação. Os programas utilizados devem ser validados, ser de uso consagrado internacionalmente ou ser avaliados por ensaios experimentais em estruturas.

O atendimento aos requisitos de estanqueidade, quando exigidos, pode ser feito por ensaios experimentais do elemento que deve apresentar função corta-fogo, em escala reduzida (amostra do material ou sistema), de acordo com a NBR 5628.

**d) Método experimental**

Em casos especiais, como peças pré-moldadas industrializadas, por exemplo, pode-se considerar uma resistência ao fogo superior à calculada com base na NBR ABNT 15200:2004, desde que justificada por ensaios, conforme NBR 5628.

O dimensionamento por meio de resultados de ensaios pode ser feito, qualquer que sejam os ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, sempre que estejam de acordo com a Norma Brasileira específica ou seguindo a norma ou especificação estrangeira, respeitando os critérios de similitude aplicáveis ao caso.

# CAPÍTULO 5

## Análise não-linear de temperatura – Método simplificado de cálculo

---

### 5.1 Generalidades

Neste capítulo serão observados os critérios que regem o método simplificado de cálculo detalhando-se os procedimentos adotados para determinar os esforços resistentes em situação de incêndio de peças usuais de concreto armado tipo viga, coluna e laje, para os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) de 30, 60, 90 e 120 min preconizados na NBR ABNT 14432:2000.

Para tal propósito foram efetuadas simulações de distribuição de temperatura das seções transversais de concreto armado para cada TRRF, com a ajuda do programa computacional bidimensional transiente de transferência de calor desenvolvido neste trabalho para tal fim. O referido programa foi elaborado aplicando o método de elementos finitos.

Os resultados obtidos são comparados com os valores apresentados por SOARES (2003), EUROCODE 2 e CASTRO (2005).

### 5.2 Ferramentas computacionais

O custo oneroso de programas especializados para a verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio que circulam no mercado, assim como a complexidade de suas aplicações, motivou o desenvolvimento de um programa de transferência de calor 2D

baseado no método dos elementos finitos, utilizando para sua elaboração softwares gratuitos.

O referido programa foi desenvolvido na plataforma do *Scilab*, que é um software científico para computação numérica, semelhante ao *Matlab*, que fornece um poderoso ambiente computacional aberto para aplicações científicas, desenvolvido em 1990 pelos pesquisadores do INRIA (Institut National de Recherche en Informatique et en Automatique) e do ENPC (École Nationale des Ponts et Chaussées). Esse software, agora é mantido pelo Consorcio *Scilab* desde maio de 2003, é atualmente usado em diversos ambientes industriais e educacionais pelo mundo, sendo recomendado inclusive pelo French Ministry of Ecology, Sustainable Development and Town and Country Planning, para ser utilizado no EUROCODE.

Para a discretização das seções transversais foi utilizado o *Gmsh* (copyright (C) 1997-2009 by C. Geuzaine and J.-F. Remacle), que é um gerador de malha automático 2D/3D de elementos finitos, que possui interfase gráfica. O *Gmsh* é um software gratuito elaborado em CAD, que apresenta quatro módulos: geometry, mesh, solver e post-processing. A especificação de qualquer destes módulos é interativa tanto usando a interfase gráfica quanto arquivos de texto ASCII que inclusive podem ser editados com o próprio editor do programa.

As respostas gráficas das simulações de distribuição de temperatura 2D podem ser observadas através do *openDX*, software livre utilizado para a visualização de dados de engenharia, científicos e analíticos. Desde sua introdução em 1991 como *Visualization Data Explorer* da IBM, o software foi continuamente melhorado provendo os usuários de uma interface standard muito flexível na criação de visualizações.

Nesse contexto, é pretensão desta pesquisa continuar futuramente com o melhoramento do programa criando uma interface intuitiva que permita sua fácil utilização, para ser oferecida livremente à comunidade técnica e profissional como uma ferramenta prática de verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio atendendo às disposições da NBR ASTM 15200:2004.

### **5.3 Método simplificado de cálculo**

Além dos métodos gráficos e tabulares, alguns códigos internacionais sugerem a aplicação dos chamados “*métodos simplificados*” para avaliação analítica da capacidade de resistência de elementos estruturais de concreto armado. Tais métodos, aplicados criteriosamente, são ferramentas eficazes e práticas para a verificação da resistência de

vigas, pilares e lajes, com ótimos resultados concorrentes com os obtido pelos métodos gerais, mas sem a complexidade de aplicação destes, quando se utiliza elementos finitos para a determinação das temperaturas na seção transversal do elemento em questão.

Nos modelos simplificados, a verificação em situação de incêndio é efetuada fundamentalmente pelo dimensionamento dos esforços de flexão. Quando dimensionados adequadamente à temperatura ambiente, os elementos estruturais de concreto raramente sofrem ruptura por cisalhamento em incêndio (GUSTAFERRO 1986; LIN et al. 1988 apud HARMATHY 1993, BUCHANAN 2001).

Para a determinação do momento fletor resistente em lajes considerou-se o incêndio atuando na face inferior. Em vigas o incêndio atua nas faces laterais e inferior. Para a determinação da força normal resistente em pilares, considerou-se o incêndio atuante nas quatro faces laterais.

Os esforços resistentes das peças usuais de concreto armado submetidas aos diferentes TRRF's foram determinados tendo como referência o ANEXO B da NBR 6118 (2001) e o EUROCODE, que estabelecem os coeficientes de ponderação apresentadas na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 Coeficientes de ponderação

Norma	Coeficientes de Ponderação		
	Concreto	Aço	Ações
	$\gamma_c$	$\gamma_s$	$\gamma_f$
NBR 6118 (2001)	1,20	1,00	1,00
EUROCODE	1,00	1,00	1,00

Com o conhecimento da distribuição de temperaturas nas seções de concreto armado, obtidas para os diferentes tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), foi possível determinar os respectivos coeficientes de redução do concreto ( $K_{c,\theta}$ ) e aço e ( $K_{s,\theta}$ ), associados à temperatura atingida utilizando as expressões (5.1) até (5.11), que utilizados convenientemente permitiram calcular as resistências mecânicas reduzidas em situação de incêndio.

Na verificação de peças estruturais de concreto armado que o esforço obtido em situação de incêndio não deve ser, em hipóteses alguma, superior àquele calculado a temperatura ambiente. Assim, os valores mostrados nas Tabelas (5.2) ao (5.6) foram calculados apenas com fins comparativos.

Os coeficientes de redução, para o aço quanto para o concreto podem calcular-se em função da temperatura utilizando as equações (5.1) - (5.11):

**Aço.-** Para armaduras tracionadas de vigas e lajes quando  $\varepsilon_{si} > 2\%$

$$K_{s,\theta} = 1,0 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 350^\circ\text{C} \quad (5.1)$$

$$K_{s,\theta} = (6650 - 9\theta)/3500 \quad \text{para } 350^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (5.2)$$

$$K_{s,\theta} = (1200 - \theta)/5000 \quad \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.3)$$

**Aço.-** Para armaduras comprimidas de pilares, vigas e lajes quando  $\varepsilon_{si} \leq 2\%$

$$K_{s,\theta} = 1,0 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (5.4)$$

$$K_{s,\theta} = (1100 - \theta)/1000 \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (5.5)$$

$$K_{s,\theta} = (8300 - 12\theta)/5000 \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 650^\circ\text{C} \quad (5.6)$$

$$K_{s,\theta} = (1200 - \theta)/5500 \quad \text{para } 650^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.7)$$

### **Concreto**

$$K_{c,\theta} = 1,0 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (5.8)$$

$$K_{c,\theta} = (1600 - \theta)/1500 \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (5.9)$$

$$K_{s,\theta} = (900 - \theta)/625 \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \quad (5.10)$$

$$K_{s,\theta} = 0,0 \quad \text{para } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.11)$$

### **5.3.1 Viga submetida a momento fletor positivo**

Para a determinação dos esforços resistentes em vigas em situação de incêndio considerou-se apenas flexão simples, pois nessa situação as peças de concreto falham, em geral, por flexão ou flexo- compressão e não por cisalhamento.

#### **5.3.1.1 Análise teórica**

Nas vigas submetidas a momento fletor positivo ocorrem esforços de tração na parte inferior da seção, que devem ser suportados pela armadura inferior, e na parte superior, os esforços de compressão são suportados por uma região específica de concreto (área comprimida), tal como se observa na Figura 5.1.

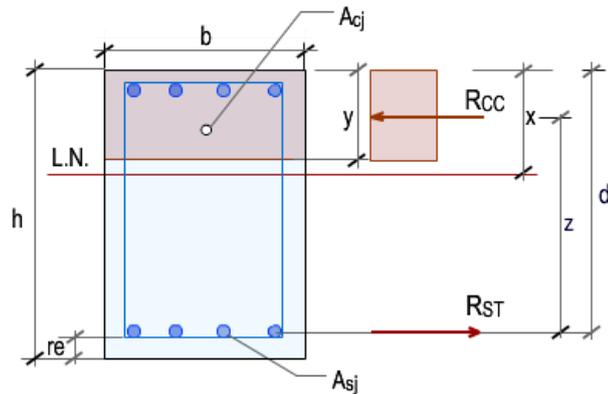


Figura 5.1 Seção de viga de concreto armado submetida à flexão positiva

em que:

- $h$  : altura da viga
- $b$  : base da viga
- $LN$  : linha neutra.
- $x$  : distancia do borde até a linha neutra
- $A_{cj}$  : área de concreto submetida à compressão.
- $A_{sj}$  : área da barra de aço  $j$  submetida à tração, conforme a sua localização.
- $r_e$  : cobrimento
- $R_{CC}$  : resultante de compressão no concreto;
- $R_{ST}$  : resultante de tração no aço;
- $z$  : braço de alavanca.

Para equilibrar o sistema de esforços solicitantes de cálculo com os esforços resistentes últimos, que a seção da viga deve atender, utilizou-se a Equação (5.12), como representado na Figura 5.2.

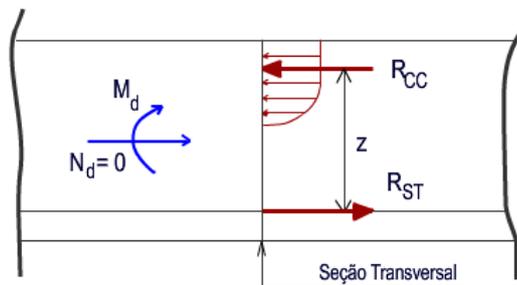


Figura 5.2 Esquema de esforços internos e externos, TEPEDINO (1982)

$$M_d = R_{CC}z = R_{ST}z \quad (5.12)$$

em que:

- $N_d$  : força normal solicitante de cálculo;  
 $M_d$  : momento fletor solicitante de cálculo.

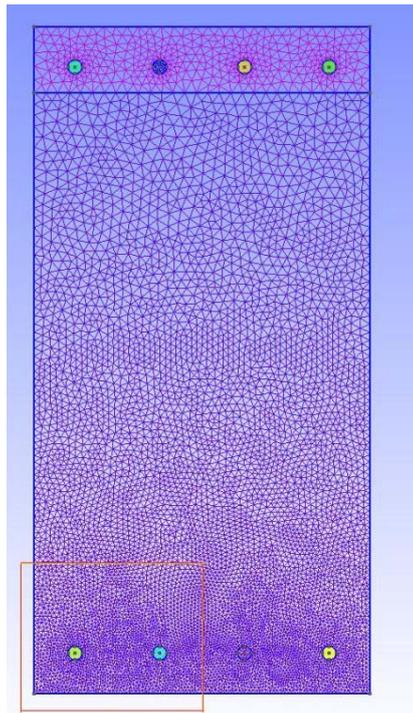
Na determinação da armadura a 20°C considerou-se também os coeficientes de ponderação das ações  $\gamma_f = 1,4$ , de ponderação da resistência do concreto  $\gamma_c = 1,4$  e de ponderação de resistência do aço  $\gamma_s = 1,15$ .

Foi analisada a ação do incêndio nas faces laterais e inferior da seção quadrangular da viga. O calor transmitido à viga pelos fluidos (gases) quentes do compartimento gera uma distribuição particular de temperatura no interior da seção da viga associada a cada TRRF selecionado.

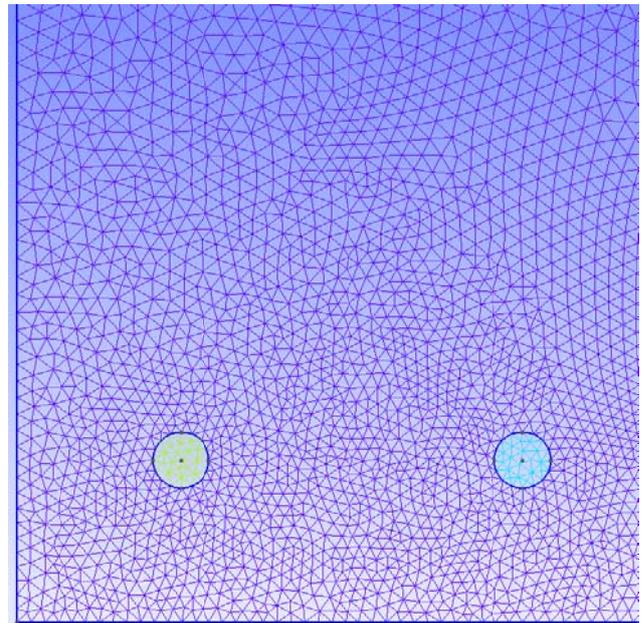
A seção transversal da viga foi discretizada em 15.900 elementos triangulares, 7.642 nós em superfícies e 440 nós em linhas, como ilustrado na Figura 5.3.1. A seleção da dimensão ótima do elemento triangular foi determinada fazendo diversas simulações até encontrar a maior dimensão possível com a qual os resultados esperados não fossem desvirtuados.

Também se considerou necessário fazer a distinção entre o aço e o concreto na discretização por esses materiais serem de comportamentos térmicos diferentes. Contudo, não foram observadas diferenças importantes nas regiões de transição entre esses materiais, como será mostrada mais adiante.

As distorções nas formas geométricas dos elementos triangulares, nas regiões de interação entre o aço e concreto, não foram significativas assegurando-se com isso resultados mais confiáveis (ver Figura 5.3.2).



a) Malha da Viga 30x60cm<sup>2</sup> (gms).



b) Detalhe na zona de interação aço-concreto

Figura 5.3 Discretização da Viga de concreto armado 30x60cm<sup>2</sup>

As temperaturas em cada nó foram obtidas utilizando o programa computacional, com as quais foi possível estimar a temperatura média de cada elemento triangular, segundo se mostra na Figura 5.4.

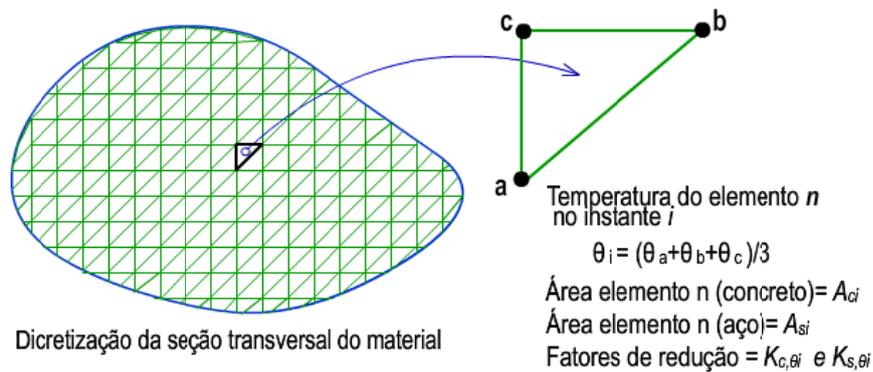


Figura 5.4 Temperatura no elemento triangular.

A partir do conhecimento das temperaturas para cada elemento triangular de concreto e aço e suas respectivas áreas atuantes e , podemos determinar os diferentes coeficientes de redução e do concreto e aço respectivamente, utilizando as equações (5.1) ao (5.11). Ou seja, para um determinado TRRF, são obtidos tantos coeficientes de redução como número de elementos triangulares tem a discretização. Portanto, para continuar com o procedimento de verificação é necessário introduzir outro

conceito, o “coeficiente de redução médio”, que vai representar de forma simplificada dita condição. Assim, o foco passa a ser a determinação dos coeficientes de redução médio  $K_{cm}$  e  $K_{sm}$  do concreto na zona comprimida e o aço sujeito à tração.

O  $K_{cm}$  é obtido calculando o somatório do produto entre as áreas ( $A_{ci}$ ) de cada elemento triangular por seus correspondentes fatores de redução ( $K_{c,\theta i}$ ) na zona de compressão. Esse valor deve ser estaticamente equivalente a uma única resultante que atua na área total comprimida  $A_{cj}$ , tal como se mostra na expressão (5.13). Analogamente pode-se determinar o coeficiente de redução médio do aço  $K_{sm}$  conforme a posição da armadura na seção transversal, aplicando a Equação (5.14).

$$\text{Concreto:} \quad \sum_{i=1}^n A_{ci} K_{c,\theta i} f_{ck} = K_{cm} f_{ck} A_{cj} \quad (5.13)$$

$$\text{Aço:} \quad \sum_{i=1}^n A_{si} K_{s,\theta i} f_{yk} = K_{sm} f_{yk} A_{sj} \quad (5.14)$$

- $n$  : número de elementos finitos da discretização;
- $A_{ci}$  : área de um elemento triangular infinitesimal de concreto, submetido a esforços de compressão na temperatura  $\theta_i$ ;
- $A_{si}$  : área de um elemento triangular infinitesimal de aço, submetido a esforços de tração na temperatura  $\theta_i$ ;
- $A_{cj}$  : área total comprimida de concreto na temperatura  $\theta_i$ ;
- $A_{sj}$  : área da barra de aço j submetida à tração, conforme sua locação, na temperatura  $\theta_i$ ;
- $K_{c,\theta i}$  : fator de redução da resistência do concreto na temperatura  $\theta_i$ ;
- $K_{s,\theta i}$  : fator de redução da resistência do aço na temperatura  $\theta_i$ ;
- $f_{ck}$  : resistência característica do concreto à compressão;
- $f_{yk}$  : resistência característica do aço ao escoamento;
- $K_{cm}$  : fator de redução médio da seção comprimida de concreto sob o efeito do fogo;
- $K_{sm}$  : fator de redução médio ao escoamento do aço sob o efeito do fogo.

Em seguida, determina-se o valor do momento resistente (solicitante) de cálculo,  $M_d$ , através da equação (5.12) e a resultante de compressão do concreto,  $R_{CC}$ , aplicando a equação (5.15):

$$R_{CC} = f_c b y k_{cm} \quad (5.15)$$

em que:

$y = 0,8x$  : Profundidade da linha neutra para o diagrama retangular de tensões no concreto.

### 5.3.1.2 Aplicação numérica

Foi estudada uma viga de concreto armado submetida a momento fletor positivo, com seção transversal de  $A_c = 30 \times 60 \text{ cm}^2$ ,  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$  e aço CA50. O cobrimento considerado foi de  $c_e = 25 \text{ mm}$ . A disposição da armadura, o momento de serviço e demais dados estão especificados a seguir.

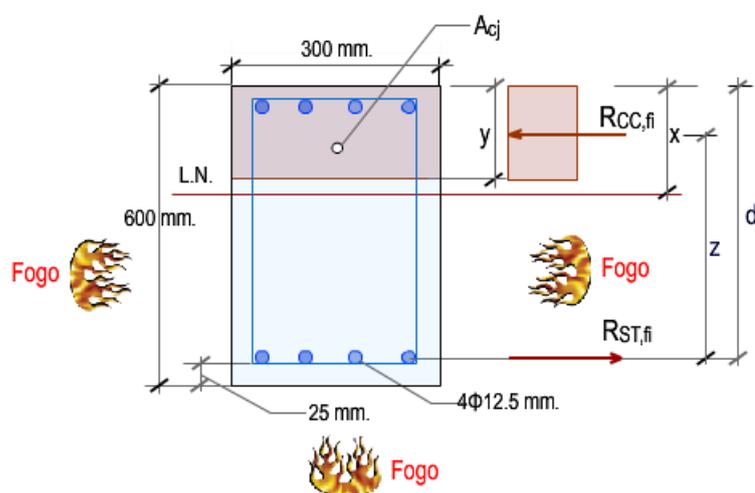


Figura 5.5 Seção transversal de viga de momento positivo

#### Dados da viga de concreto armado:

$b_w = 30 \text{ cm}$	largura viga
$h = 60 \text{ cm}$	altura viga
$c_e = 2,5 \text{ cm}$	cobrimento da armadura
$r_e = 0,5 \text{ cm}$	diâmetro de estribos
$\phi = 1,25 \text{ cm}$	diâmetro da armadura
$d = 56,375 \text{ cm}$	distância útil
$M_{SERV} = 8000 \text{ kN}$	momento de serviço
$M_d = 1,4 M_{SERV}$	momento resistente de dimensionamento
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$	resistência característica do concreto a compressão

$$\left( f_{ck} = 2 \frac{kN}{cm^2} \right); (f_c = 0,85 f_{ck})$$

$$\gamma_c = 1,2$$

coeficiente de ponderação do concreto

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

resistência de cálculo de compressão do concreto

$$f_{cd} = 14,2857 \frac{N}{cm^2}$$

$$f_{yk} = 50 \frac{N}{cm^2}$$

resistência característica do aço ao escoamento

$$\gamma_f = 1,4$$

coeficiente de ponderação das ações

$$\gamma_s = 1,00$$

coeficiente de ponderação do aço

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

resistência de cálculo ao escoamento do aço

$$\gamma_F = 1,00$$

coeficiente das ações em situação de incêndio

$$y = 0,8x = 75,97 \text{ cm}$$

distância maior do diagrama parábola – retângulo, da área comprimida do concreto ( $x = 7.46 \text{ cm}$ );

$$z = d - 0,4x = 53,391 \text{ cm}$$

braço de alavanca

$$A_s = 5,0 \text{ cm}^2$$

área do aço correspondente à armadura submetida à tração

### Distribuição de temperaturas

As Figuras 5.6.1 - 5.6.8 mostram as variações de temperatura obtidas na viga de concreto armado de seção  $30 \times 60 \text{ cm}^2$  para TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos, nas condições de fogo nas faces laterais e inferior. Dado que a distribuição de temperatura na seção da viga é simétrica em relação ao eixo vertical que passa pelo seu centro, são mostradas apenas as Isotérmicas do quadrante inferior direito da seção transversal.

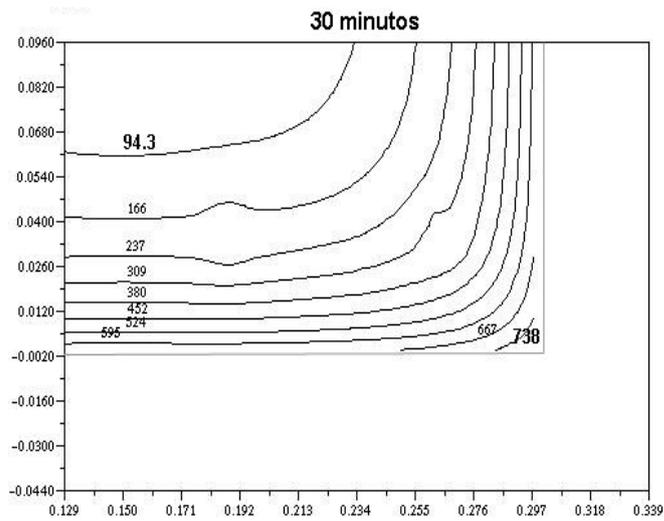


Figura 5.6.1 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 30 min)

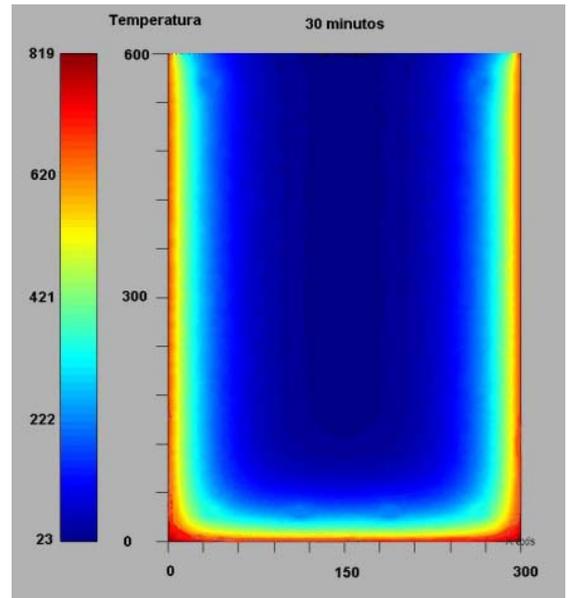


Figura 5.6.2 Distribuição de temperaturas viga 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 30 min)

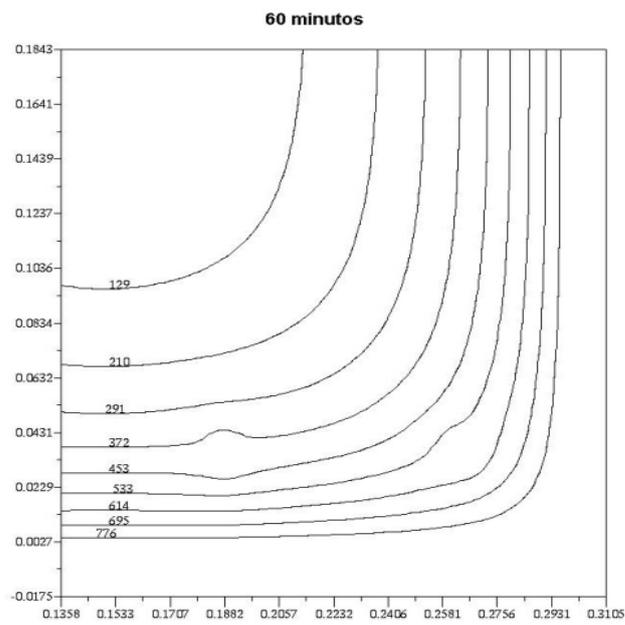


Figura 5.6.3 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 60 min)

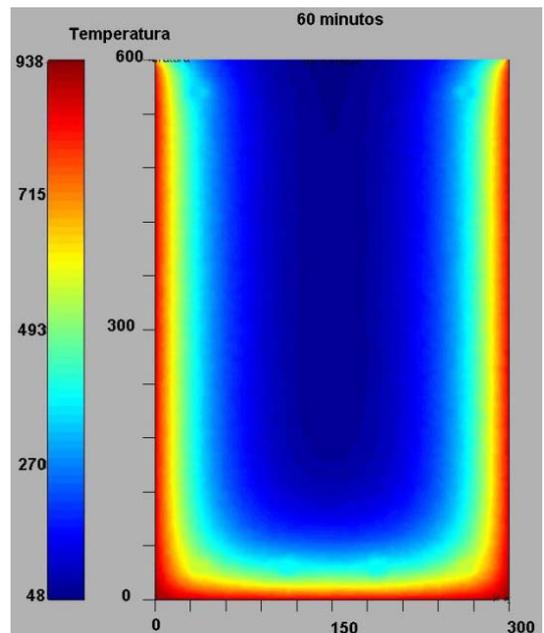


Figura 5.6.4 Distribuição de temperaturas viga 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 60 min)

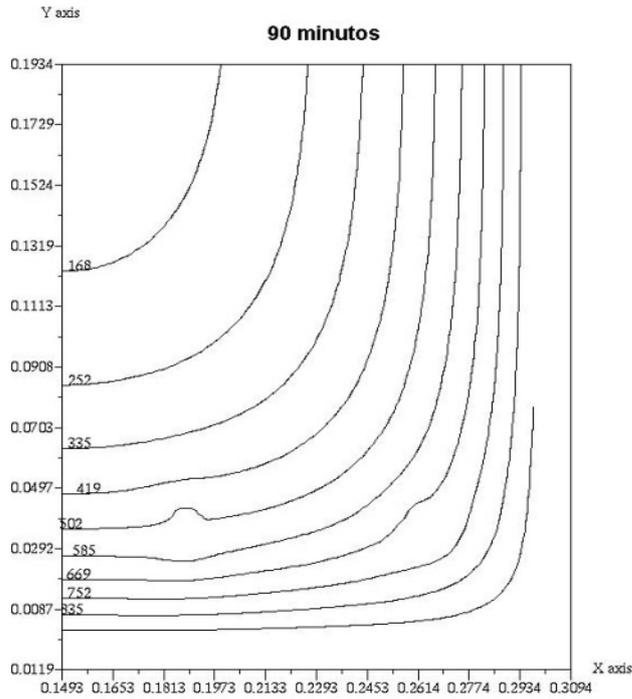


Figura 5.6.5 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 90 min)

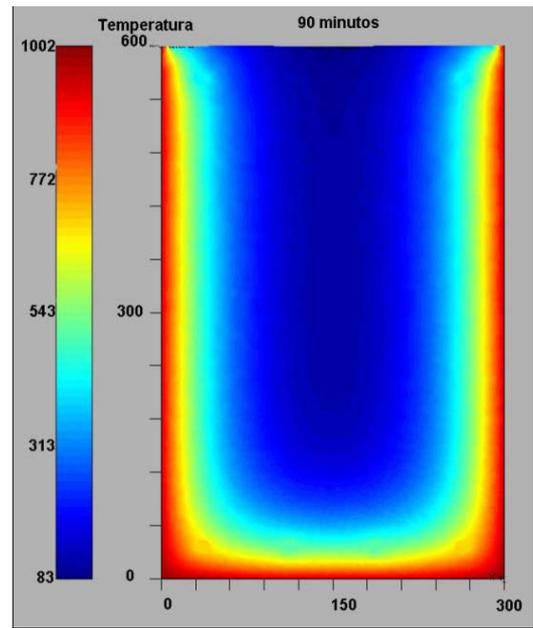


Figura 5.6.6 Distribuição de temperaturas viga 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 90 min)

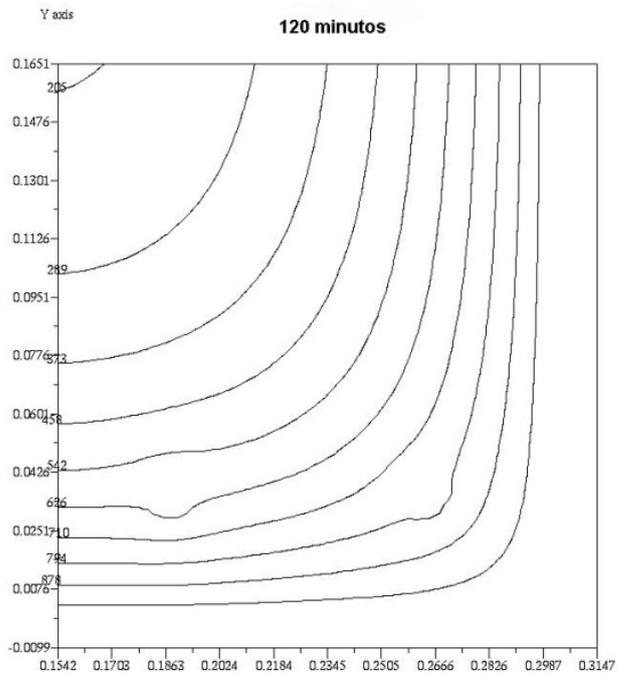


Figura 5.6.7 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 120 min)

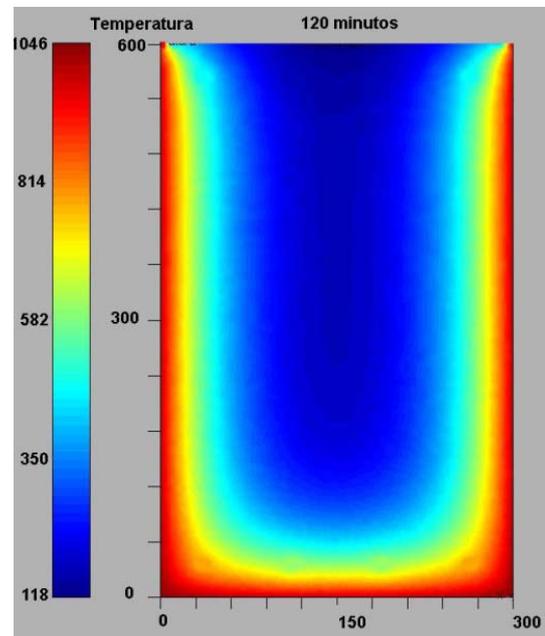


Figura 5.6.8 Distribuição de temperaturas viga 30x60cm<sup>2</sup> (TRRF 120 min)

## Cálculo dos esforços resistentes

### Para temperatura ambiente 20°C

Resultante de tração no aço:  $R_{ST} = A_s \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad R_{ST} = 217,39 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc} = R_{ST}$  (condição de equilíbrio)  $R_{ST} = 217,39 \text{ kN}$

Momento resistente existente ( $M_{res_{EX}}$ ):

$$M_{res_{dEX}} = A_s z f_{yd} \quad M_{res_{dEX}} = 11606,74 \text{ kN.cm}$$

$$M_{res_{EX}} = \frac{M_{res_{dEX}}}{\gamma_f} \quad M_{res_{EX}} = 8290,53 \text{ kN.cm}$$

### Para TRRF 30 minutos

Fatores de redução médios: (Determinados pelo programa)

Concreto:  $k_{cm30} = 0,93846947$

Aço:  $k_{sm30} = 1,0000$

Resultante de tração no aço:  $R_{ST30} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm30} \quad R_{ST30} = 250 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc30} = R_{ST30}$  (condição de equilíbrio)  $R_{cc30} = 250 \text{ kN}$

Dado que a área comprimida foi reduzida, os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{30} = \frac{R_{cc30} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm30}} \quad y_{30} = 6,267 \text{ cm}$$

$$x_{30} = \frac{y_{30}}{0,8} \quad x_{30} = 7,83 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES30}$ ):

$$z_{30} = d - 0,4x_{30} \quad z_{30} = 53,2417 \text{ cm}$$

$$M_{dRES30} = R_{cc30} z_{30} \quad M_{dRES30} = 13310 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES30} = \frac{M_{dRES30}}{\gamma_F} \quad M_{RES30} = 13310 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

**Para TRRF 60 minutos.**

Fatores de redução médios:

$$\text{Concreto:} \quad k_{cm60} = 0,8786620$$

$$\text{Aço:} \quad k_{sm60} = 0,6751$$

$$\text{Resultante de tração no aço:} \quad R_{ST60} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm60} \quad R_{ST60} = 168,7846 \text{ kN}$$

$$\text{Resultante de compressão do concreto:} \quad R_{cc60} = R_{ST60} \quad R_{cc60} = 168,7846 \text{ kN}$$

(condição de equilíbrio)

Dado que a área comprimida foi reduzida, os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{60} = \frac{R_{cc60} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm60}} \quad y_{60} = 4,52 \text{ cm}$$

$$x_{60} = \frac{y_{60}}{0,8} \quad x_{60} = 5,65 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES60}$ ):

$$z_{60} = d - 0,4x_{60} \quad z_{60} = 54,12 \text{ cm}$$

$$M_{dRES60} = R_{cc60} z_{60} \quad M_{dRES60} = 9134 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES60} = \frac{M_{dRES60}}{\gamma_F} \quad M_{RES60} = 9134 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

**Para TRRF 90 minutos**

Fatores de redução médios:

$$\text{Concreto:} \quad k_{cm90} = 0,8319578$$

$$\text{Aço:} \quad k_{sm90} = 0,3519$$

$$\text{Resultante de tração no aço:} \quad R_{ST90} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm90} \quad R_{ST90} = 87,9626 \text{ kN}$$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc90} = R_{ST90}$   $R_{cc90} = 879,9626 \text{ kN}$   
(condição de equilíbrio)

Dado que a área comprimida foi reduzida, os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{90} = \frac{R_{cc90} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm90}} \quad y_{90} = 2,5 \text{ cm}$$

$$x_{90} = \frac{y_{90}}{0,8} \quad x_{90} = 3,11 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES90}$ ):

$$z_{90} = d - 0,4x_{90} \quad z_{90} = 55,13 \text{ cm}$$

$$M_{dRES90} = R_{cc90} z_{90} \quad M_{dRES90} = 4850 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES90} = \frac{M_{dRES90}}{\gamma_F} \quad M_{RES90} = 4850 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

#### Para TRRF 120 minutos

Fatores de redução médios:

Concreto:  $k_{cm120} = 0,789476$

Aço:  $k_{sm120} = 0,2154$

Resultante de tração no aço:  $R_{ST120} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm120}$   $R_{ST120} = 53,853 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc120} = R_{ST120}$   $R_{cc120} = 53,853 \text{ kN}$   
(condição de equilíbrio)

Dado que a área comprimida foi reduzida, os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{120} = \frac{R_{cc120} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm120}} \quad y_{120} = 1,6 \text{ cm}$$

$$x_{120} = \frac{y_{120}}{0,8} \quad x_{120} = 2,01 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES60}$ ):

$$z_{120} = d - 0,4x_{120} \quad z_{120} = 55,5725 \text{ cm}$$

$$M_{dRES120} = R_{cc120} z_{120}$$

$$M_{dRES120} = 2993 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES120} = \frac{M_{dRES120}}{\gamma_F}$$

$$M_{RES120} = 2993 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### 5.3.1.3 Comparação de resultados

Tabela 5.2 Comparação de resultados viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> submetida à flexão positiva

TRRF (min)	M. Simplificado SOARES(2003)		M. Simplificado EUROCODE 2		Método Geral CASTRO(2005)		M.Simplificado MIRAVAL (2009)	
	x (cm)	M <sub>RES</sub> (kN.cm)	x (cm)	M <sub>RES</sub> (kN.cm)	x (cm)	M <sub>RES</sub> (kN.cm)	x (cm)	M <sub>RES</sub> (kN.cm)
30	7,55	13339	6,29	13465	9,6	12947	7,83	13310
60	6,66	10809	5,55	10899	8,82	10241	5,65	9134
90	4,22	6152	3,52	6184	6,99	6418	3,11	4850
120	3,02	4138	2,52	4114	5,51	3849	2,01	2993
<b>Coefficientes de ponderação</b>	γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		γ <sub>c</sub> =1,0 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando a distribuição de temperaturas calculada pelo THERSYS		γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando a distribuição de temperaturas calculada neste trabalho	

### 5.3.2 Viga submetida a momento fletor negativo

#### 5.3.2.1 Análise teórica

No caso de momento fletor negativo, a área comprimida do concreto, que está situada na parte inferior da seção, é atingida pelas temperaturas mais elevadas, significando uma redução ainda maior nas suas propriedades mecânicas de resistência (Ver Figura 5.7). Contudo, a armadura que suporta os esforços de flexão está localizada na parte superior da viga, onde as temperaturas não são nocivas, que é uma situação sem risco para uma falha por flexão.

O processo de determinação do  $K_{sm}$  é análogo ao caso do momento fletor positivo, bastando apenas localizar as barras de aço na seção transversal, para se encontrar os  $K_{s,\theta i}$ .

Para calcular a resultante de compressão do concreto de cada elemento triangular submetido à compressão  $R_{CCj}$ , é necessário determinar sua área e ponto de aplicação, tal como se indica na expressão (5.16).

$$R_{CCj} = A_{ci}^j k_{c,\theta i}^j f_{ci} \quad (5.16)$$

Em que:

- $R_{CCj}$  : resultante de compressão de o elemento triangular de concreto  $j$ , na temperatura  $\theta_i$ ;
- $A_{ci}^j$  : área de um elemento triangular de concreto  $j$ , submetido a esforços de compressão na temperatura  $\theta_i$ ;
- $k_{c,\theta i}^j$  : fator de redução da resistência do concreto do elemento  $j$ , na temperatura  $\theta_i$ ;
- $f_{ci}$  : resistência de cálculo em situação de incêndio, análoga ao  $f_c$ .

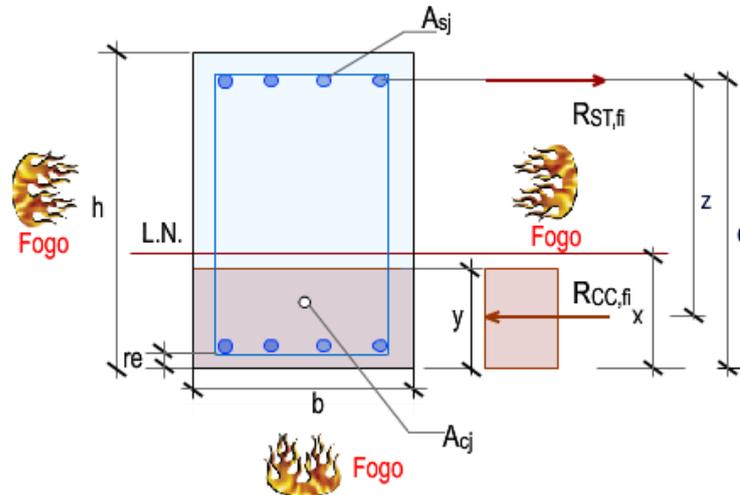


Figura 5.7 Viga de concreto armado submetida à flexão negativa

Para calcular o ponto de aplicação da resultante total de compressão do concreto  $R_{CC}$  foi utilizada a seguinte equação:

$$R_{CC} y_c = \sum_{j=1}^n A_{ci}^j k_{c,\theta i}^j f_{ci} y_j \quad (5.17)$$

em que:

- $R_{CC}$  : resultante total de compressão da área de concreto submetido a esforços de compressão na temperatura  $\theta_i$ ;
- $y_c$  : ponto de aplicação da resultante total do concreto na área total comprimida na temperatura  $\theta_i$  medido da base inferior;
- $y_j$  : ponto de aplicação do elemento  $j$ , na temperatura  $\theta_i$ ;
- $f_{ci}$  : resistência de cálculo em situação de incêndio, análoga ao  $f_c$ ;

- $n$  : número de elementos triangulares submetidos à compressão.
- $A_{cj}$  : área de concreto submetida à compressão.
- $A_{sj}$  : área da barra de aço  $j$  submetida à tração, conforme a sua localização.
- $r_e$  : cobrimento
- $R_{CC}$  : resultante de compressão no concreto;
- $R_{ST}$  : resultante de tração no aço;
- $z$  : braço de alavanca.
- $LN$  : linha neutra.

A discretização da seção transversal da viga submetida à flexão negativa foi feita analogamente ao caso da viga submetida à flexão positiva e está ilustrada na Figura 5.8.

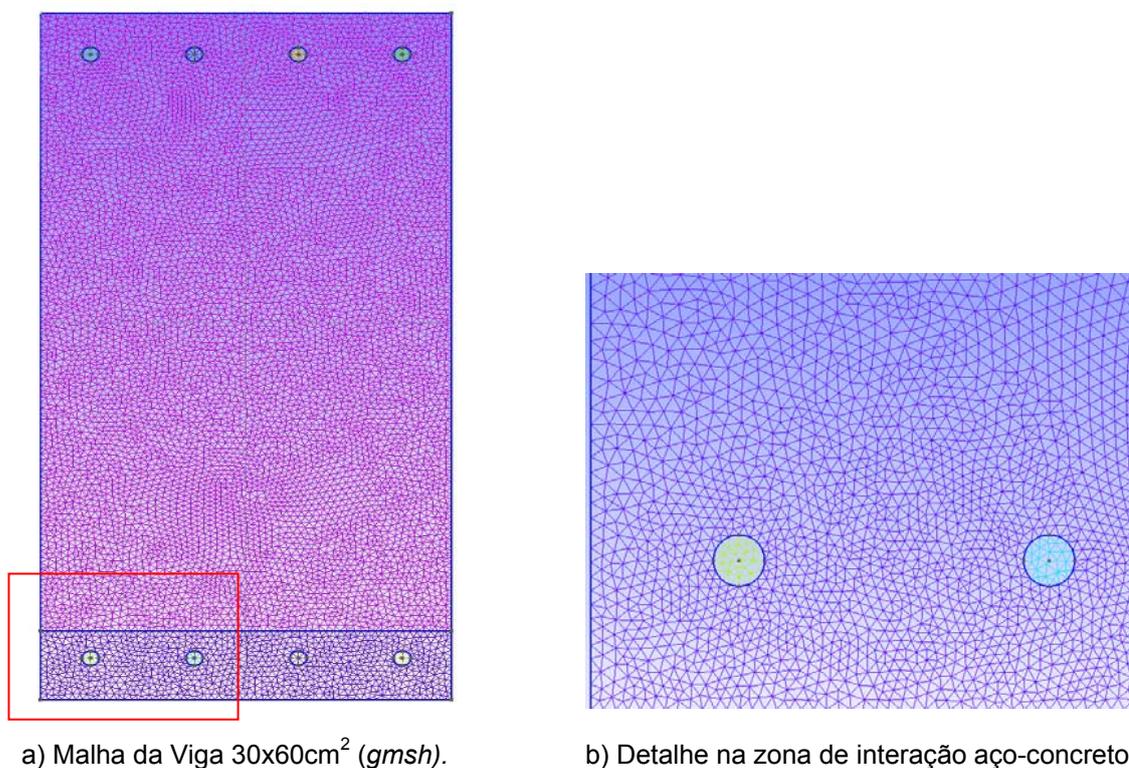


Figura 5.8 Discretização da Viga de concreto armado 30x60cm<sup>2</sup>

### 5.3.2.2 Aplicação numérica

Foi estudada a mesma viga de concreto armado usada no item anterior, porém submetida a momento fletor negativo.

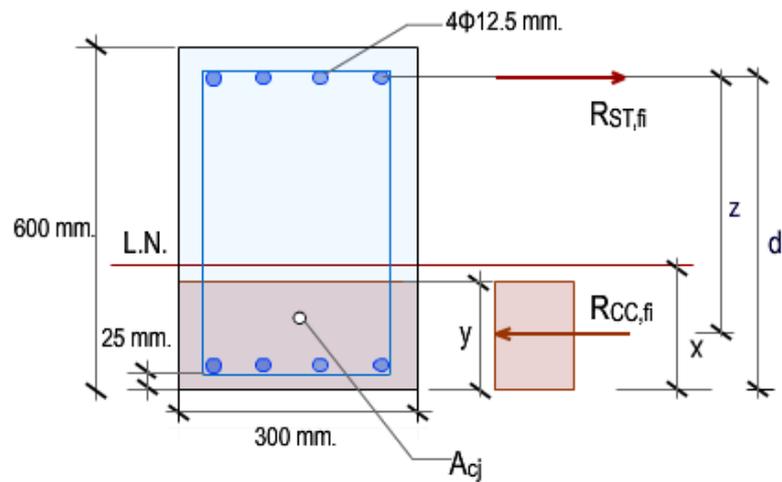


Figura 5.9 Viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> submetida à flexão negativa

### Distribuição de temperaturas

Como no caso anterior, considerou-se a situação de fogo nas três faces: laterais e inferior. As variações de temperatura são mostradas nas Figuras 5.10.1 - 5.10.8 para TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos.

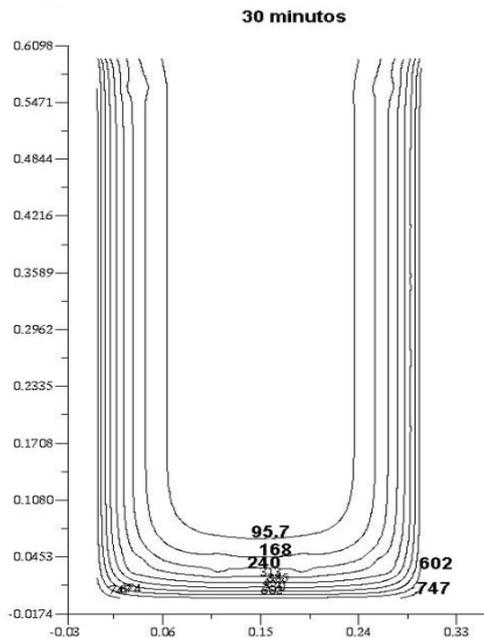


Figura 5.10.1 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 30 min)

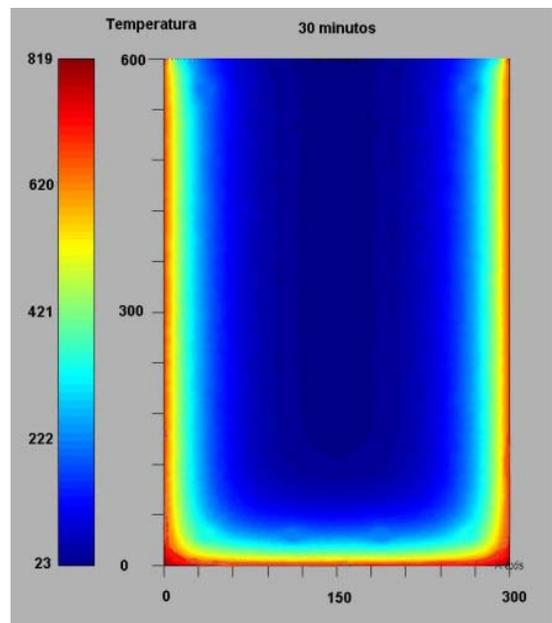


Figura 5.10.2 Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 30 min)

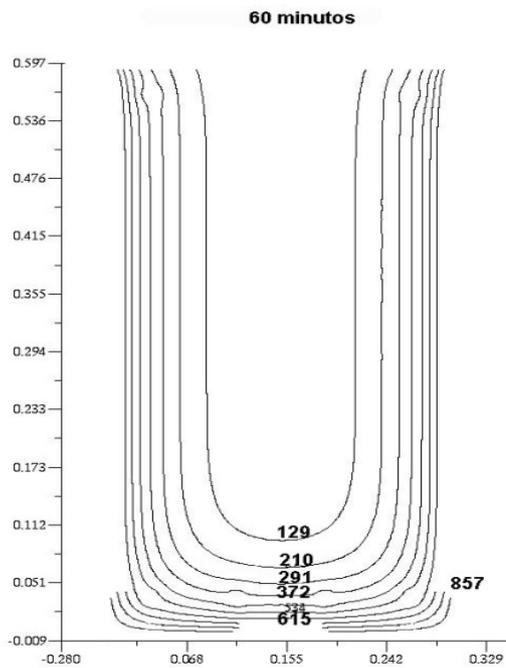


Figura 5.10.3 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 60 min)

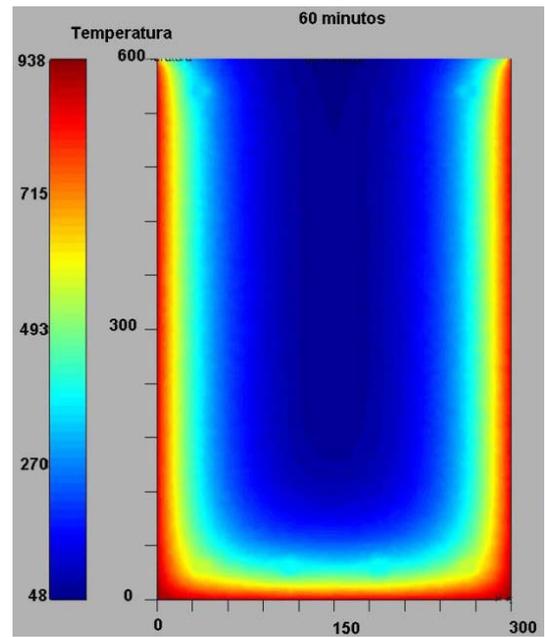


Figura 5.10.4 Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 60 min)

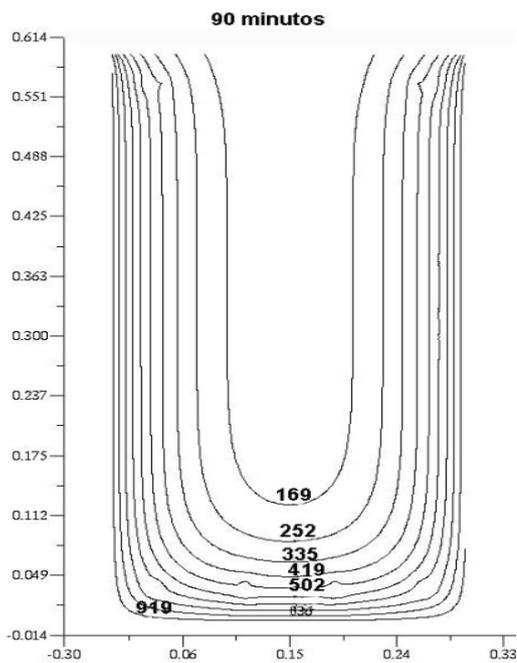


Figura 5.10.5 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 90 min)

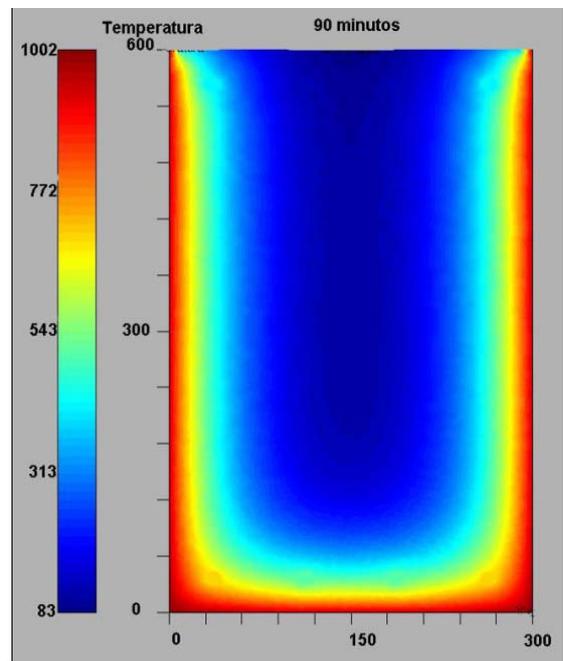


Figura 5.10.6 Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 90 min)

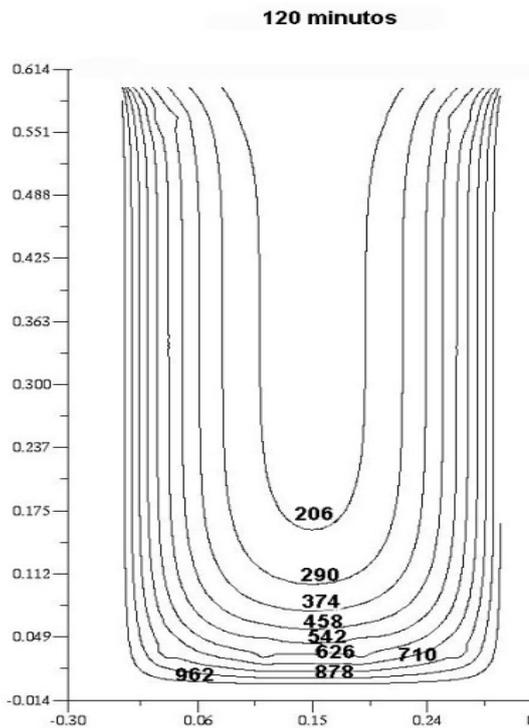


Figura 5.10.7 Isotérmicas viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 120 min)

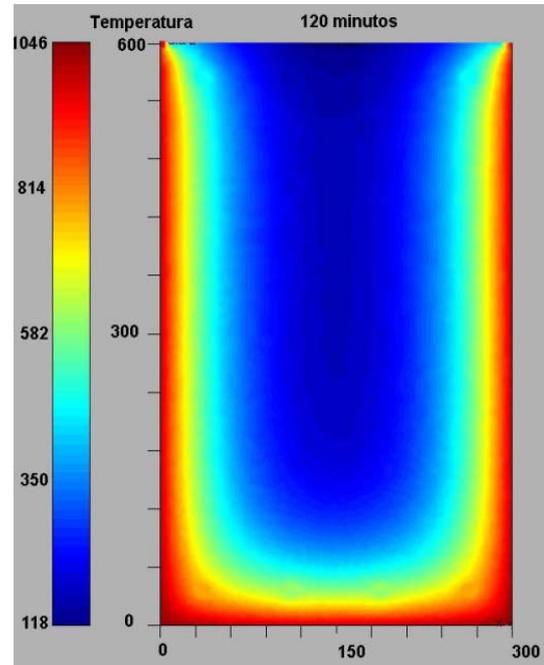


Figura 5.10.8 Distribuição de temperaturas viga 30x60 cm<sup>2</sup> (TRRF 120 min)

### Cálculo dos esforços resistentes

Mostra-se apenas o detalhe de cálculo dos esforços resistentes para o caso de um TRRF de 30 minutos.

#### Para temperatura ambiente 20°C

Resultante de tração no aço:  $R_{ST} = A_s \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad R_{ST} = 217,39 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc} = R_{ST} \quad R_{ST} = 217,39 \text{ kN}$   
(condição de equilíbrio)

Momento resistente existente ( $M_{res_{EX}}$ ):

$$M_{res_{dEX}} = A_s z f_{yd} \quad M_{res_{dEX}} = 11606 \text{ kN.cm}$$

$$M_{res_{EX}} = \frac{M_{res_{dEX}}}{\gamma_f} \quad M_{res_{EX}} = 8291 \text{ kN.cm}$$

#### Para TRRF de 30 minutos

Fator de redução médio do aço:  $k_{sm30} = 1,0000$

Resultante de tração no aço:  $R_{ST30} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm30}$   $R_{ST30} = 250kN$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc30} = R_{ST30}$  (condição de equilíbrio)  $R_{cc30} = 250kN$

O ponto de aplicação da resultante total de compressão é calculado pelo programa em função do fundo da viga aplicando a Equação (5.17), ou seja:

$$y_{c30} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{ci}^j k_{c,\theta i}^j f_{ci} \cdot y_j}{R_{cc30}} \quad y_{c30} = 2,521 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{dRES30}$ ):

$$z_{30} = d - y_{c30} \quad z_{30} = 53,8545 \text{ cm}$$

$$M_{dRES30} = R_{cc30} z_{30} \quad M_{dRES30} = 13464 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES30} = \frac{M_{dRES30}}{\gamma_F} \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_{RES30} = 13464 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### 5.3.2.3 Comparação de resultados

Tabela 5.3 Comparação de resultados em viga de concreto armado 30x60 cm<sup>2</sup> submetida à flexão negativa

TRRF (min)	M. Simplificado SOARES(2003) M <sub>RES</sub> (kN.cm)	M. Simplificado EUROCODE 2 M <sub>RES</sub> (kN.cm)	Método Geral CASTRO(2005) M <sub>RES</sub> (kN.cm)	M. Simplificado MIRAVAL (2009) M <sub>RES</sub> (kN.cm)
30	13152	13282	12694	13464
60	12871	13027	12346	12913
90	10959	11094	11157	12403
120	9337	9441	9713	11469
<b>Coefficientes de ponderação</b>	γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)	γ <sub>c</sub> =1,0 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)	γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Utilizando as temperaturas calculadas pelo THERSYS	γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Utilizando as temperaturas calculadas neste trabalho

### 5.3.3 Laje submetida a momento fletor positivo

#### 5.3.3.1 Análise teórica

Foi considerada uma laje submetida à flexão simples com armadura estrutural na face inferior, precisamente onde o fogo a atinge. Essa situação se configura como a mais desfavorável (ver Figura 5.11).

ALVA (2000) ressalta que em situação de incêndio, a temperatura do concreto na face contrária à exposição do fogo não é significativamente afetada pela espessura da laje. Por tal motivo, não foi estudado o caso de momento fletor negativo, onde a armadura está localizada na face superior protegida das altas temperaturas, e conseqüentemente sua resistência mecânica praticamente não sofrerá redução.

A laje de concreto armado de 10 cm de altura pode ser idealizada como uma viga de base  $b = 1,00 m.$ , nessa condição são aplicáveis todos os conceitos e procedimentos utilizados no estudo da viga submetida a momento fletor positivo. A obtenção dos coeficientes de redução média  $K_{cm}$  e  $K_{sm}$  se faz utilizando as mesmas Equações (5.13) e (5.14). A partir do  $R_{ST}$ , correspondente ao TRRF selecionado e dos coeficientes de ponderação, obtêm-se o valor da profundidade da linha neutra  $y$ , através da Equação (5.15).

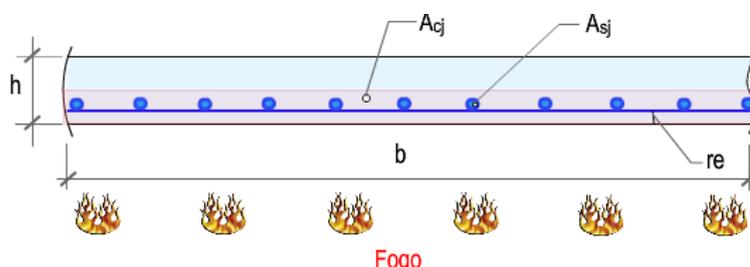


Figura 5.11 Seção transversal de laje de concreto armado submetida à flexão positiva

em que:

- $A_{cj}$  : Área total comprimida de concreto na temperatura  $\theta_i$ .
- $A_{sj}$  : Área da barra de aço j submetida à tração, conforme sua localização, na temperatura  $\theta_i$ .

A seção transversal da laje foi discretizada em 12.578 elementos triangulares, 5.864 nós em superfícies e 604 nós em linhas (ver Figuras 5.12.1 e 5.12.2).

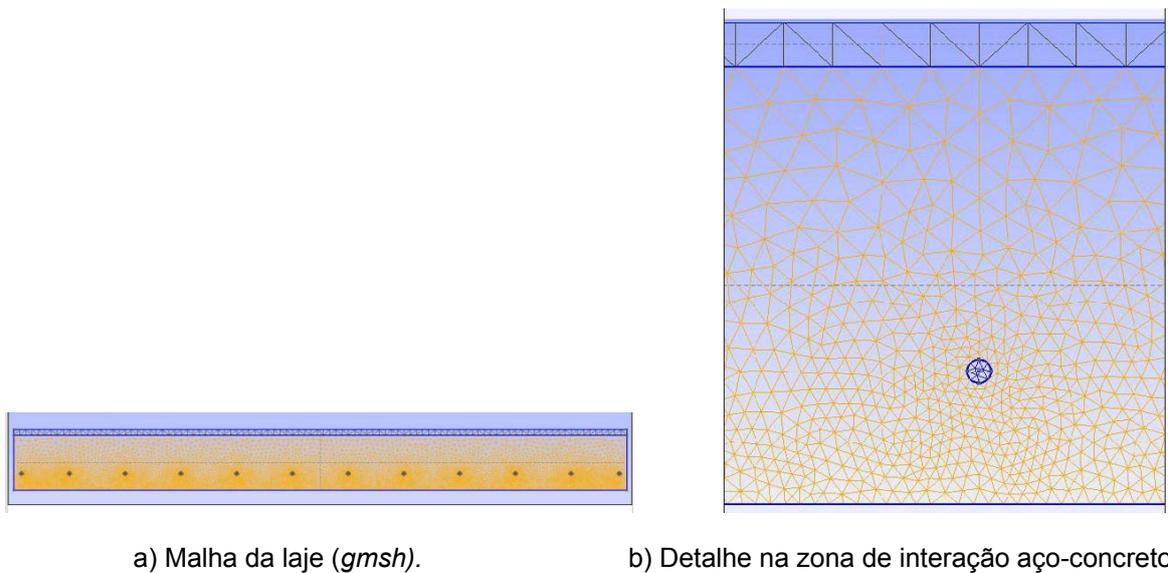


Figura 5.12 Discretização da laje de concreto armado (10 cm)

### 5.3.3.2 Aplicação numérica

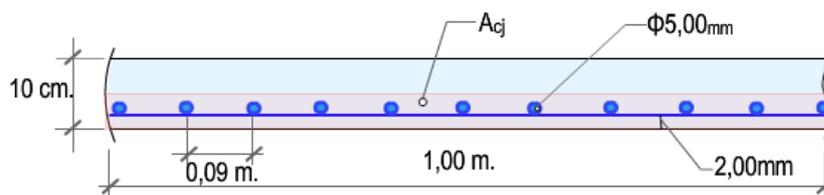


Figura 5.13 Laje de concreto submetida à flexão positiva

#### Dados da laje de concreto armado:

$b_w = 100 \text{ cm}$	largura da laje considerada para a análise.
$h = 10 \text{ cm}$	altura da laje
$c := 0,5 \text{ cm}$	diâmetro dos estribos
$c_e := 2,0 \text{ cm}$	cobrimento da armadura
$r := 0,5 \text{ cm}$	diâmetro da armadura
$d := 7,25 \text{ cm}$	distancia útil
$M_{SER} = 500 \text{ kN.cm}$	momento de serviço
$M_d := 1,4M_{RES}$	momento resistente de dimensionamento.

$f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$	resistência característica do concreto a compressão
$\gamma_c = 1,2$	coeficiente de ponderação do concreto
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	resistência de cálculo de compressão do concreto
$f_{yk} = 60 \frac{N}{cm^2}$	resistência característica do aço ao escoamento
$\gamma_f = 1,4$	coeficiente de ponderação das ações
$\gamma_s = 1,0$	coeficiente de ponderação do aço
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	resistência de cálculo de escoamento do aço
$y = 0,8x = 0,92 \text{ cm}$	do diagrama parábola – retângulo, área comprimida do concreto ( $x = 1,15 \text{ cm}$ )
$z = d - 0,4x = 6,79 \text{ cm}$	braço de alavanca
$A_s = 218 \text{ cm}^2$	área do aço correspondente à armadura submetida à tração ( $\phi 5,00 \text{ mm. c/9,00 cm.}$ )

### Distribuição de temperaturas

Para obtenção da temperatura na seção da laje se considerou a situação de fogo na face inferior. As figuras 5.14.1 - 5.14.8 mostram graficamente as variações de temperatura obtidas na laje de concreto armado de 10 cm. de altura para TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos.

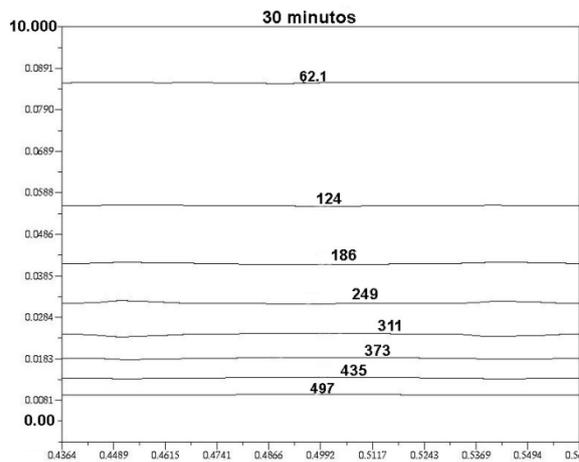


Figura 5.14.1 Isotérmicas laje concreto armado 10 cm de altura (TRRF 30 min)

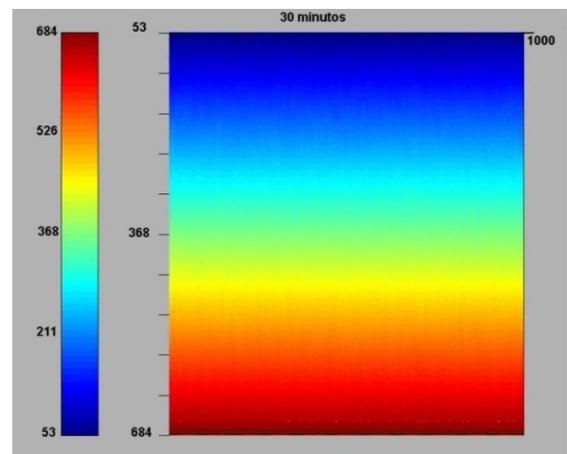


Figura 5.14.2 Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 30 min)

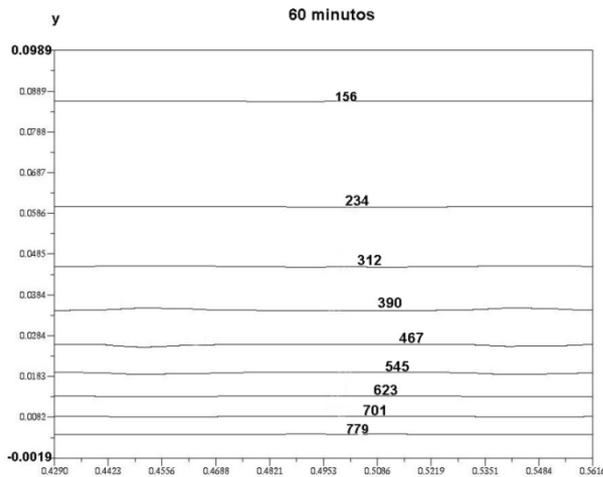


Figura 5.14.3 Isotérmicas laje concreto armado 10 cm de altura (TRRF 60 min)

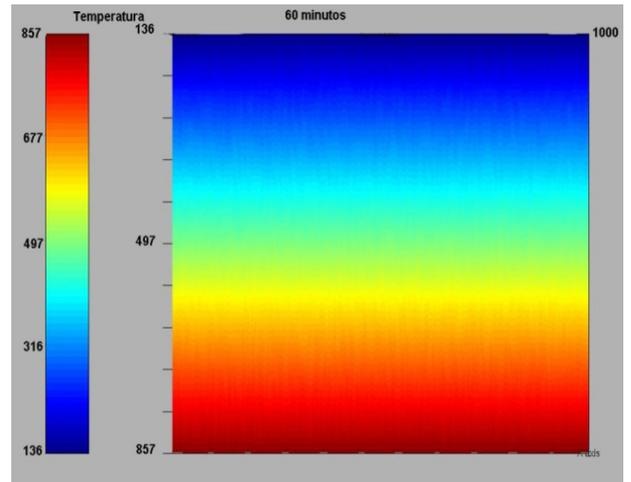


Figura 5.14.4 Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 60 min)

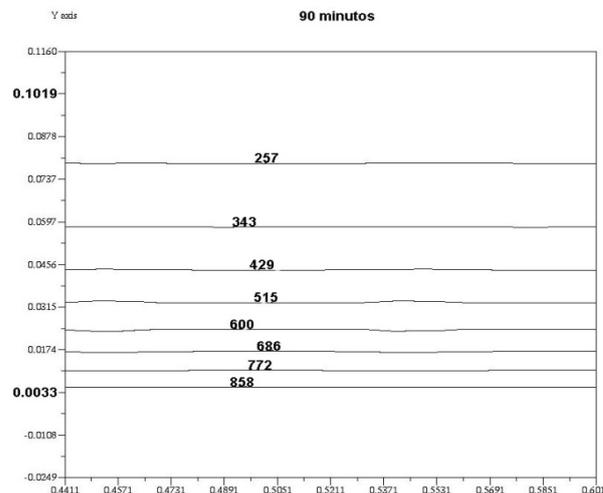


Figura 5.14.5 Isotérmicas laje concreto armado 10 cm de altura (TRRF 90 min)

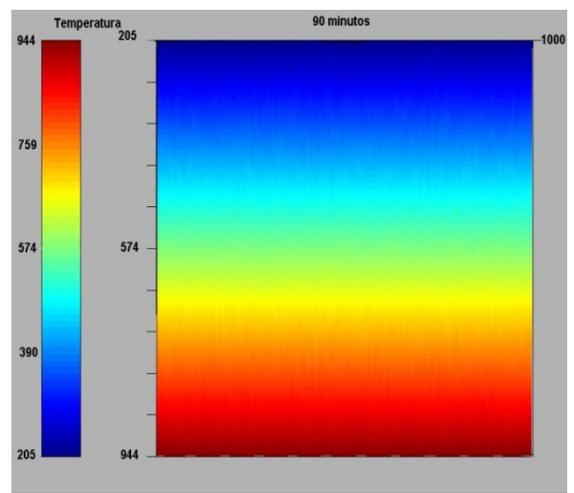


Figura 5.14.6 Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 90 min)

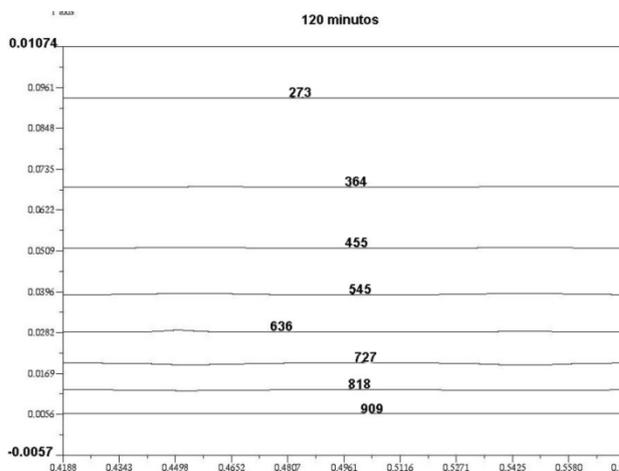


Figura 5.14.7 Isotérmicas laje concreto armado 10 cm de altura (TRRF 120 min)

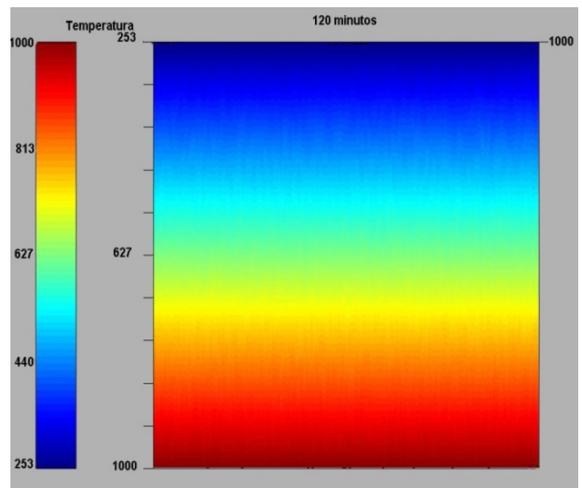


Figura 5.14.8 Distribuição de temperaturas laje 10 cm de altura (TRRF 120 min)

## Cálculo dos esforços resistentes

### Para temperatura ambiente 20°C

Resultante de tração no aço:  $R_{ST} = A_s \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad R_{ST} = 130,8 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc} = R_{ST}$  (condição de equilíbrio)  $R_{cc} = 130,8 \text{ kN}$

Momento resistente existente ( $M_{res_{EX}}$ ):

$$M_{res_{dEX}} = A_s z f_{yd} \quad M_{res_{dEX}} = 772,29 \text{ kN.cm}$$

$$M_{res_{EX}} = \frac{M_{res_{dEX}}}{\gamma_f} \quad M_{res_{dEX}} = 772,29 \text{ kN.cm}$$

### Para TRRF 30 minutos

Fatores de redução médios: (determinados pelo programa)

Concreto:  $k_{cm30} = 1,0000$

Aço:  $k_{sm30} = 1,0000$

Resultante de tração no aço:  $R_{ST30} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm30} \quad R_{ST30} = 130,8 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc30} = R_{ST30}$  (condição de equilíbrio)  $R_{cc30} = 130,8 \text{ kN}$

Dado que a área comprimida foi reduzida, os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{30} = \frac{R_{cc30} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm30}} \quad y_{30} = 0,923 \text{ cm}$$

$$x_{30} = \frac{y_{30}}{0,8} \quad x_{30} = 1,154 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES30}$ ):

$$z_{30} = d - 0,4x_{30} \quad z_{30} = 6,79 \text{ cm}$$

$$M_{dRES30} = R_{cc30} z_{30} \quad M_{dRES30} = 888 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES30} = \frac{M_{dRES30}}{\gamma_F} \qquad M_{RES30} = 888 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### Para TRRF 60 minutos

Fatores de redução médios:

$$\text{Concreto:} \quad k_{cm60} = 0,9717398$$

$$\text{Aço:} \quad k_{sm60} = 0,7332$$

$$\text{Resultante de tração no aço:} \quad R_{ST60} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm60} \qquad R_{ST60} = 95,9 \text{ kN}$$

$$\text{Resultante de compressão do concreto:} \quad R_{cc60} = R_{ST60} \qquad R_{cc60} = 95,9 \text{ kN}$$

(condição de equilíbrio)

Os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{60} = \frac{R_{cc60} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm60}} \qquad y_{60} = 0,697 \text{ cm}$$

$$x_{60} = \frac{y_{60}}{0,8} \qquad x_{60} = 0,8708 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES60}$ ):

$$z_{60} = d - 0,4x_{60} \qquad z_{60} = 6,902 \text{ cm}$$

$$M_{dRES60} = R_{cc60} z_{60} \qquad M_{dRES60} = 662 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES60} = \frac{M_{dRES60}}{\gamma_F} \qquad M_{RES60} = 662 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### Para TRRF 90 minutos

Fatores de redução médios:

$$\text{Concreto:} \quad k_{cm90} = 0,9231813$$

$$\text{Aço:} \quad k_{sm90} = 0,4472$$

Resultante de tração no aço:  $R_{ST90} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm90}$   $R_{ST90} = 58,50 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc90} = R_{ST90}$   $R_{cc90} = 58,50 \text{ kN}$   
(condição de equilíbrio)

Os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{90} = \frac{R_{cc90} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm90}} \quad y_{90} = 0,447 \text{ cm}$$

$$x_{90} = \frac{y_{90}}{0,8} \quad x_{90} = 0,6 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES90}$ ):

$$z_{90} = d - 0,4x_{90} \quad z_{90} = 7,02 \text{ cm}$$

$$M_{dRES90} = R_{cc90} \cdot z_{90} \quad M_{dRES90} = 411 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES90} = \frac{M_{dRES90}}{\gamma_F} \quad M_{RES90} = 411 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

**Para TRRF 120 min.**

Fatores de redução médios:

Concreto:  $k_{cm120} = 0,888812$

Aço:  $k_{sm120} = 0,2411$

Resultante de tração no aço:  $R_{ST120} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} k_{sm120}$   $R_{ST120} = 31,541 \text{ kN}$

Resultante de compressão do concreto:  $R_{cc120} = R_{ST120}$   $R_{cc120} = 31,541 \text{ kN}$   
(condição de equilíbrio)

Os novos valores de  $y$  e  $x$  serão:

$$y_{120} = \frac{R_{cc120} \gamma_c}{f_c b_w k_{cm120}} \quad y_{120} = 0,25 \text{ cm}$$

$$x_{120} = \frac{y_{120}}{0,8} \quad x_{120} = 0,31 \text{ cm}$$

Momento resistente existente ( $M_{RES120}$ ):

$$z_{120} = d - 0,4x_{120}$$

$$z_{120} = 7,1248 \text{ cm}$$

$$M_{dRES120} = R_{cc120} z_{120}$$

$$M_{dRES120} = 225 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{RES120} = \frac{M_{dRES120}}{\gamma_F}$$

$$M_{RES120} = 225 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### 5.3.3.3 Comparação de resultados

Tabela 5.4 Comparação de resultados de laje 10 cm de concreto armado, sob flexão positiva em situação de incêndio

TRRF (min)	M. Simplificado SOARES(2003)		M. Simplificado EUROCODE 2		Método Geral CASTRO(2005)		Método Simplificado MIRAVAL (2009)	
	x (cm)	$M_{RES}$ (kN.cm)	x (cm)	$M_{RES}$ (kN.cm)	x (cm)	$M_{RES}$ (kN.cm)	x (cm)	$M_{RES}$ (kN.cm)
30	1,15	823	0,96	833	1,31	883	1,15	888
60	1,08	775	0,9	784	1,15	713	0,87	662
90	0,82	575	0,66	580	0,9	433	0,60	411
120	0,63	430	0,49	434	0,64	211	0,31	225
<b>Coefficientes de ponderação</b>	$\gamma_c = 1,2 ; \gamma_s = 1,0$ Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		$\gamma_c = 1,0 ; \gamma_s = 1,0$ Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		$\gamma_c = 1,2 ; \gamma_s = 1,0$ (re=2,5cm) Usando a distribuição de temperaturas calculada pelo THERSYS		$\gamma_c = 1,2 ; \gamma_s = 1,0$ Usando a distribuição de temperaturas calculada neste trabalho	

### 5.3.4 Pilar curto

#### 5.3.4.1 Análise teórica

Para este estudo se considerou um pilar de concreto armado de seção quadrada (ver Figura 5.15), cuja armadura foi dimensionada à temperatura ambiente (20°C) para uma força normal de compressão centrada, comprimento de flambagem  $l_e$ ,  $f_{ck}$  e o tipo de aço especificado. Faz-se a verificação da força normal resistente em situação de incêndio partindo-se das temperaturas obtidas na simulação bidimensional transiente efetuada.

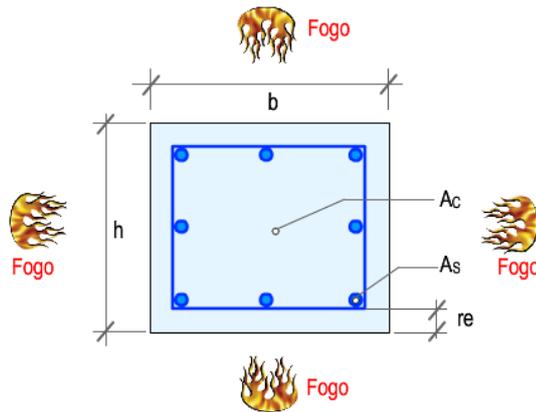


Figura 5.15 Pilar 30x30cm<sup>2</sup> de concreto armado submetida à compressão

Do mesmo modo que nos casos anteriores, se calcula os valores dos coeficientes de redução  $K_{c,\theta_i}$  dos elementos discretizados. Cabe indicar que para o cálculo da força resultante de compressão em situação de incêndio, pode-se optar por aplicar os coeficientes de redução tanto para reduzir a resistência característica à compressão do concreto  $f_{ck}$  quanto para reduzir a área comprimida da seção transversal  $A_c$ . O resultado será o mesmo, pois a força de compressão é diretamente proporcional a ambas.

Assim, calcula-se a área reduzida para os diversos tempos TRRF e o fator redutor de área  $K_a$  será determinado pela seguinte equação:

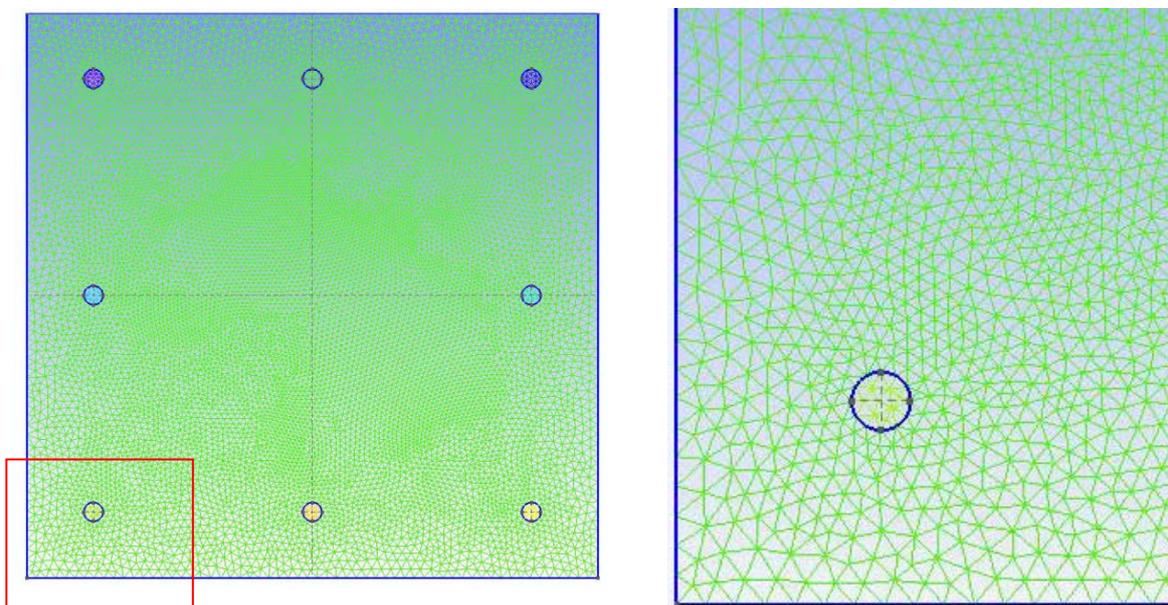
$$A_c K_a = \sum A_{ci} K_{c,\theta_i} \quad (5.18)$$

Em que:

- $A_{ci}$  : Área do elemento triangular da seção comprimida do pilar, na temperatura  $\theta_i$ ;
- $A_c$  : Área total da seção transversal do pilar;
- $K_{c,\theta_i}$  : Fator redutor de resistência à compressão de um elemento triangular infinitesimal, na temperatura  $\theta_i$ ;
- $K_a$  : Fator redutor de resistência à compressão da seção transversal, na uma temperatura  $\theta_i$ .

A força normal resistente em situação de incêndio correspondente aos TRRF é obtida com a área do pilar reduzida pelo coeficiente  $K_a$ , com a resistência de cálculo do concreto em situação de incêndio e com a resistência do aço reduzida em função da temperatura a que cada barra estará exposta pelo correspondente coeficiente de redução  $K_{s_j}$ .

A seção transversal do pilar foi discretizada em 21.670 elementos triangulares, com 296 nós em linhas e 10.622 nós em superfícies (ver Figuras 5.16.1 e 5.16.2).



a) Malha da seção do pilar (*gmsh*).

b) Detalhe na zona de interação aço-concreto

Figura 5.16 Discretização do pilar de concreto armado 30x30 cm<sup>2</sup>

### 5.3.4.2 Aplicação numérica

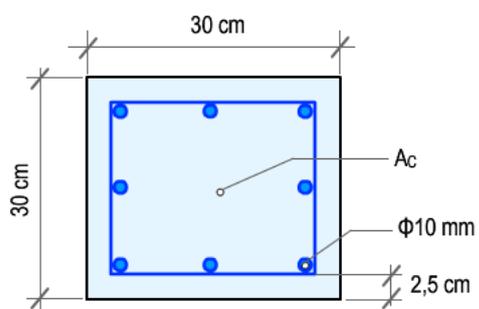


Figura 5.17 Seção de pilar curto

$l_e = 300 \text{ cm}$	comprimento do flambagem
$b_w = 30 \text{ cm}$	lado maior da seção do pilar
$h := 30 \text{ cm}$	lado menor seção pilar
$c_e = 0,5 \text{ cm}$	cobrimento da armadura
$c = 2,0 \text{ cm}$	diâmetro estribos
$N_{SERV} = 800 \text{ kN}$	força normal de compressão

$\lambda = 3,46 \frac{1_e}{b_w} = 34,6 \text{ cm}$	esbeltez ( $\lambda < 40 \therefore$ Pilar curto)
$f_{ck} = 2 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$	resistência Característica do concreto a compressão
$\gamma_c = 1,4$	coeficiente de ponderação do concreto
$f_c = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$	resistência de Cálculo de compressão do concreto
$f_{yk} = 50 \frac{N}{\text{cm}^2}$	resistência Característica do aço ao escoamento
$\gamma_{ci} = 1,2$	coeficiente de ponderação do concreto em situação de incêndio.
$\gamma_p = 1,2$	coeficiente adicional associado à esbeltez do pilar
$\gamma_F = 1,2$	coeficiente de ponderação de ações
$\gamma_f = 1,00$	coeficiente de ponderação de ações em situação de incêndio.
$\gamma_s = 1,00$	coeficiente de ponderação do aço
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	resistência de cálculo de escoamento do aço
$A_s = 6,4 \text{ cm}^2$	área do aço (8 $\Phi$ 10 mm)

### Distribuição de temperaturas

Para obtenção da temperatura na seção do pilar se considerou a situação de fogo nas quatro faces. As figuras 5.18.1 - 5.18.8 mostram as variações de temperatura obtidas na seção 30x30cm<sup>2</sup> de concreto armado para TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos.

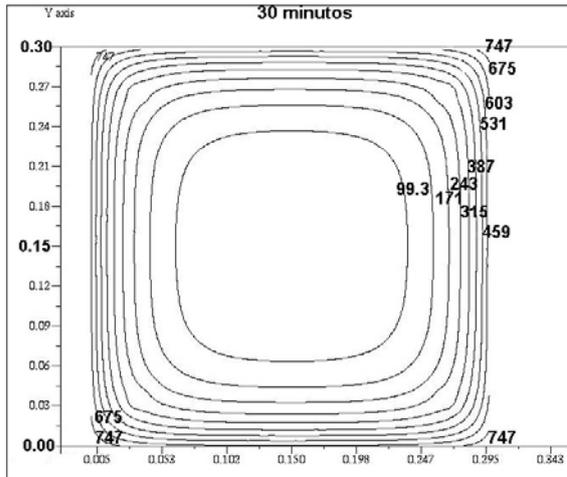


Figura 5.18.1 Isotérmicas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 30 min)

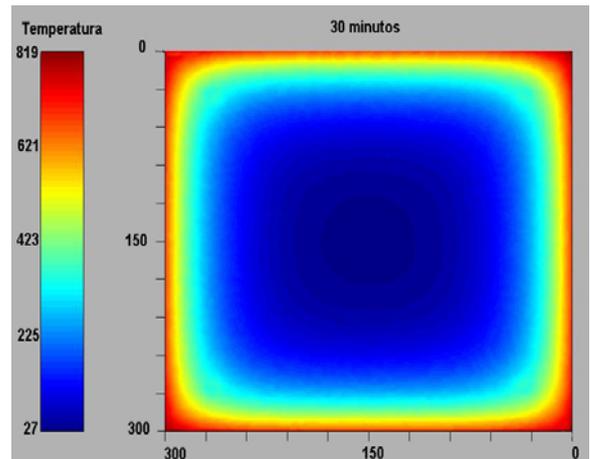


Figura 5.18.2 Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> (TRRF 30 min)

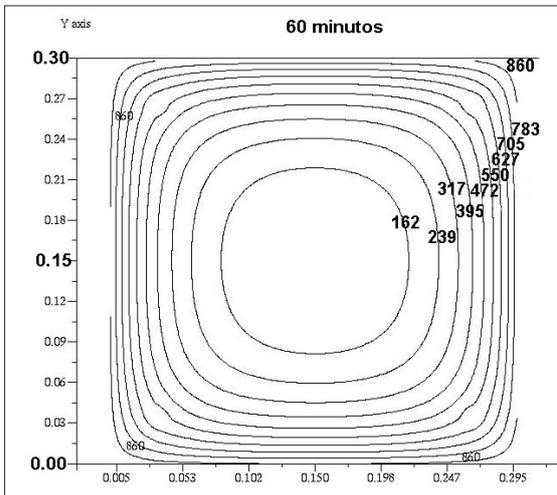


Figura 5.18.3 Isotérmicas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 60 min)

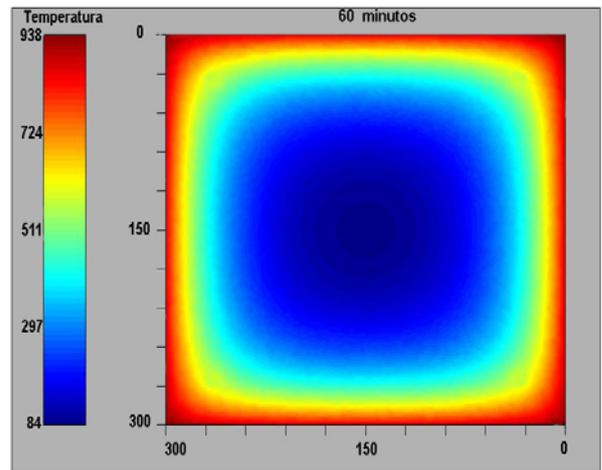


Figura 5.18.4 Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> (TRRF 60 min)

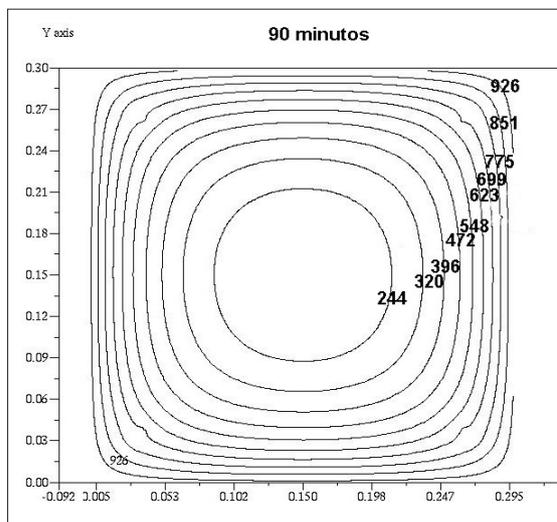


Figura 5.18.5 Isotérmicas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 90 min)

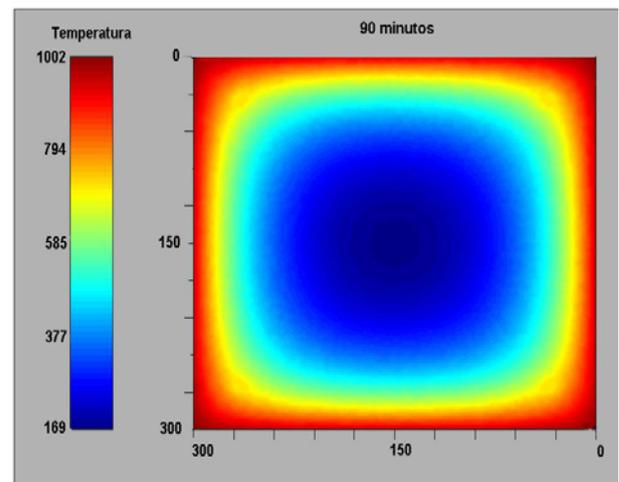


Figura 5.18.6 Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> (TRRF 90 min)

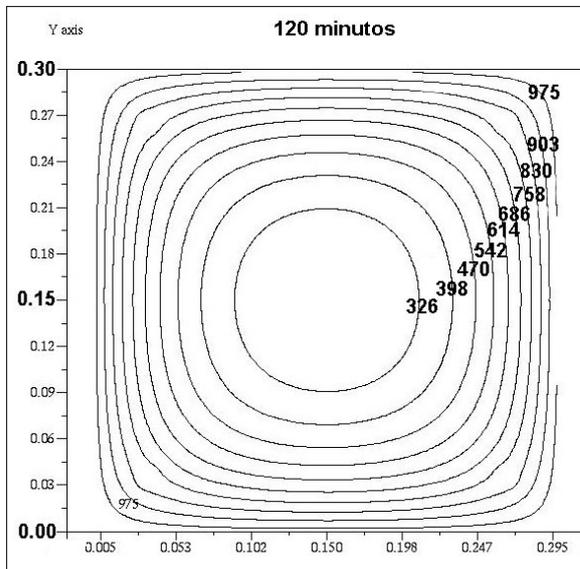


Figura 5.18.7 Isotérmicas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> de concreto armado (TRRF 120 min)

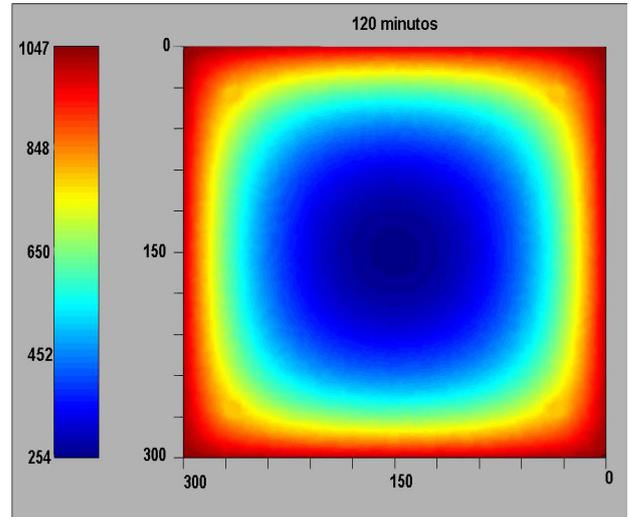


Figura 5.18.8 Distribuição de temperaturas pilar 30x30 cm<sup>2</sup> (TRRF 120 min)

### Cálculo dos esforços resistentes

#### Para temperatura ambiente 20°C

$$N_{RESd} = (b_w h - A_s) f_c + A_s 42$$

$$N_{RESd} = 1353,89 \text{ kN}$$

$$N_{RES} = \frac{N_{RESd}}{\gamma_F \gamma_c}$$

$$N_{RES} = 805,88 \text{ kN}$$

#### Para TRRF 30 minutos

Fatores de redução médios:

Concreto:  $k_{a30} = 0,8570212$

Aço:  $k_{sm30} = 0,9912$

$$N_{RESd30} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a30} + A_s 42 k_{sm30}$$

$$N_{RESd30} = 1351 \text{ kN}$$

$$N_{RES30} = \frac{N_{RESd30}}{\gamma_f \gamma_p}$$

$$N_{RES30} = 1126 \text{ kN}$$

#### Para TRRF 60 minutos

Fatores de redução médios:

Concreto:  $k_{a60} = 0,6992614$

Aço:  $k_{sm60} = 0,6549$

$$N_{RESd60} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a60} + A_s 42 k_{sm60} \quad N_{RESd60} = 1061 kN$$

$$N_{RES60} = \frac{N_{RESd60}}{\gamma_f \gamma_p} \quad N_{RES60} = 884 kN$$

**Para TRRF 90 minutos**

Fatores de redução médios: (Programa)

Concreto:  $k_{a90} = 0,5712149$

Aço:  $k_{sm90} = 0,3443$

$$N_{RESd90} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a90} + A_s 42 k_{sm90} \quad N_{RESd90} = 816 kN$$

$$N_{RES90} = \frac{N_{RESd90}}{\gamma_f \gamma_p} \quad N_{RES90} = 680 kN$$

**Para TRRF 120 min.**

Fatores de redução médios: (Programa)

Concreto:  $k_{a120} = 0,4685955$

Aço:  $k_{sm120} = 0,2168$

$$N_{RESd120} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a120} + A_s 42 k_{sm120} \quad N_{RESd120} = 652 kN$$

$$N_{RES120} = \frac{N_{RESd120}}{\gamma_f \gamma_p} \quad N_{RES120} = 543 kN$$

### 5.3.4.3 Comparação de resultados

Tabela 5.5 Comparação de resultados em pilar curto 30x30cm<sup>2</sup> de concreto armado submetido à compressão centrada

TRRF (min)	M. Simplificado <b>SOARES(2003)</b>		M. Simplificado <b>EUROCODE 2</b>		Método Simplificado <b>MIRAVAL (2009)</b>	
	Ka	N <sub>RES</sub> (kN)	Ka	N <sub>RES</sub> (kN)	Ka	N <sub>RES</sub> (kN)
<b>30</b>	0,881	1124,3	0,881	1310,1	0,8570	1126
<b>60</b>	0,727	882,3	0,727	1035,7	0,6993	884
<b>90</b>	0,625	729,2	0,625	861,1	0,5712	680
<b>120</b>	0,6171	695,8	0,6171	826	0,4686	543
<b>Coefficientes de ponderação</b>	γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		γ <sub>c</sub> =1,0 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		γ <sub>c</sub> =1,2 ; γ <sub>s</sub> =1,0 Usando as temperaturas calculada neste trabalho	

### 5.3.5 Pilar moderadamente esbelto

Todas as considerações teóricas utilizadas no estudo do Pilar Curto são validas para este caso.

#### 5.3.5.1 Aplicação numérica

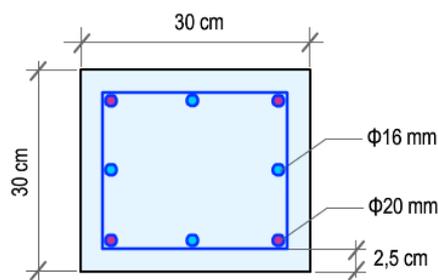


Figura 5.19 Seção de pilar moderadamente esbelto

$$l_e = 500 \text{ cm}$$

comprimento do flambagem

$$N_{SERV} = 800 \text{ kN}$$

força normal de compressão

$$\lambda = 3,46 \frac{l_e}{b_w} = 57,66 \text{ cm}$$

esbeltez (40 ≤ λ ≤ 80 ∴ Pilar moderadamente esbelto)

$\gamma_p = 1,78$ (p/ 30min.)	coeficientes adicionais associados à esbeltez do pilar em função do tempo
$\gamma_p = 1,77$ (p/ 60min.)	
$\gamma_p = 1,73$ (p/ 90min.)	
$\gamma_p = 1,72$ (p/ 120min.)	
$\gamma_F = 1,2$	coeficiente de ponderação de ações
$\gamma_f = 1,0$	coeficiente de ponderação de ações em situação de incêndio.
$\gamma_c = 1,4$	coeficiente de ponderação do concreto
$\gamma_{ci} = 1,2$	coeficiente de ponderação do concreto em situação de incêndio.
$\gamma_s = 1,00$	coeficiente de ponderação do aço em situação de incêndio.
$A_s = 20,6 \text{ cm}^2$	área do aço (4Φ20 mm+ 4Φ16 mm)

#### Para temperatura ambiente 20°C

$$N_{RESd} = (b_w h - A_s) f_c + A_s 42 \qquad N_{RESd} = 1933,04 \text{ kN}$$

$$N_{RES} = \frac{N_{RESd}}{\gamma_p \gamma_F} \qquad N_{RES} = 803 \text{ kN}$$

#### Para TRRF 30 minutos

Fatores de redução médios:

$$\text{Concreto:} \qquad k_{a30} = 0,8570212 \qquad \gamma_{p30} = 1,78$$

$$\text{Aço:} \qquad k_{sm30} = 0,99122$$

$$N_{RESd30} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a30} + A_s 42 k_{sm30} \qquad N_{RESd30} = 1925,30 \text{ kN}$$

$$N_{RES30} = \frac{N_{RESd30}}{\gamma_f \gamma_p} \qquad N_{RES30} = 1082 \text{ kN}$$

#### Para TRRF 60 minutos

Fatores de redução médios:

$$\text{Concreto:} \qquad k_{a60} = 0,6992614 \qquad \gamma_{p60} = 1,77$$

$$\text{Aço:} \qquad k_{sm60} = 0,65495$$

$$N_{RESd60} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a60} + A_s 42 k_{sm60}$$

$$N_{RESd60} = 1437,81 \text{ kN}$$

$$N_{RES60} = \frac{N_{RESd60}}{\gamma_f \gamma_p}$$

$$N_{RES60} = 812 \text{ kN}$$

### Para TRRF 90 minutos

Fatores de redução médios: (Programa)

Concreto:  $k_{a90} = 0,5712149$

$\gamma_{p90} = 1,73$

Aço:  $k_{sm90} = 0,34435$

$$N_{RESd90} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a90} + A_s 42 k_{sm90}$$

$$N_{RESd90} = 1009,56 \text{ kN}$$

$$N_{RES90} = \frac{N_{RESd90}}{\gamma_f \gamma_p}$$

$$N_{RES90} = 584 \text{ kN}$$

### Para TRRF 120 min.

Fatores de redução médios: (Programa)

Concreto:  $k_{a120} = 0,4685955$

$\gamma_{p120} = 1,72$

Aço:  $k_{sm120} = 0,21681$

$$N_{RESd120} = (b_w h - A_s) f_{ci} k_{a120} + A_s 42 k_{sm120}$$

$$N_{RESd120} = 771,37 \text{ kN}$$

$$N_{RES120} = \frac{N_{RESd120}}{\gamma_f \gamma_p}$$

$$N_{RES120} = 448 \text{ kN}$$

### 5.3.5.2 Comparação de resultados

Tabela 5.6 Comparação de resultados em pilar moderadamente esbelto 30x30 cm<sup>2</sup> de concreto armado submetido à compressão centrada

TRRF (min)	M. Simplificado <b>SOARES(2003)</b>		M. Simplificado <b>EUROCODE 2</b>		Método Simplificado <b>MIRAVAL (2009)</b>	
	Ka	N <sub>RES</sub> (kN)	Ka	N <sub>RES</sub> (kN)	Ka	N <sub>RES</sub> (kN)
<b>30</b>	0,881	1063	0,881	1195	0,8570	1082
<b>60</b>	0,727	772	0,727	872	0,6993	812
<b>90</b>	0,625	626	0,625	698	0,5712	584
<b>120</b>	0,6171	578	0,6171	651	0,4686	448
<b>Coefficientes de ponderação</b>	$\gamma_c = 1,2$ ; $\gamma_s = 1,0$ ; $\gamma_p = [1,78, 1,77, 1,73, 1,72]$ Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		$\gamma_c = 1,0$ ; $\gamma_s = 1,0$ ; $\gamma_p = [1,78, 1,77, 1,73, 1,72]$ Usando as isotermas fornecidas pelo EUROCODE (1995)		$\gamma_c = 1,2$ ; $\gamma_s = 1,0$ ; $\gamma_p = [1,78, 1,77, 1,73, 1,72]$ Usando as temperaturas calculadas neste trabalho	

# CAPÍTULO 6

## Considerações Finais

---

### 6.1 Introdução

Neste trabalho foram calculadas as distribuições de temperatura de elementos estruturais de concreto armado (viga, laje e pilar) em situação de incêndio mediante análise não-linear bidimensional transiente, com a finalidade de verificar as resistências mecânicas desses elementos quando submetidos à elevadas temperaturas, situação onde se manifestam perdas importantes nas suas resistências mecânicas de compressão e escoamento respectivamente, que poderiam comprometer a estabilidade da estrutura.

Para cumprir tal objetivo foi desenvolvido um procedimento computacional baseado no emprego do MEF e aplicação de softwares livres. A análise da verificação da resistência foi feita pelo método simplificado de cálculo indicado na NBR 15200:2004.

### 6.2 Conclusões

A análise não-linear bidimensional transiente baseada na aplicação do método dos elementos finitos permite determinar com aproximação satisfatória a distribuição de temperaturas, podendo-se usar qualquer curva de incêndio padrão, além da prescrita na NBR 14432 (2000), sem limitação do tipo de material componente do elemento estrutural. Consequentemente, resulta inadequado o que assinalam SOARES (2003) e CASTRO (2005) a respeito de que o método simplificado estaria limitado apenas aos elementos estruturais cujas distribuições de temperatura foram estudadas na literatura estrangeira.

A utilização de softwares comerciais para estimar a distribuição de temperatura em elementos estruturais de concreto armado é inviável devido ao alto custo, inclusive para empresas não especializadas. É totalmente factível implementar programas de transferência de calor valendo-se de softwares livres como os empregados neste trabalho.

Na discretização se observou que os elementos triangulares não foram regulares na zona de interação entre o concreto e o aço. No entanto, não gerou distorções relevantes na determinação da temperatura do aço. Ao contrário, é válido concluir que as temperaturas nas barras de aço que compõem o concreto armado possuem praticamente a mesma temperatura do concreto à sua volta.

O concreto, diferentemente do aço, é um material que possui baixa condutividade térmica. Contudo, na viga submetida à flexão positiva, pode-se observar que o cobrimento de concreto resulta insuficiente para proteger a armadura inferior das elevadas temperaturas alcançadas logo dos primeiros 60 minutos de incêndio.

O método simplificado de cálculo para o dimensionamento de vigas, lajes e pilares de concreto armado apresenta como principal vantagem a simplicidade do procedimento, que pode ser utilizado por profissionais que atuam nessa área, sem maiores complicações, diferentemente do método geral de cálculo, que é bastante complexo. Os resultados obtidos neste trabalho, são de razoável aproximação, e consideram-se suficientes para validar a verificação em situação de incêndio.

### **6.3 Recomendações**

Considera-se necessário reafirmar a importância de estudos mais aprofundados, bem como de sua divulgação, para promover o desenvolvimento de critérios de verificação de elementos estruturais de concreto armado e o melhoramento das normas atuais.

#### **Sugestões para trabalhos futuros**

- ✓ Realizar testes experimentais, que tornariam possível a comparação dos resultados numéricos, em termos de temperatura e redução da capacidade resistente dos elementos estruturais, a fim de validar as análises obtidas neste trabalho.
- ✓ Desenvolver programas de verificação de elementos estruturais em situação de incêndio que possuam interfaces de uso intuitivo, a fim de facilitar a análise.
- ✓ Efetuar análise 3D para observar o comportamento estrutural de peças de concreto armado submetidas a cargas de dimensionamento e incêndio ao mesmo tempo.

## Referências Bibliográficas

ABREU, L. M. P. e FAKURY, R. H. **Elevação de temperatura em elementos estruturais de aço de edifícios em incêndio**. VII Semana de Iniciação Científica da UFMG, p. 318, 1988.

AITCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho**. São Paulo, Editora Pini, 2006.

ALONSO C. et al. **Microstructure – solid phases**. In: Course on Effect of Heat on Concrete. International Centre for Mechanical Sciences (CISM). Udine, Italia, 2003

ALVA, G. M. S. (2000). **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 277p. Brazil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo – NBR 5628** Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **Projeto e execução de estruturas de concreto armado pré-moldado. Procedimento**. – NBR 9062 Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **Glossário de termos relacionados à segurança contra incêndios – NBR 13860**. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento – NBR 14432**. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) - **Projeto de execução de obras de concreto armado – NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **Ações e segurança na estrutura** – NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio** – NBR 15200. Rio de Janeiro, 2004.

BARNETT, C. R. **BFD curve: a new empirical model for fire compartment temperatures** – Fire Safety Journal 37. P. 437-463. Elsevier Science Ltd, 2002.

BUCHANAN, A. H. **Structural for design fire safety** – Chichester (U.K.): John Wiley & sons Ltd., 2001.

CANOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: PINI, 1988.

CASTRO, C. G. S. **Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Universidade federal de Minas Gerais UFMG. Belo Horizonte, 2005.

CEB – FIP MODEL CODE. **Design of concrete structures for fire resistance**. Preliminary draft of appendix to the CEB – FIP Model Code, 1982.

CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION (CIRIA). **Technical Note 118: Spalling of the concrete in fires**. 1984.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

EBRAHIMPOUR, A.; SACK, R. L. **Modeling Dynamic Occupant Loads**, ASCE Journal of Structural Engineering, v. 115, n. 6, pp. 1476 – 1495, 1989.

EUROCODE 2 – **Design of concrete structures – Part 1.2 General rules – Structural fire design**. London, 1996.

FRANSSEN, J. M. **Design of concrete columns based on EC2 tabulated data – a critical review**. In: Structures in Fire – First International Workshop. **Proceedings**. Copenhagen: UL/DIFT/CIB-W14, 2000.

FERREIRA, W. G.; CORREIA, E.V.S. e AZEVEDO, M.S. **Dimensionamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio**. Vitória: GRAFER, 2006.

FAKURY, R. H. **Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**. II Seminário Internacional – “O uso de estruturas metálicas na construção civil”. Belo Horizonte, 1999.

FAKURY, R. H. **Dimensionamento de estruturas mistas de edifícios em situação de incêndio**. IV Seminário Internacional – “O uso de estruturas metálicas na construção civil” e I Congresso Internacional de Construção Metálica. São Paulo, 2001.

FERREIRA, W. G.; CORREIA, E.V.S. e AZEVEDO, M.S., **Dimensionamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio**. Vitória: GRAFER, 2006.

FIGUEIREDO, JR. F. P. **Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas no caso de incêndio**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. UFMG. Belo Horizonte, 2002.

FLETCHER, I. **Model-based analysis of a concrete building subjected to fire. The Windsor Tower Fire**. The Concrete Center. England, 2008.

GHOJEL, J. L. **A new approach to modeling heat transfer in compartment fires**. Fire Safety Journal 31. P. 227-237. Elsevier Science Ltd., 1998.

GMSH 2.4.2, software developed by Christophe Geuzaine (University of Liège) and Jean-François Remacle (Catholic University of Louvain), <http://www.geuz.org/gmsh/>, 2009.

GUSTAFERRO, A. H., and Lin, T. D. **Rational Design of Reinforced Concrete Members for Fire Resistance**. Fire Safety Journal, 11(1-2), 85-98, 1986.

HARMATHY, T. Z. **Fire safety design & concrete**. Concrete Design & Construction Series. London: Longman Scientific & Technical, 1993.

HOLMAN, J. P. **Transferência de calor**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1983.

INCROPERA, F. P. e DEWITT, D. P. **Fundamentos de transferência de calor e de massa**. Terceira edição. Editora Guanabara Koogan S. A. Rio de Janeiro, 1992.

ISSO 834-1. **Fire resistance tests – Elements of buildings construction, Part 1: General requirements**. ISO – International Organization for Standardization. Geneva, 1999.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F. D.; QUENARD, D. **Spalling and pore pressure in hpc at high temperatures**. Cement and Concrete Research, N° 30. Amsterdam: Elsevier Science Ltd., 2000.

KHOURY, G. A., **Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures**. Progress in Structural Engineering and Materials, 4, pp. 429-4472, 2000.

KREITH, F. e BOHN, M. S. **Princípios de Transferência de Calor**. Editora Thomson Pioneira. California, 2003.

KRUPPA, J. e ZHAO, B. **Fire resistance of composite beams to Eurocode 4 – Part 1.2**. Journal of Constructional Steel Research 30. P. 51-59. Elsevier Science Ltda, 1995.

LIMA, R. C. A.; CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L. C. P. **Mini-beams reinforced with cfrp sheets at high temperature**. In: II Jornada de Ingeniería Civil, Santiago de Cuba, 2004.

LIN, W. M.; LIN, T. D.; POWERS-COUCHE, L. J. **Microstructures of fire damaged concrete**. ACI Materials Journal. Vol 93, N° 3. Technical Paper. New York: ACI, May-June, 1996.

MARTINS, M. M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2000.

MELHADO, S. B. **Edifício de estruturas de aço. Segurança contra incêndio e critérios de proteção de estruturas**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica (PCC). São Paulo, 1989.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto – estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994

MINAMI, K.; TAZAWA, E. I.; KAGEYAMA, S.; WATANABE, Y. **Effect of type of aggregate on mechanical properties of concrete subjected to high temperature**. Transactions of the Japan Concrete Institute. Tokyo: JCI, 1987. [Reprint]

MIRAVAL, D. O.; FERREIRA, W. G.; FRASON, A. M. F. e SILVEIRA, R. A. **Abordagem pedagógica de difusão de calor em elementos de concreto armado**. ICECE'2009 – International Congress on Engineering and Computer Education. Buenos Aires, Março 2009.

MIRAVAL, D. O. FERREIRA, W. G., TEXEIRA, R. L., MENANDRO, F. C. M. e SILVEIRA, R.A.M., **Estruturas de concreto em situação de incêndio: modelagem computacional e métodos de cálculo de resistência**. 50° Congresso IBRACON, Bahia, 2008.

OPENDX, is the open source software version of IBM's Visualization Data Explorer Product. <http://www.opendx.org/>, 2009.

PLANCK, M. **The theory of heat radiation**. New York: Dover Publications, 1959.

PITANGA, M. A. **Análise térmica de vigas mista aço-concreto em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas, Universidade Federal de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife, 2004.

PURKISS, J. A. **Fire Safety engineering design of structures**. Oxford: Butterworth Heinemann, 1996.

SILVA, V. P. e FAKURY, R. H. **Brazilian standards for steel structures fire design**. Fire Safety Journal 37. P. 217-227. Elsevier Science Ltd. 2002.

SOARES, E. M. P. **Verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2003.

SCILAB 5.11, is produced within DIGITEO by the Scilab Consortium Scientific Committee. <http://www.scilab.org/>, 2009.

TENCHEV, R. T.; PURKISS, J. A. **Finite element analysis of coupled heat and moisture transfer in concrete subjected to fire**. Numerical Heat Transfer, part A: Applications, No. 7. Vol 39. Chicago: Taylor & Francis Group, 2001.

VILA REAL, P. M. M. **Modelação por elementos finitos do comportamento térmico e termo-elástico de sólidos sujeitos a elevados gradientes térmicos**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Porto – Portugal, 1988.

VILA REAL, P. M. M. e OLIVEIRA, C. A. M. **Modelação numérica do comportamento térmico de perfis metálicos e vigas mistas sob a ação do fogo**. Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista. Porto, 1997.

WONG, M. B.; GHOJEL. J. I. **Sensitivity analysis of heat transfer formulations for insulated structural steel components**. Fire Safety Journal. Vol. 38, p. 157-201. 2003.

ZHAO, J. C. e SHEN, Z. Y. **Experimental studies of the behavior of unprotected steel frames in fire.** Journal of Constructional Steel Research 50. P. 137-150. Elsevier Science Ltd. 1999.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)