

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**COLUNAS ESBELTAS DE PEQUENO DIÂMETRO MISTAS DE
AÇO PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO**

KLEBER APARECIDO GOMIDE

Campinas
2008

Livros Grátis

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

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**COLUNAS ESBELTAS DE PEQUENO DIÂMETRO MISTAS DE
AÇO PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO**

KLEBER APARECIDO GOMIDE

ORIENTADOR: PROF. DR. ARMANDO LOPES MORENO JR.

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

Campinas, SP

2008

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

G586c	<p>Gomide, Kleber Aparecido</p> <p>Colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio / Kleber Aparecido Gomide.--Campinas, SP: [s.n.], 2008.</p> <p>Orientador: Armando Lopes Moreno Junior Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.</p> <p>1. Colunas. 2. Aço - Estruturas. 3. Engenharia de estruturas. 4. Concreto. 5. Incêndios e prevenção de incêndios. I. Moreno Junior, Armando Lopes. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.</p>
-------	---

Titulo em Inglês: Slender concrete filled steel columns with small diameter in fire condition

Palavras-chave em Inglês: Mixed columns, Steel, Concrete, Fire

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: João Alberto Venegas Requena, Valdir Pignatta e Silva

Data da defesa: 31/07/2008

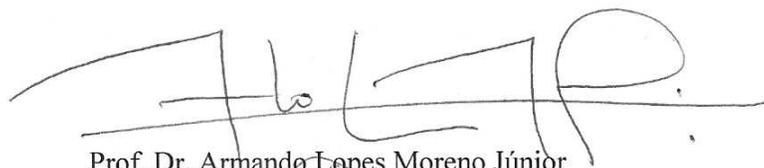
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

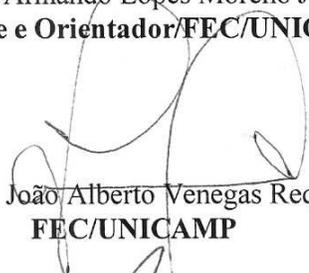
**COLUNAS ESBELTAS DE PEQUENO DIÂMETRO MISTAS DE AÇO
PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

KLEBER APARECIDO GOMIDE

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
Presidente e Orientador/FEC/UNICAMP**



**Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena
FEC/UNICAMP**



Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

A minha amada, Cristiane.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho, meus sinceros agradecimentos a todos que colaboraram para a concretização do presente.

Ao CNPq pela concessão da bolsa de estudos para o Mestrado.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr., por toda assistência e conselhos sinceros, ao longo destes dois anos e meio.

Ao Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva pelo grande auxílio prestado com a simulação numérica das seções ensaiadas.

Ao Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena pelo pronto atendimento das solicitações financeiras para elaboração deste trabalho junto a V & M do Brasil.

A V & M do Brasil, pela doação dos perfis tubulares de aço.

Aos sempre presentes técnicos do laboratório de Estruturas da Unicamp, Ademir, Luciano, Rodolfo, Marcelo, Fábio e Marçal.

Aos amigos e companheiros de pesquisa, Adriana, Matheus e Geraldo.

A todos os professores que, colaboraram de certa forma, para que este trabalho fosse concluído.

A minha família, que é a base de minha vida.

A minha amada esposa, Cristiane, que sempre esteve ao meu lado em todos os bons e maus momentos, e a qual dedico este trabalho.

A DEUS por me fortalecer em todas as horas.

**“Feliz do homem que encontrou a sabedoria,
daquele que adquiriu a inteligência,
porque mais vale esse lucro que o da prata,
e o fruto que se obtém é melhor que o fino ouro.”**

(Provérbios 3: 13,14)

RESUMO

GOMIDE, Kleber Aparecido. **Colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2008. 247p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, 2008.

Neste trabalho será abordado o comportamento estrutural de colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio. As colunas mistas vêm sendo largamente utilizadas em edifícios altos, principalmente, em países europeus, americanos e asiáticos. No Brasil, seu uso, vem sendo difundido na engenharia nacional.

As colunas mistas preenchidas são reconhecidas por um melhor comportamento estrutural, em situação ambiente, devido ao incremento de resistência e rigidez, se comparados às colunas de aço sem preenchimento. Além disso, nota-se, um melhor comportamento dessas seções em situação de incêndio, pois, o núcleo de concreto funciona como um dissipador de calor, resfriando a seção e, com isso, aumentando sua resistência em situação de incêndio.

Nesse contexto, este trabalho compreende um estudo teórico, a partir da literatura existente e, um estudo experimental, abordando o comportamento de colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio, utilizando perfis de aço laminados de diferentes diâmetros, preenchidas com concreto de resistência usual e, submetidos a diferentes níveis de carregamentos axiais, a saber, 30, 50 e 70% da carga última de ruptura.

Além disso, serão analisadas, também, seções sem preenchimento de concreto, com as mesmas variáveis adotadas para as seções preenchidas com o propósito de obter referências para o estudo e, avaliar o ganho de resistência, em situação ambiente e, em incêndio.

Os dados obtidos são analisados, fazendo-se comparações desses resultados aos resultados teóricos obtidos por meio do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e, também, com resultados disponíveis na literatura técnica. Ao final do trabalho, verificou-se, um aumento considerável na resistência ao fogo das colunas mistas preenchidas ao compará-las às seções sem preenchimento e, um decréscimo nessa resistência com o incremento nos níveis de carregamento.

Palavras-Chave: *colunas mistas, aço, concreto, incêndio.*

ABSTRACT

GOMIDE, Kleber Aparecido. **Slender concrete filled steel columns with small diameter in fire condition**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2008. 247p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, 2008.

This paper will be examine the structural behaviour of slender concrete filled steel columns with small diameter in fire condition. This columns have been widely used in tall buildings, mainly in European, Asian and American countries. In Brazil, its use, is being spread on the national engineering.

This columns are recognized by a better structural behaviour in room temperature due to increase in strength and stiffness when compared to the columns of steel without filling. Moreover, there is a better behaviour of those sections in fire condition, therefore, the core of concrete acts as a heat sink of heat decreasing the temperature of section, thereby increasing their resistance to a fire.

In that context, this paper includes a theoretical study, from the existing literature, and na experimental study, addressing the behaviour of slender concrete filled steel columns with small diameter in fire conditiom, using profiles of different diameters

of rolled steel, filling with usual resistance concrete, subject to different levels of axial loads, namely, 30, 50 and 70% of the load last of collapse.

Moreover, will be examined, also, without filling sections of concrete, with the same variables taken to sections filled with the purpose to get references for the study and evaluate the gain of strength in room temperature, and in fire condition.

The data are analyzed, making comparisons to those results to the results obtained from the theoretical by EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) and also with results available in technical literature. At the end of the paper, there was a considerable increase in resistance to fire the concrete filled steel columns to compare them to sections without filling, and a decrease in this resistance with the increase in the levels of loading.

Key-Words: *mixed columns, steel, concrete, fire.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Obras nacionais executadas em colunas mistas. À esquerda, Edifício Sede do Grupo Pão de Açúcar. À direita, Shopping Santa Cruz	2
Figura 1.2 – Obras internacionais executadas em colunas e pilares mistos	3
Figura 2.1 – Tetraedro do Fogo	7
Figura 2.2 – Fases do Incêndio	8
Figura 2.3 – Temperatura máxima de um incêndio, em função da ventilação e carga de incêndio	10
Figura 2.4 – Tempo em que ocorre a máxima temperatura do incêndio, em função da ventilação e carga de incêndio	10
Figura 2.5 – Curvas temperatura x tempo – ISO 834-1 x incêndio real	12
Figura 2.6 – Comparação entre as curvas temperatura-tempo padronizadas	13
Figura 2.7 – Mecanismos de transferência de calor em uma estrutura sob incêndio	14
Figura 2.8 – Transferência de calor por convecção em um ambiente	14
Figura 2.9 – Transferência de calor por radiação em um ambiente	15
Figura 2.10 – Transferência de calor em um elemento de compartimentação	15
Figura 2.11 – Mecanismos de resistência ao fogo de um elemento de compartimentação	17
Figura 2.12 – Compartimentação através de parede corta-fogo	21
Figura 2.13 – Compartimentação vertical das fachadas	22

Figura 3.1 – Redução da resistência ao escoamento do aço, em função da temperatura	27
Figura 3.2 – Redução do módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura	27
Figura 3.3 – Alongamento Específico do Aço, em função da temperatura	29
Figura 3.4 – Calor Específico do Aço, em função da temperatura	30
Figura 3.5 – Condutividade Térmica do Aço, em função da temperatura	31
Figura 3.6 – Redução da resistência a compressão do concreto, em função da temperatura	34
Figura 3.7 – Alongamento térmico do concreto, em função da temperatura	36
Figura 3.8 – Calor específico do concreto, em função da temperatura	37
Figura 3.9 – Simplificação para obtenção do calor específico do concreto, em função da temperatura	38
Figura 3.10 – Condutividade térmica do concreto	40
Figura 3.11 – Fatores de Redução para Massa Específica do Concreto	41
Figura 3.12 – Simplificação para obtenção da massa específica do concreto, em função da temperatura	42
Figura 4.1 – Curvas de Dimensionamento	46
Figura 4.2 – Exemplo de elevação de temperatura no perfil de aço	51
Figura 4.3 – Redução do comprimento de flambagem de pilares contínuos	54
Figura 5.1 – Seções típicas apresentadas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)	56
Figura 5.2 – Características Geométricas das amostras	67
Figura 5.3 – Ruptura típica das amostras	68
Figura 6.1- Divisão da seção transversal em camadas	70
Figura 6.2 – Ruptura típica dos pilares mistos preenchidos, à esquerda, compressão do concreto seguido por flambagem local, à direita, flambagem global	79
Figura 6.3 – Ruptura típica das amostras, por instabilidade global	82
Figura 6.4 – Modo de ruptura típico das amostras ensaiadas	85
Figura 6.5 – Pilares Mistos de aço parcialmente preenchidos por concreto	86
Figura 6.6 – Ruptura das amostras C-34 (esquerda) e C-13 (direita), ambas por instabilidade global	91

Figura 6.7 – Ruptura das amostras C-22 (esquerda) e SQ-01 (direita), ambas por instabilidade global.	91
Figura 6.8 – Gráfico deformação axial x tempo – Amostra C-34	92
Figura 6.9 – Esquema dos pilares ensaiados pelo IRC-NRC, à esquerda, preenchimento por concreto simples, ao centro, concreto armado, à direita, concreto com fibras.	103
Figura 6.10 – Análise Comparativa entre os valores experimentais e obtidos pelo BoFIRE.	108
Figura 6.11 – Deformações axiais dos pilares C-46, SQ-11 e SQ-14	109
Figura 6.12 – Histórico de valores temperatura x tempo para um pilar misto de aço, com 273 mm de diâmetro e espessura de 6,35 mm, preenchidos por concreto armado.	111
Figura 7.1 – Detalhe da Instrumentação das Amostras – Série RT	118
Figura 7.2 – Forno Vertical Forno Vertical para ensaio de pilares Laboratório de Estruturas – FEC – UNICAMP	120
Figura 7.3 – Interior do 2º Módulo do Forno	120
Figura 7.4 – Módulo interno do forno	121
Figura 7.5 – Instrumentação das Amostras ao longo da altura – Série FC	123
Figura 7.6 – Vedação externa do forno	124
Figura 7.7 – Distribuição Granulométrica da Areia	128
Figura 7.8 – Distribuição Granulométrica da Brita	128
Figura 7.9 – Mistura do concreto em betoneira elétrica	130
Figura 7.10 – Posicionamento das amostras para concretagem	130
Figura 7.11 – Vista de algumas amostras concretadas	131
Figura 7.12 – Retirada de Corpos de Prova	131
Figura 8.1 – Comparação dos resultados obtidos, em situação ambiente	134
Figura 8.2 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T114-C00-1 à esquerda e, RT-T114-C00-2 à direita	136
Figura 8.3 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T114-C25-1 à esquerda e, RT-T114-C25-2 à direita	136

Figura 8.4 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T168-C00-1 à esquerda e, RT-T168-C00-2 à direita	137
Figura 8.5 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T168-C25-1 à esquerda e, RT-T168-C25-2 à direita	137
Figura 8.6 – Deslocamento axial – Amostra RT-T114-C00-2	138
Figura 8.7 – Deslocamento axial – Amostras RT-T114-C25-1 e RT-T114-C25-2	138
Figura 8.8 – Deslocamento axial – Amostras RT-T168-C00-1 e RT-T168-C00-2	139
Figura 8.9 – Deslocamento axial – Amostras RT-T168-C25-1 e RT-T168-C25-2	139
Figura 8.10 – Deformação Específica – Amostras RT-T114-C00-1 e RT-T114-C00-2	140
Figura 8.11 – Deformação Específica – Amostras RT-T114-C25-1 e RT-T114-C25-2	140
Figura 8.12 – Deformação Específica – Amostras RT-T168-C00-1 e RT-T168-C00-2	140
Figura 8.13 – Deformação Específica – Amostras RT-T168-C25-1 e RT-T168-C25-2	141
Figura 8.14 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-30-1	145
Figura 8.15 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-30-1	146
Figura 8.16 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-30-2	147
Figura 8.17 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-30-2	147
Figura 8.18 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-50-2	148
Figura 8.19 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-50-2	149
Figura 8.20 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-70-2	150
Figura 8.21 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-70-2	150
Figura 8.22 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-30-1	151
Figura 8.23 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C00-30-1	152
Figura 8.24 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-30-2	153
Figura 8.25 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-50-1	154
Figura 8.26 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C00-50-1	154
Figura 8.27 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-50-2	155
Figura 8.28 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-70-1	156
Figura 8.29 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C00-70-1	156
Figura 8.30 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-70-2	157

Figura 8.31 – Declínio do tempo de resistência ao fogo, em função do nível de carregamento da seção – Diâmetro 114,3 mm	158
Figura 8.32 – Declínio do tempo de resistência ao fogo, em função do nível de carregamento da seção – Diâmetro 168,3 mm	159
Figura 8.33 – Posicionamento dos Termopares na Amostra	163
Figura 8.34 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-50-1	165
Figura 8.35 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C25-50-1	166
Figura 8.36 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-50-1	166
Figura 8.37 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-50-1	167
Figura 8.38 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-50-2	168
Figura 8.39 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-50-2	168
Figura 8.40 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-50-2	169
Figura 8.41 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-70-1	170
Figura 8.42 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-70-1	170
Figura 8.43 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-70-1	171
Figura 8.44 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-70-2	172
Figura 8.45 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C25-70-2	172
Figura 8.46 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-70-2	173
Figura 8.47 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-70-2	173
Figura 8.48 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-30-1	174
Figura 8.49 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-30-1, à esquerda aspecto geral, à direita, detalhe da flambagem local do perfil	175
Figura 8.50 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-30-1	175
Figura 8.51 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-30-1	176
Figura 8.52 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-30-2	177
Figura 8.53 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-50-1	178
Figura 8.54 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-50-1	178
Figura 8.55 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-50-1	179
Figura 8.56 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-50-1	179
Figura 8.57 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-50-2	180

Figura 8.58 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-50-2	181
Figura 8.59 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-50-2	181
Figura 8.60 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-70-1	182
Figura 8.61 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-70-1	183
Figura 8.62 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-70-1	183
Figura 8.63 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-70-2	184
Figura 8.64 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-70-2	185
Figura 8.65 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-70-2	185
Figura 8.66 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-70-2	186
Figura 8.67 – Gráfico Comparativo entre as colunas vazias e preenchidas, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 114,3 mm	188
Figura 8.68 – Gráfico Comparativo entre as colunas vazias e preenchidas, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 168,3 mm	189
Figura 8.69 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 114,3 mm	190
Figura 8.70 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 168,3 mm	191
Figura 8.71 – Deslocamentos axiais – Amostra FC-T168-C25-50-2	192
Figura 8.72 – Deslocamentos axiais – Amostra FC-T168-C25-70-1	192

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Mecanismos de Compartimentação Horizontal e Vertical	20
Tabela 3.1 – Fatores de Redução para o Aço	26
Tabela 3.2 – Fatores de Redução para o Concreto	33
Tabela 3.3 – Calor específico de pico, em função da umidade do concreto	37
Tabela 4.1 – Fatores de imperfeição, em função das curvas de dimensionamento	45
Tabela 4.2 – Coeficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados	47
Tabela 4.3 – Coeficientes de redução para combinação excepcional de ações	52
Tabela 5.1 – Relações Geométricas para que não ocorra flambagem local dos elementos de aço	57
Tabela 5.2 – Resultados Experimentais obtidos por De Nardin (1999)	62
Tabela 5.3 – Utilização de pilares mistos preenchidos em Edifícios	65
Tabela 6.1 – Método Tabular proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)	72
Tabela 6.2 – Limites de Aplicabilidade do Método Analítico proposto pelo EUROCODE 4, para colunas mistas preenchidas sem revestimento contra-fogo	73
Tabela 6.3 – Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$	75
Tabela 6.4 – Resultados obtidos por Han <i>et al</i> (2003a)	78
Tabela 6.5 – Características das amostras ensaiadas por Han <i>et al</i> (2003b)	81

Tabela 6.6 – Formulação proposta para obtenção do índice de resistência	84
Tabela 6.7 – Resultados obtidos para Resistência Residual	87
Tabela 6.8 – Resumo dos ensaios realizados por Lie & Chabot (1992)	89
Tabela 6.9 – Variáveis abordadas por Lie <i>et al</i> (1991)	100
Tabela 6.10 – Valores do parâmetro “f” para Eq. 6.7	104
Tabela 6.11 – Limites de Aplicabilidade para Eq. 6.7	105
Tabela 6.12 - Valores do parâmetro “a” para Eq. 6.8	106
Tabela 6.13 – Caracterização das amostras utilizadas por Schaumann <i>et al</i> (2006)	107
Tabela 7.1 – Série de Ensaios sob temperatura ambiente	117
Tabela 7.2 – Série de Ensaios sob situação de incêndio	122
Tabela 7.3 – Traço de Concreto Utilizado	127
Tabela 7.4 – Ensaios de Caracterização da Areia	127
Tabela 7.5 – Ensaios de Caracterização da Brita	129
Tabela 7.6 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado	132
Tabela 8.1 – Resultados Obtidos – Série RT	134
Tabela 8.2 – Comparação Experimental x EUROCODE – Série RT	135
Tabela 8.3 – Resultados Obtidos – Série FC	142
Tabela 8.4 – Limites de Temperatura – ISO 834-1 (1999)	144
Tabela 8.5 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 3 1-2	160
Tabela 8.6 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 4 1-2 (prEN 1994-1-2:2002) x Han <i>et al</i> (2003b)	194
Tabela 8.7 – Parcelas da Normal resistente proveniente do aço e do concreto	196
Tabela 8.8 – Comparação de resultados: Experimental x Kodur (1999) x PotFire	197
Tabela A1 – Classificação das edificações quanto a sua ocupação	211
Tabela B1 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) em minutos	215
Tabela C1 – Áreas máximas de compartimentação (m ²)	217

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Espessura do revestimento contra-fogo
b	Largura da mesa do perfil I ou H
C_a	Calor específico do aço
$C_{c,\theta} = C_{p,\theta}$	Calor específico do concreto
$C_{p,peak}$	Calor específico de pico, em função da umidade do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto a compressão
$f_{c\theta}$	Resistência a compressão do concreto, a temperatura elevada
f_{sd}	Resistência de escoamento das armaduras
f_y	Resistência característica ao escoamento do aço
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço, a temperatura θ_a
f_{yd}	Resistência ao escoamento de cálculo do aço
h	Maior dimensão do perfil retangular
	Fluxo de calor, devido à convecção
	Fluxo de calor por unidade de área
	Fluxo de calor, devido à radiação
$k_{c,\theta}$	Índice de redução da resistência característica a compressão do concreto

$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de deformação longitudinal do aço
$k_{Ec,\theta}$	Índice de redução do módulo de deformação longitudinal do concreto
k_L	Comprimento efetivo de flambagem
k_{shadow}	Fator de correção para o efeito shadow
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço
l	Comprimento inicial, a 20 °C
l_{fi}	Comprimento efetivo de flambagem, em situação de incêndio
$q_{m\acute{a}x}$	Variação da temperatura máxima, em função da ventilação e da carga de incêndio específica em relação à área total
t	Tempo de incêndio, para utilização nas curvas-padrão
t	Espessura da parede do perfil tubular [m].
t_f	Espessura da mesa do perfil I ou H
$t_{m\acute{a}x}$	Variação da duração do incêndio, em função da ventilação e da carga de incêndio específica em relação à área total
u	Umidade do concreto, em porcentagem
A	Área da seção transversal do elemento
A_a	Área de aço
A_c	Área de concreto
A_m	Área da superfície do elemento por unidade de comprimento
A_m/V :	Fator de massividade
$[A_m/V]_{box}$	Fator de massividade para uma caixa que envolva o elemento.
A_s	Área de aço das armaduras;
CFDST	<i>Concrete Filled Double Skin Tubular</i>
D	Diâmetro da seção tubular
E_a	Módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura ambiente.
E_a	Módulo de elasticidade do aço do perfil;
$E_{a,\theta} =$	Módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura θ_a
$E_{c,0}$	Módulo de deformação longitudinal do concreto, em temperatura ambiente

$E_{c,sec,\theta}$	Módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura θ , na tensão de compressão $f_{c,\theta}$
E_{cm}	Módulo de elasticidade do concreto
$(EI)_{eff}$	Rigidez efetiva à flexão da seção mista
$(EI)_{fi,eff}$	Rigidez efetiva da coluna mista à flexão, em situação de incêndio
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura
$\bar{E}_{s,\theta}$	Módulo de deformação longitudinal do aço das barras da armadura, a temperatura θ
FC	Fire Condition
F_d	Valor de cálculo da ação
$F_{gi,k}$	Valor característico de ações permanentes diretas
$F_{q,exc}$	Valor característica de ações térmicas decorrentes do incêndio
$F_{qj,k}$	Valor característico de ações variáveis diretas, decorrentes do uso e ocupação da edificação
I_a	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
$I_{a,\theta}$	Momento de inércia da seção do perfil de aço
I_c	Momento de inércia da seção transversal do concreto
$I_{c,\theta}$	Momento de inércia da seção do concreto
I_s	Momento de inércia das armaduras presentes
$I_{s,\theta}$	Momento de inércia da seção das barras da armadura
IT	Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo
K	Coefficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados
L_{cr}	Comprimento efetivo de flambagem
L_θ	Comprimento efetivo de flambagem da coluna em situação de incêndio
$N_{b,Rd}$	Normal resistente de cálculo
	Normal resistente, em situação de incêndio
N_{cr}	Normal de flambagem elástica, ou força de EULER
N_{Ed}	Normal solicitante de cálculo

$N_{fi,cr}$	Carga crítica de EULER ou carga elástica crítica, em situação de incêndio
$N_{fi,pl,Rd}$	Força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo
$N_{G,Ed}$	Parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ações permanentes
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
$N_{pl,Rk}$	Força axial resistente característica da seção transversal à plastificação total
R_d	Normal resistente de cálculo, à temperatura ambiente
$R_{fi,d,t}$	Normal solicitante de cálculo, em situação de incêndio, obtido pela combinação excepcional de ações
RT	Room Temperature
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
V	Volume do elemento por unidade de comprimento
α	Fator de imperfeição, dependente da curva de dimensionamento
α_c	Coefficiente de transferência de calor por convecção
$\gamma_a = \gamma_{M1}$	Coefficiente de minoração da resistência do aço
γ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
γ_g	Coefficiente de majoração de forças permanentes
$\gamma_{M,fi}$	Coefficiente de minoração da resistência dos materiais, em situação de incêndio
γ_{-}	Coefficiente de majoração de forças variáveis
	Coefficiente de minoração da resistência das barras de armadura
	Alongamento específico do concreto
$\epsilon_{c1,\theta}$	Deformação do concreto, no regime elástico
$\epsilon_{cu1,\theta}$	Deformação do concreto, na ruptura
ϵ_f	Emissividade do fogo

ϵ_m	Emissividade do membro em aço
η_a	Coeficiente proveniente do confinamento do concreto
η_{ao}	Coeficiente proveniente do confinamento do concreto
η_c	Coeficiente proveniente do confinamento do concreto
η_{co}	Coeficiente proveniente do confinamento do concreto
$\eta_{fi,t}$	Nível de carregamento, em situação de incêndio
θ_0	Temperatura dos gases, no instante $t=0$
θ_a	Temperatura no elemento de aço
θ_c	Temperatura no concreto
θ_g	Temperatura dos gases quentes, no instante t
θ_m	Temperatura da superfície do elemento estrutural
λ_1	Índice de esbeltez
λ_a	Condutividade térmica do aço
λ_c	Condutividade térmica do concreto
$\bar{\lambda}$	Índice de esbeltez reduzido
$\bar{\lambda}_\theta$	Índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio
$\rho_{(20^\circ\text{C})}$	Massa específica do concreto, temperatura ambiente
ρ_a	Massa específica do aço
$\rho_{(\theta)} = \rho_{c,\theta}$	Massa específica do concreto, a temperaturas elevadas
$\varphi_{a,\theta}$	Coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas no perfil de aço
$\varphi_{c,\theta}$	Coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas no concreto
$\varphi_{s,\theta}$	Coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas nas barras da armadura
φ_t	Coeficiente de fluência do concreto
	Coeficiente, em função do coeficiente $\varphi_{c,\theta}$ e do índice de esbeltez adimensional, em situação de incêndio –

χ	Fator de redução, em função do índice de esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção
χ_{fi}	Fator de redução em função da instabilidade, em situação de incêndio
$\Psi_{2,j}$	Coefficiente de redução para as ações variáveis diretas
Δl	Expansão devido à ação térmica
$\Delta l / l$	Alongamento específico do material
Δt	Intervalo de tempo
$\Delta \theta$	Varição de temperatura com o tempo
$\sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a_{max,\theta}})$	Somatório dos produtos da área dos elementos componentes do perfil de aço pelo limite de escoamento do aço do mesmo
$\sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c\theta})$	Somatório dos produtos dos elementos de área do concreto pela resistência característica à compressão deste material
$\sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s_{max,\theta}})$	Somatório dos produtos da área das barras da armadura pelo limite de escoamento do aço das mesmas
Φ	Fator de configuração
ϕ	Coefficiente, em função da curva de dimensionamento e do índice de esbeltez adimensional

SUMÁRIO

RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS	xix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	5
1.2 Justificativas	5
2 CARACTERIZAÇÃO DE INCÊNDIOS	7
2.1 Incêndio Natural	9
2.2 Incêndio-padrão	11
2.3 Mecanismos de transferência de calor	13
2.4 Resistência ao Fogo	16
2.5 Medidas de Proteção	18
2.5.1 Compartimentação das Estruturas	19
2.5.2 Isolamento de Risco	23

3 PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DOS MATERIAIS, SOB TEMPERATURAS ELEVADAS	25
3.1 Aço	25
3.1.1 Propriedades Mecânicas	25
3.1.2 Propriedades Térmicas	28
3.1.2.1 Alongamento Específico	28
3.1.2.2 Calor Específico	29
3.1.2.3 Condutividade Térmica	31
3.1.2.4 Massa Específica	32
3.2 Concreto	32
3.2.1 Propriedades Mecânicas	32
3.2.2 Propriedades Térmicas	34
3.2.2.1 Alongamento Específico	35
3.2.2.1.2 Concreto com Agregados Silicosos	35
3.2.2.1.2 Concreto com Agregados Calcários	35
3.2.2.2 Calor específico	36
3.2.2.3 Condutividade Térmica	39
3.2.2.4 Massa Específica	40
4 DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO	43
4.1 Dimensionamento em Situação Ambiente	43
4.1.1 Comprimentos Efetivos de Flambagem	46
4.2 Dimensionamento em Situação de Incêndio	47
4.2.1 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural	48
4.2.2 Combinação Última de Ações	51
4.2.3 Dimensionamento de Colunas de Aço, em situação de Incêndio	52
5 COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS EM SITUAÇÃO AMBIENTE	55
5.1 Definições	55
5.2 Limites de Aplicabilidade	56
5.3 Dimensionamento de Colunas Mistas de Aço preenchidos com concreto	58

5.3.1	Formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)	58
5.4	Resultados de Pesquisas	61
6	COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	69
6.1	Princípios do Dimensionamento, em situação de incêndio	69
6.1.1	Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural Misto	70
6.2	Dimensionamento pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)	71
6.2.1	Método Tabular	71
6.2.2	Métodos Analíticos	73
6.3	Resultados de Pesquisas	76
6.3.1	Trabalhos Experimentais	77
6.3.2	Trabalhos Teóricos	95
7	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	113
7.1	Programa Experimental – Contexto global	113
7.2	Programa Experimental – Contexto específico deste trabalho	114
7.2.1	Ensaio em Situação Ambiente	116
7.2.1.1	Procedimentos de Ensaio	117
7.2.2	Ensaio em Situação de Incêndio	119
7.2.2.1	Procedimentos de Ensaio	122
7.2.2.2	Critérios de Ruptura	125
7.3	Caracterização dos Materiais	126
8	RESULTADOS E ANÁLISE	133
8.1	Ensaio em Situação Ambiente	133
8.2	Ensaio em Situação de Incêndio	141
8.2.1	Colunas de Aço sem Preenchimento	143
8.2.1.1)	Amostra FC-T114-C00-30-1	145
8.2.1.2)	Amostra FC-T114-C00-30-2	146
8.2.1.3)	Amostra FC-T114-C00-50-1	148
8.2.1.4)	Amostra FC-T114-C00-50-2	148
8.2.1.5)	Amostra FC-T114-C00-70-1	149

8.2.1.6) Amostra FC-T114-C00-70-2	149
8.2.1.7) Amostra FC-T168-C00-30-1	151
8.2.1.8) Amostra FC-T168-C00-30-2	152
8.2.1.9) Amostra FC-T168-C00-50-1	153
8.2.1.10) Amostra FC-T168-C00-50-2	155
8.2.1.11) Amostra FC-T168-C00-70-1	155
8.2.1.12) Amostra FC-T168-C00-70-2	157
8.2.1.13) Análise de Resultados – Colunas de Aço	157
8.2.2 Colunas Mistas de Aço Preenchidas com Concreto	162
8.2.2.1) Amostra FC-T114-C25-30-1	162
8.2.2.2) Amostra FC-T114-C25-30-2	163
8.2.2.3) Amostra FC-T114-C25-50-1	164
8.2.2.4) Amostra FC-T114-C25-50-2	167
8.2.2.5) Amostra FC-T114-C25-70-1	169
8.2.2.6) Amostra FC-T114-C25-70-2	171
8.2.2.7) Amostra FC-T168-C25-30-1	174
8.2.2.8) Amostra FC-T168-C25-30-2	176
8.2.2.9) Amostra FC-T168-C25-50-1	177
8.2.2.10) Amostra FC-T168-C25-50-2	180
8.2.2.11) Amostra FC-T168-C25-70-1	182
8.2.2.12) Amostra FC-T168-C25-70-2	184
8.2.2.13) Análise de Resultados – Colunas Mistas Preenchidas	186
9 CONCLUSÕES	199
9.1 Conclusão	199
9.2 Sugestões para trabalhos futuros	203
10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	205
ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO Á OCUPAÇÃO	211
ANEXO B – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO	215
ANEXO C – ÁREA MÁXIMAS DE COMPARTIMENTAÇÃO	217

1 INTRODUÇÃO

O grande avanço na engenharia estrutural, registrado desde meados do século passado, fez surgir novas concepções estruturais, dentre elas a utilização de estruturas mistas; que unem dois ou mais materiais estruturais otimizando e racionalizando o seu uso e produzindo edificações cada vez mais altas e com elementos estruturais mais esbeltos.

Um dos sistemas mistos que mais tem se destacado no cenário mundial são as estruturas mistas de aço e concreto que, ao combinar os dois materiais de diferentes maneiras, obtém-se um excelente aproveitamento dos dois materiais em termos de resistência tanto de lajes, quanto de vigas e pilares.

Uma das preocupações da engenharia estrutural desde o início do século XX é a proteção da edificação contra incêndios, constituindo-se objeto de estudo de vários pesquisadores em todo o mundo, inclusive no Brasil.

Apesar da relativa baixa ocorrência de incêndios em edificações, o efeito gerado por esse evento, geralmente, acarreta grandes prejuízos econômicos, sociais e humanos. Em alguns casos, todo este prejuízo pode ser ocasionado pelo colapso estrutural da edificação.

A construção metálica, notavelmente, requer uma dispendiosa proteção contra incêndios, já que o aço é um excelente condutor de calor que, a temperaturas próximas de 500 °C pode perder metade de sua resistência inicial à temperatura ambiente.

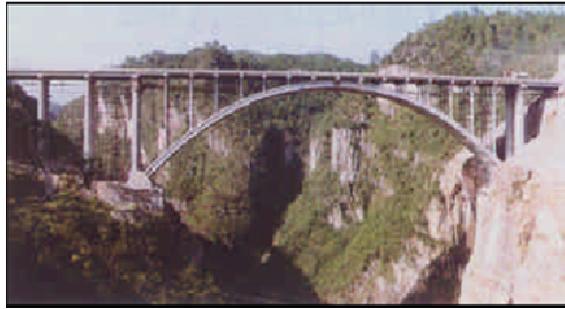
Nesse contexto, as estruturas mistas de aço e concreto apresentam um grande diferencial: o concreto presente na estrutura pode atuar como uma proteção adicional contra incêndio, retardando o acréscimo de temperatura no aço.

As estruturas mistas de aço e concreto surgiram no final do século XIX e foram idealizadas, inicialmente, para se evitar os efeitos nocivos provocados pelo fogo e pela corrosão em estruturas metálicas (DE NARDIN, 1999).

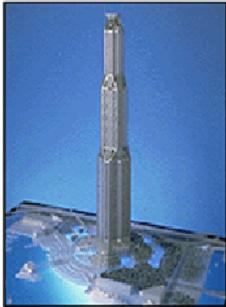
Nas Fig. 1.1 e 1.2 são apresentadas obras executadas com colunas mistas, nacionais e internacionais, respectivamente.



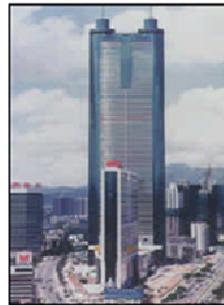
Figura 1.1 – Obras nacionais executadas em colunas mistas. À esquerda, Edifício Sede do Grupo Pão de Açúcar. À direita, Shopping Santa Cruz



Ponte na China



Edifício Shimizu Super High Rise Building
127 pavimentos
localização: Tóquio – Japão



Edifício Shun Hing Square ' (1997)
77 pavimentos; $f_{ck}=45\text{MPa}$ (nos pilares)
localização: Shenzhen – China



Edifício Forrest Centre '
localização: Perth – Austrália

Figura 1.2 – Obras internacionais executadas em colunas e pilares mistos

Os pilares mistos de aço e concreto podem ser definidos como a união de um perfil de aço laminado, dobrado ou soldado, ao concreto; podendo apresentar-se como perfis de aço totalmente envolvidos, parcialmente envolvidos ou preenchidos por concreto.

As colunas mistas de aço preenchidas com concreto têm como vantagens a facilidade construtiva (devido à ausência de fôrmas, diminuição do peso próprio da estrutura, etc), e melhor comportamento estrutural, já que o núcleo de concreto é responsável por aumentar a rigidez e a resistência do perfil tubular, melhorando, significativamente, seu comportamento isolado.

Além disso, cabe ressaltar, que colunas mistas preenchidas apresentam excelentes propriedades resistentes quanto à atuação de ações sísmicas, proporcionando alta resistência, rigidez e capacidade de absorver energia. Com isso, justifica-se seu emprego crescente em países europeus e asiáticos.

Além das vantagens citadas anteriormente, trabalhos experimentais de pesquisas, desenvolvidos internacionalmente, apontam para um melhor comportamento de colunas mistas preenchidas em situação de incêndio, quando comparadas às sem preenchimento (LIE & CHABOT (1992), HAN *et al* (2003a), HAN *et al* (2003b)).

Esse fato deve-se ao núcleo de concreto da coluna que funciona como um dissipador de calor, resfriando o perfil de aço e, assim, resistindo a maiores temperaturas. Segundo Kodur (1999), as colunas de aço vazadas e sem material de revestimento contra-fogo resistem a, aproximadamente, quinze minutos de um incêndio-padrão; enquanto nas preenchidas com concreto este tempo pode chegar até a três horas.

Nota-se, em muitos países, incluindo o Brasil, uma certa carência de estudos sobre o comportamento de colunas mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio, cabendo a comunidade tecno-científica recorrer a estudos realizados internacionalmente.

Grande parte dos estudos experimentais e teóricos realizados internacionalmente nessa área abordam colunas mistas preenchidas, classificadas como curtas, com perfis formados a frio; limitando ainda mais a literatura sobre o assunto.

Nesse contexto, este trabalho compreenderá um estudo teórico, a partir da literatura existente, e um estudo experimental, abordando o comportamento de colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas preenchidas em situação de incêndio, utilizando-se perfis de aço laminados preenchidos com concreto de resistência usual e submetidos a diferentes níveis de carregamento axiais. Com isso, pretende-se fornecer à comunidade tecno-científica nacional uma visão geral sobre o assunto.

1.1 Objetivos

O principal objetivo deste trabalho é a análise do comportamento estrutural de colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio, comparando-se os resultados obtidos no estudo experimental aos obtidos utilizando-se procedimentos normatizados e aqueles procedimentos sugeridos em trabalhos de pesquisa internacionais.

Como a pesquisa nesta área é bastante reduzida no país e, também, internacionalmente, é ainda objetivo deste trabalho a análise do comportamento das mesmas colunas em situação ambiente.

1.2 Justificativas

Como justificativa principal ressalta-se a importância da verificação do comportamento estrutural de colunas mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio, complementando a linha de pesquisa sobre Efeito do Fogo em Estruturas, iniciada em 2002, na FEC-UNICAMP.

O uso de colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto vem se difundindo no Brasil e verificar sua segurança estrutural em situação de incêndio torna-se de fundamental importância.

Além disso, podem-se citar outros aspectos que justificam tal trabalho de pesquisa:

- A carência de trabalhos científicos sobre o assunto no país e, também, internacionalmente;
- A discussão mais apurada sobre a normatização existente sobre o assunto;

- Estimular, ainda mais, a utilização de colunas mistas de aço preenchidas com concreto na construção civil nacional, divulgando as vantagens destes elementos estruturais em situação de incêndio;

Além disso, cabe salientar que a área de segurança estrutural contra incêndio no Brasil carece de avanços científicos que coloquem o país em situação de destaque frente o cenário internacional.

2 CARACTERIZAÇÃO DE INCÊNDIOS

Os materiais combustíveis queimam pela ação conjunta do oxigênio do ar (comburente) e de calor, em condições propícias a se desenvolverem reações em cadeia, sendo produzidas várias substâncias intermediárias durante esse processo, não sendo conhecidas totalmente suas ações, devido à complexidade desse fenômeno. (LANDI, 1986)

Com isso, foi criada uma representação gráfica para o fogo, denominada Tetraedro do Fogo, na qual, devem coexistir o material combustível, o comburente, o calor e a reação em cadeia entre esses elementos. O Tetraedro do Fogo é apresentado na Fig. 2.1.



Figura 2.1 – Tetraedro do Fogo

FONTE: SEITO *et al* (2008)

Vários fatores influem sobre a intensidade e a extensão dos incêndios, bem como, sobre seus efeitos sobre as estruturas, tais como a qualidade e natureza dos materiais combustíveis, as cinzas resultantes do incêndio e a água, seja ela presente na estrutura ou aquela utilizada para apagar o fogo.

Os incêndios reais possuem três fases que os caracterizam, conforme apresentado na Fig. 2.2. A fase inicial que, geralmente, é caracterizada por uma variação gradual e lenta da temperatura, aquecendo os materiais combustíveis até atingirem sua temperatura de ignição, esse instante é denominado *flash-over*.

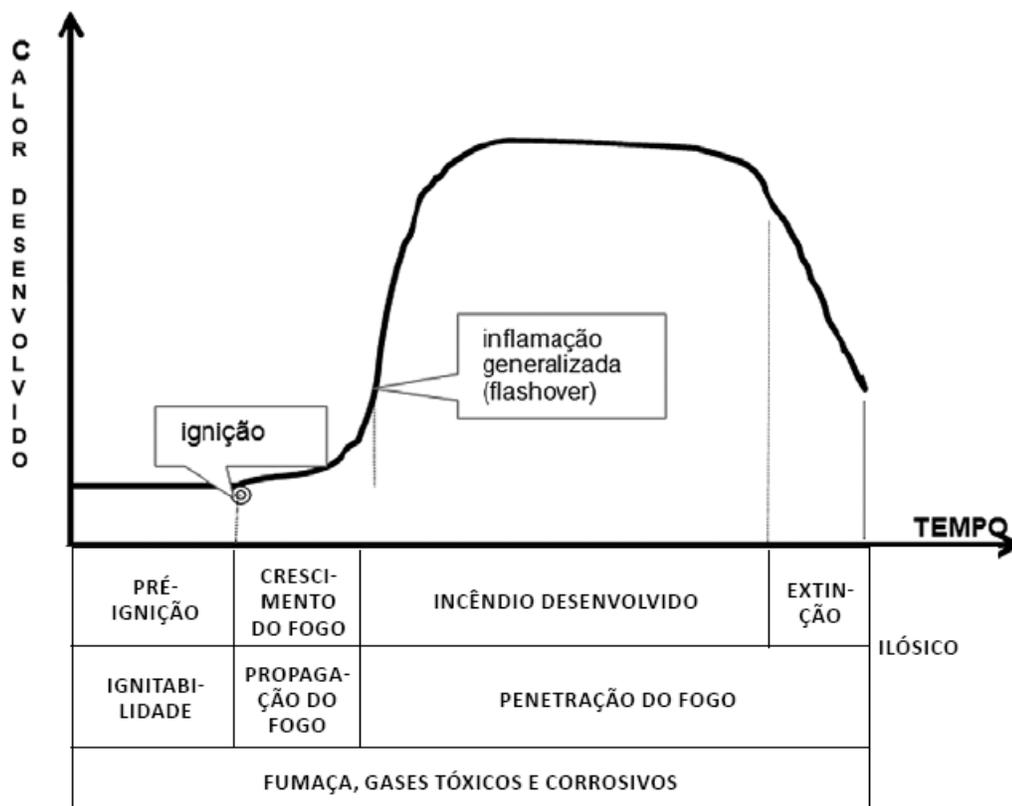


Figura 2.2 – Fases do Incêndio

FONTES: SEITO *et al* (2008)

Numa segunda fase de incêndio, o fogo se espalha pelo compartimento e as chamas se desenvolvem, havendo um aumento brusco da temperatura, podendo a temperatura alcançar valores superiores a 1000 °C, dependendo do material combustível.

Finalmente, a fase final ou de extinção é caracterizada pelo declínio gradual das temperaturas e desaparecimento dos focos de incêndio. A duração das fases do incêndio é muito variável dependendo de fatores de ventilação, área, altura e uso do compartimento.

2.1 Incêndio Natural

Incêndio Natural é o incêndio para o qual se admite que as temperaturas dos gases gerados pela combustão respeitem as curvas de temperatura-tempo naturais, ou seja, obtidas por meio de ensaios de laboratório que simulam uma situação real de incêndio.

A curva de incêndio natural possui dois ramos, um ascendente (fase de aquecimento) e outro descendente (fase de resfriamento), sendo possível verificar a temperatura máxima atingida no incêndio, bem como o instante em que isso ocorre.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, por meio da ABNT NBR 14432:2001, incêndio natural é a variação de temperatura que simula o incêndio real, função da geometria, da ventilação, das características térmicas dos elementos de vedação (isolamento térmico e estanqueidade) e da carga de incêndio específica.

Nas Figs. 2.3 e 2.4 são apresentadas as variações da temperatura máxima ($q_{máx}$) e da duração do incêndio ($t_{máx}$) em função da ventilação e da carga de incêndio específica em relação à área total, tendo por base as hipóteses do modelo do incêndio natural de Pettersson *apud* Silva (2001).

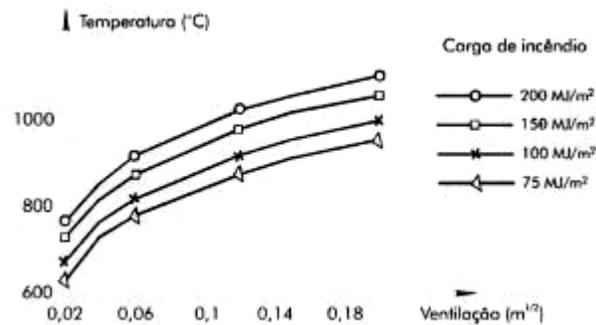


Figura 2.3 – Temperatura máxima de um incêndio, em função da ventilação e carga de incêndio

FONTE: SILVA (2001)

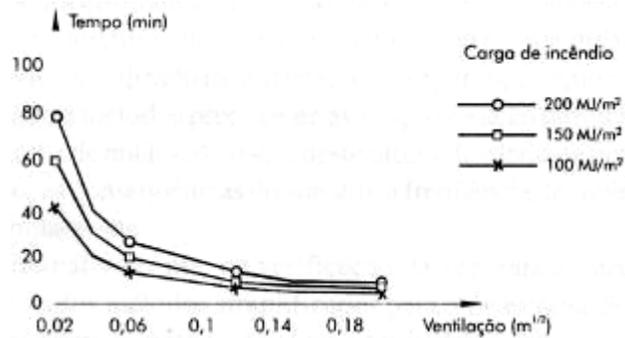


Figura 2.4 – Tempo em que ocorre a máxima temperatura do incêndio, em função da ventilação e carga de incêndio

FONTE: SILVA (2001)

A partir dos ensaios para obtenção das curvas de incêndio natural, pode-se concluir, com base no modelo de Pettersson, que a temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento da carga de incêndio específica e com o aumento do grau de ventilação, e que a duração de um incêndio cresce com o aumento da carga de incêndio específica e diminui com o aumento do grau de ventilação.

2.2 Incêndio-padrão

A necessidade de se conduzir em laboratório ensaios que possibilitassem comparar diversos materiais quanto à sua capacidade de suportar a ação do fogo, por um tempo determinado, proporcionou um modelo de incêndio teórico cuja lei de variação de temperatura em função do tempo fosse perfeitamente definida. (LANDI, 1986)

As curvas-padrão para incêndios não representam o comportamento real do incêndio em estruturas, já que o comportamento, a quantidade e a qualidade dos materiais combustíveis são diversos de acordo com cada incêndio. Com isso, essas curvas apresentam-se associadas com tempos padronizados com a finalidade de fornecer parâmetros de projeto.

A característica principal das curvas-padrão é a de possuir apenas um ramo ascendente, admitindo, portanto, que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e, além disso, independente das características do ambiente e da carga de incêndio. (SILVA, 2001)

As curvas padronizadas mais citadas na literatura técnica são as curvas da International Organization for Standardization – ISO – 834-1 (1999) – Eq. 2.1 e American Society for Testing and Materials – ASTM – E119 (2000) – Eq. 2.2. A ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 5628:2001 recomendam a curva ISO 834-1 como curva temperatura tempo padrão.

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

onde:

θ_g : temperatura dos gases quentes no ambiente em chamas, no instante t (°C);

θ_0 : temperatura dos gases, no instante t=0, adotado igual a 20 °C;

t: tempo, em minutos.

$$\theta_g = 20 + 750 \cdot \left[1 - e^{(-3,79533 \cdot \sqrt{t})} \right] + 170,41 \cdot \sqrt{t} \quad (2.2)$$

onde:

θ_g : temperatura dos gases quentes no ambiente em chamas, no instante t (°C);
t: tempo, em horas.

O Eurocode 1 (prEN 1991-1-2:2002) adota a curva ISO 834 como curva-padrão temperatura-tempo, apresentando, também, outra curva, considerando que os materiais combustíveis do ambiente sejam formados por hidrocarbonetos, representada pela Eq. 2.3.

$$\theta_g = 1080 \cdot (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20 \quad (2.3)$$

onde:

θ_g : temperatura dos gases quentes no ambiente em chamas, no instante t (°C);
t: tempo, em minutos.

A Fig. 2.5 apresenta a curva ISO 834-1 em comparação a um incêndio real.

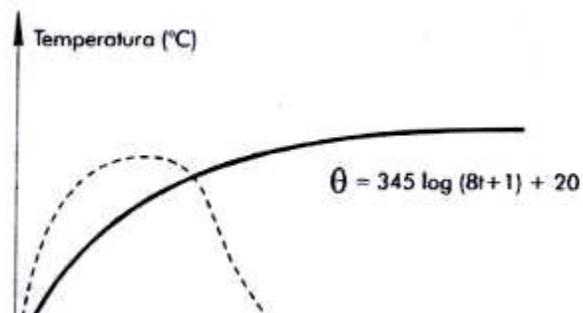
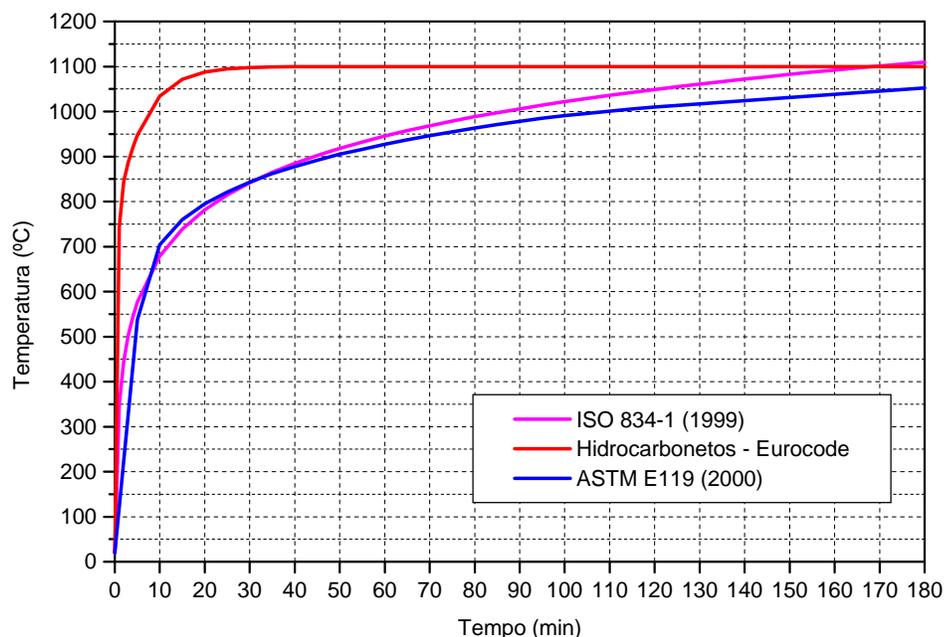


Figura 2.5 – Curvas temperatura x tempo – ISO 834-1 x incêndio real

FONTE: SILVA (2001)

A Fig. 2.6 apresenta as curvas-padrão definidas pela norma ISO 834-1 (1999), pela ASTM E119 (2000) e pelo Eurocode 1 (prEN 1991-1-2:2002).



Figuras 2.6 – Comparação entre as curvas temperatura-tempo padronizadas

2.3 Mecanismos de transferência de calor

O desenvolvimento da temperatura e sua distribuição, o comportamento mecânico e as condições de vinculação da estrutura em que se está analisando, são os fatores mais importantes quando se realiza uma análise térmica e tensional de estruturas. (SILVA, 2002)

Assim, o desenvolvimento das temperaturas depende dos seguintes fatores: dimensões e geometria das estruturas; propriedades térmicas dos materiais empregados, tais como, condutividade térmica e calor específico; condições iniciais da estrutura, tais como, temperatura e deformações iniciais; e condições ambientais, tais como, temperatura do ar e das estruturas adjacentes.

Havendo diferenças de temperaturas, o calor flui da região de maior temperatura para a de menor temperatura, resultado de um gradiente de temperaturas.

São três os mecanismos de transferência de calor, condução, convecção e radiação. A Fig. 2.7 apresenta tais mecanismos em uma estrutura sob incêndio.



Figura 2.7 – Mecanismos de transferência de calor em uma estrutura sob incêndio

FONTE: ENGESTROM (1999) *apud* SILVA (2002)

Convecção é o fenômeno de movimentação macroscópica da massa do próprio fluido (gases quentes) por meio do contato desse fluido com uma superfície sólida, depende de fatores complexos para sua ocorrência e determinação, tais como a temperatura e a pressão, sendo determinado por meio de fórmulas empíricas. A Fig. 2.8 apresenta um exemplo de transferência de calor por convecção em um ambiente.

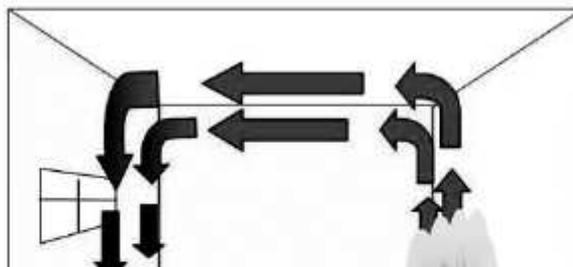


Figura 2.8 – Transferência de calor por convecção em um ambiente

FONTE: SEITO *et al* (2008)

Radiação é o fenômeno de transferência de calor por meio do transporte de calor por ondas eletromagnéticas, não dependentes do meio material. A Fig. 2.9 ilustra esse mecanismo de transferência de calor.

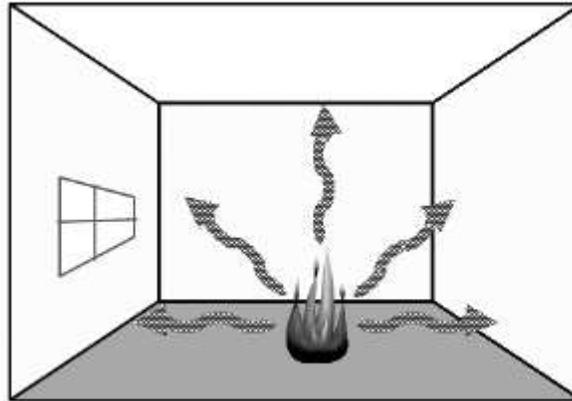


Figura 2.9 – Transferência de calor por radiação em um ambiente

FONTE: SEITO *et al* (2008)

Condução é o fenômeno de transferência de calor que se dá entre as superfícies vizinhas, com transmissão de moléculas com maior energia cinética de translação às moléculas com menor energia cinética, sendo que sua determinação é complexa e o seu valor geralmente é baixo, sendo, por isso, geralmente analisado conjuntamente com a convecção.

A Fig. 2.10 apresenta um exemplo de transferência de calor por um elemento de compartimentação, no qual, verifica-se a ocorrência conjunta dos três mecanismos de transferência de calor apresentados.

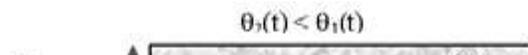


Figura 2.10 – Transferência de calor em um elemento de compartimentação

FONTE: SEITO *et al* (2008)

2.4 Resistência ao Fogo

A resistência ao fogo é um dos parâmetros mais importantes nos estudos relativos a ações dos incêndios nas estruturas. Caracteriza-se pelo tempo em que um elemento estrutural mantém as funções pelas quais foi projetado, antes de atingir o colapso.

A resistência ao fogo pode ser medida por meio de três métodos normatizados pela ABNT NBR 5628:2001.

Em um primeiro método, a resistência ao fogo pode ser obtida observando-se a resistência mecânica do elemento estrutural em função da temperatura sob o programa de temperatura-tempo-padrão em condições de utilização, ou seja, simulando-se as condições de carregamento e vinculação reais da estrutura.

Pode também ser obtida, em um segundo método, diante da estanqueidade do elemento, verificando-se o surgimento de fissuras pelas quais as chamas ou gases atravessam o elemento e passam de um ambiente para outro.

Em um terceiro método a resistência ao fogo, pode ser obtida por meio do isolamento térmico, submetendo uma face do elemento ao incêndio-padrão e verificando o aquecimento da outra face não-exposta, devendo limitar a temperatura média dessa face em 140 °C e em 180 °C em qualquer ponto medido, acima da temperatura inicial, evitando a ignição de outros materiais.

Quando o elemento apresentar funções de proteção e resistência por compartimentação é necessário considerar os resultados dos três ensaios descritos, tomando-se o valor mais baixo encontrado. Se o elemento tiver apenas função resistente basta determinar a resistência ao fogo pelo primeiro ensaio.

A Fig. 2.11 apresenta um exemplo ilustrativo sobre um elemento de compartimentação que requer sua verificação por meio dos três métodos propostos.



Figura 2.11 – Mecanismos de resistência ao fogo de um elemento de compartimentação

FONTE: SEITO *et al* (2008)

Portanto, a resistência ao fogo é o tempo necessário para que um elemento entre em colapso por resistência mecânica, estanqueidade ou isolamento térmico, quando submetido ao ensaio-padrão temperatura-tempo. (CÁNOVAS, 1988)

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF, normatizado pela ABNT NBR 14432:2000 é definido como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão.

O TRRF não pode ser confundido com o tempo de desocupação da edificação ou tempo de duração do incêndio. Os valores de TRRF são valores teóricos que serão utilizados para o dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, podendo ser determinado por meio de tabelas ou pelo Método do Tempo Equivalente descrito na Instrução Técnica nº 08 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo – IT:08 (2004).

As edificações são classificadas, conforme sua ocupação, de acordo com a ABNT NBR 14432:2000 e também pelo Decreto Estadual n.º 46076/01 do Estado de

São Paulo. Com as devidas classificações consegue-se obter os TRRFs correspondentes em função da ocupação, área e altura das edificações.

A classificação das edificações segundo a ABNT NBR 14432:2000 é apresentada no Anexo A deste trabalho. Os valores de TRRF são apresentados no Anexo B deste trabalho.

2.5 Medidas de Proteção

Não é possível obter segurança total contra incêndios. Ela consiste em reduzir os riscos mediante a adoção de uma série de medidas que tomadas isoladamente são insuficientes, mas que, quando aplicadas em conjunto permitem obter uma melhor segurança, havendo integração dos sistemas de proteção, sejam eles sistemas de proteção passiva ou ativa. (CÁNOVAS, 1988)

A proteção ativa contra incêndios é constituída por meios de proteção acionados mecanicamente para funcionar em situação de incêndio, sendo eles sistemas de alarme sonoro, detectores de fumaça e calor, extintores, hidrantes, chuveiros automáticos, iluminação de emergência, entre outros.

A proteção passiva é constituída por meios de proteção incorporados a edificação, tais como, acessibilidade ao lote, presença de rotas de fuga, compartimentação, resistência ao fogo dos elementos estruturais.

Para se obter a proteção completa da estrutura deve haver, na fase de projetos do empreendimento, uma interface entre todos os projetos, sejam eles arquitetônicos, estruturais, instalações prediais e de combate a incêndios, com isso, consegue-se minimizar os danos causados em situação de um eventual incêndio.

A medida mais efetiva para combater os danos causados pela ação do fogo é a construção de edifícios utilizando materiais resistentes a essa ação, considerando-se que mesmo que os agentes de proteção ativa não sejam suficientes para rápida

extinção do fogo, a estrutura não entre em colapso devido ao aquecimento dos elementos estruturais. (CÁNOVAS, 1988)

2.5.1 Compartimentação das Estruturas

A compartimentação é uma medida de proteção passiva contra incêndios, constituídos de elementos resistentes ao fogo (corta-fogo), destinados a evitar a propagação do fogo, calor e gases de um compartimento ao outro em uma mesma edificação. (IT:03, 2004)

A compartimentação está relacionada a vários fatores, como medidas urbanísticas, arquitetônicas, utilização do compartimento e projeto estrutural do edifício. (COSTA *et al.*, 2005)

Com a compartimentação, delimitam-se áreas da edificação, utilizando-se para isso, normas técnicas e literatura técnica. No Brasil não há normas específicas para compartimentação de edificações sendo utilizadas as Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

Existem duas formas de compartimentação: a compartimentação horizontal obtida por meio de separações verticais dentro de um mesmo pavimento, e a compartimentação vertical obtida por meio de separações horizontais evitando a propagação do incêndio de um pavimento para outro.

As paredes e lajes de compartimentação podem apresentar aberturas desde que essas sejam protegidas por materiais com característica corta-fogo, garantindo isolamento térmico, estabilidade e estanqueidade. (COSTA *et al.*, 2005)

A Instrução Técnica n.º 09 (IT:09) do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo define os parâmetros e características para a compartimentação em edifícios. Os

mecanismos de compartimentação horizontal e vertical, segundo a IT:09 estão definidos na Tab. 2.1. Algumas características de construção para ambientes compartimentados são descritos neste trabalho, seguindo os requisitos da IT:09 (2004).

Tabela 2.1– Mecanismos de Compartimentação Horizontal e Vertical

Compartimentação Horizontal	Compartimentação Vertical
Paredes corta-fogo de compartimentação	Entrepisos corta-fogo
Portas corta-fogo	Enclausuramento de escadas e elevadores
Vedadores corta-fogo	Vedadores corta-fogo
Registros corta-fogo (dampers)	Registros corta-fogo (dumpers)
Selos corta-fogo	Selos corta-fogo
Afastamento horizontal entre aberturas	Elementos de separação vertical entre pavimentos

FONTE: adaptado da IT:09 (2004)

As paredes corta-fogo de compartimentação deverão ser construídas entre o piso e o teto, sendo vinculadas à estrutura do edifício, com os reforços estruturais adequados segundo o TRRF adotado para cada caso em situação de incêndio, sendo este calculado a partir da ABNT NBR 14432:2000 ou da IT:08 (2004).

Quando as coberturas dos edifícios são constituídas por materiais combustíveis, a parede corta-fogo de compartimentação deve estender-se no mínimo a 1,00 m acima da linha de cobertura do telhado.

A distância horizontal entre aberturas situadas na mesma fachada deve ser de 2,00 m, caso contrário, a parede de compartimentação deve ser prolongada em no mínimo 0,90 m na direção perpendicular a fachada, como pode-se ver na Fig. 2.12.

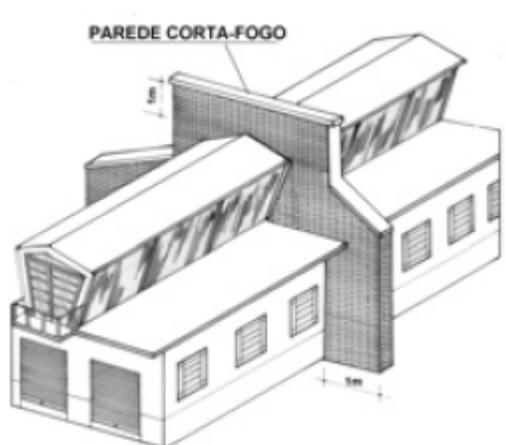


Figura 2.12 – Compartimentação através de parede corta-fogo

FONTE: IT:09 (2004)

Todos os setores compartimentados deverão possuir fácil acesso às saídas de emergência da edificação promovendo a rápida saída dos usuários (IT:09, 2004). As aberturas em paredes corta-fogo de compartimentação devem ser protegidas afim de não ocorrer a propagação do incêndio.

Tais aberturas podem ser protegidas por portas corta-fogo dimensionadas e projetadas de acordo com a ABNT (NBR 11742:1997 *apud* IT:09, 2004), selos corta-fogo destinados a vedação de aberturas destinadas a passagem de instalações prediais, ou ainda registros corta-fogo (*dumpers*) devidamente fixados à parede.

Para compartimentação vertical as separações entre as aberturas nas fachadas de pavimentos consecutivos devem ser de no mínimo 1,20 m, quando esta condição não for possível os entrespos devem ser prolongados em 0,90 m além da fachada, como verifica-se na Fig. 2.13.

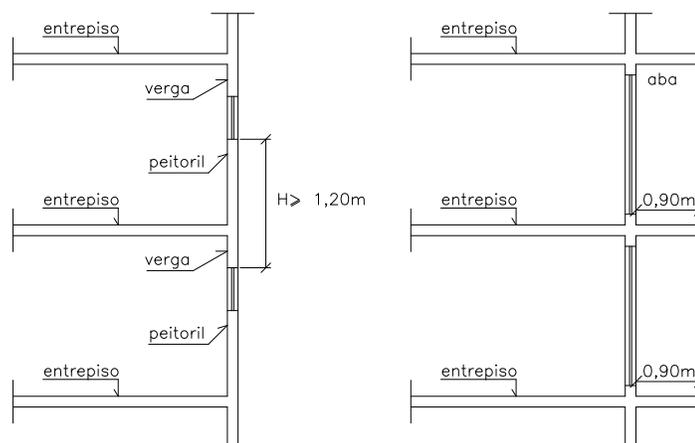


Figura 2.13 – Compartimentação vertical das fachadas

FONTE: IT:09 (2004)

As fachadas constituídas de elementos construtivos pré-moldados devem ter seus elementos de fixação protegidos contra a ação do incêndio, com as frestas entre vigas e lajes devidamente seladas, garantindo a resistência ao fogo do conjunto (IT:09, 2004).

Para fachadas envidraçadas devem ser tomadas algumas precauções evitando a propagação do fogo entre pavimentos, por exemplo, os vidros devem ser ensaiados de acordo com o método ISO 1182 *apud* IT:09 (2004), atrás dessas fachadas devem ser previstos parapeitos e prolongamentos dos entrepisos (lajes).

Todas as aberturas existentes nos entrepisos devem ser devidamente vedadas utilizando-se selos e vedadores corta-fogo. As escadas devem ser protegidas por paredes corta-fogo de compartimentação e portas corta-fogo. Os poços de elevadores e monta-carga devem ser protegidos por paredes corta-fogo e as suas respectivas portas protegidas por vedadores pára-chamas.

No caso de dutos de ventilação, ar condicionado e exaustão que atravessam as lajes além da selagem da passagem desses equipamentos devem existir registros corta-fogo ancorados à laje. Os halls de escadas e elevadores também devem ser enclausurados permitindo a livre circulação de pessoas na eventualidade de um incêndio.

Quando da utilização de paredes corta-fogo de compartimentação, essas devem ser solidarizadas adequadamente aos entrepisos afim de não ocorrer propagação do fogo por eventuais frestas existentes na união entre os dois elementos.

Os TRRFs das áreas compartimentadas devem atender ao disposto na Instrução Técnica n.º 08 (IT:08, 2004) do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, à ABNT NBR 14432:2000 e às exceções citadas na IT:09 (2004). No Anexo C deste trabalho são apresentadas as áreas máximas de compartimentação, em função da classificação da edificação.

2.5.2 Isolamento de Risco

Define-se como isolamento de risco a distância ou proteção por compartimentação entre uma edificação e outra a ela adjacente, para que sejam consideradas independentes na verificação das medidas de segurança contra incêndio. (IT:07, 2004)

O isolamento de risco pode ser obtido por meio das recomendações normativas da Instrução Técnica n.º 07 (IT:07, 2004) do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, por meio de distâncias de segurança entre fachadas de edificações adjacentes e entre a cobertura de edificação de menor altura e uma fachada de uma edificação adjacente, ou ainda por paredes corta-fogo de compartimentação entre edificações contíguas.

Para o cálculo da distância de segurança entre as edificações consideram-se a compartimentação horizontal e vertical, a severidade do incêndio, por meio da carga de incêndio, as aberturas existentes para ventilação, a existência de paredes corta-fogo de compartimentação e as distâncias entre as coberturas de edificações com menor altura as de maior altura.

3 PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DOS MATERIAIS, SOB TEMPERATURAS ELEVADAS

3.1 Aço

3.1.1 Propriedades Mecânicas

Os materiais estruturais, em geral, apresentam redução dos valores de suas propriedades mecânicas, quando submetidos à elevação de temperatura. No caso do aço, essas reduções são mais perceptíveis, devido a esse material ser um excelente condutor de calor.

Em temperaturas entre 500 e 600 °C nota-se uma redução da capacidade resistente do material em torno de 50%, o que é, bastante preocupante, do ponto de vista da segurança estrutural contra incêndios.

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) apresenta coeficientes de redução para a resistência ao escoamento do aço e de seu módulo de deformação longitudinal, em

função da temperatura desenvolvida no elemento estrutural. Os valores dos coeficientes de redução são apresentados na Tab. 3.1 e, também nas Figs. 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Fatores de Redução para o Aço

Temperatura do Aço θ_a	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados	Fator de redução para o módulo de deformação longitudinal dos aços laminados
(°C)	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20	1,000	1,000
100	1,000	1,000
200	1,000	0,900
300	1,000	0,800
400	1,000	0,700
500	0,780	0,600
600	0,470	0,310
700	0,230	0,130
800	0,110	0,090
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

FONTE: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

onde:

θ_a : temperatura no elemento de aço;

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço;

$f_{y,\theta}$: resistência ao escoamento do aço, a temperatura θ_a ;

f_y : resistência ao escoamento do aço, a temperatura ambiente;

$k_{E,\theta}$: fator de redução do módulo de deformação longitudinal do aço;

$E_{a,\theta}$: módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura θ_a ;

E_a : módulo de deformação longitudinal do aço, a temperatura ambiente.

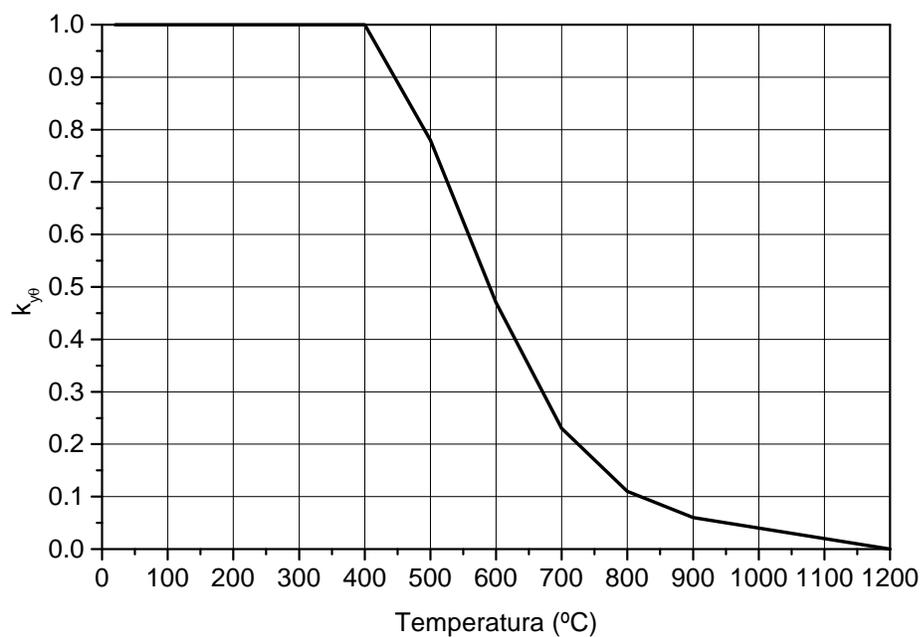


Figura 3.1 – Redução da resistência ao escoamento do aço, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

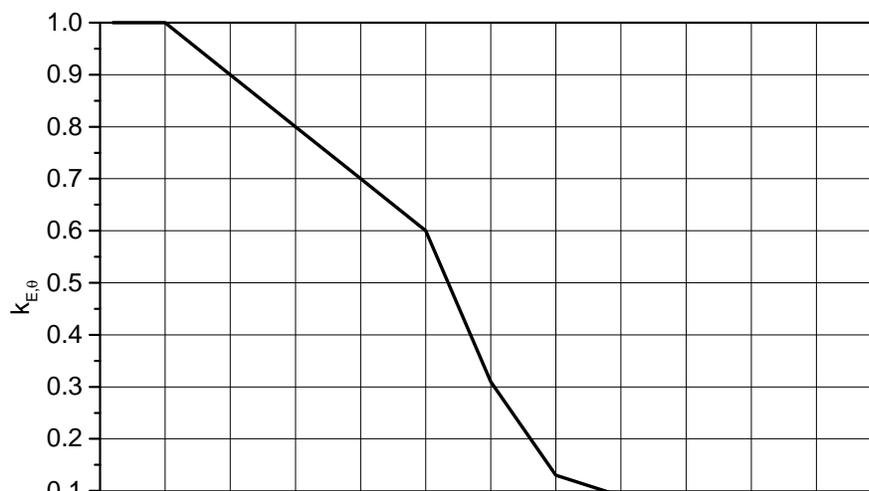


Figura 3.2 – Redução do módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

3.1.2 Propriedades Térmicas

Neste tópico serão abordadas as propriedades térmicas do aço, submetido a temperaturas elevadas, a saber, alongamento específico, calor específico, condutividade térmica e, massa específica.

3.1.2.1 Alongamento Específico

O alongamento específico do aço é dado, em função da temperatura no elemento de aço – θ_a . Para temperaturas situadas no intervalo $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750\text{ }^\circ\text{C}$, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.1.

$$\Delta l/l = 1,2 \times 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (3.1)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $750\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860\text{ }^\circ\text{C}$, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.2 e, assume valor constante.

$$\Delta l/l = 1,1 \times 10^{-2} \quad (3.2)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $860\text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.3.

$$(3.3)$$

onde:

l : comprimento inicial, a $20\text{ }^\circ\text{C}$;

Δl : expansão devido à ação térmica;

θ_a : temperatura do elemento estrutural em aço.

No gráfico da Fig. 3.3 é apresentada a variação do alongamento específico do aço, em função da temperatura.

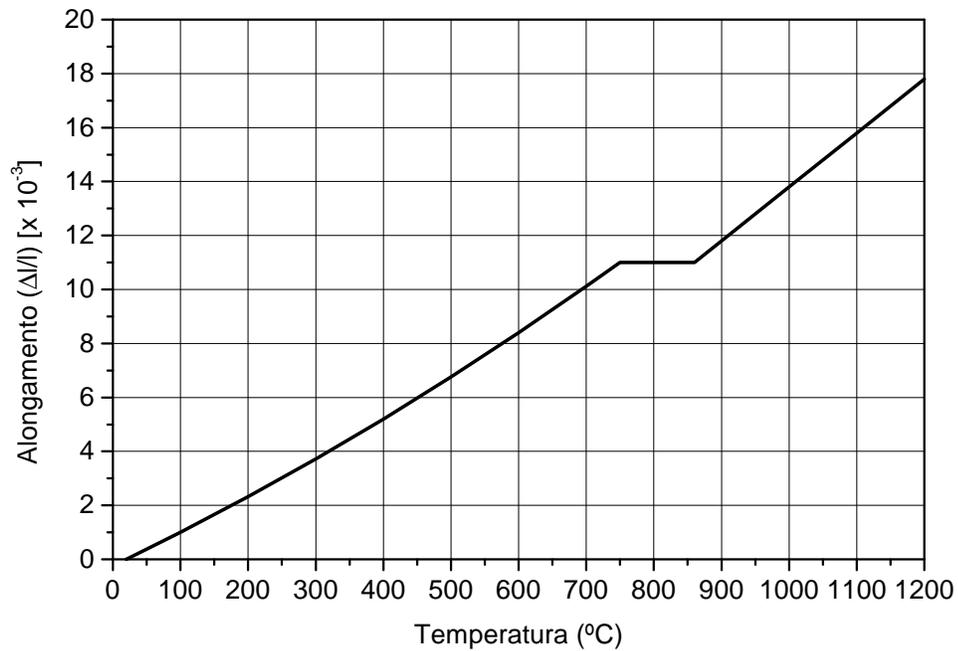


Figura 3.3 – Alongamento Específico do Aço, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

3.1.2.2 Calor Específico

O calor específico do aço é dado, em função da temperatura no elemento de aço – θ_a . Para temperaturas situadas no intervalo $20\text{ °C} \leq \theta_a < 600\text{ °C}$, o calor específico é dado pela Eq. 3.4, em J / kg. °C.

(3.4)

Para temperaturas situadas no intervalo $600\text{ °C} \leq \theta_a < 735\text{ °C}$, o calor específico é dado pela Eq. 3.5.

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (3.5)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $735 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900 \text{ }^\circ\text{C}$, o calor específico é dado pela Eq. 3.6.

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (3.6)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $900 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$, o calor específico assume valor constante $c_a = 650 \text{ J/kg} \cdot \text{ }^\circ\text{C}$.

No gráfico da Fig. 3.4 é apresentada a variação do calor específico do aço, em função da temperatura.

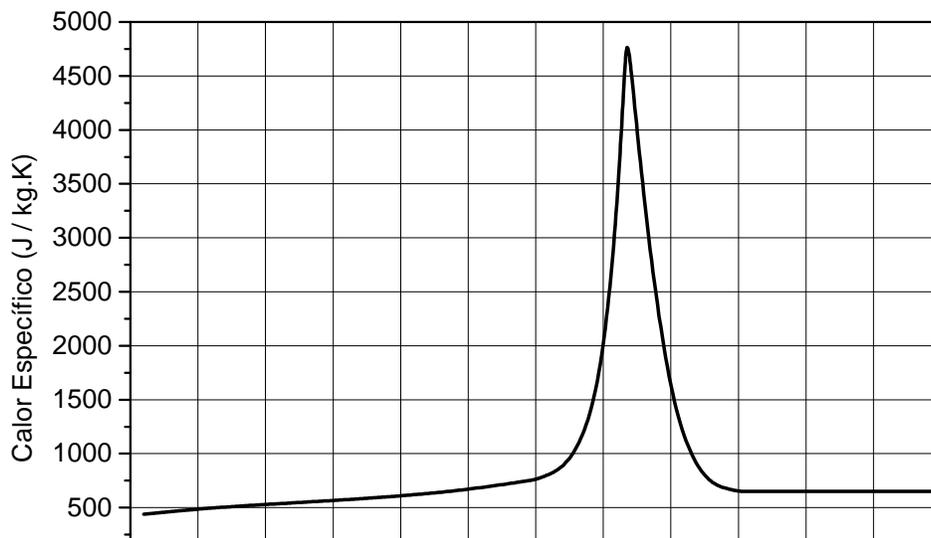


Figura 3.4 – Calor Específico do Aço, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) permite uma simplificação do valor de calor específico do aço para um valor constante de $600 \text{ J / kg} \cdot \text{ }^\circ\text{C}$.

3.1.2.3 Condutividade Térmica

A condutividade térmica do aço é dada, em função da temperatura no elemento de aço – θ_a . Para temperaturas situadas no intervalo $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800\text{ }^{\circ}\text{C}$, a condutividade térmica é dada pela Eq. 3.7, em $\text{W} / \text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}$.

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \cdot \theta_a \quad (3.7)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $800\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$, a condutividade térmica assume valor constante $\lambda_a = 27,3\text{ W} / \text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}$.

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) permite uma simplificação do valor de condutividade térmica do aço para um valor constante de $45\text{ W} / \text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}$.

No gráfico da Fig. 3.5 é apresentada a variação da condutividade térmica do aço, em função da temperatura.



Figura 3.5 – Condutividade Térmica do Aço, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

3.1.2.4 Massa Específica

Ainda, segundo o EUROCODE 3 (prEn 1993-1-2:2002) a massa específica do aço não se altera com a elevação de temperatura, sendo dada por $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

3.2 Concreto

3.2.1 Propriedades Mecânicas

O concreto sofre redução das suas propriedades mecânicas quando da elevação da temperatura. O caso do concreto pode ser agravado, devido à grande probabilidade de ocorrência de deslocamentos explosivos de porções do concreto, mais conhecidos como *spalling*, o que acaba por diminuir a seção do elemento estrutural e deixar as barras de aço desprotegidas da ação do fogo.

Os valores de redução das propriedades mecânicas do concreto são dados na Tab. 3.2 e, também, pela Fig. 3.6, segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003).

Tabela 3.2 – Fatores de Redução para o Concreto

Temperatura do concreto θ_c (°C)	Agregados Silicosos			Agregados Calcários		
	$f_{c\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,015	0,0325	0,74	0,015	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

FONTE: Adaptada do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

Para obtenção do índice de redução para o módulo de deformação longitudinal secante do concreto $k_{Ec,\theta}$, utilizado para preenchimento de colunas e pilares mistos, deverá ser utilizada a Eq. 3.8.

$$k_{Ec,\theta} = \frac{f_{c\theta}}{f_{ck}} \cdot \epsilon_{c1,\theta} \cdot \epsilon_{cu1,\theta} \quad (3.8)$$

onde:

$k_{Ec,\theta}$: índice de redução do módulo de deformação longitudinal do concreto;

$k_{c,\theta}$: índice de redução da resistência característica a compressão do concreto, dado na Tab. 3.2 como $f_{c\theta}/f_{ck}$;

f_{ck} : resistência característica do concreto a compressão;
 $f_{c\theta}$: resistência a compressão do concreto, a temperatura elevada;
 $\epsilon_{c1,\theta}$: deformação do concreto, no regime elástico;
 $\epsilon_{cu1,\theta}$: deformação do concreto, na ruptura;
 $E_{c,\theta}$: módulo de deformação longitudinal secante do concreto, em temperatura ambiente.

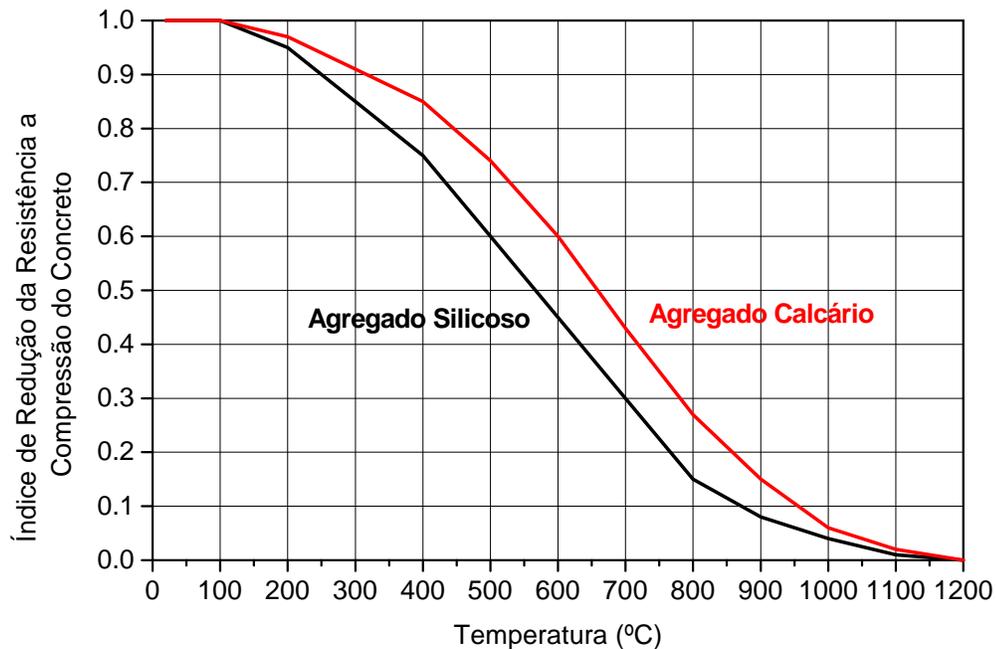


Figura 3.6 – Redução da resistência a compressão do concreto, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

3.2.2 Propriedades Térmicas

Neste tópico serão abordadas as propriedades térmicas do concreto, submetido a temperaturas elevadas, a saber, alongamento específico, calor específico, condutividade térmica e, massa específica.

3.2.2.1 Alongamento Específico

3.2.2.1.2 Concreto com Agregados Silicosos

O alongamento específico do concreto, constituído de agregados silicosos, é dado, em função da temperatura no concreto – θ . Para temperaturas situadas no intervalo $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 700\text{ }^{\circ}\text{C}$, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.9.

$$\varepsilon_{c(\theta)} = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \times 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad (3.9)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $700\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$, o alongamento específico assume valor constante $\varepsilon_{c(\theta)} = 14 \times 10^{-3}$.

3.2.2.1.2 Concreto com Agregados Calcários

O alongamento específico do concreto, constituído de agregados calcários, é dado, em função da temperatura no concreto – θ . Para temperaturas situadas no intervalo $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 805\text{ }^{\circ}\text{C}$, o alongamento específico é dado pela Eq. 3.10.

$$\varepsilon_{c(\theta)} = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \times 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad (3.10)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $805\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$, o alongamento específico assume valor constante .

No gráfico da Fig. 3.7 é apresentada a variação do alongamento específico para concretos constituídos de agregados silicosos e calcários, em função da temperatura.

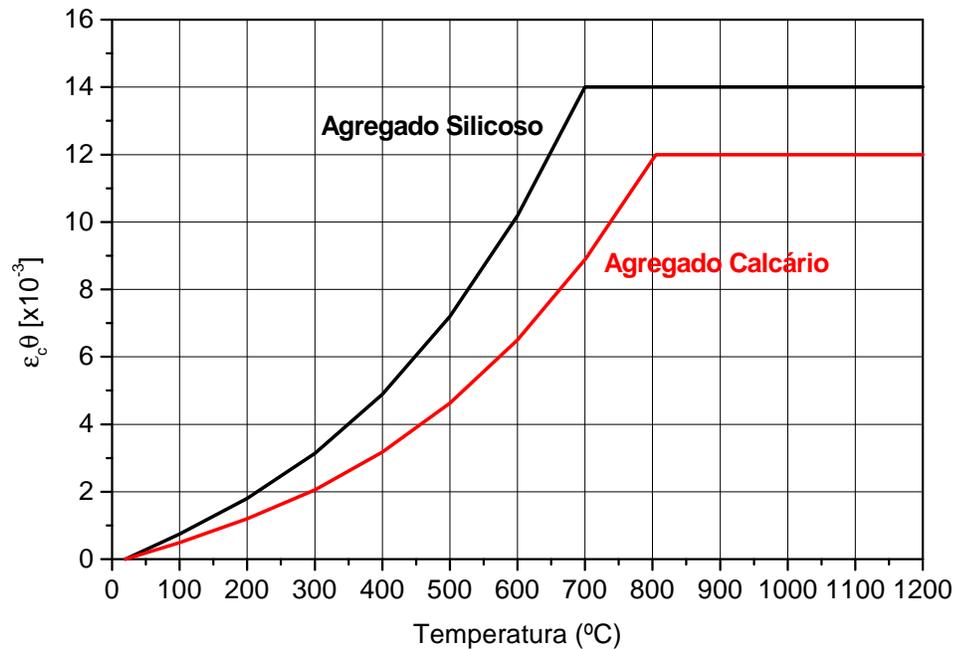


Figura 3.7 – Alongamento térmico do concreto, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

3.2.2.2 Calor específico

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), o calor específico do concreto, independe do tipo de agregado constituinte e, é dado, em função da temperatura no concreto- θ . Para temperaturas situadas no intervalo $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C}$, o calor específico assume valor constante $c_{p(\theta)} = 900\text{ J/kg}\cdot^{\circ}\text{C}$.

Para temperaturas situadas no intervalo $100\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}$, o calor específico é dado pela Eq. 3.11.

$$(3.11)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}$, o calor específico é dado pela Eq. 3.12.

$$c_{p(\theta)} = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad \text{J/kg} \cdot ^\circ\text{C} \quad (3.12)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$, o calor específico volta a assumir valor constante $c_{p(\theta)} = 1100 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}$.

A umidade presente no concreto altera, significativamente, o calor específico deste, atingindo um pico entre as temperaturas de $100 \text{ }^\circ\text{C}$ e $115 \text{ }^\circ\text{C}$, decrescendo, linearmente, até a temperatura de $200 \text{ }^\circ\text{C}$, onde voltam a ser válidas as equações propostas. A este pico, dá-se o nome de calor específico de pico, $c_{p,\text{peak}}$. Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), seus valores são apresentados na Tab. 3.3, em função da porcentagem entre a umidade e o peso do concreto.

Tabela 3.3 – Calor específico de pico, em função da umidade do concreto

Umidade	0,0%	1,5%	3,0%
$c_{p,\text{peak}}$	900 J /kg.K	1470 J /kg.K	2020 J /kg.K

FONTE: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

No gráfico da Fig. 3.8 é apresentada a variação do calor específico, em função da temperatura, bem como, as variações em função, da umidade do concreto.

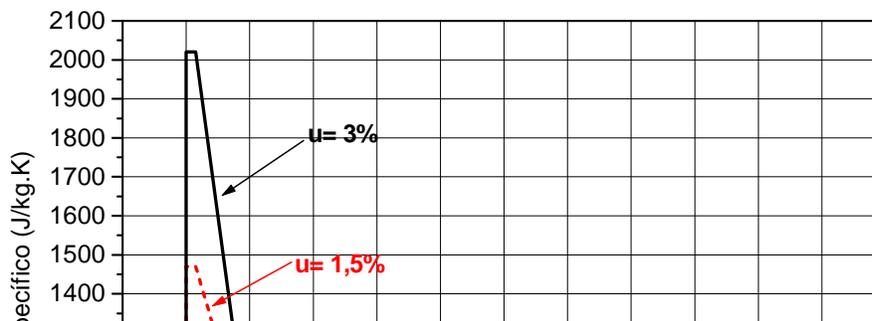


Figura 3.8 – Calor específico do concreto, em função da temperatura

FONTE: EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003) propõe algumas simplificações para o calor específico, que, quando a umidade é tomada igual a 0, pode ser dada pela Eq. 3.13, onde θ_c é a temperatura no concreto.

$$c_{c,\theta} = 890 + 56,2 \cdot (\theta_c / 100) - 3,4 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad (3.13)$$

A mesma norma, ainda, apresenta uma outra simplificação, admitindo que o calor específico assumia um valor constante $c_{c,\theta} = 1000 \text{ J/kg}\cdot^\circ\text{C}$. No gráfico da Fig. 3.9 são apresentadas as variações do calor específico e a simplificação adotada pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003).

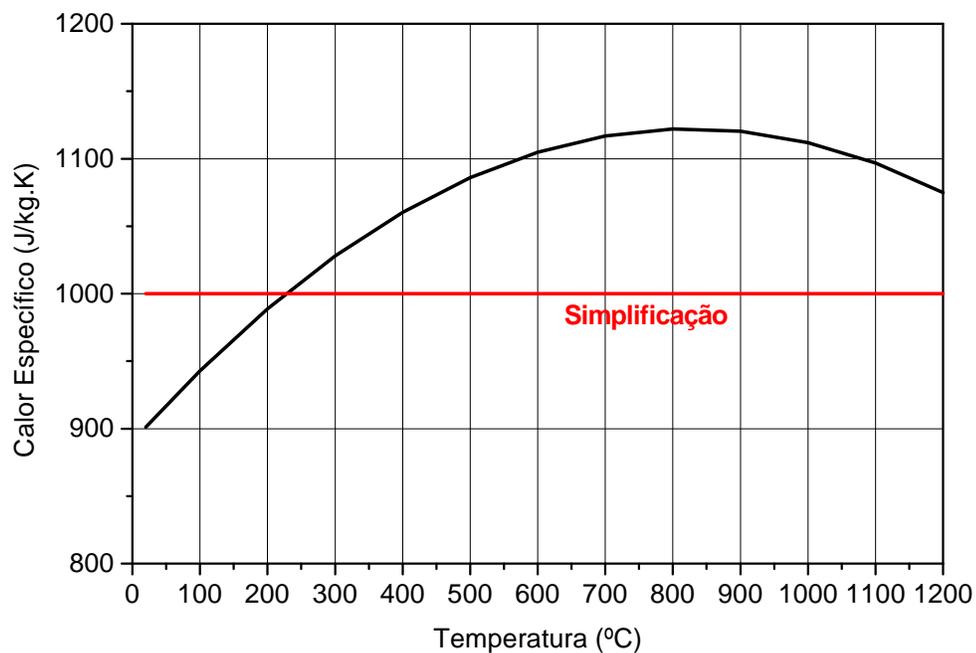


Figura 3.9 – Simplificação para obtenção do calor específico do concreto, em função da temperatura

FONTE: Adaptado do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003)

3.2.2.3 Condutividade Térmica

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), a condutividade térmica do concreto, independe do tipo de agregado constituinte e é dada em função da temperatura no concreto – θ . A condutividade térmica do concreto está em um intervalo entre os limites superior e inferior.

O limite superior para a condutividade térmica do concreto é dada pela Eq. 3.14, em função da temperatura.

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot (\theta/100) + 0,0107 \cdot (\theta/100)^2 \quad \text{W / m} \cdot ^\circ\text{C} \quad (3.14)$$

O limite inferior para a condutividade térmica do concreto é dada pela Eq. 3.15, em função da temperatura.

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta/100) + 0,0057 \cdot (\theta/100)^2 \quad \text{W / m} \cdot ^\circ\text{C} \quad (3.15)$$

As Eqs. 3.14 e 3.15 são válidas para o intervalo de temperatura compreendido entre 20°C e 1200 °C. No gráfico da Fig. 3.10 são apresentadas as variações dos limites de condutividade térmica do concreto, em função da temperatura.

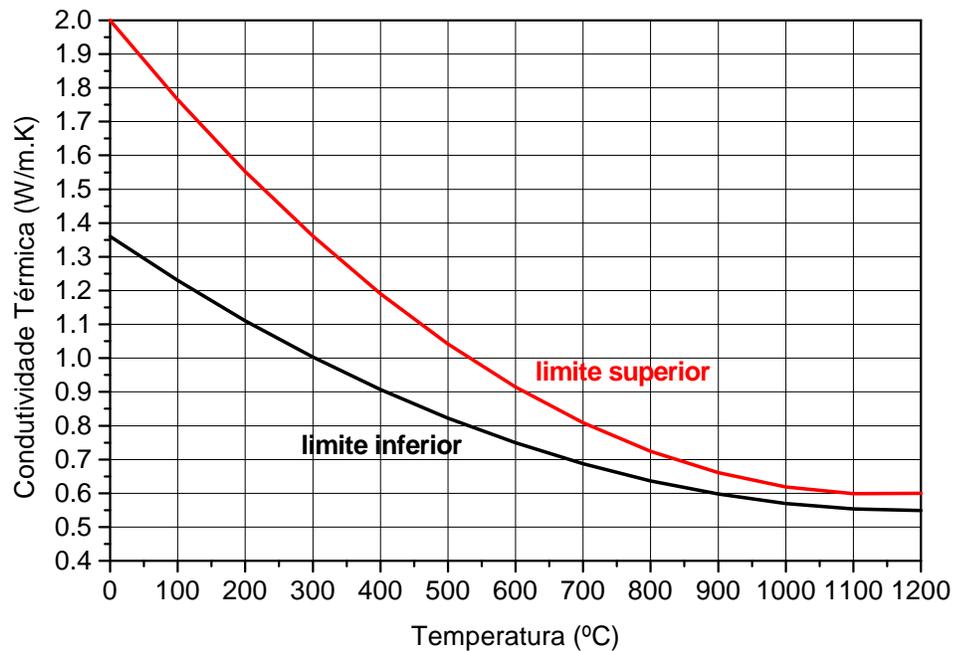


Figura 3.10 – Condutividade térmica do concreto

FONTE: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

3.2.2.4 Massa Específica

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), a massa específica do concreto, independentemente do tipo de agregado que os constitui, varia em função da temperatura no concreto – θ . Para temperaturas entre 20 °C e 115 °C, o valor da massa específica é a mesma que, em temperatura ambiente ($\rho_{(\theta)} = \rho_{(20\text{ °C})}$).

Para temperaturas situadas no intervalo 115 °C < θ ≤ 200 °C, a massa específica é dada pela Eq. 3.16.

$$(3.16)$$

Para temperaturas situadas no intervalo 200 °C < θ ≤ 400 °C, a massa específica é dada pela Eq. 3.17.

$$\rho_{(\theta)} = \rho_{(20\text{ }^{\circ}\text{C})} \cdot (0,98 - 0,03 \cdot (\theta - 200) / 200) \quad (3.17)$$

Para temperaturas situadas no intervalo $400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$, a massa específica é dada pela Eq. 3.18.

$$\rho_{(\theta)} = \rho_{(20\text{ }^{\circ}\text{C})} \cdot (0,95 - 0,07 \cdot (\theta - 400) / 800) \quad (3.18)$$

No gráfico da Fig. 3.11 é apresentada um fator de redução da massa específica, em função da temperatura.

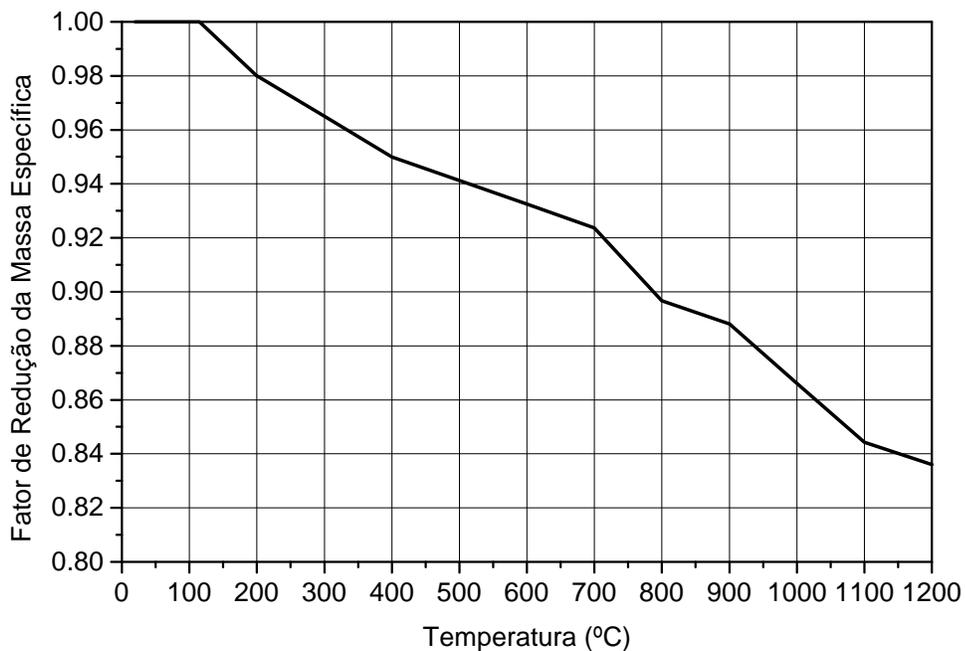


Figura 3.11 – Fatores de Redução para Massa Específica do Concreto

FONTE: Adaptado do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003) propõe algumas simplificações para a obtenção do valor da massa específica, em temperaturas elevadas, que pode ser calculada pela Eq. 3.19, onde θ é a temperatura no concreto.

$$(3.19)$$

E, ainda, segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003), numa outra simplificação, pode-se adotar a massa específica do concreto igual a 2300 kg/m^3 , quando esse não dispuser de armadura. No gráfico da Fig. 3.12 é apresentada a variação da massa específica, em função da temperatura e, também, a simplificação adotada.

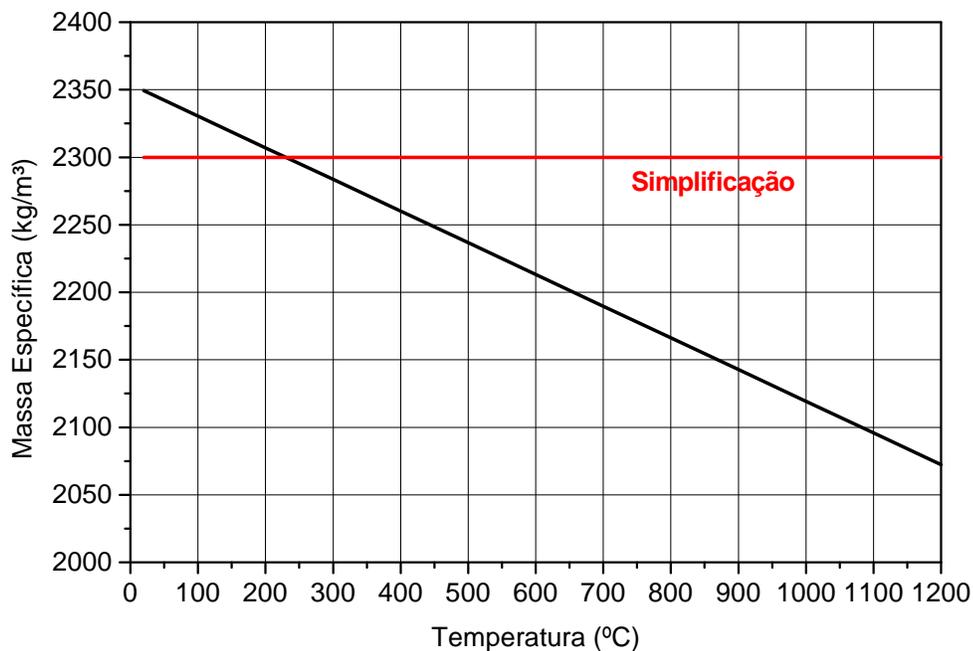


Figura 3.12 – Simplificação para obtenção da massa específica do concreto, em função da temperatura

FONTE: EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2003)

4 DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento de colunas tubulares de aço sem preenchimento, em situação ambiente, segundo a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e, em situação de incêndio, segundo a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002). Em ambos os casos, a formulação apresentada será para colunas sujeitas a esforços de compressão axial.

4.1 Dimensionamento em Situação Ambiente

Segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) o quociente entre a força normal solicitante de cálculo e a força normal resistente de cálculo deve ser inferior a 1, como apresentado na Eq. 4.1.

(4.1)

onde:

N_{Ed} : normal solicitante de cálculo;

$N_{b,Rd}$: normal resistente de cálculo, dada pela Eq. 4.2.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.2)$$

onde:

χ : fator de redução dado pela Eq. 4.3, em função do índice de esbeltez reduzido ($\bar{\lambda}$) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção;

A: área da seção transversal do elemento;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

γ_{M1} : coeficiente de minoração da resistência do aço, tomado igual a 1,1.

O coeficiente de minoração da resistência do aço γ_{M1} , na revisão de 2005 do EUROCODE 3 passou a tomar o valor de 1,0.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (4.3)$$

onde:

ϕ : coeficiente dado pela Eq. 4.4, em função da curva de dimensionamento e do índice de esbeltez reduzido;

$\bar{\lambda}$: índice de esbeltez reduzido, dado pela Eq. 4.5 ou Eq. 4.6.

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.4)$$

onde:

α : fator de imperfeição, dependendo da curva de dimensionamento associada à peça, no caso de seções tubulares, a curva "a", e o valor de α será 0,21.

$$(4.5)$$

onde:

N_{cr} : normal de flambagem elástica, ou força de EULER.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.6)$$

onde:

L_{cr} : comprimento efetivo de flambagem da peça;

λ_1 : índice de esbeltez dado pela Eq. 4.7.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.7)$$

onde:

E: módulo de deformação longitudinal do aço, tomado igual a 21000 kN/cm².

Na Tab. 4.1 são apresentados os fatores de imperfeição, α , em função das curvas de dimensionamento, associadas a cada tipo de seção. Na Fig. 4.1 são apresentadas as curvas de dimensionamento, em função do índice de esbeltez reduzido do elemento comprimido.

Tabela 4.1 – Fatores de imperfeição, em função das curvas de dimensionamento

Curva de Dimensionamento	a_0	a	b	c	d
α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

FONTE: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001)

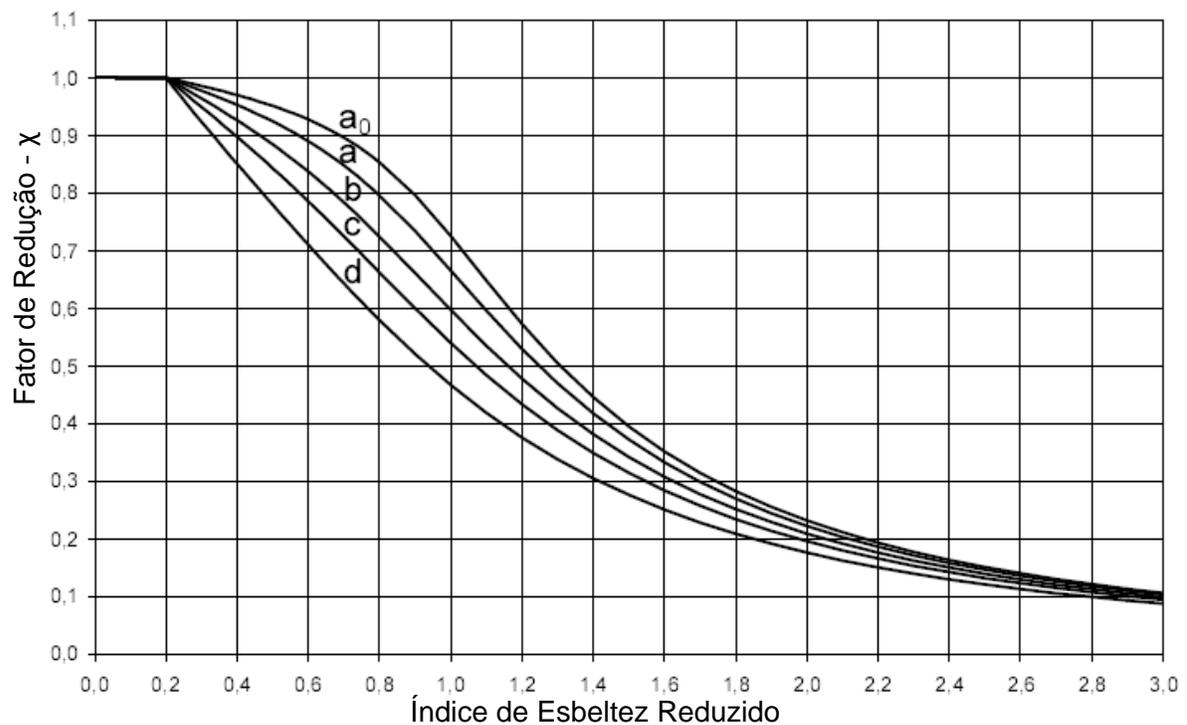


Figura 4.1 – Curvas de Dimensionamento

FONTE: Adaptada do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001)

4.1.1 Comprimentos Efetivos de Flambagem

O comprimento efetivo de flambagem, denominado “ kL ” é a distância entre os pontos de inflexão, real ou imaginária, equivalente a coluna birrotulada. É preciso determinar com precisão os coeficientes de flambagem “ k ”, o que pode ser feito conhecendo-se as condições de fixação e de deslocabilidade das extremidades do elemento em análise.

A dificuldade na maioria das situações é avaliar o grau de engastamento oferecido pelos membros da estrutura, pela fundação e a ação do solo sobre ela. Existindo dúvidas nessa determinação devemos optar por valores mais conservadores.

A ABNT NBR 8800:1986 apresenta, uma tabela com os coeficientes de flambagem por flexão, para elementos isolados. Esses valores são apresentados na Tab. 4.2.

Tabela 4.2 – Coeficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados para o dimensionamento	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

FONTE: Adaptada da ABNT NBR 8800:1986

4.2 Dimensionamento em Situação de Incêndio

Para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio é necessário determinar a temperatura a qual o elemento estrutural está submetido, partindo-se das equações de transferência de calor por radiação e, também, por convecção, do ambiente incendiado. Essas equações são, em geral, de difícil solução.

A partir da determinação da temperatura no elemento estrutural para o tempo ao qual deseja-se verificar o elemento estrutural, minoram-se as propriedades mecânicas do aço e encontra-se sua resistência em situação de incêndio.

Neste tópico, serão apresentados, inicialmente, os meios para determinação da temperatura no elemento estrutural e, posteriormente, o seu dimensionamento em situação de incêndio.

4.2.1 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural

O EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2001) apresenta a Eq. 4.8 para obtenção da elevação da temperatura – $\Delta\theta_{a,t}$, para um elemento de aço sem revestimento contra-fogo, submetido ao incêndio em todas as suas faces, num intervalo de tempo Δt .

$$\Delta\theta_{a,t} = 0,9 \cdot k_{\text{shadow}} \frac{(A_m/V)}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{\text{net,d}} \cdot \Delta t \quad (4.8)$$

onde:

k_{shadow} : fator de correção para o efeito *shadow*, dado pela Eq. 4.9;

A_m/V : o fator de massividade – F, para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, em m^{-1} ;

A_m : área da superfície do elemento por unidade de comprimento [m^2];

V : volume do elemento por unidade de comprimento [m^3];

ρ_a : massa específica do aço [kg/m^3];

c_a : calor específico do aço [$J / kg \text{ } ^\circ C$];

$\dot{h}_{\text{net,d}}$: fluxo de calor por unidade de área [W/m^2];

Δt : intervalo de tempo [s] menor que 5 segundos, por recomendação da norma.

O fator de correção para o efeito *shadow* é dado pela Eq. 4.9.

(4.9)

onde:

$[A_m/V]_{\text{box}}$: fator de massividade para uma caixa virtual que envolva o elemento.

O fluxo de calor por unidade de área é dado pela Eq. 4.10, segundo o EUROCODE 1 (prEN 1991-1-2:2002).

$$\dot{h}_{\text{net,d}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad (4.10)$$

onde:

$\dot{h}_{\text{net,c}}$: fluxo de calor, devido à convecção $[\text{W}/\text{m}^2]$, dada pela Eq. 4.11;

$\dot{h}_{\text{net,r}}$: fluxo de calor, devido à radiação $[\text{W}/\text{m}^2]$, dada pela Eq. 4.12.

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (4.11)$$

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \Phi \cdot 5,67 \times 10^{-0,8} \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (4.12)$$

onde:

α_c : coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser adotado igual a $25 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$

Φ : fator de configuração, adotado como 1,0;

ε_m : emissividade do membro em aço analisado, tomado como 0,7;

ε_f : emissividade do fogo, tomado como 1,0;

θ_g : temperatura dos gases quentes $[\text{°C}]$;

: temperatura da superfície do elemento estrutural $[\text{°C}]$;

Para o caso de colunas de aço, o fator de correção para o efeito *shadow* é tomado como 1,0.

O fator de massividade para colunas tubulares de aço, segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), é dado pela Eq. 4.13.

$$A_m/V = 1/t \quad (4.13)$$

onde:

t: espessura da parede do perfil tubular [m].

Silva (2001) apresenta a dedução da equação para obtenção da elevação da temperatura, dada pela ABNT NBR 14323:1999, bastante semelhante à Eq. 4.8, dada pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2001), além de apresentar a maneira de determinação da temperatura no perfil de aço. Segundo o autor, o processo iterativo para obtenção da temperatura no perfil é dado pela seqüência abaixo:

1. Admite-se $\theta_a(0) = 20 \text{ }^\circ\text{C}$;
2. Toma-se $t = 5$ segundos ou $5/60$ minutos;
3. Determina-se $\theta_g(t)$ pela Eq. 2.1;
4. Determina-se o fluxo de calor por unidade de área pela Eq. 4.10;
5. Determina-se a elevação de temperatura no aço pela Eq. 4.8 com $\Delta t = 5$ segundos;
6. Determina-se a temperatura no aço, através da Eq. 4.14;
7. Volta-se ao item 3, com $(t + \Delta t)$ no lugar de t.

$$\theta_a(t) = \theta_a(t - \Delta t) + \Delta\theta \quad (4.14)$$

Na Fig. 4.2 é apresentada a elevação de temperaturas em um perfil de aço, com fator de massividade igual a 150 m^{-1} , submetido a aquecimento por todas as faces, segundo a curva-padrão ISO 834-1 (1999).

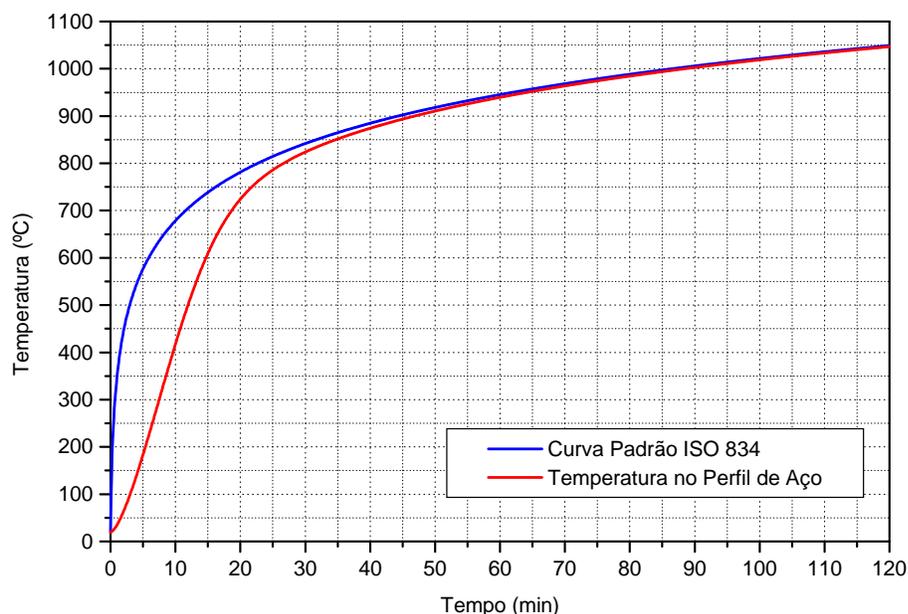


Figura 4.2 – Exemplo de elevação de temperatura no perfil de aço

4.2.2 Combinação Última de Ações

A ação térmica tem duração extremamente curta e baixa probabilidade de acontecer durante a vida útil da construção, podendo ser tratada como ação excepcional. (SILVA, 2001)

A ABNT NBR 8681:2003 recomenda, para combinação última excepcional de ações, a Eq. 4.15.

$$(4.15)$$

onde:

F_d : valor de cálculo da ação;

$F_{g_i,k}$: valor característico de ações permanentes diretas;

$F_{q,exc}$: valor característica de ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{qj,k}$: valor característico de ações variáveis diretas, decorrentes do uso e ocupação da edificação;

γ_g : coeficiente de majoração de forças permanentes, tomado igual a 1,2 para ações permanentes desfavoráveis e 1,0 para favoráveis;

γ_q : coeficiente de majoração de forças variáveis, tomado igual a 1,0.

$\psi_{2,j}$: coeficiente de redução para as ações variáveis diretas, seus valores são apresentados na Tab. 4.3.

Tabela 4.3 – Coeficientes de redução para combinação excepcional de ações

Condição do local	$\psi_{2,j}$
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (edifícios residenciais)	0,21
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas (edifícios comerciais)	0,28
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,42
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0

FONTE: Adaptada da ABNT NBR 8681:2003

4.2.3 Dimensionamento de Colunas de Aço em situação de Incêndio

A partir da determinação da temperatura no perfil de aço, a normal resistente, em situação de incêndio será dada pela Eq. 4.16.

(4.16)

onde:

$N_{b,fi,t,Rd}$: normal resistente, em situação de incêndio;

χ_{fi} : fator de redução em função da instabilidade, em situação de incêndio;

A: área da seção transversal do perfil de aço;

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço, a determinada temperatura θ_a ;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

$\gamma_{M,fi}$: coeficiente de minoração da resistência do aço, dado como 1,0.

O fator de redução χ_{fi} é dado pela Eq. 4.17.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (4.17)$$

onde:

φ_{θ} : coeficiente dado pela Eq. 4.18, em função do coeficiente α e do índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio – $\bar{\lambda}_{\theta}$;

$\bar{\lambda}_{\theta}$: índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado pela Eq. 4.20.

$$\varphi_{\theta} = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right) \quad (4.18)$$

O coeficiente de redução α é dado pela Eq. 4.19.

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda_{\theta}^2}} \quad (4.19)$$

$$\lambda_{\theta} = \frac{L_{eff}}{i} \quad (4.20)$$

onde:

$\bar{\lambda}$: índice de esbeltez da seção, dado pelas Eq. 4.5 ou 4.6;

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

$k_{E,\theta}$: fator de redução do módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura;

O comprimento de flambagem do elemento comprimido, l_{fi} , pode ser tomado igual ao adotado em situação ambiente, ou ainda, no caso de pilares contínuos em ambientes compartimentados, ser reduzido. Essa redução é de $0,7 \cdot L$, no caso de pavimentos de cobertura e $0,5 \cdot L$ para pavimentos intermediários. Para o primeiro pavimento, não será considerada redução do comprimento. Esse método para redução é ilustrado pela Fig. 4.3.

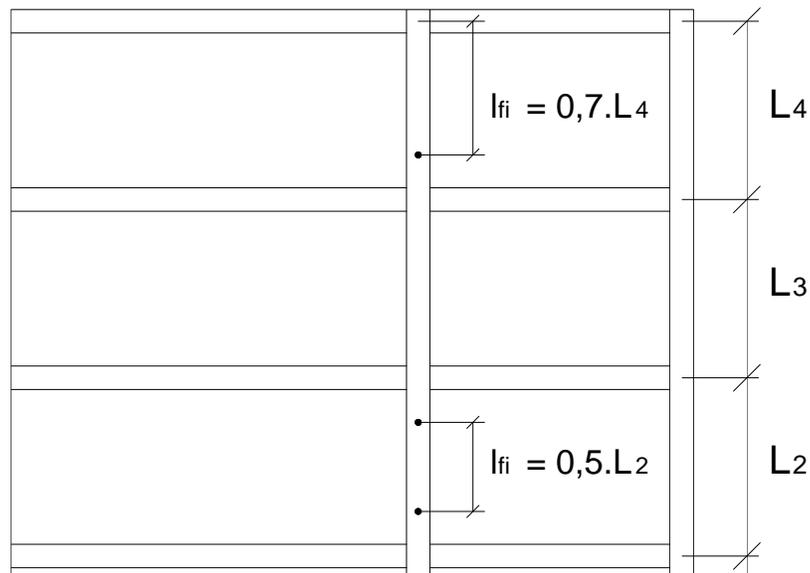


Figura 4.3 – Redução do comprimento de flambagem de pilares contínuos

FONTE: Adaptado do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

5 COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS EM SITUAÇÃO AMBIENTE

5.1 Definições

Colunas e pilares mistos são peças sujeitas à compressão pura ou compressão e flexão, formadas por um perfil de aço envolvido por concreto ou por um tubo de aço, circular ou retangular, preenchido por concreto, construídos de forma que o aço e o concreto trabalhem em conjunto.

O arranjo entre o aço e o concreto pode ser variado, assim, o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) prevê as seções apresentadas na Fig. 5.1.

Os perfis I ou H podem ser laminados ou soldados e, para os tubos preenchidos por concreto a norma, também, permite a utilização, além dos perfis laminados, de perfis trefilados a frio ou calandrados.

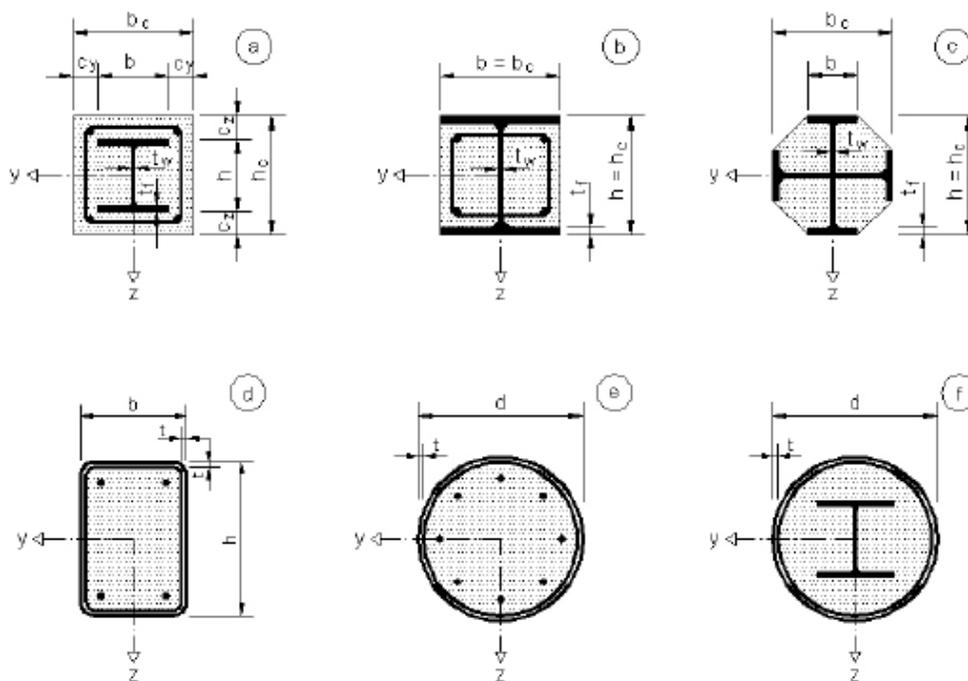


Figura 5.1 – Seções típicas apresentadas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

FONTA: EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

5.2 Limites de Aplicabilidade

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) prevê limites de aplicabilidade da referida norma, quanto ao dimensionamento de colunas e pilares mistos. Para tanto, os seguintes limites devem ser obedecidos:

- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- O fator de contribuição do aço do perfil deve estar entre 20 e 90%, sendo calculado como a razão entre o produto da área de aço (A_a) e a resistência ao escoamento de cálculo (f_{yd}) pela normal resistente de plastificação total ($N_{pl,Rd}$);
- A resistência ao escoamento do aço, f_y , deve estar compreendida entre 235 e 460 MPa;
- A resistência à compressão do concreto deve estar compreendida entre 20 e 60 MPa;
- A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto pode ser de até 6,0 %;

- O índice de esbeltez reduzido do pilar, $\bar{\lambda}$, deve ser inferior a 2,0;
- A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- Para as seções total ou parcialmente envolvidas com concreto, obrigatoriamente, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto;
- Para as seções preenchidas por concreto, as armaduras poderão ser dispensadas, em condições em que a estrutura não necessite ser verificada em situação de incêndio.
- Recomenda-se que sejam realizados dois furos circulares de 20 mm de diâmetro a 100 mm de cada extremidade da coluna, para saída de vapor, em situação de incêndio, esses furos devem estar espaçados de no máximo 5 m;

Além desses limites de aplicabilidade, deve-se garantir que não ocorra flambagem local das paredes dos elementos de aço. Com isso não podem ser ultrapassadas as relações geométricas apresentadas na Tab. 5.1.

Tabela 5.1 – Relações Geométricas para que não ocorra flambagem local dos elementos de aço

Tipo da Seção	Relações EUROCODE 4
Tubular Circular preenchida por concreto	$D / t \leq 90 \cdot 235 / f_y$
Tubular Retangular preenchida por concreto	$h / t \leq 52 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$
Seções I ou H parcialmente revestidas com concreto	$b / t_f \leq 44 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$
onde: D: diâmetro da seção tubular; t: espessura do perfil; h: maior dimensão do perfil retangular; b: largura da mesa do perfil I ou H; t _f : espessura da mesa do perfil I ou H; E: módulo de deformação longitudinal do aço, tomado igual a 21.000 kN/cm ² ; f _y : resistência ao escoamento do aço do perfil.	

FONTE: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

5.3 Dimensionamento de Colunas Mistas de Aço preenchidas com concreto

5.3.1 Formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

A formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) abrange colunas mistas submetidas à compressão axial e, também, a esforços combinados de flexão e compressão. Neste trabalho será transcrito o dimensionamento de colunas mistas submetidas apenas à compressão axial.

A força axial resistente de cálculo é dada pela relação apresentada na Eq. 5.1.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

onde:

N_{Ed} : força axial solicitante de cálculo;

χ : fator de redução, em função do índice de esbeltez reduzido e da curva de flambagem adequada, sendo adotada a curva “a” no caso de seções tubulares preenchidas por concreto, com taxa de armadura inferior a 3% e curva “b” para taxas de armadura de 3 a 6%;

$N_{pl,Rd}$: força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, dada pela Eq. 5.2.

(5.2)

onde:

f_{yd} : resistência de escoamento de cálculo do aço, dada por f_y / γ_a , sendo γ_a dado por 1,1;

A_a : área da seção transversal do perfil de aço;

f_{cd} : resistência à compressão de cálculo do concreto, dada por f_{ck} / γ_c sendo γ_c dado por 1,5;

A_c : área da seção transversal do núcleo de concreto;

f_{sd} : resistência de escoamento das armaduras, dada por f_{ys} / γ_s , sendo γ_s dado por 1,15;

A_s : área de aço das armaduras;

O coeficiente de redução 0,85 pode ser elevado para 1,0 quando se tratar de seções tubulares preenchidas por concreto, tanto retangulares, como circulares.

O índice de esbeltez reduzido, $\bar{\lambda}$, é dado pela Eq. 5.3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (5.3)$$

onde:

$\bar{\lambda}$: índice de esbeltez reduzido;

$N_{pl,Rk}$: é o valor de $N_{pl,Rd}$, tomando-se os coeficientes γ_a , γ_c e γ_c iguais a 1,0, ou seja, considerando as resistências características dos materiais;

N_{cr} : força axial de flambagem elástica, ou força de EULER, dada pela Eq. 5.4, com $(EI)_e$, tomado como $(EI)_{eff}$ e dado pela Eq. 5.5.

(5.4)

onde:

$(EI)_{eff}$: rigidez efetiva à flexão da seção mista, dada pela Eq. 5.5;

(KL): comprimento efetivo de flambagem do pilar, adotando-se as prescrições da Tab. 4.1.

$$(EI)_{\text{eff}} = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{\text{cm}} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (5.5)$$

onde:

E_a : módulo de elasticidade do aço do perfil;

E_{cm} : módulo de elasticidade do concreto, dado pelas Eqs. 5.6 e 5.7;

E_s : módulo de elasticidade do aço da armadura;

I_a : momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

I_c : momento de inércia da seção transversal do concreto;

I_s : momento de inércia das armaduras presentes.

O módulo de elasticidade do concreto, pode ser tomado como na Eq. 5.6. Ao se considerar os efeitos de retração e fluência do concreto, deve-se tomar $E_{\text{c,eff}}$ no lugar de E_{cm} , dado pela Eq. 5.7.

$$E_{\text{cm}} = 22 \cdot \left(\frac{f_{\text{ck}} + 8}{10} \right)^{0,3} \quad (5.6)$$

onde f_{ck} deve ser tomado em MPa, e E_{cm} resultará em GPa.

$$E_{\text{c,eff}} = \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi_t \cdot \left(\frac{N_{\text{G,Ed}}}{N_{\text{Ed}}} \right)} \quad (5.7)$$

onde:

φ_t : coeficiente de fluência do concreto, obtido através do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-1:2003);

N_{Ed} : força axial solicitante de cálculo;

$N_{\text{G,Ed}}$: parcela da força axial solicitante de cálculo devida às ações permanentes.

5.4 Resultados de Pesquisas

Neste tópico serão abordados trabalhos realizados por pesquisadores brasileiros e estrangeiros sobre Colunas e Pilares Mistos Preenchidos em situação ambiente, enfocando algumas variáveis, adotadas nos trabalhos, tais como, a forma e as dimensões da seção transversal, o tipo de perfil, laminado ou soldado, o índice de esbeltez, a resistência do concreto de preenchimento, entre outras.

Entre os trabalhos de pesquisas realizados no Brasil, destacam-se os trabalhos de mestrado e doutorado realizados por De Nardin, em 1999 e 2003, na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Em seu trabalho de mestrado, De Nardin (1999) estudou de forma experimental e teórica, seções mistas circulares, quadradas e retangulares formadas por tubo de aço com costura preenchidos por concreto com resistência a compressão de 50 MPa.

A parte teórica dos estudos constituiu-se de uma análise numérica por meio do método dos elementos finitos, utilizando-se o pacote computacional *Ansys*, e resultaram em valores bastante próximos dos obtidos, experimentalmente, validando, assim, o modelo numérico proposto. De Nardin (1999) estudou os seguintes fatores em sua análise experimental:

- Capacidade resistente da seção mista a compressão axial;
- Comportamento da seção mista;
- Parcelas de resistência oriundas de cada material, aço e concreto;
- Efeito do confinamento do concreto;
- Variação das deformações a meia altura no pilar;
- Ductibilidade da seção.

Os modelos experimentais constituíram-se de pilares mistos de aço preenchidos por concreto com altura igual a 120 cm, variando-se a forma da seção transversal e a espessura do perfil de aço. Também foi ensaiado um pilar de referência, denominado “R 1_1” em concreto simples, com a mesma resistência a compressão

utilizada no preenchimento dos modelos mistos. Os resultados encontrados, para a força axial resistente, encontram-se na Tab. 5.2.

Tabela 5.2 – Resultados Experimentais obtidos por De Nardin (1999)

Modelo	Seção (mm)	Espessura t (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	F_u (kN) Resistente	Tipo de Ruptura
R 1_1	150 x 150	---	---	48,20	825,15	Esmagamento do concreto
CFT 1_1	150 x 150	3,00	357,5	48,20	1534,60	Flambagem Local do perfil de aço
CFT 1_2	150 x 150	6,30	262,1	53,43	1836,00	
CFT 2_1	Ø 127	3,20	355,0	53,04	1051,50	Flambagem Global do pilar
CFT 2_2	Ø 127	4,85	329,1	65,93	1292,10	
CFT 3_1	100 x 200	3,00	251,2	50,95	1296,00	Flambagem Local do perfil de aço
CFT 3_2	100 x 200	6,30	247,1	57,34	1710,00	

A partir da análise de resultados feita por De Nardin (1999) comprovou-se que o efeito do confinamento em pilares mistos preenchidos circulares é significativo, porém, segundo a pesquisadora, esse não precisa ser levado em conta nas normas de dimensionamento. No caso de pilares mistos preenchidos de seção retangular ou quadrada o efeito de confinamento é desprezível.

De Nardin (1999) também avaliou o ganho de ductibilidade em pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência, mas, os resultados não foram conclusivos, cabendo, segundo a pesquisadora, mais estudos nessa área.

Em seu trabalho de doutorado, De Nardin (2003) analisou pilares mistos preenchidos submetidos à flexo-compressão e, também, estudou as ligações viga-pilar preenchido.

O trabalho de De Nardin (2003) constituiu-se de uma análise numérica, com o desenvolvimento de um programa computacional denominado “CFT” para a verificação

de pilares mistos de aço e concreto submetidos à flexo-compressão. Os resultados obtidos no *software* foram comparados a resultados obtidos em trabalhos internacionais, para, assim, validar o programa proposto.

Shams (1997), em sua tese de doutorado, fez um estudo teórico da não-linearidade física em pilares mistos de aço preenchidos por concreto, abordando carregamentos axiais e também, carregamentos laterais cíclicos, simulando a ação sísmica.

Utilizando o pacote computacional Abaqus, que utiliza o método dos elementos finitos, Shams (1997) implementou sub-rotinas para os modelos constitutivos dos materiais, utilizando o método elasto-plástico de Von Mises para o aço, e o modelo de Prandtl-Drucker para o concreto.

O programa computacional desenvolvido foi validado a partir de resultados experimentais pesquisados por Shams (1997), que levavam em conta, principalmente, o efeito do confinamento do núcleo do concreto pelo perfil do aço.

Shams (1997) pesquisou a influência de alguns parâmetros que influenciam o grau de confinamento do núcleo de concreto em pilares mistos, tais como, as características geométricas das seções, o índice de esbeltez, a forma da seção e as resistências características do aço e do concreto.

Segundo Shams (1997) observou-se que quando os pilares são submetidos a carregamento axial, as relações tensão-deformação do núcleo do concreto são afetadas pela geometria da coluna e dos materiais constituintes do próprio concreto. Observou-se, também, que o grau de confinamento para seções quadradas é bastante inferior que para seções circulares, devido ao fato da distribuição de cargas no núcleo de concreto de seções quadradas não ser uniforme.

Shams (1997) conclui seu trabalho descrevendo o mecanismo de transferência de carga nos pilares mistos. Inicialmente, o tubo de aço resiste à maioria das ações

impostas, até que em certo ponto, as ações começam a ser transferidas para o núcleo de concreto que se encontra em estado triaxial de tensões enquanto o perfil de aço está em estado biaxial de tensões. Quando o carregamento imposto está próximo da carga de ruína, esse é transferido novamente para o perfil de aço, que se rompe por flambagem local ou global, dependendo do índice de esbeltez da seção.

Uy (1998), em seu artigo, ressalta algumas vantagens da utilização de pilares mistos de aço preenchidos por concreto, tais como, melhor rigidez e estabilidade, melhor comportamento ao fogo e a ações sísmicas, além de que o tubo de aço trabalha como fôrma permanente, reforço externo do núcleo de concreto e resiste às cargas no estágio de construção da estrutura.

O autor ressalta, também, que no Japão, metade dos edifícios com mais de cinco pavimentos utilizam-se pilares mistos preenchidos. A partir de um estudo feito por Webb & Peyton (1999) *apud* Uy (1998) constatou-se que em edifícios de 30 pavimentos o custo de pilares mistos preenchidos é cerca de 2% superior ao custo de pilares em concreto armado e, que em edifícios com mais de 50 pavimentos consegue-se obter um custo menor ao utilizarem-se pilares mistos preenchidos.

Uy (1998) apresenta uma tabela com a descrição de alguns edifícios construídos com pilares mistos preenchidos ao redor do mundo. Essa tabela é transcrita pela Tab. 5.3.

Uy (1998) traz, em seu artigo, algumas recomendações quanto ao uso de pilares mistos preenchidos. A primeira recomendação é quanto à fabricação do perfil de aço, que pode ser laminado ou soldado. No caso de utilização de perfis soldados, deve-se dar bastante atenção a tensões residuais na área de solda que favorecem o fenômeno de flambagem local na parede do perfil.

Segundo muitos estudos realizados, os valores de tensão residual de compressão na área de solda é cerca de 15% a 25% da resistência ao escoamento do perfil.

Tabela 5.3 – Utilização de pilares mistos preenchidos em Edifícios

Edifício	Cidade	Altura (m)	N.º de Pavimentos	Dimensões do pilar (mm)	t (mm)	f _c (MPa)	f _y (MPa)
Shimizu Super High Rise	Tóquio	550	127	4000x2400	NA	60	500
Di Wang	Shenzhen	384	68	1000x1000	NA	45	NA
LDC, Queen's Road Central	Hong Kong	292	69	800x800	NA	45	450
Commerzbank	Frankfurt	259	56	1000x1000	50	65	500
AT&T Gateway Tower	Chicago	270	62	Ø 2740	12	56	NA
Two Union Square	Seattle	220	56	Ø 3200	16	131	NA
Casselden Place	Melbourne	160	43	Ø 950	12	70	260
NA: não avaliado							

FONTE: Adaptado de Uy (1998)

Uma das vantagens dos pilares mistos preenchidos é a velocidade construtiva que pode ser otimizada fazendo-se a concretagem do núcleo de concreto após a montagem de sucessivos pavimentos utilizando apenas o perfil metálico. A concretagem é realizada por bombeamento do concreto para o interior do tubo.

Uy (1998) aponta que há registros de concretagem dos tubos após serem montados até 6 pavimentos, mas, um cuidado especial deve ser tomado nessa fase construtiva, a pressão do concreto ao ser bombeado pode provocar uma deformação lateral do perfil de aço, o que pode ser evitado adicionando-se escoras ou travas em locais pré-definidos. Para determinar a posição dessas deve-se avaliar a esbeltez e a relação de aspecto (D/t ou B/t) do pilar misto e a pressão de concretagem.

Uma outra recomendação de Uy (1998) é quanto à consideração dos efeitos de serviço em pilares mistos preenchidos, a saber, o efeito da fluência e da retração do concreto, estudos apontam para uma influência considerável quando da consideração do elemento estrutural isolado. Esse efeito pode ser minimizado quando da utilização de concretos de alta resistência.

Uy (1998) aponta que a utilização de materiais de alta resistência, aço ou concreto, podem diminuir a ductibilidade do pilar misto preenchido, mas esse decréscimo é pouco significativo ao se considerar a economia gerada quando da utilização de materiais de alta resistência.

O autor faz um apanhado geral das normas de dimensionamento de pilares mistos preenchidos disponíveis na época de publicação de seu artigo, a saber, norma européia – EUROCODE 4, normas americanas – ACI 318/83 e ASCE e norma australiana – AS 3600 e AS 4100.

Com isso, Uy (1998) conclui que, na época, as normas não consideravam o efeito de confinamento, exceto o Eurocode, e que não havia definição clara entre as diferenças entre pilares mistos preenchidos curtos e esbeltos.

Tao & Han (2006) estudaram o comportamento de pilares mistos formados por dois perfis de aço, um externo e outro interno, recebendo preenchimento de concreto entre os perfis. Este tipo de pilar é denominado CFDST – *Concrete Filled Double Skin Tubular*.

Os pesquisadores ressaltam os benefícios da utilização desse tipo de seção, denominada por eles, como inovação criativa, que são alta resistência e rigidez, rapidez na construção, melhor comportamento quando submetidos a cargas cíclicas (sismos).

Ao todo, Tao & Han (2006) ensaiaram 30 amostras, sendo três pilares curtos, três vigas e 24 pilares esbeltos. Neste trabalho serão relatados os resultados obtidos para as amostras constituídas de pilares esbeltos. Essas amostras têm índice de esbelteza variando de 26 a 53, com alturas de 1214 mm e 2314 mm e espessura dos perfis, interno e externo, igual a 3,2 mm. As características geométricas das amostras são apresentadas na Fig. 5.2.

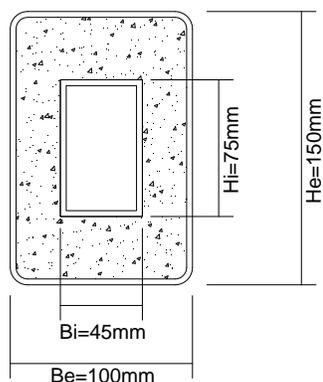


Figura 5.2 – Características Geométricas das amostras

FONTE: Adaptada de TAO & HAN (2006)

As amostras foram instrumentadas com oito extensômetros elétricos e dois transdutores de deslocamento (LVDT) a meia altura e, submetidas a carregamento axial e, também, excêntrico. A ruptura das amostras foi, em alguns casos, por instabilidade global e, em outros, por flambagem local do perfil de aço próxima às extremidades da amostra, como fica evidenciado pela Fig. 5.3.

Os autores descreveram o comportamento das amostras ao longo do ensaio, sendo que, com carregamento baixo (<50%) o deslocamento lateral da amostra é pequeno e proporcional à aplicação da carga, já para carregamentos em torno de 60 a 70% da carga última, esse deslocamento aumenta significativamente.

Tao & Han (2006) também observaram que a carga última decresce com o aumento do índice de esbeltez e da excentricidade de carga. Os autores concluíram que o comportamento dessas seções é bastante parecido com o comportamento de pilares mistos formados apenas por perfil de aço externo, devido à ação composta entre o aço e o núcleo de concreto.



Figura 5.3 – Ruptura típica das amostras

FONTE: Adaptada de TAO & HAN (2006)

Ao final do trabalho, Tao & Han (2006) propuseram um modelo teórico e outro simplificado para prever a resistência das seções em questão, obtendo resultados bastante próximos dos encontrados experimentalmente.

6 COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste capítulo será feita uma abordagem das considerações principais sobre colunas mistas preenchidas em situação de incêndio, partindo-se da determinação da temperatura no elemento misto e o dimensionamento pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). Ao final, será dado um panorama sobre o atual estado-da-arte das pesquisas nesta área.

6.1 Princípios do Dimensionamento, em situação de incêndio

As normas de dimensionamento, propostas, para obtenção das capacidades resistentes de colunas mistas preenchidas em situação de incêndio, levam em conta a redução das propriedades resistentes dos materiais em temperaturas elevadas. Os fatores de redução da resistência característica do aço e do concreto e de seus respectivos módulos de deformação longitudinal são dados em função da temperatura em que cada elemento está submetido, em situação de incêndio.

6.1.1 Determinação da Temperatura no Elemento Estrutural Misto

No caso de colunas mistas preenchidas, a determinação de temperaturas na seção transversal é bastante complexa, pois há uma troca de calor entre o núcleo de concreto e o perfil de aço, devido ao gradiente térmico entre os dois materiais. Soma-se a isso, a influência da umidade do concreto, que modifica o fluxo de calor.

Para se obter a temperatura no núcleo de concreto, Lie & White (1992) *apud* Rigazzo *et al* (2006) propõem um método que consiste em dividir o núcleo de concreto em várias camadas para obter-se uma temperatura média em cada camada, assim, podendo-se prever os fatores de redução da resistência do concreto em cada camada e ponderar a resistência do núcleo.

Lie & White (1992) *apud* Rigazzo *et al* (2006) propõe o modelo apresentado na Fig. 6.1 para divisão da seção transversal da seção mista de aço e concreto. Quanto mais divisões de camada se obter, mais os resultados obtidos serão próximos dos reais e, também, o processo se tornará mais complexo. Os autores propõem em seu trabalho que uma solução numérica seja implementada para obtenção das temperaturas na seção mista.

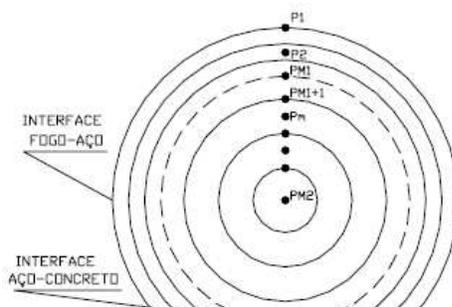


Figura 6.1- Divisão da seção transversal em camadas

FONTE: LIE & WHITE (1992) *apud* RIGAZZO et al (2006)

Vários autores já propuseram soluções numéricas para obtenção da distribuição de temperaturas na seção mista e, alguns desses trabalhos, estão detalhados na seção 6.3.

6.2 Dimensionamento pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

6.2.1 Método Tabular

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) apresenta um método tabular para verificação de colunas e pilares mistos de aço preenchidos com concreto, em situação de incêndio. Esse método consiste em uma verificação de parâmetros, tais como, as dimensões da seção transversal, taxa de armadura e das distâncias mínimas entre os eixos das barras da armadura à face interna do perfil, em função do TRRF e do nível de carga, $\eta_{fi,t}$, dado pela Eq. 6.1.

$$\eta_{fi,t} = \frac{R_{fi,d,t}}{R_d} \quad (6.1)$$

onde:

$R_{fi,d,t}$: normal solicitante de cálculo, em situação de incêndio, obtido pela combinação excepcional de ações, segundo a ABNT NBR 8681:2003;

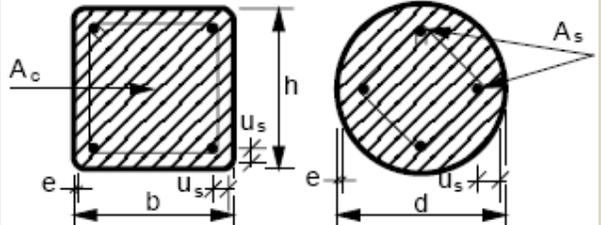
R_d : normal resistente de cálculo, à temperatura ambiente.

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) faz as seguintes considerações para obtenção dos valores da normal resistente R_d e normal solicitante em incêndio $R_{fi,d,t}$:

- Independentemente da resistência ao escoamento do perfil tubular, o valor máximo adotado será de 235 MPa;
- A espessura, t , do perfil de aço não pode exceder 1/25 da menor dimensão da seção retangular ou do diâmetro da seção circular;
- Taxas de armadura superiores a 3% não podem ser levadas em conta;
- O aço das armaduras deve ser o CA-50.

A Tab. 6.1 apresenta o método tabular adotado pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002).

Tabela 6.1 – Método Tabular proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

		TRRF (min)				
		30	60	90	120	180
Seção de aço: $(b/e) \geq 25$ ou $(d/e) \geq 25$						
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,28$					
1.1	Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	160	200	220	260	400
1.2	Taxa mínima da armadura $A_s / (A_c + A_s)$ em %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50	60
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,47$					
2.1	Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	260	260	400	450	500
2.2	Taxa mínima da armadura $A_s / (A_c + A_s)$ em %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50	60
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,66$					
3.1	Dimensões mínimas de h e b ou diâmetro mínimo d (mm)	260	450	550	-	-
3.2	Taxa mínima da armadura $A_s / (A_c + A_s)$ em %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	25	30	40	-	-

FONTE: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

6.2.2 Métodos Analíticos

Além do método tabular o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) apresenta dois métodos analíticos para obtenção da normal resistente da seção, em situação de incêndio. O primeiro método apresenta limites de aplicabilidade, constantes da Tab. 6.2.

Tabela 6.2 – Limites de Aplicabilidade do Método Analítico proposto pelo EUROCODE 4, para colunas mistas preenchidas sem revestimento contra-fogo

Variáveis	Limite Mínimo	Limite Máximo
Comprimento Efetivo de Flambagem	-	4,50 m
Menor dimensão da Seção Retangular ou Diâmetro da Seção Circular	140 mm	400 mm
Resistência do Concreto de preenchimento	20 MPa	50 MPa
Taxa de Armadura	1 %	5 %
TRRF	-	120 min

FONTE: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

Nesse método, a normal resistente de cálculo para colunas mistas, em situação de incêndio, submetidos à compressão axial é dada pela Eq. 6.2.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (6.2)$$

onde:

$N_{fi,Rd}$: força normal resistente de cálculo;

χ_{fi} : fator de redução associado à curva de dimensionamento “c” do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2002), em função do índice de esbeltez reduzido, λ_{fi} ;

$N_{fi,pl,Rd}$: força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio.

A força normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio é dada pela Eq. 6.3. O índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio é dado pela Eq. 6.4.

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{amax,\theta}) + \sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{smax,\theta}) + \sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) \quad (6.3)$$

onde:

$\sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{amax,\theta})$: somatório dos produtos da área dos elementos componentes

do perfil de aço pela resistência ao escoamento do aço do mesmo;

$\sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{smax,\theta})$: somatório dos produtos da área das barras da armadura pela

resistência ao escoamento do aço das mesmas;

$\sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c\theta})$: somatório dos produtos dos elementos de área do concreto pela

resistência característica à compressão deste material.

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \quad (6.4)$$

onde:

$N_{fi,cr}$: carga crítica de EULER ou carga elástica crítica, em situação de incêndio, dada pela Eq. 6.5.

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff}}{L_\theta^2} \quad (6.5)$$

onde:

$(EI)_{fi,eff}$: rigidez efetiva da coluna mista à flexão, dada pela Eq. 6.6;

L_θ : comprimento efetivo da coluna em situação de incêndio, tomado igual ao comprimento efetivo em temperatura ambiente, ou segundo as considerações da seção 4.2.2.

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \cdot \bar{E}_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \cdot \bar{E}_{s,\theta} \cdot I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot \bar{E}_{c,sec,\theta} \cdot I_{c,\theta}) \quad (6.6)$$

onde:

$\bar{E}_{a,\theta}$, $\bar{E}_{s,\theta}$: módulo de deformação longitudinal do aço do perfil e do aço das barras da armadura, respectivamente, a temperatura θ ;

$I_{a,\theta}$, $I_{s,\theta}$, $I_{c,\theta}$: momento de inércia da seção do perfil de aço, das barras da armadura e do concreto, respectivamente;

$\varphi_{a,\theta}$, $\varphi_{s,\theta}$, $\varphi_{c,\theta}$: coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas no perfil de aço, nas barras da armadura e no concreto, respectivamente, apresentados na Tab. 6.3, em função do TRRF e do material;

$E_{c,sec,\theta}$: módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura θ , na tensão de compressão $f_{c,\theta}$.

Os coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$, que depende dos efeitos das tensões térmicas, para colunas mistas de aço preenchidas com concreto são apresentados na Tab. 6.3.

Tabela 6.3 – Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$

TRRF (minutos)	Perfil de aço ($\varphi_{a,\theta}$)	Armadura ($\varphi_{s,\theta}$)	Concreto ($\varphi_{c,\theta}$)
30	1,0	1,0	0,8
60	0,9	0,9	0,8
90	0,8	0,8	0,8
120	1,0	1,0	0,8

FONTE: Adaptada do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

O segundo método analítico proposto pelo Eurocode 4 (prEN 1994-1-2:2002), em seu Anexo F, é um método iterativo e incremental que leva em consideração a tensão a que está submetido a coluna mista preenchida em determinada temperatura. O processo, em resumo, tem os seguintes passos:

1. Inicialmente, deve-se determinar os campos de temperatura para a seção transversal durante o tempo determinado, utilizando-se, por exemplo, os princípios demonstrados no item 6.1.1 deste trabalho;

2. Supõe-se uma tensão solicitando a seção e a distribui de maneira adequada para cada membro da seção mista, correlacionando-a com as deformações correspondentes de cada membro;
3. Obtêm-se os módulos de elasticidade em função da tensão imposta;
4. Verifica-se a normal crítica em função da tensão, logo após, a normal de plastificação de cálculo, se as duas não tomarem valores iguais, continua-se o processo iterativo e incremental;
5. Incrementa-se a tensão solicitante;
6. O processo estará terminado quando a normal crítica for igual à normal de plastificação de cálculo em situação de incêndio, sendo este valor tomado igual à normal resistente em situação de incêndio.

No mesmo anexo, o Eurocode 4 (prEN 1994-1-2:2002) contempla, com um método gráfico, os casos em que o carregamento aplicado à coluna mista preenchida é excêntrico, limitando-se essa excentricidade a metade da menor dimensão da seção retangular ou a metade do diâmetro da seção circular.

6.3 Resultados de Pesquisas

Neste tópico serão abordados diversos trabalhos conduzidos por pesquisadores estrangeiros sobre colunas e pilares mistos de aço preenchidos com concreto, em situação de incêndio. Os trabalhos publicados envolvem pesquisas experimentais e teóricas sobre o assunto, abordando diversas variáveis que serão descritas nos próximos tópicos.

Com esta revisão bibliográfica sobre o assunto será possível a obtenção de parâmetros para a condução do programa experimental proposto neste trabalho e também fornecer um panorama geral sobre o estado-da-arte de colunas e pilares mistos preenchidos, em situação de incêndio.

6.3.1 Trabalhos Experimentais

Han *et al* (2003a) analisaram o comportamento de pilares mistos preenchidos de forma quadrada e retangular, com e sem revestimento contra fogo, sujeito a carregamento axial e também, excêntrico. O trabalho consistiu em um estudo paramétrico e experimental para desenvolvimento de fórmulas práticas para calcular a resistência ao fogo e a espessura de materiais de revestimento contra-fogo.

As fórmulas propostas pelos pesquisadores foram utilizadas para desenvolvimento de projetos de edifícios altos na China. Ao todo, foram ensaiadas onze amostras de pilares mistos preenchidos em situação de incêndio. As características das amostras são dadas na Tab. 6.4.

As amostras eram constituídas de perfis de aço formados a frio, soldados, preenchidos por concreto constituído de agregados calcários. A altura total dos pilares é de 3,81m, incluindo duas chapas de extremidade, colocadas para se garantir que a carga fosse aplicada ao conjunto aço mais concreto. O concreto do topo dos pilares sofreu uma pequena retração, sendo o espaço deixado, preenchido por um epóxi de alta resistência.

Foram posicionados dois furos de 20 mm de diâmetro para saída do vapor de água produzido pelo concreto em elevadas temperaturas. Três termopares foram posicionados a meia altura de cada pilar, para obterem-se as temperaturas no aço, interface aço-concreto e núcleo de concreto. O nível de carregamento adotado foi de 0,77 da normal resistente de cálculo, obtido pela norma chinesa para pilares mistos preenchidos à temperatura ambiente.

Tabela 6.4 – Resultados obtidos por Han *et al* (2003a)

Amostra	Dimensões BxHxt (mm)	f_{ya} (MPa)	f_{ck} (MPa)	a (mm)	N_p (kN)	e/r	R (min)	Ruptura
R-1	300x200x7,96	341	32,83	0	2486	0	21	C
R-2	300x200x7,96	341	32,83	0	2233	0,15	24	C
R-3	300x150x7,96	341	32,83	0	1906	0	16	B
R-4	300x150x7,96	341	32,83	0	1853	0,15	20	C
RP-1	300x200x7,96	341	32,83	13	2486	0	104	C
RP-2	300x200x7,96	341	32,83	20	2486	0	146	B
RP-3	300x150x7,96	341	32,83	13	1906	0	78	B
RP-4	300x150x7,96	341	32,83	22,6	1906	0	122	B
SP-1	219x219x5,30	246	12,53	17	950	0	169	B
SP-2	350x350x7,70	284	12,53	11	2700	0	140	B
SP-3	350x350x7,70	284	12,53	7	1670	0,3	109	C

onde:

- a: espessura do material de proteção;
- N_p : carga aplicada no ensaio;
- e/r: excentricidade em relação r (0,5.B);
- R: resistência ao fogo do pilar;
- C: ruptura por compressão do concreto, seguido por flambagem local do perfil de aço;
- B: ruptura por flambagem global.

FONTE: Adaptada de HAN *et al* (2003a)

A altura exposta ao fogo no forno é de 3,00 m e os critérios de ruptura adotados, em situação de incêndio, são os propostos pela norma ISO 834-1 (1999), a saber: encurtamento máximo de $0,01 \cdot L$ (mm), taxa de encurtamento de $0,003 \cdot L$ (mm/min), ou quando com a aplicação da maior velocidade do macaco hidráulico, não há manutenção do carregamento imposto. O modo de ruptura é demonstrado na Fig. 6.2.

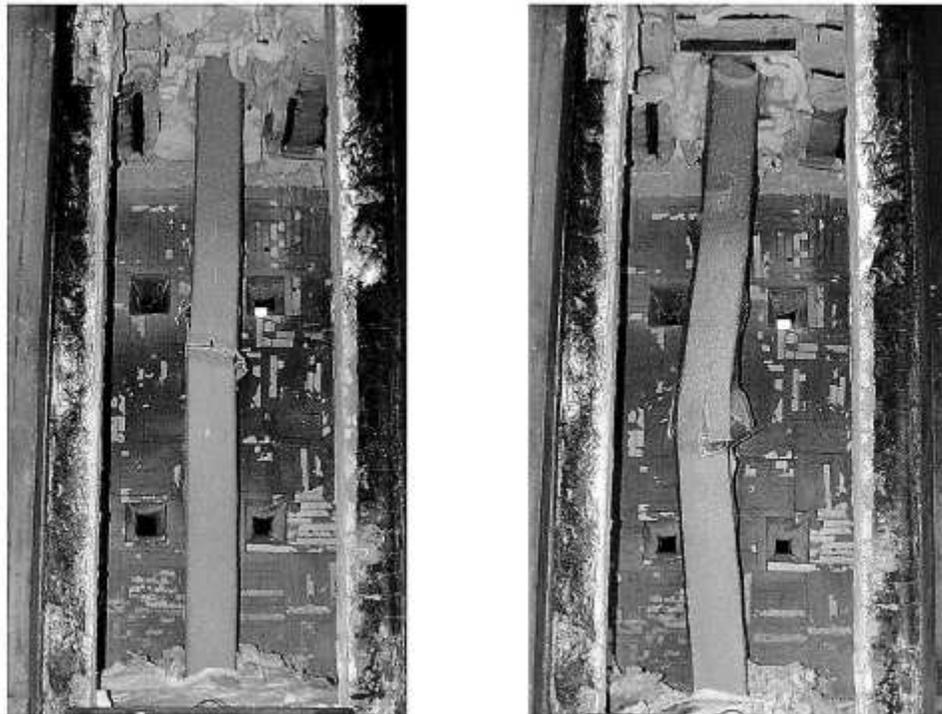


Figura 6.2 – Ruptura típica dos pilares mistos preenchidos, à esquerda, compressão do concreto seguido por flambagem local, à direita, flambagem global

FONTE: HAN *et al* (2003a)

Observando o comportamento do pilar misto, Han *et al* (2003a) concluíram que, o pilar começa a expandir nos primeiros minutos de incêndio, sendo que o tubo de aço expande mais que o núcleo de concreto, passando a resistir maior parte da carga, enquanto o núcleo de concreto é aliviado. Após certo tempo, a carga começa a ser transferida para o núcleo de concreto gradualmente, havendo encurtamento do pilar. Ao final do ensaio, o núcleo de concreto perde o confinamento oferecido pelo perfil de aço e o mesmo rompe de maneira frágil.

Han *et al* (2003a) também observaram que com a aplicação de materiais de revestimento contra-fogo ao pilar o tempo de resistência ao fogo aumenta consideravelmente, isso porque, a seção leva mais tempo para atingir uma temperatura crítica, definida pela temperatura em que a seção perde sua capacidade resistente.

Han *et al* (2003a) concluíram que as dimensões da seção transversal, bem como a espessura do revestimento contra-fogo e o índice de esbeltez, têm grande influência na resistência ao fogo da seção, enquanto que a excentricidade do carregamento, resistência característica do concreto, resistência ao escoamento do aço e taxa de armadura têm influência moderada.

Han *et al* (2003a) ainda propõem em seu trabalho, equações para obtenção do índice de resistência residual da seção – RSI e também para obtenção da espessura do material de revestimento contra-fogo.

Estas formulações foram utilizadas em um edifício de 24 pavimentos e altura de 90 m na China que, utilizou-se de pilares mistos preenchidos de seção quadrada. O TRRF desta edificação é de 180 minutos e, utilizando-se as equações propostas chegou-se a uma economia de aproximadamente 50% com material de revestimento contra-fogo, confirmando-se que as equações propostas por diversas normas conduzem a valores conservadores.

Han *et al* (2003b) conduziram um trabalho experimental com colunas mistas preenchidas com concreto, com e sem aplicação de revestimento contra-fogo, sujeitas a carregamentos axiais e, também, excêntricos. O trabalho tinha por objetivos, o relato da série de ensaios experimentais realizados, a avaliação da influência das variáveis em estudo e, também, o desenvolvimento de formulas para cálculo da resistência ao fogo de colunas mistas.

Os pesquisadores ressaltam os benefícios da utilização de colunas mistas em relação aos sistemas de construção em concreto armado ou aço, entre esses benefícios destacam-se, o aumento na resistência mecânica e ao fogo da seção, o menor risco de ocorrência do *spalling* e a ausência de fôrmas para o concreto.

Han *et al* (2003b) ensaiaram treze colunas mistas, oito delas sem revestimento contra-fogo e, outras cinco, com aplicação de revestimento contra-fogo, em várias espessuras. As amostras possuíam altura total de 3,81m, incluindo duas chapas de

extremidade, colocadas para se garantir que a carga fosse aplicada ao conjunto aço-concreto. As características das amostras ensaiadas são dadas na Tab. 6.5.

Tabela 6.5 – Características das amostras ensaiadas por Han *et al* (2003b)

Amostra	D x t (mm)	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	a (mm)	N_p (kN)	e/r	T (min)	Temp. perfil (°C)
C1-1	478x8	293	26,53	0	4700	0	29	567
C1-2	478x8	293	26,53	0	2200	0.3	32	533
C1-3	478x8	293	26,53	15	4700	0	196	564
C2-1	219x5	293	26,53	0	450	0.3	17	569
C2-2	219x5	293	26,53	0	300	0.6	18	582
C2-3	219x5	293	26,53	15	960	0	132	555
C2-4	219x5	293	26,53	25	960	0	175	534
C3-1	219x4,6	381	46,10	0	1800	0	21	804
C3-2	219x4,6	381	46,10	0	1007	0.38	7	594
C3-3	219x4,6	381	46,10	0	1800	0	20	753
C3-4	219x4,6	381	46,10	15	1800	0	120	537
C4-1	150x4,6	259	46,10	0	920	0	20	829
C4-2	150x4,6	259	46,10	18	460	0	177	434

onde:

- a: espessura do material de proteção;
- N_p : carga aplicada no ensaio;
- e/r: excentricidade em relação ao raio r (0,5.D);
- T: resistência ao fogo da amostra;

FONTE: Adaptada de HAN *et al* (2003b)

Foram realizados dois furos semi-circulares de 20mm de diâmetro em cada extremidade das amostras para saída do vapor, quando do aquecimento do concreto. Em todos os ensaios foram obtidos o encurtamento axial, o tempo de resistência ao fogo, a temperatura no forno e no perfil de aço.

O forno utilizado no ensaio era a gás, com dimensões de 2,60m x 2,60m x 4,00m e, possuía oito termopares para leitura das temperaturas, sendo estas gravadas

de um em um minuto. A curva de aquecimento do forno seguiu a proposta pela norma ISO 834-1.

O nível de carregamento adotado, em situação de incêndio, foi de 0,77 da normal resistente de cálculo em situação ambiente, calculada pela norma chinesa para colunas mistas. Esse carregamento foi fixado, também, para as amostras sujeitas a carregamento excêntrico.

O carregamento foi mantido ao longo do ensaio, até o momento da ruptura da amostra. Os critérios de ruptura adotados são os propostos pela ISO 834-1. Todas as amostras apresentaram ruptura por instabilidade global, como apresentado na Fig. 6.3.

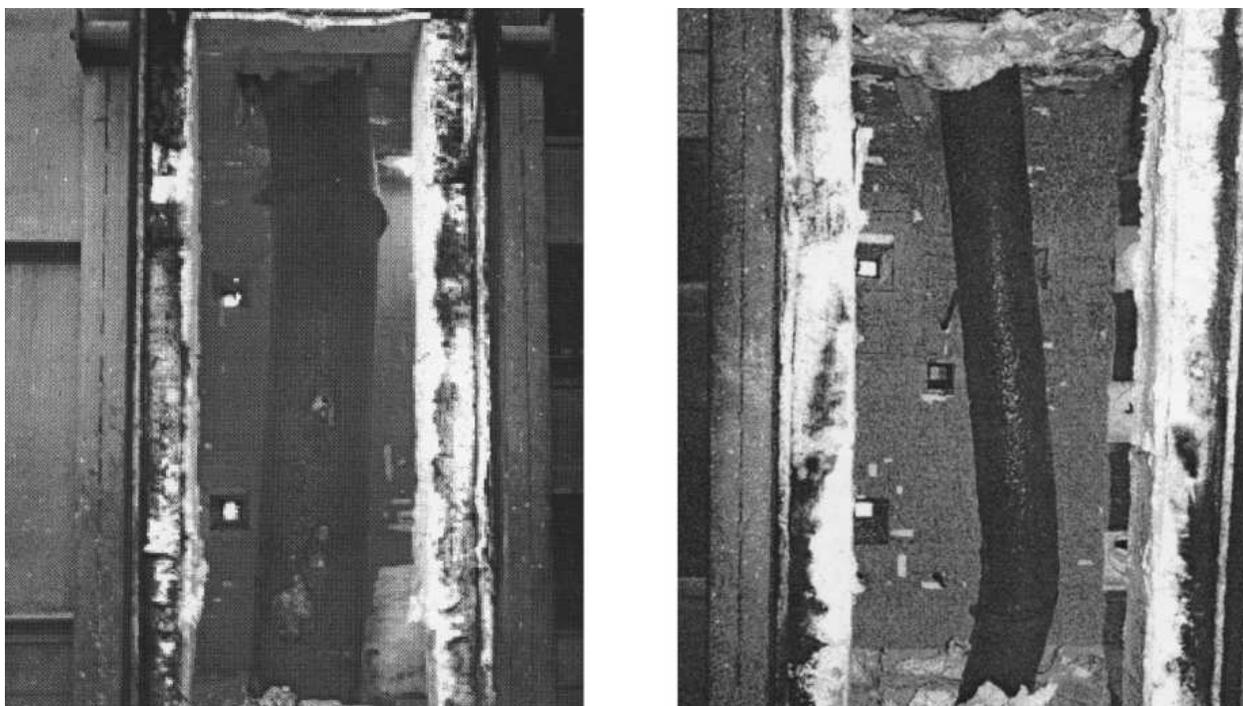


Figura 6.3 – Ruptura típica das amostras, por instabilidade global

FONTE: HAN *et al* (2003b)

Han *et al* (2003b) observaram que, nos primeiros estágios de carregamento, o perfil de aço absorve o carregamento e, expande rapidamente, com isso, a tensão do concreto decresce. Com o incremento do carregamento, o aço sofre flambagem local,

transferindo a carga, gradualmente, para o concreto. Nos últimos estágios de carregamento o perfil de aço não consegue mais confinar o concreto e a amostra rompe, geralmente, de forma brusca.

Han *et al* (2003b) também analisaram a influência de algumas variáveis sobre a resistência ao fogo da seção mista e, concluíram que, o diâmetro da seção transversal e a espessura do revestimento contra-fogo, têm grande influência na resistência ao fogo da seção, ou seja, aumentando-se o diâmetro e a espessura do revestimento contra-fogo obtêm-se tempos maiores de resistência ao fogo.

A excentricidade do carregamento possuiu moderada influência na resistência ao fogo da amostra, causando a diminuição desta, apesar de que, essa diferença não foi muito grande nos ensaios apresentados, já que, o nível de carregamento foi mantido em todas as amostras, excêntricas ou não.

Ao final, Han *et al* (2003b) propuseram uma formulação matemática para determinação do índice de resistência – SI para colunas mistas, sendo que, a normal resistente, em situação de incêndio, pode ser calculada como o produto do índice SI pela normal resistente em situação ambiente. Os pesquisadores compararam os resultados obtidos por esta formulação a valores experimentais e numéricos disponíveis na literatura e encontraram uma variação de aproximadamente 10% entre esses valores, geralmente, favoráveis a segurança.

A formulação proposta por Han *et al* (2003b) é apresentada na Tab. 6.6.

Tabela 6.6 – Formulação proposta para obtenção do índice de resistência

$$SI = \frac{N_{u(t)}}{N_u}$$

$$SI = \begin{cases} \frac{1}{1 + a \cdot t_0^{2,5}} & t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{b \cdot t_0 + c} & t_1 \leq t_0 \leq t_2 \\ k \cdot t_0 + d & t_0 > t_2 \end{cases}$$

onde:

$$a = (\lambda_0^3 - 7,08 \cdot \lambda_0^2 + 3 \cdot \lambda_0 - 5,69) \cdot (0,556 \cdot D_0 - 2,53)$$

$$b = (-1,32 \cdot \lambda_0^2 + 10,78 \cdot \lambda_0 - 2,49) \cdot D_0^{-0,46}$$

$$c = 1 + a \cdot t_1^{2,5} - b \cdot t_1$$

$$d = \frac{1}{b \cdot t_2 + c} - k \cdot t_2$$

$$k = (\lambda_0^3 - 15,5 \cdot \lambda_0^2 + 73 \cdot \lambda_0 + 15) \cdot (D_0^3 - 8 \cdot D_0^2 + 21,33 \cdot D_0 - 17,48) \cdot 6,75 \cdot 10^{-4}$$

$$t_1 = (D_0^2 - 1,85 \cdot D_0 + 16,67) \cdot (\lambda_0^3 - 12,98 \cdot \lambda_0^2 + 54,96 \cdot \lambda_0 - 113,74) \cdot (-2,12 \cdot 10^{-4})$$

$$t_2 = (D_0^2 - 2 \cdot D_0 + 17,33) \cdot (\lambda_0^3 - 10,33 \cdot \lambda_0^2 + 37,33 \cdot \lambda_0 - 63) \cdot (-6,75 \cdot 10^{-4})$$

$$t_0 = \frac{t}{100}; \quad D_0 = \frac{D}{600}; \quad \lambda_0 = \frac{\lambda}{40}; \quad \lambda = \frac{4 \cdot L}{D}$$

onde:

- t: tempo de resistência ao fogo (min);
- D: diâmetro da seção circular (mm).

Validade da Equação:

t ≤ 180 min;

150 ≤ D ≤ 2000 mm;

;

200 MPa ≤ f_y ≤ 500 MPa;
20 MPa ≤ f_{ck} ≤ 60 MPa.

FONTE: Adaptado de HAN *et al* (2003b)

Han *et al* (2005) analisaram o comportamento de seções mistas circulares e quadradas, submetidas a carregamento axial, além, de vigas compostas por seções mistas circulares preenchidas de concreto e, propuseram um modelo teórico para obtenção dos diagramas tensão x deformação das amostras.

Os pesquisadores ensaiaram quatro pilares mistos curtos, dois de forma circular, de diâmetro 133 mm, espessura 4,8 mm e altura 400 mm e, dois de forma quadrada, com lado de 120 mm, espessura 2,9 mm e altura 380mm. Os perfis de aço são formados a frio, com costura realizada por solda e, o concreto de preenchimento possuía resistência a compressão de 35,6 MPa, constituídos de agregados calcários. Foram realizados dois furos circulares nas extremidades das amostras para liberação do vapor proveniente da água do concreto, em altas temperaturas.

Todas as amostras foram submetidas a incêndio-padrão por 90 minutos sem carregamento, depois, resfriados naturalmente. Após resfriadas, as amostras foram submetidas a carregamento axial, a fim de se obter a resistência residual. As amostras romperam por flambagem local do perfil de aço, como apresentado na Fig. 6.4.



Figura 6.4 – Modo de ruptura típico das amostras ensaiadas

FONTE: HAN *et al* (2005)

Ao final, Han *et al* (2005) compararam os resultados encontrados para normal resistente experimental aos resultados de várias normas internacionais, tais como, o AISC-LRFD, a BS5400, o EUROCODE 4, o AIJ e, o *Chinese Code*, DBJ13-51-2003. A partir dessa comparação os pesquisadores afirmaram, que as normas em questão, eram contra a segurança, ou seja, as normais resistentes encontradas foram maiores que as obtidas experimentalmente.

Han *et al* (2005) também analisaram o comportamento de vigas mistas de seções quadrada e circular, submetidas a carregamento concentrado, mas, neste trabalho os resultados obtidos não serão relatados, por não serem o foco do trabalho.

Kvedaras & Blazevicius (2006) realizaram um estudo experimental sobre a resistência residual pós-fogo de colunas mistas de aço parcialmente preenchidas com concreto, submetidos a carregamento axial. O trabalho, também, enfoca alguns parâmetros de projeto de colunas mistas parcialmente preenchidas. A seção usual dessas colunas é demonstrada na Fig. 6.5.

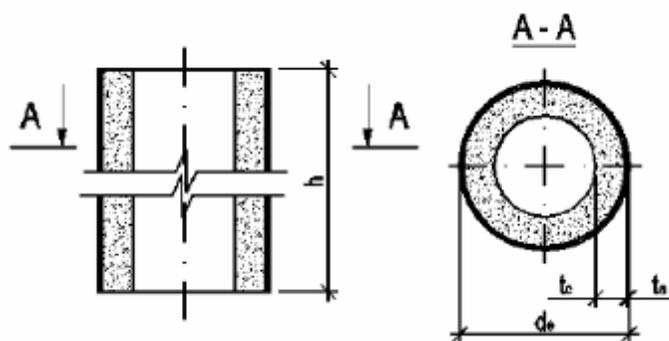


Figura 6.5 – Colunas Mistas de aço parcialmente preenchidas com concreto

FONTE: KVEDARAS & BLAZEVICIUS (2006)

Os pesquisadores ensaiaram 20 amostras de diâmetro 219,1 mm, espessura 1,6mm, e espessura de preenchimento de concreto, t_c , variando de 17 a 46 mm, sendo 12 delas com altura de 30 cm, das quais 4 delas não continham o perfil tubular, a fim de caracterizar o anel de concreto, todos a temperatura ambiente. As outras 8 amostras, de altura 200 cm, 4 foram ensaiadas a temperatura ambiente e outras 4 foram submetidas ao ensaio de tensão residual após submetidas a incêndio.

O ensaio de resistência residual foi composto por dois estágios. O primeiro consistiu em submeter as amostras ao incêndio-padrão proposto pela norma ISO 834-1 (1999) por 45 minutos, sendo que a temperatura atingida ficou próxima dos 990 °C, sob um carregamento axial de 120 kN ou 180 kN, dependendo da amostra. Após isso, as amostras foram resfriadas por 48 horas, em temperatura ambiente.

Para o segundo estágio do ensaio, foram posicionados oito extensômetros a meia altura da coluna, sendo quatro para obter as deformações axiais e quatro para as deformações transversais do perfil de aço. As amostras foram ensaiadas a compressão axial até a ruptura, caracterizada por flambagem local do perfil de aço ou ruptura parcial do anel de concreto.

Os resultados obtidos demonstram que a resistência residual pós fogo é de cerca de 41% da resistência das colunas em situação ambiente e, de cerca de 134% da média de carregamento aplicado em incêndio. A Tab. 6.7 demonstra os resultados obtidos.

Tabela 6.7 – Resultados obtidos para Resistência Residual

Amostra	Carregamento em incêndio (kN)	Tempo de incêndio (min)	Temperatura máxima (°C)	Carregamento Residual (kN)
1I2	180	45	960	330
3I1	180	30	918	385
4I1	120	45	964	270
5I2	180	45	990	265

FONTE: Adaptada de KVEDARAS & BLAZEVICIUS (2006)

Com esses resultados os autores afirmam que a resistência residual à compressão obtida não é suficiente para resistir a condições usuais de carregamento, mas permitem um certo grau de segurança para um curto período de tempo.

Kvedaras & Blazevicius (2006) também afirmam, que em ocasião de carregamento global da estrutura os valores obtidos seriam mais favoráveis, bem como,

alguns outros parâmetros, tais como: a umidade do núcleo de concreto, que quanto mais úmido, maior seria a resistência ao fogo, já que em ocasião de incêndio, o núcleo de concreto passa a resistir grande parte das ações impostas ao elemento estrutural.

Os ensaios conduzidos pelo Instituto de Pesquisas em Construção do Conselho Nacional de Pesquisas do Canadá – IRC-NRC é a maior referência em pesquisas experimentais e teóricas sobre pilares mistos de aço preenchidos com concreto sem revestimento contra fogo. Os primeiros ensaios datam de 1981 e foram conduzidos pelo pesquisador Lie e seu grupo de pesquisas.

Os estudos do IRC-NRC abordam diversas variáveis, tais como, forma da seção, área da seção, espessura do perfil de aço, resistência ao escoamento do perfil de aço, resistência característica a compressão do concreto, índice de esbeltez, excentricidade, nível de carga, tipo de agregados do concreto, presença de armaduras ou fibras de aço.

Para este trabalho será dada maior ênfase aos ensaios realizados com pilares mistos de aço preenchidos por concreto simples, abordando-se a influência de diversas variáveis sobre a resistência ao fogo da seção.

Lie & Chabot (1992) publicaram um trabalho, no qual relatam o comportamento de pilares mistos de aço preenchidos por concreto simples. Ao todo foram ensaiadas 44 amostras, sendo 38 de seção circular e 7 de seção quadrada.

As características das amostras ensaiadas, bem como, suas resistências ao fogo, estão dispostas na Tab. 6.8.

O perfil de aço utilizado para as amostras de C-02 a C-30, C-40 a C-46 e SQ-01 a SQ-24 possuíam resistência de escoamento de 350 MPa, enquanto nas outras amostras, a resistência de escoamento era de 300 MPa.

Tabela 6.8 – Resumo dos ensaios realizados por Lie & Chabot (1992)

N.º	Ø	t	f _c	Tipo de Agregado	C (kN)	Nível de Carga		R (min)	Rup.
	(mm)	(mm)	(MPa)			C/C'r	C/Crc		
C-02	141,3	6,55	33,1	SIL	110	0,77	0,12	55	B
C-04	141,3	6,55	31,0	SIL	131	0,92	0,14	57	B
C-05	168,3	4,78	32,7	SIL	150	0,60	0,16	76	B
C-06	168,3	4,78	32,7	SIL	150	0,84	0,19	60	B
C-08	168,3	4,78	35,5	SIL	218	0,87	0,23	56	B
C-09	168,3	6,35	35,4	SIL	150	0,63	0,13	81	B
C-11	219,1	4,78	31,0	SIL	492	1,21	0,35	80	B
C-13	219,1	4,78	32,3	SIL	384	0,94	0,27	102	B
C-15	219,1	8,18	31,9	SIL	525	1,65	0,28	73	B
C-16	219,1	8,18	31,9	SIL	525	-	0,47	33	B
C-17	219,1	8,18	31,7	SIL	525	1,39	0,26	82	B
C-20	273,1	5,56	28,6	SIL	574	0,81	0,26	112	B
C-21	273,1	5,56	29,0	SIL	525	0,74	0,23	133	B
C-22	273,1	5,56	27,2	SIL	1000	1,41	0,45	70	B
C-23	273,1	12,70	27,4	SIL	525	0,83	0,13	143	B
C-25	323,9	6,35	27,6	SIL	699	0,77	0,23	145	C
C-26	323,9	6,35	24,3	SIL	1050	1,16	0,34	93	C
C-28	355,6	6,35	23,8	SIL	1050	0,96	0,29	111	C
C-29	355,6	12,70	25,4	SIL	1050	1,03	0,18	170	C
C-30	406,4	12,70	27,6	SIL	1900	1,40	0,27	71	C
C-31	141,3	6,55	30,2	CAL	80	0,47	0,09	82	B
C-32	141,3	6,55	34,8	CAL	143	0,89	0,17	64	B
C-34	219,1	4,78	35,4	CAL	500	0,92	0,36	111	B
C-35	219,1	4,78	42,7	CAL	560	0,80	0,36	108	B
C-37	219,1	8,18	28,7	CAL	560	1,02	0,25	102	B
C-40	273,1	6,35	46,5	CAL	1050	0,93	0,37	106	C
C-41	273,1	6,35	50,7	CAL	1050	0,93	0,37	76	C
C-42	273,1	6,35	55,4	CAL+FL	1050	0,82	0,35	90	C
C-44	273,1	6,35	38,7	CAL	715	0,82	0,27	178	B
C-45	273,1	6,35	38,2	CAL	712	0,75	0,26	144	C
C-46	273,1	6,35	82,2	CAL+S	1050	0,46	0,26	48	C
C-50	323,9	6,35	42,4	CAL	820	0,50	0,23	234	C
C-51	323,9	6,35	47,5	CAL	1180	0,72	0,34	114	C
C-53	355,6	6,35	42,4	CAL	1335	0,70	0,33	149	C
C-55	355,6	12,70	40,7	CAL	965	0,55	0,16	274	C
C-57	406,4	6,35	44,0	CAL	1400	0,56	0,28	294	C
C-59	406,4	12,70	37,4	CAL	1900	1,00	0,28	125	C
C-60	406,4	12,70	45,1	CAL	1900	0,77	0,26	152	C
SQ-01	152,4	6,35	58,3	SIL	376	1,05	0,26	66	B
SQ-02	152,4	6,35	46,5	CAL	286	0,86	0,20	86	B
SQ-07	177,8	6,35	57,0	SIL	549	1,01	0,29	80	B
SQ-17	254,0	6,35	58,3	SIL	1096	0,87	0,34	62	C
SQ-20	254,0	6,35	46,5	CAL	931	0,80	0,30	97	C
SQ-24	304,8	6,35	58,8	SIL	1130	0,60	0,27	131	C

Notas: t: espessura do perfil; f_c: resistência do concreto no dia do teste; **SIL**: agregado silicoso; **CAL**: agregado calcário, **CAL+FL**: ag. calcário + fly ash; **CAL+S**: ag. calcário + sílica; **C**: carregamento axial em sit. de incêndio; **R**: tempo de resistência ao fogo; **B**: ruptura por flambagem global; **C**: ruptura por compressão do concreto

Todas as amostras possuíam altura de 3,81 m, incluindo duas chapas dispostas nas extremidades do pilar para garantir a distribuição de carga para a seção composta. Em todas as amostras foram feitos furos para saída do vapor de água presente no concreto em elevadas temperaturas.

As amostras foram instrumentadas com termopares dispostos no núcleo de concreto, na interface aço-concreto e do lado externo do perfil de aço. Os valores de temperatura foram registrados durante todo o ensaio.

O forno utilizado é a gás e tem dimensões de 2,60 m x 2,60 m x 3,00 m. A temperatura no forno é obtida através de termopares dispostos a aproximadamente 30 cm das amostras. O aquecimento foi realizado a partir do incêndio-padrão proposto pela ASTM E119.

O nível de carga utilizado variou de 9 a 47% da resistência do pilar misto (C/Crc), ou de 46 a 165% da resistência do núcleo de concreto (C/C'r). O carregamento foi feito 45 minutos antes do início do ensaio ao fogo e, mantido constante, ao longo do ensaio. Também, foram instalados relógios automáticos para medida do deslocamento axial da amostra ao longo do ensaio.

A condição de vinculação adotada foi bi-engastada, obtida a partir da fixação de parafusos nas extremidades da amostra, exceto para as amostras C-06, C-15 e C-16, nas quais, a condição de vinculação foi birrotulada.

O critério de ruptura adotado foi que, quando o macaco hidráulico estivesse à velocidade máxima, e a amostra não conseguisse manter o carregamento, indicando a ruptura da seção.

As rupturas típicas das amostras foram por compressão do núcleo do concreto e posterior flambagem local do perfil de aço, ou por instabilidade global da amostra. As Figs. 6.6 e 6.7 mostram a ruptura de algumas amostras.

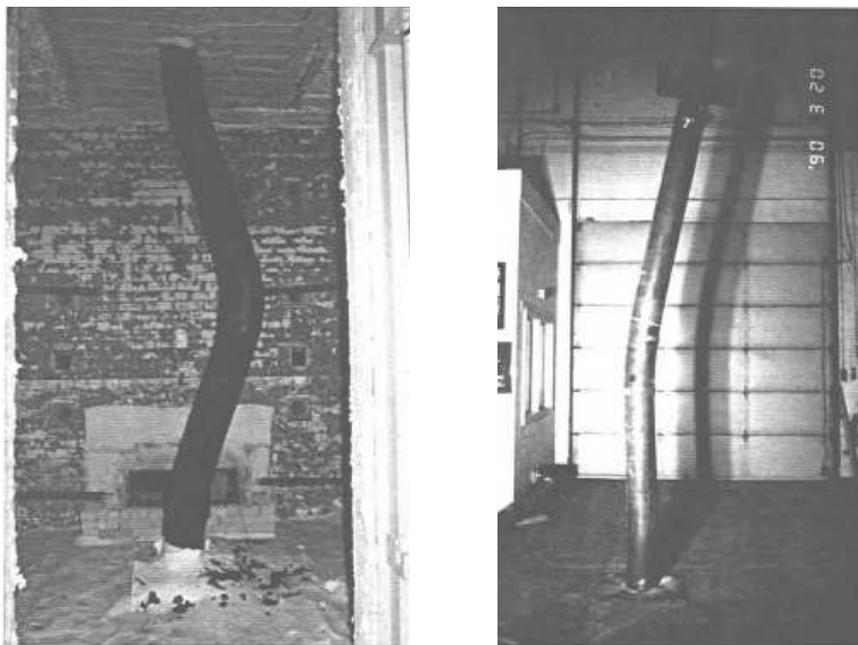


Figura 6.6 – Ruptura das amostras C-34 (esquerda) e C-13 (direita), ambas por instabilidade global

FONTE: LIE & CHABOT (1992)

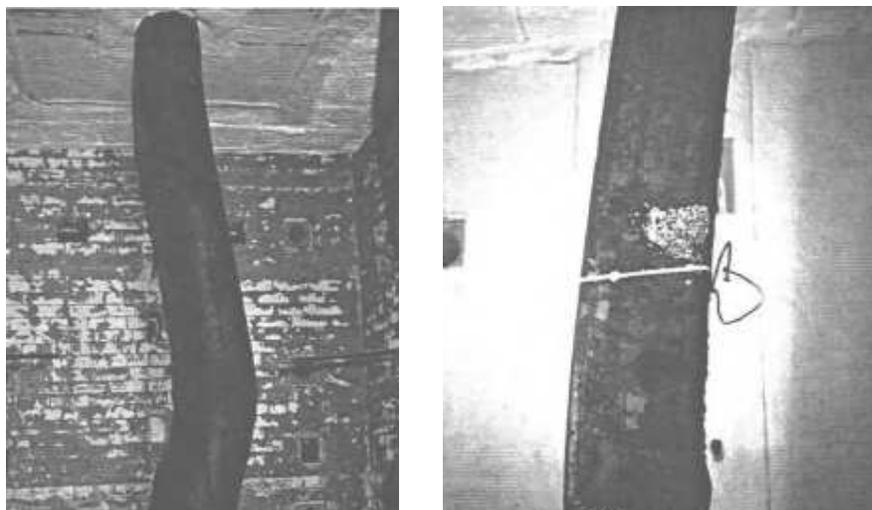


Figura 6.7 – Ruptura das amostras C-22 (esquerda) e SQ-01 (direita), ambas por instabilidade global

FONTE: LIE & CHABOT (1992)

Lie & Chabot (1992) propõe que no pilar misto preenchido, em situação ambiente, a carga seja distribuída tanto para o perfil de aço quanto para o núcleo de concreto. Em situação de incêndio, verifica-se inicialmente uma expansão da seção. O perfil de aço expande-se mais rapidamente que o concreto, sendo responsável por resistir ao carregamento imposto.

Quando as temperaturas aumentam, o perfil de aço começa a perder sua capacidade resistente e repentinamente se contrai, usualmente, isto acontece entre 20 e 30 minutos de incêndio. A partir disso, o carregamento começa a ser transferido gradualmente para o núcleo de concreto que, está menos solicitado e com uma menor temperatura que o perfil de aço.

A partir disso, o pilar continua a encurtar e, como as temperaturas no núcleo de concreto começam a se elevar, o perfil rompe, por flambagem global ou esmagamento do concreto que provoca flambagem local do perfil de aço, dependendo do índice de esbeltez do pilar.

A partir do rompimento do perfil de aço, o concreto ainda continua a suportar carga, mas a amostra já está seriamente comprometida. Com isso, fica claro, que o núcleo de concreto determina a resistência ao fogo da amostra. O fenômeno descrito fica evidenciado na Fig. 6.8, referente à amostra C-34.

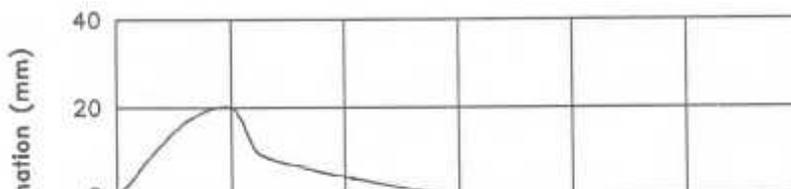


Figura 6.8 – Gráfico deformação axial x tempo – Amostra C-34

FONTE: LIE & CHABOT (1992)

Para diâmetros inferiores a 219,1 mm notou-se predominância de ruptura por flambagem global do pilar e, para diâmetros maiores que 323,9 mm há predominância de ruptura por esmagamento do concreto seguido de flambagem local do perfil. Para o diâmetro intermediário de 273,1 notou-se variação entre os dois tipos de ruptura apresentados.

Segundo Lie & Chabot (1992), em alguns casos, a ruptura se dá repentinamente. Este comportamento, provavelmente, é devido ao desenvolvimento de tensões locais excessivas e fissuras que se propagam pelo núcleo de concreto, que se devem a ausência de barras de armadura no núcleo e perda do confinamento deste. Ao utilizarem-se concretos de alta resistência, este comportamento frágil, poderá se tornar mais evidenciado.

Lie & Chabot (1992) estudaram a influência de alguns parâmetros sobre a resistência ao fogo do pilar misto preenchido, em situação de incêndio.

O nível de carga, imposto, ao pilar, em situação de incêndio, tem grande influência sobre a resistência ao fogo da amostra, e quanto maior, menor será a resistência ao fogo.

O diâmetro ou largura externa da seção tem grande influência sobre a resistência ao fogo da amostra, pois aumentando-se a dimensão externa da seção, aumenta-se a área do núcleo de concreto da seção, que, em situação de incêndio, tem papel fundamental no aumento da resistência ao fogo.

Quanto à forma da seção transversal, foi verificado que, em seções circulares a resistência ao fogo é ligeiramente superior do que em seções quadradas, devido ao perímetro de exposição ao fogo ser menor em seções circulares.

A espessura do perfil de aço tem pequena influência sobre a resistência ao fogo da amostra. Notaram-se nos resultados dos ensaios de Lie & Chabot (1992) que, em

alguns casos, o incremento de espessura resulta em aumento da resistência ao fogo, em outros casos, o efeito foi inverso.

Para estruturas em concreto armado, Lie & Chabot (1992) confirmam que a influência do tipo de agregado tem bastante influência nos resultados de resistência ao fogo. Ao utilizarem-se agregados calcários a resistência ao fogo pode chegar ao dobro do valor ao utilizar-se agregados silicosos.

Para pilares mistos de aço preenchidos por concreto, os resultados, quanto ao tipo de agregado, foram menos conclusivos, porém, há uma indicação que o uso de agregados calcários conduza a uma melhor performance em relação aos agregados silicosos.

Quanto à resistência característica do concreto os resultados obtidos por Lie & Chabot (1992) apontam para uma influência moderada para este parâmetro. Notaram-se pequenos incrementos na resistência ao fogo dos pilares quando do incremento de resistência do concreto.

Com o aumento do comprimento efetivo do pilar misto notaram-se decréscimos na resistência ao fogo das amostras. Com isso, pode-se afirmar que, a resistência ao fogo da amostra é aproximadamente inversamente proporcional ao comprimento efetivo. Este parâmetro varia com o índice de esbeltez da amostra.

Quanto à excentricidade do carregamento, Lie & Chabot (1992) analisaram o comportamento de uma amostra (C-16) e observaram que, a resistência ao fogo da amostra cai de 73 minutos para 33 minutos com uma excentricidade de 34 mm. Este fato deve-se à praticamente nula resistência a tração do concreto. Com isso, os pesquisadores concluíram que, para cargas excêntricas, não é recomendado utilizar-se preenchimento com concreto simples.

6.3.2 Trabalhos Teóricos

O *Comité International pour le Développement et l'Estude de la Construction Tubulaire* – CIDECT, em 1994, em sua publicação *Design Guide for Structural Hollow Section Columns exposed to Fire* descreve o comportamento de colunas de aço e mistas aço-concreto, em situação de incêndio, bem como, o dimensionamento segundo o EUROCODE.

As colunas de aço sem revestimento contra-fogo entram em colapso em temperaturas próximas de 500 °C para níveis usuais de carregamento, isso reflete um tempo de resistência ao fogo de aproximadamente 15 a 30 minutos, dependendo da severidade do incêndio. (CIDECT (1994))

O CIDECT (1994) aponta como alternativa simples e atrativa para aumentar a resistência ao fogo de colunas, o preenchimento do núcleo com concreto ou, ainda, com água. O preenchimento com concreto é bastante viável, devido ao custo, relativamente baixo, ao aumento de resistência e rigidez e, em situação de incêndio, quando da elevação da temperatura do aço, o carregamento é transmitido gradualmente para o núcleo de concreto que, se encontra a temperaturas mais baixas.

O preenchimento do núcleo da coluna com água consiste em um processo de recirculação da mesma, por bombeamento contínuo, o que é, geralmente, complexo e bastante dispendioso.

Para o dimensionamento de colunas de aço, o passo inicial é determinar a temperatura na seção de aço, assumindo uma distribuição de temperatura uniforme e ao longo da altura da coluna, para isso, será necessário recorrer, ainda, a curvas padronizadas temperatura-tempo, sendo a curva-padrão ISO-834-1 (1999), a mais utilizada, mundialmente.

Ainda, segundo o CIDECT (1994), em um segundo passo, calcular a resistência de cálculo da coluna, em situação de incêndio, minorando a resistência e o módulo de deformação longitudinal do aço e, utilizando, a combinação de ações adequada ao caso.

Quanto às colunas mistas, o CIDECT (1994) indica que a forma de fabricação do perfil de aço, seja laminado a quente, formado a frio, com costura, sem costura, soldado, não exerce influência significativa no comportamento desse elemento estrutural, em situação de incêndio.

O diâmetro das seções influi significativamente no comportamento das colunas mistas, em situação de incêndio, bem como, a esbeltez. O CIDECT (1994) indica que a utilização de concretos de preenchimento de alta resistência, combinada a níveis de carregamento baixos conduza a grandes tempos de resistência ao fogo.

Para o dimensionamento de colunas mistas, o CIDECT (1994) apresenta um método tabular desenvolvido pelo EUROCODE 4, no qual as cargas máximas a serem aplicadas nas colunas são dadas em função do tipo de seção, resistência do perfil de aço e do concreto de preenchimento e, taxa de armadura presente no concreto.

Além disso, o CIDECT (1994) recomenda que sejam realizados furos de 10 a 15 mm de diâmetro localizados de 100 a 120 mm das extremidades das colunas, afastados de no máximo 5 m entre si, para a liberação de vapores durante o aquecimento.

Wang (1997) utilizando resultados de ensaios experimentais realizados no Canadá com 36 pilares mistos preenchidos de seção circular e 7 de seção quadrada, avaliou o método de cálculo proposto pelo Eurocode 4 para obtenção da força normal resistente em situação de incêndio.

O Eurocode 4 propõe, bem como a ABNT NBR 14323:1999, que seja utilizada a curva de dimensionamento “c” para pilares mistos em situação de incêndio, o que

resulta em valores mais baixos do que os valores encontrados em situação ambiente, em que se utiliza a curva de dimensionamento “a” para este tipo de seção.

A partir dos resultados experimentais obtidos para as relações tensão x deformação do concreto em altas temperaturas pelo pesquisador canadense Lie, Wang (1997) compara-os às relações tensão x deformação obtidas pelo Eurocode 4.

Com isso, Wang (1997), conclui que os valores adotados pelo Eurocode 4 são bastante conservadores e que, portanto, não seria necessário utilizar mais um coeficiente de redução, ao adotar-se a curva de flambagem “c” ao invés da curva “a”, diminuindo-se, com isso, a capacidade resistente da seção.

Wang (1997) esclarece que os resultados obtidos ainda não são conclusivos e que mais testes experimentais e numéricos devem ser realizados para que se tenham resultados confiáveis.

Além disso, Wang (1997) discorre sobre o método do tempo equivalente de incêndios proposto pelo Eurocode 1 (prEN 1991-1-2 (2002)), afirmando que os valores fornecidos pela referida norma são desfavoráveis a segurança da estrutura.

O método proposto pelo Eurocode 4 para determinar-se a capacidade resistente de pilares mistos preenchidos em situação de incêndio é de difícil solução, pois, a distribuição de temperatura na seção mista não é uniforme e é dependente da composição e umidade do concreto, entre outros fatores.

Com isso, o projetista deve dividir a seção mista em finas camadas e possuir sólidos conhecimentos em mecanismos de transferência de calor, o que é sabido ser de expressiva complexidade. (WANG, 1997)

Wang (2000) propõe um método simplificado para cálculo da resistência ao fogo de pilares mistos de aço preenchidos por concreto, com ou sem material de

revestimento contra fogo. O método proposto é baseado no Eurocode 4 parte 1-2 e, não é necessária a obtenção da distribuição de temperatura na seção mista.

O pesquisador partiu do princípio que o número de seções tubulares é bastante reduzido e que, todas as normas de incêndio adotam tempos de resistência ao fogo – TRRF, múltiplos de 30 minutos.

O método simplificado de Wang (2000) consiste em comparar a seção a ser verificada a seções-padrão, composta por materiais-padrão, no caso o aço com resistência ao escoamento 275 MPa e concreto com resistência característica à compressão de 25 MPa (classe C30).

A normal resistente e a rigidez efetiva em situação de incêndio para a seção, a qual deseja-se verificar, podem ser obtidas por meio de interpolações lineares dos resultados obtidos para a seção padrão, com o mesmo diâmetro e espessura da seção a ser verificada.

O método simplificado proposto foi validado, a partir de comparações a resultados numéricos e experimentais obtidos por outros pesquisadores, encontrando-se um desvio de aproximadamente 10% nos resultados finais, geralmente, a favor da segurança da estrutura, ou seja, tempos de resistência menores do que os reais.

Yin *et al* (2006) apresentam um modelo numérico não-linear para obtenção da resistência ao fogo de pilares mistos de aço preenchidos por concreto axialmente comprimidos, baseado nos diagramas tensão x deformação dos materiais a elevadas temperaturas.

O método numérico proposto possui três princípios básicos:

1. A exposição ao fogo é em função da curva de incêndio-padrão dada pela ISO 834-1 (1999) sendo que, o pilar é submetido ao fogo em todo o seu perímetro;

2. Adoção de mecanismos de transferência de calor obtidos através do Eurocode e, também, de literatura especializada;
3. As relações tensão x deformação do concreto a altas temperaturas foram obtidos a partir do método proposto por pesquisadores suecos (Anderberg & Thelandersson).

Após a implementação do modelo numérico, os autores concluíram que, a forma da seção transversal do pilar influi consideravelmente na resistência ao fogo, já que seções retangulares ou quadradas possuem um maior perímetro de exposição ao fogo, ao compararmos a seções circulares. Este fato faz com que o calor seja absorvido mais rapidamente para o pilar de seção retangular ou quadrada, diminuindo-se sua resistência ao fogo.

A espessura do perfil, segundo Yin *et al* (2006) tem pouca influência na resistência ao fogo de pilares mistos, embora, em alguns casos, com um grande incremento de espessura, há uma diminuição do núcleo de concreto, diminuindo-se a resistência ao fogo da seção.

Os pesquisadores demonstraram um exemplo numérico de uma seção circular de diâmetro 500 mm, exposta a 120 minutos de incêndio-padrão, com uma espessura de 10 mm, nota-se uma redução na capacidade resistente de cerca de 68%, já com espessura de 30 mm, a redução é de cerca de 86%, devido à diminuição da área do núcleo de concreto.

Yin *et al* (2006) estudaram curvas da carga axial x tempo de incêndio e concluíram que o comportamento dos pilares mistos preenchidos pode ser dividido em duas etapas. Nos primeiros trinta minutos de incêndio a redução da capacidade resistente da seção é atribuída à redução de resistência do aço. A partir de trinta minutos de incêndio a redução da capacidade resistente da seção é atribuída à redução de resistência do núcleo de concreto.

Com isso, conclui-se que, com uma maior área do núcleo de concreto obtém-se um valor maior para a resistência ao fogo de pilares mistos preenchidos, já que a região submetida a menores temperaturas da seção é aumentada.

Lie *et al* (1991) propuseram um modelo numérico computacional não-linear para obtenção da resistência ao fogo de pilares mistos de aço preenchidos por concreto simples, de seção circular. As variáveis em estudo estão descritas na Tab. 6.9.

Tabela 6.9 – Variáveis abordadas por Lie *et al* (1991)

Diâmetro da Seção	Comp. Efetivo (kL)	Resistência do Concreto – f_{ck}	Tipo de Agregado
D \geq 141,3 mm	2,50; 3,00 e 4,50 m	20, 35 e 55 MPa	Silicoso e Calcário

O modelo implementado consiste em determinar as temperaturas de incêndio, a partir do incêndio-padrão dado pela ASTM E119. A partir disso, obtêm-se as temperaturas na seção mista a partir de mecanismos de transferência de calor. A seção é discretizada em várias camadas para obtenção da distribuição de temperatura.

A partir da análise dos diagramas tensão x deformação do aço e do concreto, em elevadas temperaturas, é obtida a tensão a que a seção está sujeita para cada intervalo de tempo proposto.

Lie *et al* (1991) obtiveram as tensões no pilar, considerando as curvaturas do pilar para cada intervalo de tempo, sem levar em conta a parcela de resistência à tração do concreto e, nem a eventual perda de aderência entre aço e concreto. As tensões no pilar são obtidas a partir de sucessivas iterações.

A tensão resistente se reduz gradualmente com o tempo, até que, em certo ponto, a seção não suporta mais o carregamento imposto. Com a obtenção do tempo em que a seção perde sua capacidade resistente, obtém-se a resistência ao fogo do pilar.

Lie *et al* (1991) estudaram a influência das variáveis em estudo, tomando um pilar de referência, com diâmetro 273,1 mm, espessura 6,35 mm, comprimento de flambagem de 2,50 m, concreto com agregados silicosos e resistência a compressão de 35 MPa.

Foram propostos dois níveis de carregamento, 330 kN e 1150 kN. As forças normais resistentes para cada seção analisada foram dadas em função do tempo, em intervalos de 10 minutos.

Com isso, Lie *et al* (1991) concluíram que o diâmetro externo, o nível de carga e o comprimento efetivo têm grande influência sobre a resistência ao fogo dos pilares mistos.

A influência do nível de carga na resistência ao fogo dos pilares é maior quando se aumenta o diâmetro da seção. Para um pilar de diâmetro 406,4 mm, uma redução de carga de 35% dobra a resistência ao fogo de 1 para 2 horas. Para o pilar de referência, com 273,1 mm de diâmetro, para se obter a mesma configuração de resistência ao fogo a carga deveria ser reduzida em 70 %.

A resistência do concreto e o tipo de agregado têm moderada influência sobre a resistência ao fogo do pilar. A influência da resistência do concreto torna-se maior quando a carga aplicada é maior. Ao se duplicar a resistência do concreto, para carregamentos altos, a resistência ao fogo é aumentada em 100%, enquanto, para carregamentos baixos, este índice é de 40%.

A espessura do perfil de aço exerce pequena influência sobre a resistência ao fogo da seção, notando-se, quando do incremento da espessura, para pequenos diâmetros, um aumento da resistência ao fogo e, para diâmetros maiores, uma diminuição.

Lie *et al* (1991) adotaram limitações para o modelo proposto, tais como: resistência ao fogo inferior a 120 minutos, e resistência característica a compressão

inferior a 40 MPa, já que verificou-se, experimentalmente que, para concretos de alta resistência, a ruptura é frágil e rápida.

Com estas limitações, o modelo matemático de Lie *et al* (1991) foi validado, tendo-se obtido valores de resistência ao fogo até 30 % inferiores aos obtidos experimentalmente e no máximo 10% superiores.

Kodur (1999) apresenta uma equação simplificada para determinação do tempo de resistência ao fogo para pilares mistos circulares e quadrados, preenchidos por concreto simples, concreto armado ou concreto com fibras de aço.

A equação simplificada tem por base os estudos experimentais desenvolvidos pelo IRC-NRC coordenados por Lie. O estudo experimental completo compreendeu 75 pilares mistos preenchidos, sem material de proteção, expostos ao incêndio-padrão dado pela ASTM E119.

Os estudos experimentais compreenderam pilares mistos de seção circular, com diâmetro variando entre 141,3 e 406,4 mm, e de seção quadrada, com lado variando de 152 a 305 mm. A espessura dos perfis variou de 4,8 a 12,7 mm. O concreto possuía agregados silicosos e, também, calcários. O nível de carregamento variou de 10 a 45% da resistência total à temperatura ambiente e foi mantido constante ao longo do ensaio. A Fig. 6.9 mostra um esquema dos pilares ensaiados pelo IRC-NRC.

Kodur (1999) concluiu, a partir dos ensaios experimentais, que quando o pilar é preenchido por concreto simples, a resistência ao fogo variou de 1 a 2 horas e que, este tipo de preenchimento, torna a seção bastante sensível a cargas excêntricas.

Com preenchimento em concreto armado e com fibras, a resistência ao fogo pode chegar a 3 horas, dependendo das dimensões da seção, notando-se que, este tipo de preenchimento, proporciona à seção uma deformação mais lenta e um maior confinamento do concreto.

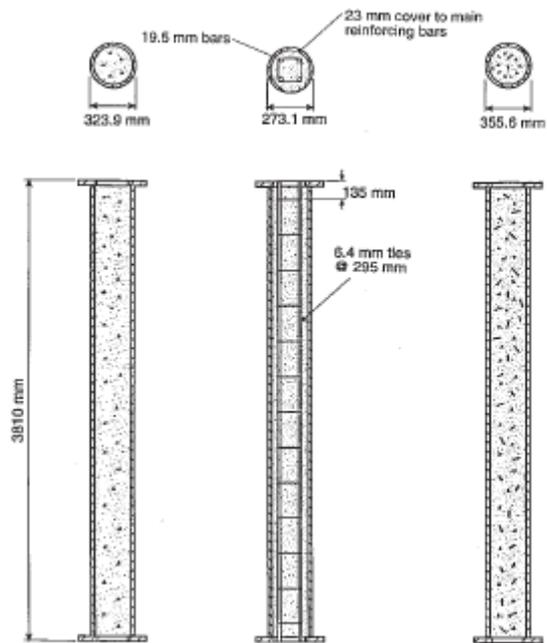


Figura 6.9 – Esquema dos pilares ensaiados pelo IRC-NRC, à esquerda, preenchimento por concreto simples, ao centro, concreto armado, à direita, concreto com fibras

FONTE: KODUR & MACKINNON (2000)

Mas, destaca-se, a dificuldade de locação das barras de aço em perfis tubulares, principalmente, se esses forem de pequeno diâmetro, inferiores a 200 mm. Com isso, o uso de fibras de aço, apesar do custo mais alto, proporciona um maior rapidez e racionalidade na execução.

A partir de estudos paramétricos da influência de variáveis sobre a resistência ao fogo dos pilares mistos preenchidos, Kodur (1999) propôs uma equação simplificada para determinação do tempo de resistência ao fogo, dado pela Eq. 6.7.

(6.7)

onde:

R: tempo de resistência ao fogo [minutos];

f: parâmetro obtido a partir de variáveis de influência na resistência ao fogo;

f_c : resistência característica à compressão do concreto [MPa];

kL : comprimento efetivo do pilar [mm];

D : diâmetro da seção circular ou lado da seção quadrada [mm];

C : carga solicitante, em situação de incêndio [kN].

O parâmetro “ f ” é obtido a partir da Tab. 6.10. Os limites de aplicabilidade da Eq. 6.7 são dados na Tab. 6.11.

Tabela 6.10 – Valores do parâmetro “ f ” para Eq. 6.7

Preenchimento	Tipo de Agregado	Taxa de Armadura	Cobrimento (mm)	Seção Circular	Seção Quadrada
Concreto Simples	SIL	---	---	0,07	0,06
	CAL	---	---	0,08	0,07
Concreto Armado	SIL	< 3%	< 25	0,075	0,065
			≥ 25	0,08	0,07
		≥ 3%	< 25	0,08	0,07
			≥ 25	0,085	0,075
	CAL	< 3%	< 25	0,085	0,075
			≥ 25	0,09	0,08
		≥ 3%	< 25	0,09	0,08
			≥ 25	0,095	0,085
Concreto com fibras de aço	SIL	---	---	0,075	0,065
	CAL	---	---	0,085	0,075

FONTE: Adaptada de KODUR (1999)

Tabela 6.11 – Limites de Aplicabilidade para Eq. 6.7

Variáveis		Concreto Simples	Concreto Armado	Concreto com fibras de aço
Resistência ao fogo	R	≤ 120 min	≤ 180 min	≤ 180 min
Nível de Carga (C/C'r)	C	≤ 1,0	≤ 1,7	≤ 1,1
Comp. Efetivo (mm)	kL	2000 - 4000	2000 - 4500	2000 – 4500
Resistência do Concreto (MPa)	f _c	20 - 40	20 - 55	20 - 55
Dimensões:	D			
Seção Circular		140 – 410	165 – 410	140 – 410
Seção Quadrada		140 – 305	175 – 305	100 – 305
Taxa de Armadura (%)		---	1,5 – 5,0	---
Cobrimento (mm)		---	20 – 50	---
NOTA: O nível de carga (C/C'r) é dado pela razão entre a carga solicitante e a carga resistente axial máxima do núcleo de concreto				

FONTE: KODUR (1999)

Os resultados obtidos a partir da Eq. 6.7 foram comparados a resultados experimentais obtidos pelo IRC-NRC e, também, pelo CIDECT. A partir dessa comparação, Kodur (1999) afirma que os resultados obtidos pela equação proposta são, na maioria dos casos, favoráveis a segurança, ou seja, resultam em tempos de resistência ao fogo inferiores aos obtidos experimentalmente.

Kodur & Mackinnon (2000), em outro artigo, propõe uma equação ajustada, desta vez, para determinação da máxima normal resistente, em situação de incêndio. A equação que advém da Eq. 6.7, facilita o cálculo do projetista, já que os tempos de resistência ao fogo são pré-determinados em normas sobre incêndios, geralmente, múltiplos de 30 minutos.

A equação proposta por Kodur & Mackinnon (2000) para obtenção da força normal resistente máxima em situação de incêndio é dada pela Eq. 6.8.

$$C_{\text{máx}} = \left(\frac{a \cdot (f'_c + 20) \cdot D^{2,5}}{R \cdot (kL - 1000)} \right)^2 \quad (6.8)$$

onde:

$C_{\text{máx}}$: força normal máxima, em situação de incêndio [kN].

R: tempo de resistência ao fogo [minutos];

a: parâmetro obtido a partir de variáveis de influência na resistência ao fogo;

f'_c : resistência característica à compressão do concreto [MPa];

kL: comprimento efetivo do pilar [mm];

D: diâmetro da seção circular ou lado da seção quadrada [mm];

O parâmetro “a” é obtido a partir da Tab. 6.12. Os limites de aplicabilidade da Eq. 6.8 seguem os parâmetros definidos na Tab. 6.11.

Tabela 6.12 - Valores do parâmetro “a” para Eq. 6.8

Tipo de Agregado	Preenchimento	Taxa de Armadura	Seção Circular	Seção Quadrada
Silicoso	Concreto Simples	---	0,070	0,060
	Concreto Armado	1,5 a 3,0 %	0,080	0,070
		3,0 a 5,0 %	0,085	0,075
	Concreto Fibras	≈ 2 %	0,075	0,065
Calcário	Concreto Simples	---	0,080	0,070
	Concreto Armado	1,5 a 3,0 %	0,090	0,080
		3,0 a 5,0 %	0,095	0,085
	Concreto Fibras	≈ 2 %	0,085	0,075

FONTE: Adaptada de KODUR & MACKINNON (2000)

Schaumann *et al* (2006) apresentaram um modelo numérico computacional para determinação da resistência ao fogo em pilares mistos de aço preenchidos por concreto de alta resistência. O modelo foi implementado no *software* BoFIRE, desenvolvido pelos autores, a partir do método dos elementos finitos.

Os concretos de altas resistências são reconhecidos pelo acréscimo da capacidade de carga no elemento misto, em situação ambiente, o que o torna, economicamente competitivo. Mas, em situação de incêndio, devido ao alto grau de compacidade desse tipo de concreto, ocorre o fenômeno de *spalling* do concreto, devido à alta pressão interna criada pela água que se evapora do concreto.

A ocorrência de *spalling* do concreto em pilares mistos preenchidos provoca uma redução considerável na resistência ao fogo deste tipo de elemento estrutural.

Para a investigação teórica, Schaumann *et al* (2006) utilizou-se de valores obtidos experimentalmente, para pilares mistos preenchidos por concreto simples, armado e com fibras, ambos de alta resistência. O resumo dos valores experimentais utilizados está demonstrado na Tab. 6.13.

Tabela 6.13 – Caracterização das amostras utilizadas por Schaumann *et al* (2006)

Amostra	Preenchimento	Dimensões (mm)	Carga de Ensaio (kN)	Resistência do Concreto (MPa)	Resistência ao Fogo (min)
C-46	Concreto Simples	273,1 x 6,35	1050	82,2	48
C-47		273,1 x 6,35	1050	107,0	51
C-36	Concreto com Fibras	219,1 x 4,78	600	98,1	174
SQ-11		203,2 x 6,35	900	99,5	128
SQ-14	Concreto Armado	203,2 x 6,35	1150	81,7	89

FONTE: Adaptada de Schaumann *et al* (2006)

Todas as amostras possuíam altura de 3,81 m, agregados calcários para o concreto, condição de vinculação bi-engastado e, o aquecimento se deu segundo o incêndio-padrão proposto pela norma ASTM E119.

O *software* BoFIRE utiliza-se das equações diferenciais de Fourier para condução de calor na seção mista, além da consideração da não-linearidade física e

geométrica do pilar, variando-se as curvaturas e os diagramas tensão x deformação, em função da temperatura.

A análise comparativa entre os dados experimentais e os resultados fornecidos pelo *software* mostrou que, o BoFIRE superestimou a resistência ao fogo dos pilares mistos preenchidos por concreto simples. Mas, para pilares mistos preenchidos por concreto armado e concreto com fibras, os resultados obtidos numericamente foram favoráveis à segurança. Os resultados obtidos estão representados na Fig. 6.10.

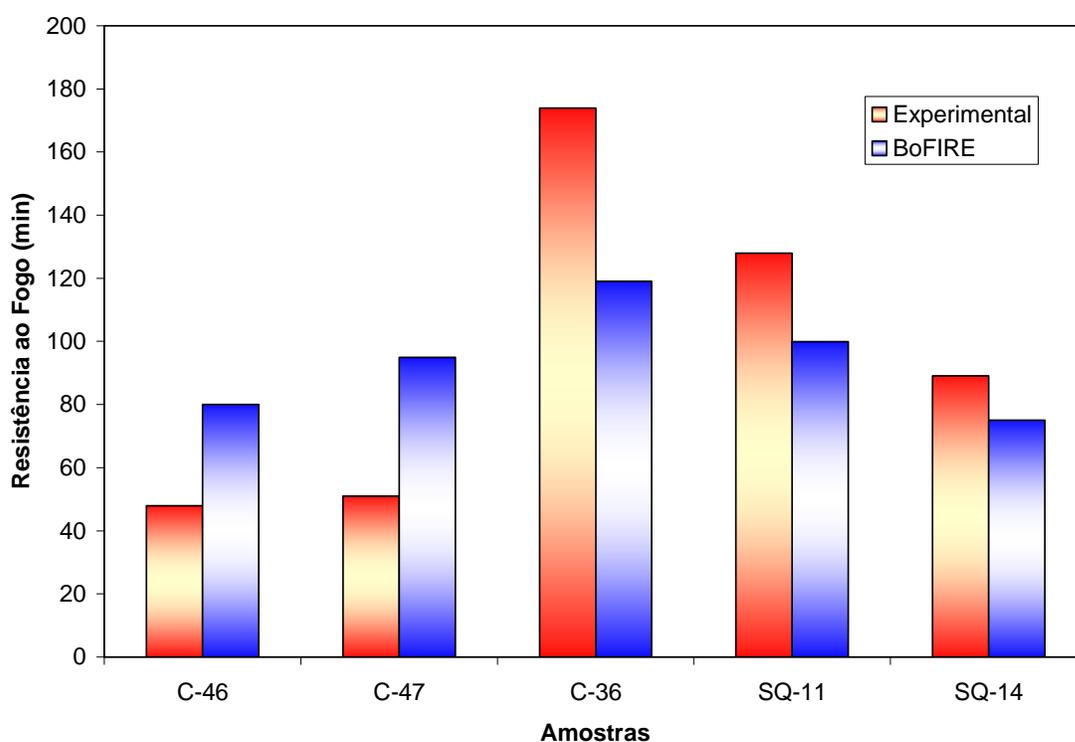


Figura 6.10 – Análise Comparativa entre os valores experimentais e obtidos pelo BoFIRE

FONTE: Adaptado de SCHAUMANN *et al* (2006)

Os resultados contra a segurança obtidos para o preenchimento com concreto simples são devidos, segundo os autores, a micro-fissuração do núcleo do concreto e também ao *spalling*, provocando ruptura brusca do pilar acompanhada de prévio grande aumento na deformação axial. Para se minimizar estes efeitos, os autores, propõem a utilização de concreto armado ou concreto com fibras, diminuindo-se as deformações do pilar, como pode ser evidenciado pela Fig. 6.11.

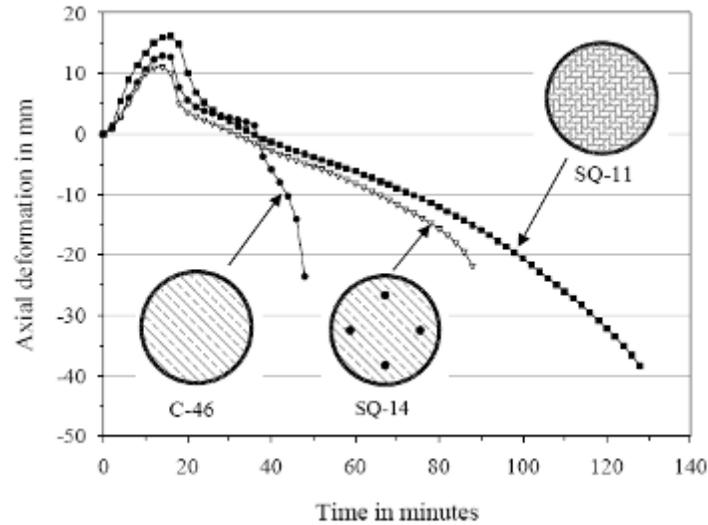


Figura 6.11 – Deformações axiais dos pilares C-46, SQ-11 e SQ-14

FONTE: SCHAUMANN *et al* (2006)

O software BoFIRE deverá ser adaptado com um modelo que compreenda o fenômeno do *spalling* e da micro-fissuração do concreto de alta resistência, em situação de incêndio. (SCHAUMANN *et al*, 2006)

Ghojel (2004) conduziu um trabalho experimental e analítico sobre a condutância de calor na interface do aço com o concreto em pilares mistos com seções tubulares circulares preenchidas por concreto simples. Em seu trabalho, o autor, relata que este efeito não fora considerado em nenhum trabalho anterior.

Para a análise experimental, Ghojel (2004) utilizou um corpo de prova de seção circular com diâmetro 140 mm, espessura 6 mm e altura 420 mm. A resistência de escoamento do aço foi de 350 MPa e do concreto com relação a/c de 0,3 l/kg. Foram colocados 5 termopares tipo K em alguns pontos do corpo de prova.

O corpo de prova foi aquecido até uma temperatura de 900 °C, e a evolução da temperatura foi registrada por um aquisitor de dados, ao qual foram conectados os termopares.

A partir disso, Ghojel (2004) realizou uma modelagem inversa através do *software* INTEMP, através da modelagem de um elemento finito de duas dimensões e, dos históricos de temperatura x tempo registrados no ensaio experimental. As propriedades térmicas dos materiais em função das temperaturas foram baseadas no Eurocode 3, para o aço, e no Eurocode 4, para o concreto.

Os passos adotados na modelagem numérica foram os seguintes:

1. O fluxo de calor foi obtido para os quatro quadrantes da seção transversal, a partir das medidas dos termopares, obtendo-se um método analítico que representasse estas medidas, com isso, obteve-se uma estimativa da condutância em função da temperatura do aço;
2. O modelo numérico de transferência de calor foi alterado, incluindo-se uma representação da resistência de contato entre os materiais, através do Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o *software* INTEMP.

A partir disso, Ghojel (2004) propôs duas equações para determinação do fluxo de calor na interface aço-concreto para pilares mistos de aço preenchidos por concreto, em função da temperatura do perfil de aço, limitada a 700 °C. Na Eq. 6.9 é obtido o fluxo de calor para pilares não submetidos a carregamento, enquanto na Eq. 6.10 é obtido o fluxo de calor para pilares sobre carregamento axial.

$$h_j = 1926 - 765,8 \cdot e^{\left(-339,9 \cdot T^{-1,4}\right)} \quad (6.9)$$

$$h_j = 160,5 - 63,8 \cdot e^{\left(-339,9 \cdot T^{-1,4}\right)} \quad (6.10)$$

onde:

h_j : fluxo de calor em W / m² °C;

T: temperatura em °C.

Os valores obtidos, através da simulação numérica proposta por Ghojel (2004) resultaram em valores bastante próximos dos resultados obtidos experimentalmente e,

também, com resultados obtidos pelo grupo canadense de pesquisas liderado por Lie. Os resultados obtidos nesta comparação encontram-se na Fig. 6.12.

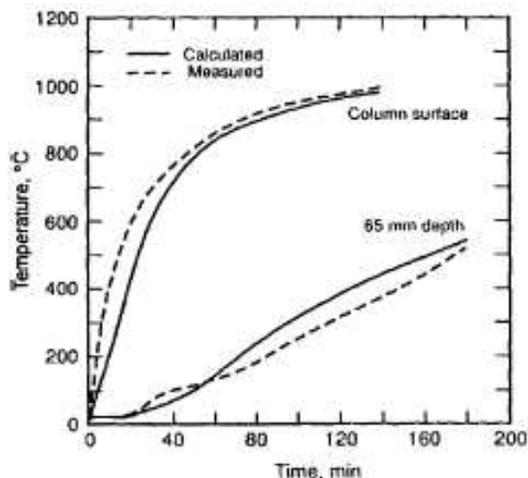


Figura 6.12 – Histórico de valores temperatura x tempo para um pilar misto de aço, com 273 mm de diâmetro e espessura de 6,35 mm, preenchidos por concreto armado.

FONTES: GHOJEL (2004)

Ghojel (2004) conclui que, quando não há a consideração dos efeitos térmicos na interface aço-concreto, os valores encontrados podem ter uma diferença de até 20% e, ainda, quando compara-se seções retangulares os resultados de condutância são bastante inferiores aos obtidos para seções circulares.

7 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

A partir de dados relevantes obtidos na revisão bibliográfica realizada sobre colunas mistas de aço preenchidas por concreto, em situação de incêndio, é proposta uma metodologia para realização dos ensaios experimentais.

7.1 Programa Experimental – Contexto Global

O programa experimental na área de colunas e pilares mistos preenchidos esbeltos, desenvolvido pela FEC-UNICAMP, é bastante extenso e conta hoje com a participação de outros pesquisadores. O objetivo do programa é avaliar o comportamento, em situação ambiente e, em incêndio, de pilares esbeltos tubulares de aço sem preenchimento, de pilares mistos de aço preenchidos com concreto de resistência usual e de alta resistência e, também, de pilares de seção quadrada, sem preenchimento e com preenchimento por concreto usual e de alta resistência.

O programa experimental é dividido em séries. A primeira para amostras ensaiadas a temperatura ambiente: Série RT (*Room Temperature*). A segunda para amostras ensaiadas sob incêndio-padrão: Série FC (*Fire Condition*).

No caso específico deste trabalho, coube a avaliação do comportamento de colunas de aço e mistas, preenchidas por concreto de resistência usual, em situação ambiente e em situação de incêndio.

7.2 Programa Experimental – Contexto específico deste trabalho

Com a proposta de avaliação da influência de parâmetros específicos na resistência mecânica e ao fogo de colunas mistas de aço preenchidas por concreto em situação de incêndio, foi proposto um programa experimental constituído dos seguintes itens:

- Tipo de Aço: os perfis de aço são de seção circular, laminados a quente, fornecidos pela empresa V & M do Brasil, com resistência característica ao escoamento de 300 MPa;
- Diâmetros: os diâmetros escolhidos são de 114,3 mm e 168,3 mm, para verificar o possível ganho de resistência ao fogo, quando, do incremento da seção transversal. Cabe salientar, que a seção de 114,3 mm está fora do intervalo de validade das equações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002);
- Espessura do perfil tubular: a espessura do perfil tubular é mantida constante nas amostras ensaiadas, 6,4 mm;
- Concreto de preenchimento: o concreto de preenchimento das colunas é de resistência à compressão usual, 25 MPa, constituído por agregados silicosos;
- Índice de esbeltez reduzido: o índice de esbeltez reduzido foi mantido fixo, em 0,56, para que a ruptura das amostras fosse parecida, com isso, há a necessidade de se alterar a altura das amostras em cada uma das quatro séries de ensaio propostas. A ruptura esperada é por instabilidade global da coluna;
- Níveis de carregamento: os níveis de carregamento, impostos às colunas, é de 30%, 50% e 70% de sua resistência última à compressão axial, obtida por ensaios a temperatura ambiente;

- Séries de ensaio: foram realizadas quatro séries de ensaios, sendo uma para cada diâmetro e dentro dessas, uma para colunas preenchidas e outra para colunas vazadas, que serão referenciais para as séries compostas por colunas preenchidas;
- Número de Amostras: serão ensaiadas duas amostras para cada configuração escolhida, a fim de se obter uma média entre os dois valores;
- Aquecimento: o aquecimento das amostras será realizado segundo as prescrições da norma ISO 834-1 (1999).

Com isso, foi avaliada a influência da área da seção transversal do núcleo de concreto e dos níveis de carregamento, sobre a resistência ao fogo da coluna mista, comparando-os a resultados de resistência ao fogo para colunas de aço sem preenchimento de mesmos diâmetros, submetidos aos mesmos níveis de carregamento, tomados, neste trabalho, como colunas de referência.

Além disso, foi realizada a comparação dos resultados obtidos experimentalmente aos resultados propostos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e, também, aos resultados obtidos por outros pesquisadores estrangeiros, já mencionados no capítulo 6.

A proposta inicial para a série de ensaios em situação de incêndio compreendia o posicionamento de termopares de ponta no núcleo do concreto de preenchimento e na interface aço-concreto. Essa proposta foi concretizada em duas amostras, uma de cada diâmetro. Para tanto, o perfil de aço foi furado para passagem dos termopares e sua respectiva colocação no interior do concreto.

Durante a realização do ensaio foi verificado que grande quantidade de vapor de água, contido no concreto, vazava pelos furos feitos no perfil de aço. Com isso, havia uma grande variação na leitura dos termopares internos e externos à amostra, devido ao resfriamento da amostra e do interior do forno.

Devido a essa variação nas leituras de temperatura no forno e na amostra, os dois ensaios tiveram que ser descartados. Vale observar que o citado resfriamento proporcionou um tempo de resistência ao fogo bastante superior ao previsto, além da perda de alguns dos termopares internos.

Dessa forma, optou-se pelo prosseguimento dos ensaios sem a colocação de termopares internos; resguardando o equipamento (forno) de prováveis acidentes.

Entretanto, a análise comparativa prevista, entre os resultados experimentais e os obtidos segundo proposta do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), teria que ser efetivada. Para tanto, foi realizada uma análise numérica para determinação da temperatura em alguns pontos da seção mista.

Essa análise numérica foi realizada por meio do *software* SuperTempCalc – STC, em trabalho acadêmico desenvolvido em conjunto com o Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – POLI/USP.

7.2.1 Ensaios em Situação Ambiente

As amostras pertencentes à série RT foram submetidas a ensaio de compressão axial até a sua ruptura, caracterizada pelo declínio da carga, quando o macaco hidráulico estiver à máxima velocidade. As características das amostras desta série, bem como, as normais máximas resistentes de cálculo, obtidas a partir do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), estão apresentadas na Tab. 7.1.

A série é identificada pela denominação, **RT-Ti-Cxx-j**, onde:

- **RT**: série *Room Temperature*, ensaios a temperatura ambiente;
- **T**: seção tubular;
- **i**: Diâmetro da seção circular, tomado seu valor inteiro, 114 ou 168;

- **Cxx**: preenchimento por concreto de resistência à compressão xx, para o caso das colunas de referência 00, ou seja, sem preenchimento e, 25, ou seja, concreto 25 MPa;
- **j**: número da amostra, 1 ou 2.

Tabela 7.1 – Série de Ensaios sob temperatura ambiente

Amostra	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Altura (mm)	$N_{E,d}$ (kN)
RT-T114-C00-1	114,3	6,4	1770	534,36
RT-T114-C00-2				
RT-T114-C25-1	114,3	6,4	1660	656,07
RT-T114-C25-2				
RT-T168-C00-1	168,3	6,4	2650	802,01
RT-T168-C00-2				
RT-T168-C25-1	168,3	6,4	2410	1089,69
RT-T168-C25-2				

7.2.1.1 Procedimentos de Ensaio

Todas as amostras ensaiadas, neste trabalho, foram cortadas e faceadas em torno horizontal para evitar o aparecimento de excentricidades acidentais quando do carregamento das amostras. Esse serviço foi executado pela empresa Elemar e subsidiado pela FAPESP e pela V & M do Brasil.

As amostras da série RT foram instrumentadas a meia altura, com 4 extensômetros elétricos para obtenção das deformações axiais e, 4 relógios comparadores, também, a meia altura, dispostos entre os extensômetros, para obtenção dos deslocamentos transversais da seção. A Fig. 7.1 ilustra a instrumentação da amostra.

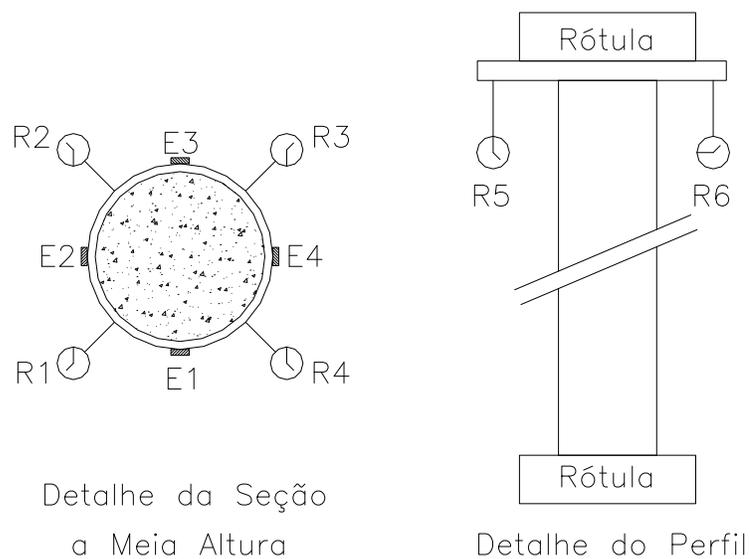


Figura 7.1 – Detalhe da Instrumentação das Amostras – Série RT

Além disso, foram dispostos dois relógios comparadores em uma chapa fina sobre o topo das colunas, para obtenção do deslocamento relativo ao encurtamento da coluna, devido à aplicação de carga axial.

As colunas foram submetidas à compressão axial, sendo o carregamento distribuído por toda a seção mista por meio de um macaco hidráulico disposto em uma estrutura de reação equipada com células de carga, com capacidades máximas de 2000 kN e 5000 kN.

A condição de vinculação adotada foi birrotulado, com isso, foram dispostas duas rótulas nas extremidades das colunas, garantindo essa configuração de vinculação. Para garantir-se compressão axial, a amostra deve estar a prumo.

O carregamento e as deformações obtidas pelos extensômetros foram gravados pelo sistema de aquisição de dados WIN 5000, instalado em um microcomputador no Laboratório de Estruturas, em intervalos curtos de tempo, geralmente de 3 a 5 segundos.

Os valores dos deslocamentos dos relógios comparadores foram lidos a cada 50 +/- 10 kN, a fim de se obter uma relação entre cargas e deslocamentos da seção mista em situação ambiente, até, no máximo, o valor da normal resistente de cálculo, dada na Tab. 7.1.

O ensaio foi encerrado, quando, à máxima velocidade do macaco hidráulico, houve declínio da carga resistida pela amostra. O valor da normal resistente foi tomado como o maior valor obtido no carregamento.

7.2.2 Ensaio em Situação de Incêndio

As amostras da série FC foram submetidas a ensaio de compressão axial, em conjunto, com a simulação de um incêndio padronizado dado pela curva temperatura x tempo fornecida pela norma ISO 834-1 (1999), por meio de um forno vertical elétrico composto por três módulos independentes, acoplado à estrutura de reação.

Cada módulo do forno possui diâmetro interno de 65 cm e altura útil de 105 cm. Sua temperatura máxima pode superar 1200 °C, numa taxa de aquecimento de aproximadamente 120 °C/min. Termopares de ponta estão instalados no forno, para obtenção de sua temperatura média e também, da temperatura na amostra. Nas Figs. 7.2 e 7.3 é apresentado o forno utilizado.

Os termopares estão ligados a um sistema de aquisição de dados, conectados a um microcomputador. Os *softwares* para o sistema foram desenvolvidos pela empresa Maitec, denominados, neste trabalho, de Fornos_Unicamp, para obtenção da temperatura média do forno, e Mux_Unicamp, para obtenção da leitura dos termopares próximos a amostra.



**Figura 7.2 – Forno Vertical Forno Vertical para ensaio de pilares
Laboratório de Estruturas – FEC – UNICAMP**



Figura 7.3 – Interior do 2º Módulo do Forno

O forno utilizado sofreu um reparo, em Fevereiro de 2008, sendo acoplado um novo módulo interno ao segundo módulo existente. Esse módulo dispõe de novas resistências e um espaço interno menor, o que, contribui para um aquecimento mais

eficiente da amostra, devido à menor distância entre as resistências (fonte de calor) e esta. A Fig. 7.4 mostra o interior do novo módulo instalado.

O módulo interno do forno tem diâmetro interno de 35 cm e altura útil de 100 cm e suas resistências atingem uma taxa de aquecimento de até 200 °C/min.



Figura 7.4 – Módulo interno do forno

As amostras dessa série estão representadas na Tab. 7.2, bem como, a carga solicitante prevista, obtida a partir do nível de carga. A série é identificada pela denominação, **FC-Ti-Cxx- η -j**, onde:

- **FC**: série *Fire Condition*, ensaios em situação de incêndio;
- **T**: seção tubular;
- **i**: Diâmetro da seção circular, tomado seu valor inteiro, 114 ou 168;
- **Cxx**: preenchimento por concreto de resistência à compressão xx, para o caso das colunas de referência 00, ou seja, sem preenchimento e, 25, ou seja, concreto 25 MPa;
- **η** : nível de carga utilizado, 30, 50 ou 70%;
- **j**: número da amostra, 1 ou 2.

Tabela 7.2 – Série de Ensaios sob situação de incêndio

Amostra	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Altura (mm)	N _{s,fi} (kN)
FC-T114-C00-30-1	114,3	6,4	1770	160,31
FC-T114-C00-30-2				267,18
FC-T114-C00-50-1				374,05
FC-T114-C00-50-2				
FC-T114-C00-70-1				
FC-T114-C00-70-2				
FC-T114-C25-30-1	114,3	6,4	1660	196,82
FC-T114-C25-30-2				328,04
FC-T114-C25-50-1				459,25
FC-T114-C25-50-2				
FC-T114-C25-70-1				
FC-T114-C25-70-2				
FC-T168-C00-30-1	168,3	6,4	2650	240,60
FC-T168-C00-30-2				401,01
FC-T168-C00-50-1				561,41
FC-T168-C00-50-2				
FC-T168-C00-70-1				
FC-T168-C00-70-2				
FC-T168-C25-30-1	168,3	6,4	2410	326,91
FC-T168-C25-30-2				544,85
FC-T168-C25-50-1				762,78
FC-T168-C25-50-2				
FC-T168-C25-70-1				
FC-T168-C25-70-2				

7.2.2.1 Procedimentos de Ensaio

Para instrumentação das amostras da série FC foram utilizados relógios automáticos e termopares. Os relógios automáticos estavam conectados a um sistema de aquisição de dados, para obtenção dos deslocamentos axiais da amostra, para tanto, os relógios foram instalados em uma chapa fina sobre o topo das colunas.

Para o ensaio das amostras desta série, é necessária uma cuidadosa preparação da amostra, que deve estar a prumo, garantindo-se apenas solicitação de

compressão axial. A condição de vinculação adotada, como na série anterior, foi birrotulado, garantida por duas rótulas dispostas nas extremidades da amostra.

Foram utilizados 4 termopares para controle de temperatura, um disposto junto à face do perfil e, os outros três para obtenção da temperatura do forno, disposto a 10 cm da amostra. A Fig. 7.5 demonstra a disposição dos termopares e relógios automáticos.

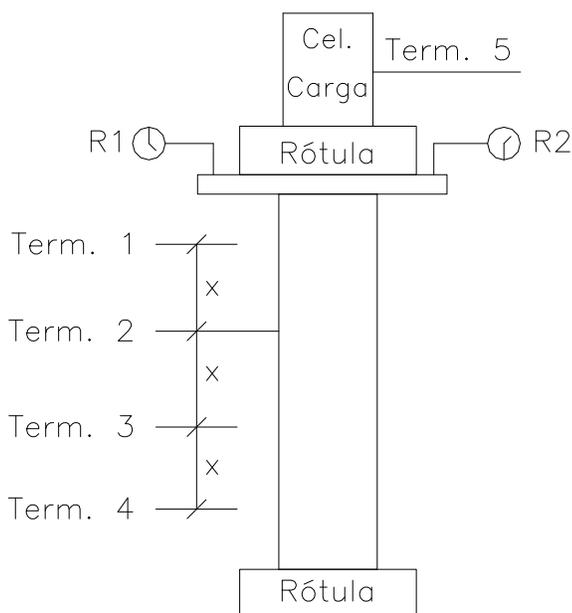


Figura 7.5 – Instrumentação das Amostras ao longo da altura – Série FC

Todas as amostras foram submetidas ao incêndio-padrão ao longo de 1,00 m em sua altura, já que, somente foi utilizado o módulo intermediário do forno. Para tanto, a amostra foi posicionada de modo que sua altura média coincidissem com a altura média do forno. Com isso, aqueceu-se o trecho “crítico” das amostras, sem prejuízo aparente para os resultados finais.

O forno foi vedado em todas as suas aberturas por meio de manta cerâmica, para que não houvesse troca de calor com o ambiente, o que prejudicaria os resultados e, também, porque a célula de carga disposta sobre a coluna, bem como, os relógios automáticos são sensíveis a temperaturas superiores a 50 °C, com isso, foi instalado

um termopar junto à célula de carga para verificação da variação de temperatura nesta. Um exemplo da vedação, realizada no forno, pode ser evidenciada na Fig. 7.6.



Figura 7.6 – Vedação externa do forno

A carga foi aplicada à amostra por meio de uma estrutura de reação, com macaco hidráulico e célula de carga com capacidade para 2000 kN. Os valores de carga e os deslocamentos dos relógios automáticos foram gravados, durante o ensaio, pelo sistema de aquisição de dados, em intervalos de 5 segundos.

A carga foi aplicada previamente à amostra e, mantida constante ao longo do ensaio, até que houvesse a ruptura da amostra, caracterizada pelos critérios descritos em 7.2.2.2.

O forno foi acionado após a obtenção da carga para ensaio, bem como, os sistemas de aquisição de leituras dos termopares. O forno foi desligado imediatamente após a constatação de ruptura da amostra.

Depois de constatada a ruptura, a carga solicitante foi aliviada, mas ainda mantida próxima de 50 a 100 kN, para que não houvesse escorregamento da rótula, o que poderia ocasionar acidentes.

A amostra foi resfriada dentro do próprio forno por aproximadamente 2 horas, tempo esse, previsto para que a mesma esteja à temperatura ambiente. A partir disso, a carga foi totalmente aliviada e a amostra foi retirada do forno.

7.2.2.2 Critérios de Ruptura

A norma brasileira ABNT NBR 5628:2001 prevê que o critério de ruptura para colunas seja por resistência mecânica e deformações. Esse método consiste em admitir que o tempo de resistência ao fogo seja dado por aquele, em que a amostra não resista mais ao carregamento imposto ou que, tenha um deslocamento transversal maior que o estipulado. A ABNT NBR 5628:2001 não determina qual o deslocamento transversal máximo.

Com isso, neste trabalho, serão utilizados os critérios de ruptura adotados pela norma ISO 834-1 (1999), a saber:

- Declínio da carga solicitante à amostra, quando da maior velocidade do macaco hidráulico;
- Encurtamento axial superior a $0,01 \cdot H$, sendo H , a altura da amostra, em mm;
- Taxa de encurtamento superior a $0,003 \cdot H$, dado num intervalo de tempo dt , em mm/min.

A resistência ao fogo da amostra será tomada como o menor tempo em que, a amostra atinja algum dos critérios, acima, estabelecidos.

O encurtamento axial, neste trabalho, foi considerado como o encurtamento do núcleo da amostra. Como no ensaio, os relógios automáticos estavam um pouco distantes das amostras, o valor do encurtamento, bem como da taxa de encurtamento, foram obtidos a partir de interpolações lineares realizadas após o ensaio.

Com isso, no ensaio, o critério de ruptura predominante foi o declínio de carga, após o ensaio, na análise dos resultados, foram verificados os outros dois critérios de ruptura e observado qual critério foi atingido em menor tempo. Esse tempo, foi adotado como o tempo de resistência ao fogo.

7.3 Caracterização dos Materiais

Os materiais para utilização nas amostras foram caracterizados a partir de normas brasileiras e internacionais em laboratórios especializados.

Para o perfil de aço foram retiradas amostras padronizadas, segundo a norma ASTM A370 (1992), sendo ensaiadas no Laboratório de Controle de Qualidade da empresa V & M do Brasil, em Belo Horizonte-MG, utilizando-se uma máquina de ensaio de tração por deformação controlada. Os resultados finais revelaram resistência ao escoamento $f_y = 303$ MPa para as amostras com diâmetro de 114,3 mm e, $f_y = 340$ MPa para as amostras com diâmetro de 168,3 mm. O módulo de deformação longitudinal informado pela empresa é de $E = 205000$ MPa.

O traço de concreto utilizado para obtenção da resistência característica a compressão de 25 MPa é dado na Tab. 7.3. O cimento utilizado é do tipo CP-II E-32 da marca Votoran. Foram realizadas duas concretagens, a primeira em 03/08/2007 para o preenchimento das amostras de diâmetro 114,3 mm e, a segunda em 10/01/2008 para o preenchimento das amostras de diâmetro 168,3 mm.

Tabela 7.3 – Traço de Concreto Utilizado

Material	Quantidade
Cimento	1,00 kg
Areia	3,00 kg
Brita 01	3,00 kg
Água	0,60 l/kg

A areia e a brita, utilizadas no traço foram caracterizadas em laboratório para determinação da massa unitária no estado solto – ABNT NBR 7251:1982, determinação da massa específica – ABNT NBR 9776:1987 e, determinação da composição granulométrica – ABNT NBR 7211:1983 e ABNT NBR 7217:1987. Os resultados encontrados estão dispostos na Tabs. 7.4 e 7.5 e Figs. 7.7 e 7.8.

Tabela 7.4 – Ensaio de Caracterização da Areia

Ensaio de Granulometria – NBR 7217		Dados Obtidos
Peneira (mm)	% Retida Acumulada	
9,5	0,0	MF: 2,10
6,3	0,6	D_{máx}: 2,4 mm
4,8	0,6	
2,4	1,8	Massa Unitária – NBR 7251
1,2	9,2	Y_{ap}: 1,573 kg/dm³
0,6	33,1	
0,3	69,6	Massa Específica – NBR 9776
0,15	96,1	Y_{ab}: 2,618 kg/dm³
Fundo	100,0	

Notas: Todos os ensaios foram realizados com umidade h= 0%, após secagem em estufa por 24 horas, a 100 °C, verificando-se a constância de massa.
 MF: módulo de finura;
 D_{máx}: dimensão máxima característica do agregado

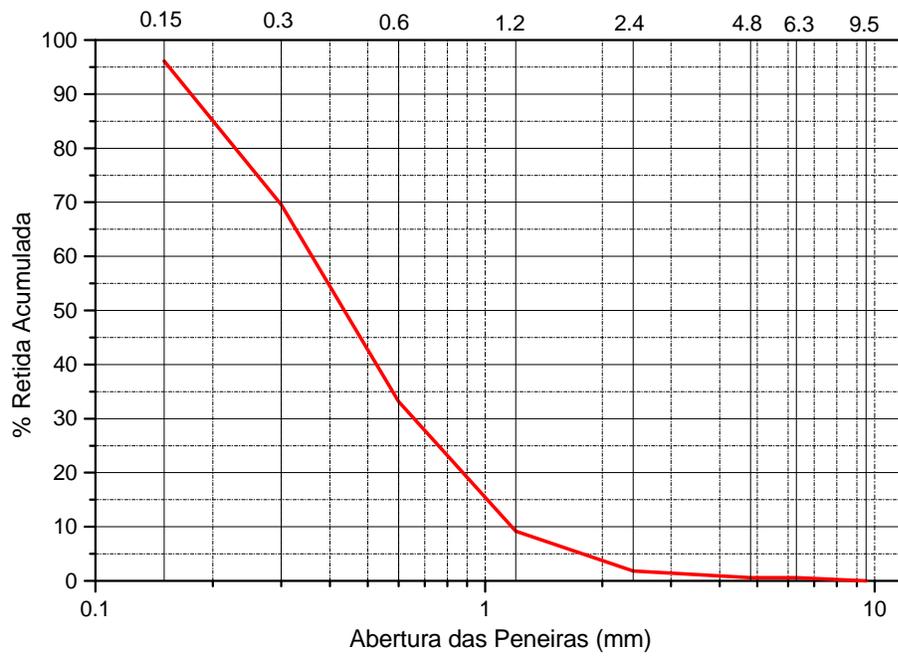


Figura 7.7 – Distribuição Granulométrica da Areia

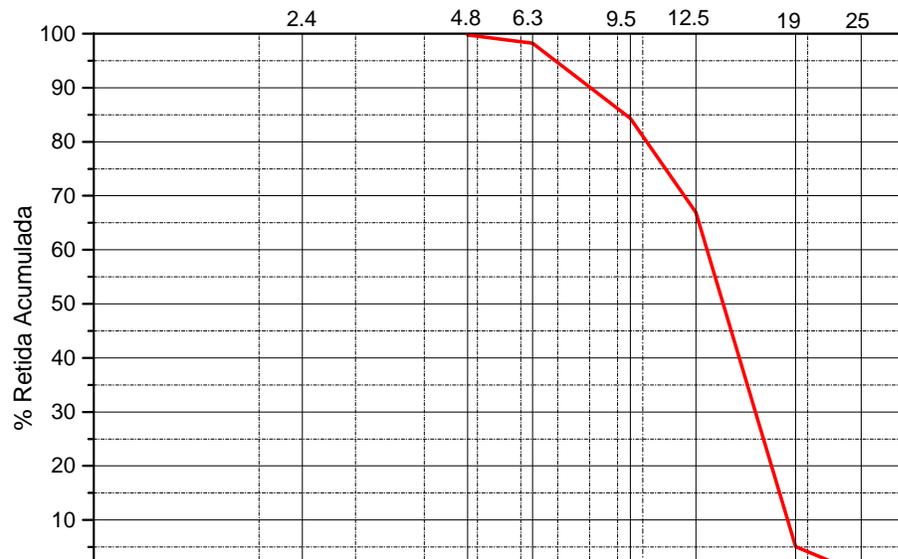


Figura 7.8 – Distribuição Granulométrica da Brita

Tabela 7.5 – Ensaio de Caracterização da Brita

Ensaio de Granulometria – NBR 7217		Dados Obtidos
Peneira (mm)	% Retida Acumulada	
25	0	MF: 6,89
19	5	D_{máx}: 19,0 mm
12,5	67	D_{mín}: 6,3 mm
9,5	84	
6,3	98	Massa Unitária – NBR 7251
4,8	100	Y_{ap}: 1,423 kg/dm ³
2,4	100	
1,2	100	Massa Específica
0,6	100	Y_{ab}: 2,689 kg/dm ³
0,3	100	
0,15	100	
Fundo	100	

Notas: Todos os ensaios foram realizados com umidade h= 0%.
 MF: módulo de finura;
 D_{máx}: dimensão máxima característica do agregado
 D_{mín}: dimensão mínima característica do agregado

O concreto utilizado passou por ensaios de resistência à compressão aos 7 e 28 dias – ABNT NBR 5739:1994, resistência à tração por compressão diametral – ABNT NBR 7222:1994 e, também, determinação do módulo de elasticidade secante – ABNT NBR 8522:2003. Foram retirados 12 corpos de prova de cada mistura realizada. Além disso, foi realizado ensaio de resistência à compressão, em data próxima, da realização dos ensaios das colunas mistas.

A mistura do concreto foi feita mecanicamente, em betoneira, e o preenchimento das amostras foi realizado de forma cuidadosa e com adensamento mecânico do concreto, por meio de vibrador de imersão. As amostras foram ensaiadas,

no mínimo, 28 dias após a concretagem, para estabilização da curva de resistência à compressão do concreto.

Nas Figs. 7.9, 7.10, 7.11 e 7.12 são apresentadas as etapas de uma das concretagens realizadas.



Figura 7.9 – Mistura do concreto em betoneira elétrica



Figura 7.10 – Posicionamento das amostras para concretagem



Figura 7.11 – Vista de algumas amostras concretadas



Figura 7.12 – Retirada de Corpos de Prova

As amostras e os corpos de prova foram acondicionados no interior do Laboratório de Estruturas da FEC-UNICAMP até a data dos ensaios, recebendo cura úmida ao longo de 28 dias, em ambiente apropriado.

Os resultados obtidos nos ensaios para determinação das propriedades mecânicas do concreto utilizado nas duas concretagens estão descritos na Tab. 7.6.

Tabela 7.6 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado

1ª Concretagem – 03/08/2007		2ª Concretagem – 10/01/2008	
Resistência à Compressão – ABNT NBR 5739:1994			
Dias	f_c (MPa)	Dias	f_c (MPa)
7	13,24	7	15,66
28	20,75	28	27,04
53	22,79	56	31,39
Resistência à tração na compressão diametral – ABNT NBR 7222:1994			
Dias	f_t (MPa)	Dias	f_t (MPa)
53	2,64	56	3,69
Módulo de Elasticidade Secante – ABNT NBR 8522:2003			
Dias	E_{cs} (MPa)	Dias	E_{cs} (MPa)
53	2094,25	56	2685,64

8 RESULTADOS E ANÁLISE

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais, bem como, a análise dos mesmos.

8.1 Ensaio em Situação Ambiente

Os resultados obtidos, em situação ambiente, para as amostras ensaiadas, estão apresentados na Tab. 8.1.

Na Fig. 8.1 são apresentadas as comparações realizadas entre os resultados obtidos, para as seções preenchidas e vazadas, bem como, quando do incremento do diâmetro externo do perfil de aço.

A partir dessa comparação verifica-se, um aumento de resistência última de 31,90% quando do preenchimento das colunas com diâmetro 114,3 mm e, de 42,74% quando do preenchimento das colunas com diâmetro 168,3 mm. Esses resultados comprovam a eficiência do preenchimento do núcleo das colunas de aço com concreto.

Tabela 8.1 – Resultados Obtidos – Série RT

Amostra	Data de Ensaio	Resistência do Concreto (MPa)	Carga de Ruptura (kN)	Carga Média de Ruptura (kN)
RT-T114-C00-1	02/08/2007	---	569,70	586,16
RT-T114-C00-2	06/08/2007	---	602,61	
RT-T114-C25-1	18/09/2007	22,79	788,12	773,16
RT-T114-C25-2	20/09/2007	22,79	758,20	
RT-T168-C00-1	14/02/2008	---	1025,10	1039,20
RT-T168-C00-2	14/02/2008	---	1053,30	
RT-T168-C25-1	28/02/2008	31,39	1532,10	1483,35
RT-T168-C25-2	29/02/2008	31,39	1434,60	

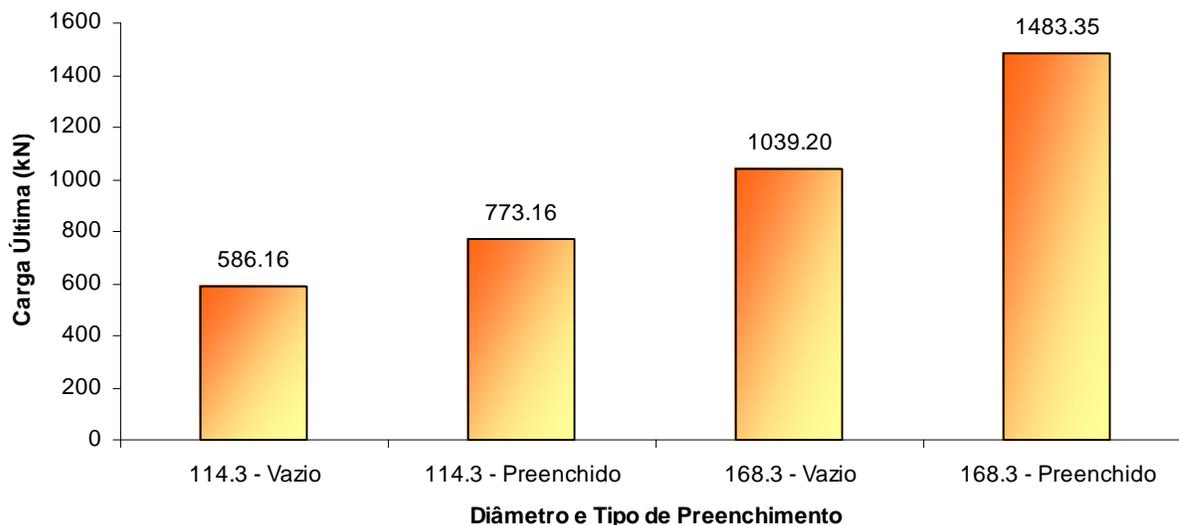


Figura 8.1 – Comparação dos resultados obtidos, em situação ambiente

Além disso, verifica-se, que com o incremento do diâmetro externo há um aumento de 77,29% quando da utilização de colunas de aço sem preenchimento e, de 91,86% quando da utilização de colunas de aço preenchidas com concreto.

Na Tab. 8.2 é apresentada a comparação entre os resultados obtidos, experimentalmente e, os resultados obtidos a partir da formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), igualando-se os coeficientes de segurança γ_i a 1,0 e, adotando-se os resultados obtidos experimentalmente para a resistência ao escoamento do aço, para a resistência à compressão do concreto e, seus respectivos módulos de deformação longitudinal.

Tabela 8.2 – Comparação Experimental x EUROCODE – Série RT

Amostra	Carga Média Experimental (kN)	Carga obtida pelo EUROCODE (kN)	$N_{R,exp}/N_{R,EUROCODE}$
RT-T114-C00	586,16	593,02	0,99
RT-T114-C25	773,16	757,43	1,02
RT-T168-C00	1039,20	985,15	1,05
RT-T168-C25	1483,35	1505,95	0,98
Notas:			
Para a série RT-T114-C25, $f_c= 2,279$ kN/cm ² , $E_c= 2094,25$ kN/cm ² , $f_y= 30,3$ kN/cm ² e $E_a= 20500$ kN/cm ²			
Para a série RT-T168-C25, $f_c= 3,139$ kN/cm ² , $E_c= 2685,64$ kN/cm ² , $f_y= 34,0$ kN/cm ² e $E_a= 20500$ kN/cm ²			

A partir da análise dos resultados demonstrados pela Tab. 8.2, pode-se verificar que, utilizando-se a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), suprimindo-se os coeficientes γ_i encontram-se valores bastante próximos dos obtidos, experimentalmente.

Com isso, pode-se afirmar que a formulação proposta é bastante adequada à utilização em colunas de aço e colunas mistas de aço preenchidas com concreto.

O modo de ruptura típico dessas amostras é por instabilidade global, como pode ser evidenciado pelas Figs. 8.2, 8.3, 8.4 e 8.5.



Figura 8.2 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T114-C00-1 à esquerda e, RT-T114-C00-2 à direita

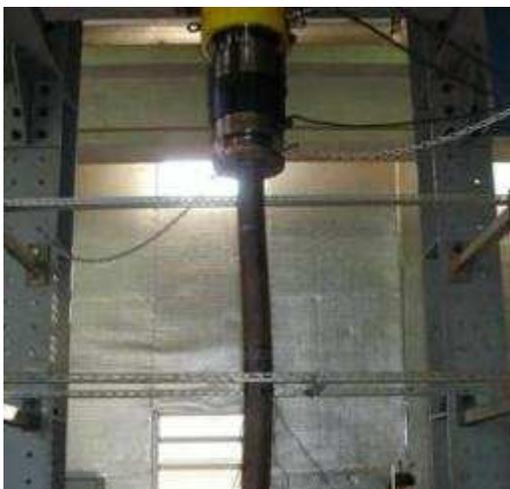


Figura 8.3 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T114-C25-1 à esquerda e, RT-T114-C25-2 à direita



Figura 8.4 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T168-C00-1 à esquerda e, RT-T168-C00-2 à direita



Figura 8.5 – Ruptura das amostras por instabilidade global. RT-T168-C25-1 à esquerda e, RT-T168-C25-2 à direita

Os deslocamentos axiais do núcleo das colunas foram obtidos por meio de dois relógios comparadores posicionados sobre o topo dessas. Como esses relógios ficaram distantes da amostra, geralmente, 10 cm, os deslocamentos axiais foram obtidos por meio de interpolação linear entre os valores de deslocamentos registrados ao longo do ensaio. Os resultados são apresentados nas Figs. 8.6, 8.7, 8.8 e 8.9.

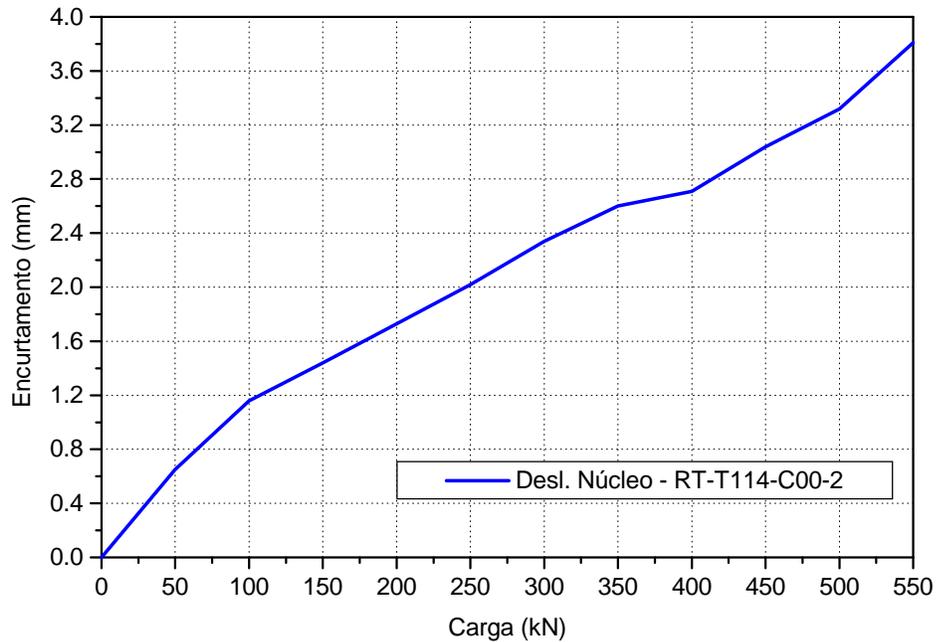


Figura 8.6 – Deslocamento axial – Amostra RT-T114-C00-2

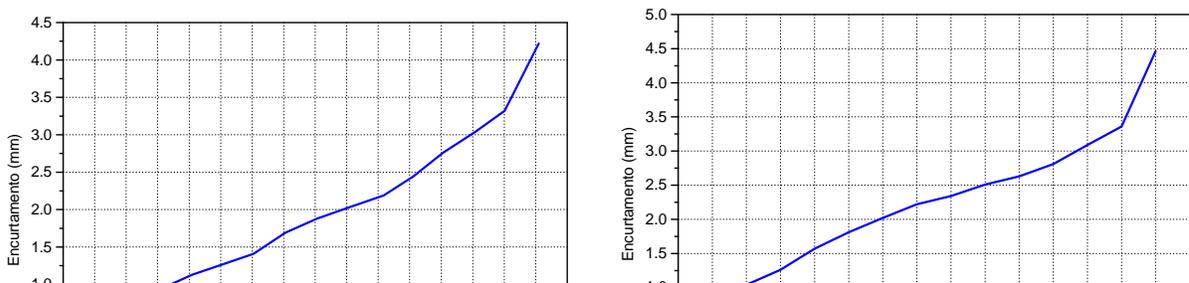


Figura 8.7 – Deslocamento axial – Amostras RT-T114-C25-1 e RT-T114-C25-2

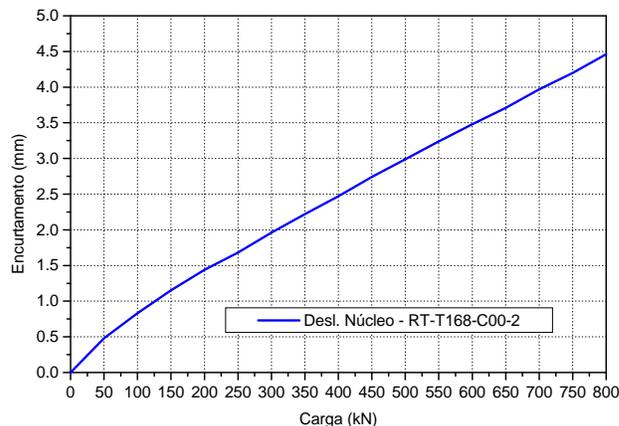
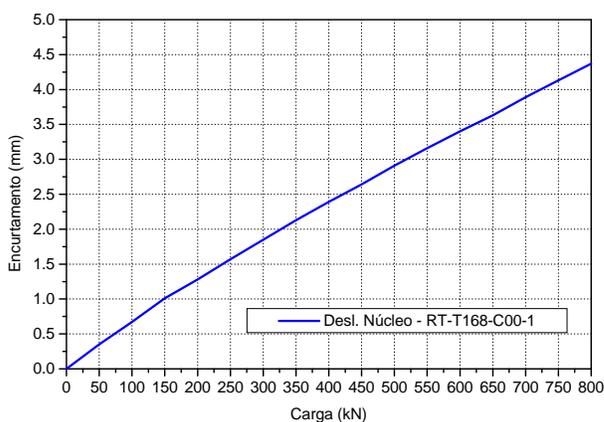


Figura 8.8 – Deslocamento axial – Amostras RT-T168-C00-1 e RT-T168-C00-2

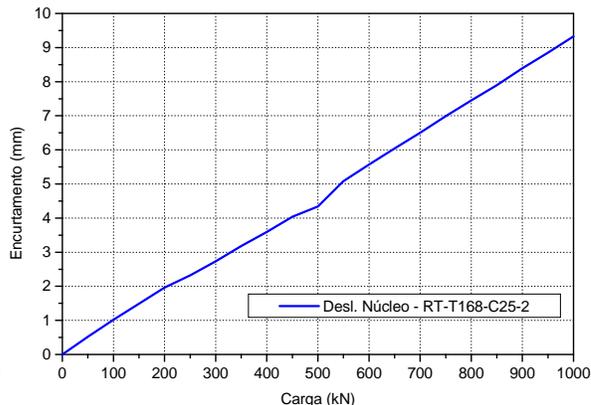
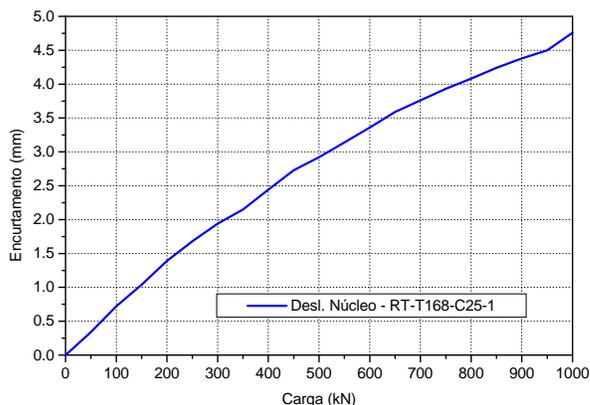


Figura 8.9 – Deslocamento axial – Amostras RT-T168-C25-1 e RT-T168-C25-2

A partir dos resultados apresentados para deslocamento axial pode-se verificar que, as amostras apresentaram encurtamentos axiais bastante próximos, exceto a amostra RT-T168-C25-2 que, apresentou encurtamento axial duas vezes superior às demais amostras ensaiadas. Isso pode indicar algum erro na precisão da leitura dos relógios comparadores, já que, as amostras apresentaram carga de ruptura bastante próxima.

As leituras dos extensômetros elétricos indicaram deformações, praticamente lineares, em todas as amostras ensaiadas, até o ponto de ruptura, indicado pela máxima carga aplicada. As Figs. 8.10, 8.11, 8.12 e 8.13 evidenciam esse comportamento das seções ensaiadas.

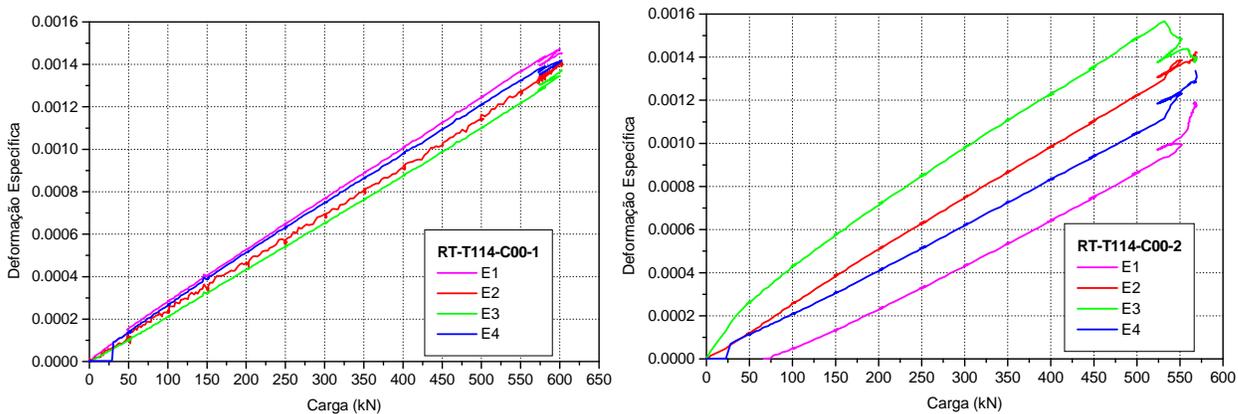


Figura 8.10 – Deformação Específica – Amostras RT-T114-C00-1 e RT-T114-C00-2

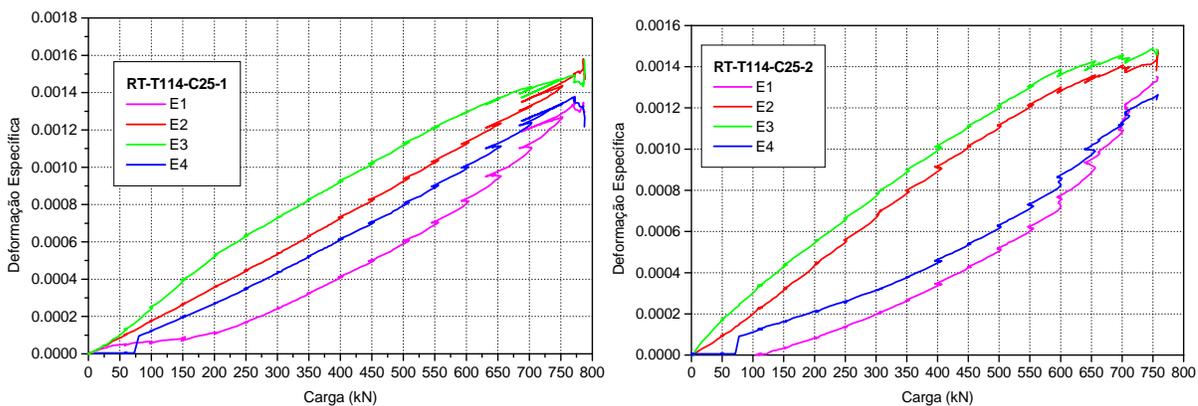


Figura 8.11 – Deformação Específica – Amostras RT-T114-C25-1 e RT-T114-C25-2

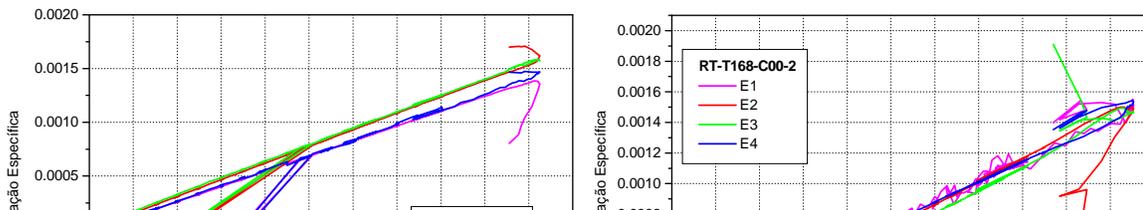


Figura 8.12 – Deformação Específica – Amostras RT-T168-C00-1 e RT-T168-C00-2

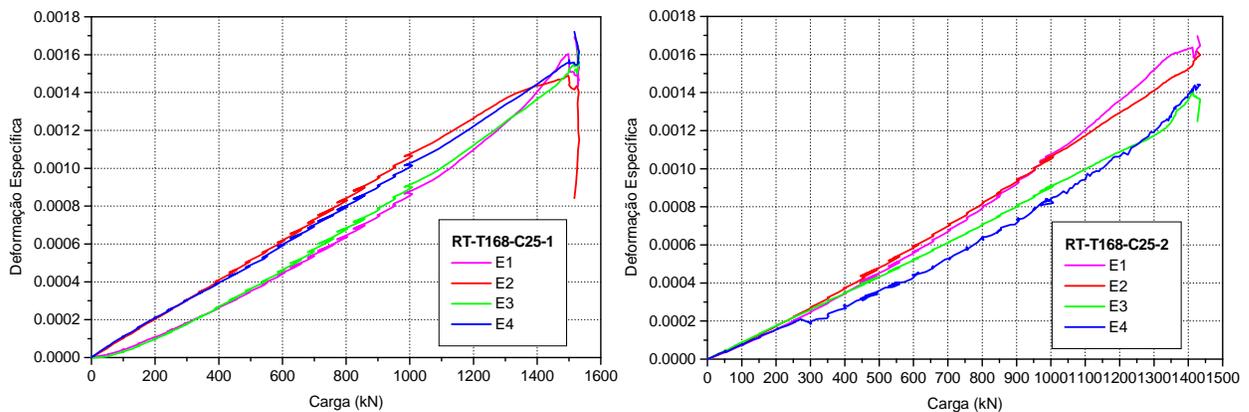


Figura 8.13 – Deformação Específica – Amostras RT-T168-C25-1 e RT-T168-C25-2

A partir dos resultados de deformação específica apresentados pode-se verificar que todas as amostras apresentaram valores bastante parecidos, no intervalo de 0,0014 a 0,0016, ou seja, de 1,4‰ a 1,6‰, próximos ao valor considerado limite para o concreto, que é de 2,0‰, para estruturas mistas.

8.2 Ensaio em Situação de Incêndio

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, a temperatura ambiente, foram estabelecidas as cargas solicitantes em situação de incêndio, por meio da utilização dos níveis de carga de 30, 50 e 70% das cargas últimas registradas, a temperatura ambiente. Os resultados obtidos, experimentalmente, são apresentados na Tab. 8.3.

Para facilitar a análise dos resultados obtidos, esses foram divididos em duas séries, a de colunas de aço sem preenchimento e, a outra, para colunas de aço preenchidas com concreto. Nesses tópicos serão abordados os motivos do descarte de algumas amostras, assinaladas na Tab. 8.3.

Tabela 8.3 – Resultados Obtidos – Série FC

Amostra	Data de Ensaio	Carga de Ensaio (kN)	Resistência ao Fogo (min)		Tipo de Ruptura
			Amostra	Média	
FC-T114-C00-30-1	08/04/2008	175,85	19,5	19,0	Global
FC-T114-C00-30-2	08/04/2008	175,85	18,5		Global
FC-T114-C00-50-1	28/08/2007	293,08	-----	14,0	-----
FC-T114-C00-50-2	10/04/2008	293,08	14,0		Global
FC-T114-C00-70-1	05/09/2007	410,31	-----	12,0	-----
FC-T114-C00-70-2	10/04/2008	410,31	12,0		Global
FC-T114-C25-30-1	15/04/2008	231,95	-----	-----	-----
FC-T114-C25-30-2	29/05/2008	231,95	-----		-----
FC-T114-C25-50-1	25/09/2007	386,58	25,0	26,0	Global
FC-T114-C25-50-2	09/10/2007	386,58	27,0		Global
FC-T114-C25-70-1	27/09/2007	541,21	20,5	20,5	Global
FC-T114-C25-70-2	15/04/2008	541,21	20,5		Global
FC-T168-C00-30-1	17/04/2008	311,76	16,0	16,7	Global
FC-T168-C00-30-2	18/04/2008	311,76	17,4		Global
FC-T168-C00-50-1	17/04/2008	519,60	10,5	10,8	Global
FC-T168-C00-50-2	18/04/2008	519,60	11,0		Global
FC-T168-C00-70-1	17/04/2008	727,44	6,5	6,5	Global
FC-T168-C00-70-2	18/04/2008	727,44	6,5		Global
FC-T168-C25-30-1	22/04/2008	445,01	32,0	32,0	Local
FC-T168-C25-30-2	30/05/2008	445,01	-----		-----
FC-T168-C25-50-1	22/04/2008	741,68	25,0	23,0	Local
FC-T168-C25-50-2	24/04/2008	741,68	21,0		Global
FC-T168-C25-70-1	22/04/2008	1038,35	9,0	11,0	Global
FC-T168-C25-70-2	24/04/2008	1038,35	13,0		Global

Nota: As amostras assinaladas com ----- tiveram seus resultados descartados deste trabalho, por não atenderem a alguns requisitos adotados na Metodologia Experimental que, serão abordados adiante.

8.2.1 Colunas de Aço sem Preenchimento

As colunas de aço sem preenchimento foram ensaiadas, em situação de incêndio, seguindo a metodologia proposta no capítulo 7 deste trabalho. Cabe salientar, que pela metodologia proposta, a verificação de temperaturas do forno é feita por termopares distantes 10 cm da amostra. Com isso, verifica-se, uma temperatura dos gases quentes na face da amostra um pouco menor que a temperatura do forno.

A ISO 834-1 (1999), ainda, admite que a leitura de temperaturas do forno seja feita a 10 ± 5 cm, o que resultaria em diferenças ainda maiores entre a temperatura registrada no forno e a temperatura dos gases na face da amostra. Para se manter um padrão confiável nos ensaios, manteve-se a distância de 10 cm em todos os ensaios.

Cabe salientar que, muitos trabalhos teóricos desenvolvidos consideram que a elevação de temperatura ao redor do elemento estrutural siga a curva-padrão ISO 834-1 (1999). Qualquer comparação desses trabalhos a este, resultaria em conclusões bastante diferentes.

A curva-padrão ISO 834-1 (1999) apresenta um ramo inicial bastante inclinado (primeiros 5 minutos), em que as temperaturas se elevam rapidamente, chegando a valores próximos a 580 °C. A mesma norma permite algumas variações de temperatura, ao longo do tempo, identificadas na Tab. 8.4, como limites inferior e superior.

Neste trabalho foram respeitados os limites de temperatura estabelecidos pela ISO 834-1 (1999), sendo para isso necessário realizar, em algumas amostras, um aquecimento prévio para que, com isso, as temperaturas registradas pelo forno nos primeiros cinco minutos respeitassem o estabelecido pela referida norma.

Tabela 8.4 – Limites de Temperatura – ISO 834-1 (1999)

Padrão ISO 834-1 (1999)			
Temp. Ambiente:		20 °C	
Tempo (s)	Temperaturas (°C)		
	ISO	limite inferior	limite superior
0	20.00	17.00	23.00
1	349.21	296.83	401.60
2	444.50	377.83	511.18
3	502.29	426.95	577.63
4	543.89	462.30	625.47
5	576.41	489.95	662.87
10	678.43	578.43	778.43
15	738.56	646.24	830.88
20	781.35	703.22	859.49
25	814.60	753.51	875.70
30	841.80	799.71	883.89
40	884.74	847.85	921.64
50	918.08	887.42	948.75
60	945.34	921.61	969.07
70	968.39	944.18	992.60
80	988.37	963.66	1013.08
90	1005.99	980.84	1031.14
100	1021.75	996.21	1047.30
110	1036.02	1010.12	1061.92
120	1049.04	1022.81	1075.27

Todas as amostras ensaiadas tiveram por critério de ruptura, a brusca queda de carga, quando imprimida a máxima velocidade no macaco hidráulico. Os outros critérios descritos no capítulo 7 foram avaliados e esses não ficaram caracterizados em nenhum dos ensaios.

Nesta seção, as colunas de aço ensaiadas, em situação de incêndio, terão seus resultados e análises apresentadas de forma singular e, depois, serão analisadas em conjunto.

8.2.1.1) Amostra FC-T114-C00-30-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 175,85 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 19,5 minutos.

Para determinação da temperatura no perfil de aço foram utilizadas as equações propostas pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) e descritas, neste trabalho, na seção 4.2.1 (p. 47). Na Fig. 8.14 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.15 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

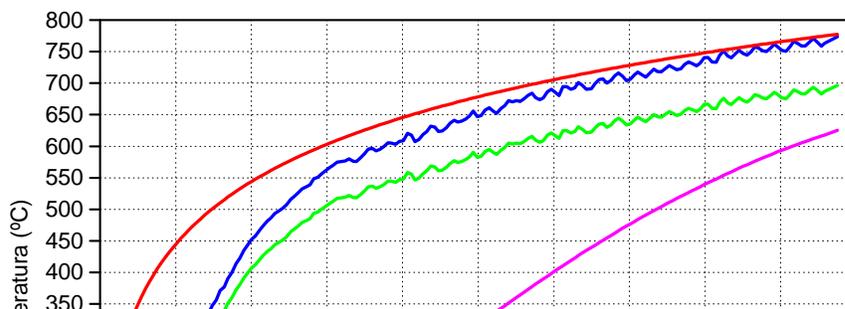


Figura 8.14 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-30-1



Figura 8.15 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-30-1

8.2.1.2) Amostra FC-T114-C00-30-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 175,85 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 18,5 minutos. Na Fig. 8.16 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.17 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

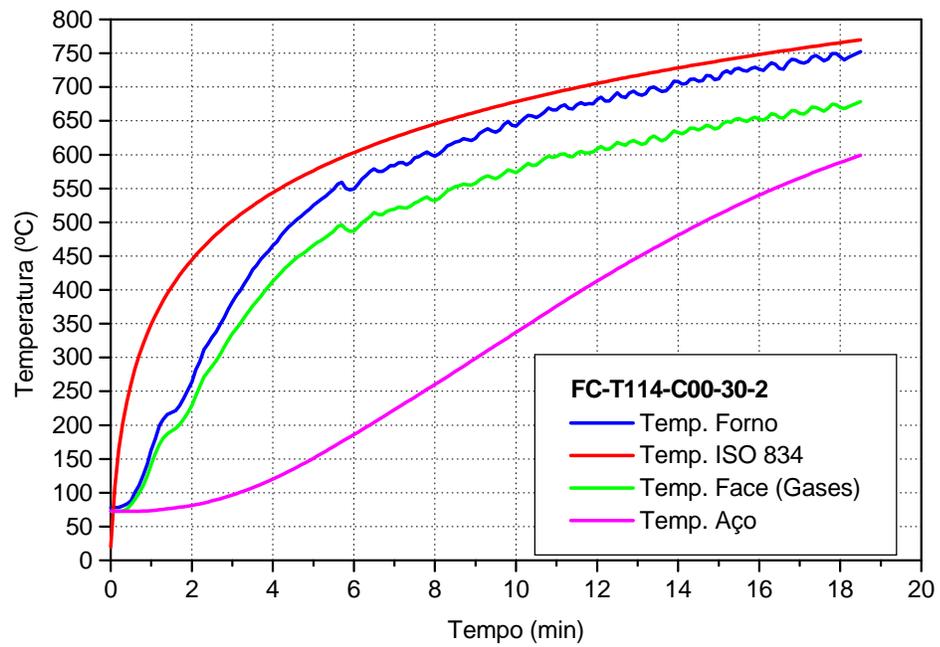


Figura 8.16 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-30-2



Figura 8.17 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-30-2

8.2.1.3) Amostra FC-T114-C00-50-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 293,08 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, com um pré-aquecimento. Durante o aquecimento, propriamente dito, o forno apresentou problemas em suas resistências e não conseguiu alcançar a temperatura desejada para os primeiros minutos de ensaio.

Para essa amostra, o forno atingiu 600 °C após, somente, 12 minutos de ensaio, sendo, portanto, descartada, para fins deste trabalho.

8.2.1.4) Amostra FC-T114-C00-50-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 293,08 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 14,0 minutos. Na Fig. 8.18 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.19 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

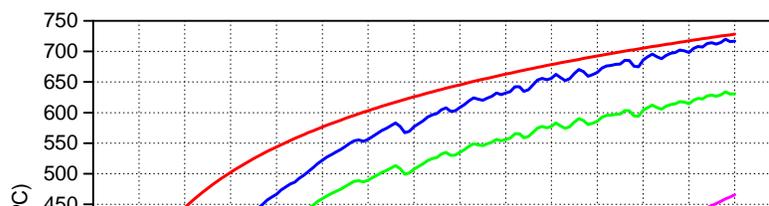


Figura 8.18 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-50-2



Figura 8.19 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-50-2

8.2.1.5) Amostra FC-T114-C00-70-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 410,31 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, com um pré-aquecimento. Durante o aquecimento, propriamente dito, o forno apresentou problemas em suas resistências e não conseguiu alcançar a temperatura desejada para os primeiros minutos de ensaio.

Para essa amostra, o forno atingiu 500 °C após, somente, 10 minutos de ensaio, sendo, portanto, descartada, para fins deste trabalho.

8.2.1.6) Amostra FC-T114-C00-70-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 410,31 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi

caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 12,0 minutos. Na Fig. 8.20 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.21 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

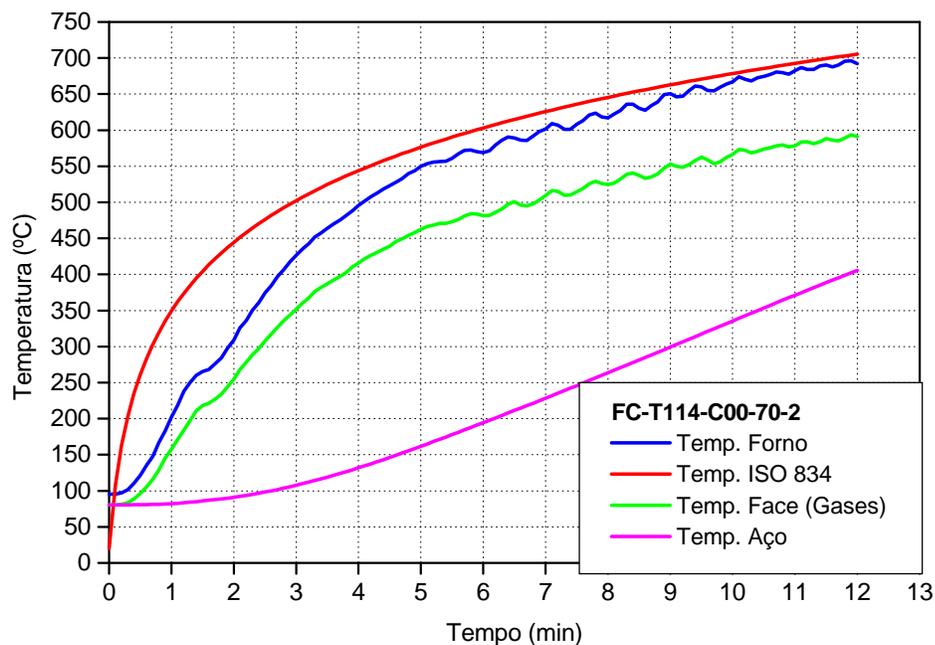


Figura 8.20 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C00-70-2



Figura 8.21 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C00-70-2

8.2.1.7) Amostra FC-T168-C00-30-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 311,76 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 16,0 minutos. Na Fig. 8.22 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.23 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

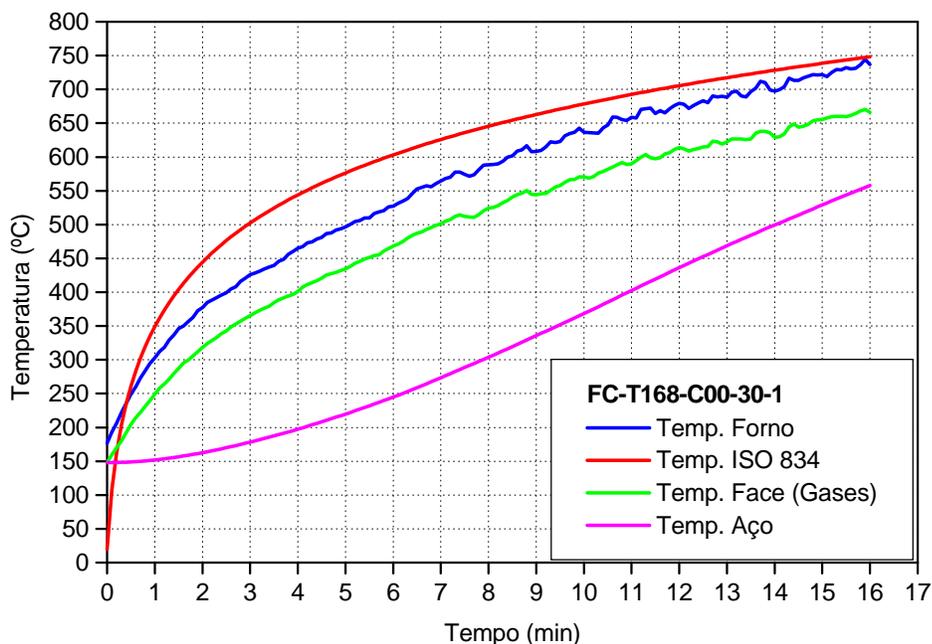


Figura 8.22 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-30-1



Figura 8.23 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C00-30-1

8.2.1.8) Amostra FC-T168-C00-30-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 311,76 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 17,4 minutos. Na Fig. 8.24 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra.

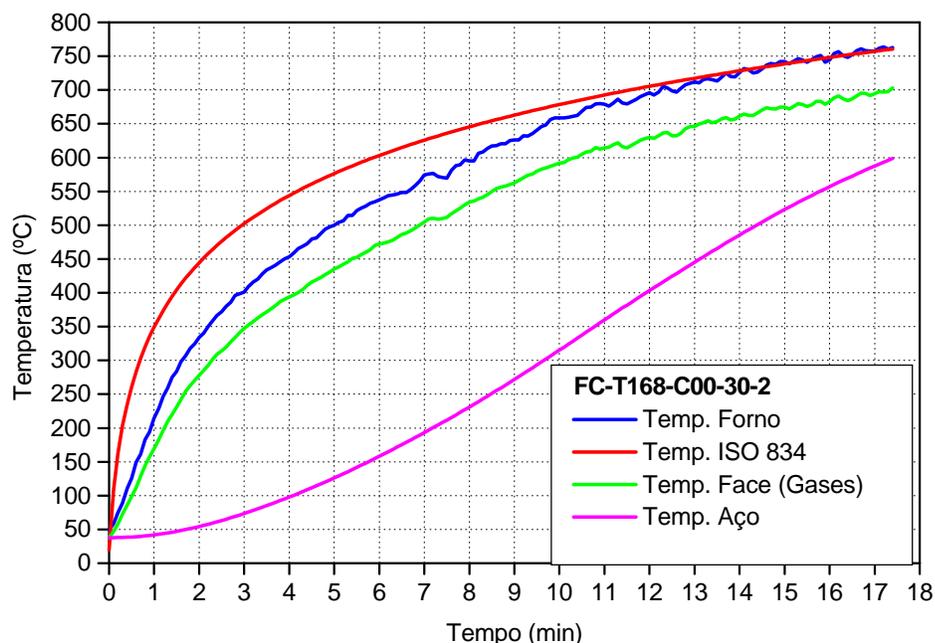


Figura 8.24 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-30-2

8.2.1.9) Amostra FC-T168-C00-50-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 519,60 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 10,5 minutos. Na Fig. 8.25 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.26 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

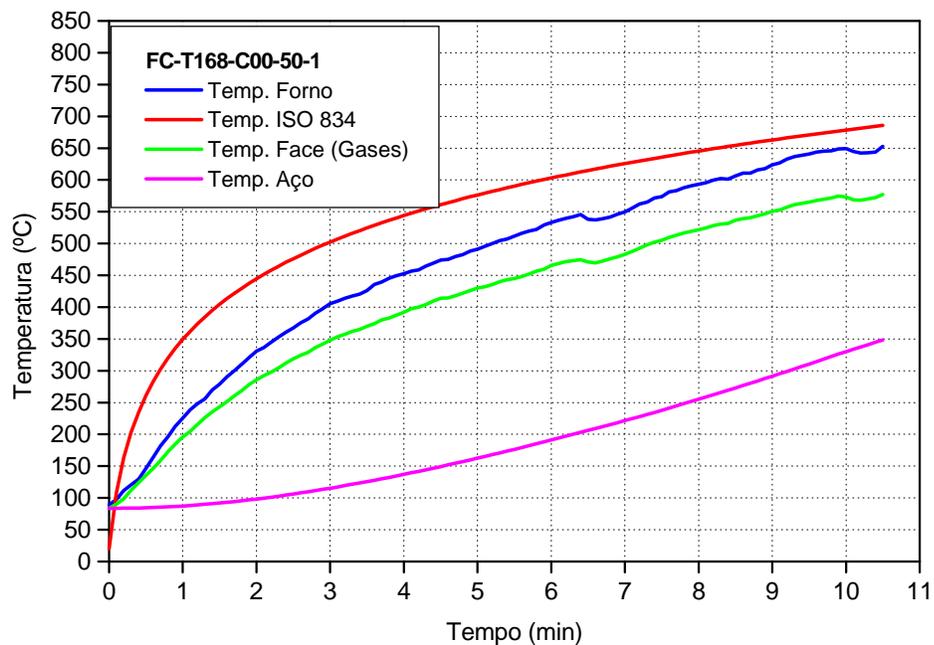


Figura 8.25 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-50-1



Figura 8.26 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C00-50-1

8.2.1.10) Amostra FC-T168-C00-50-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 519,60 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 11,0 minutos. Na Fig. 8.27 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra.

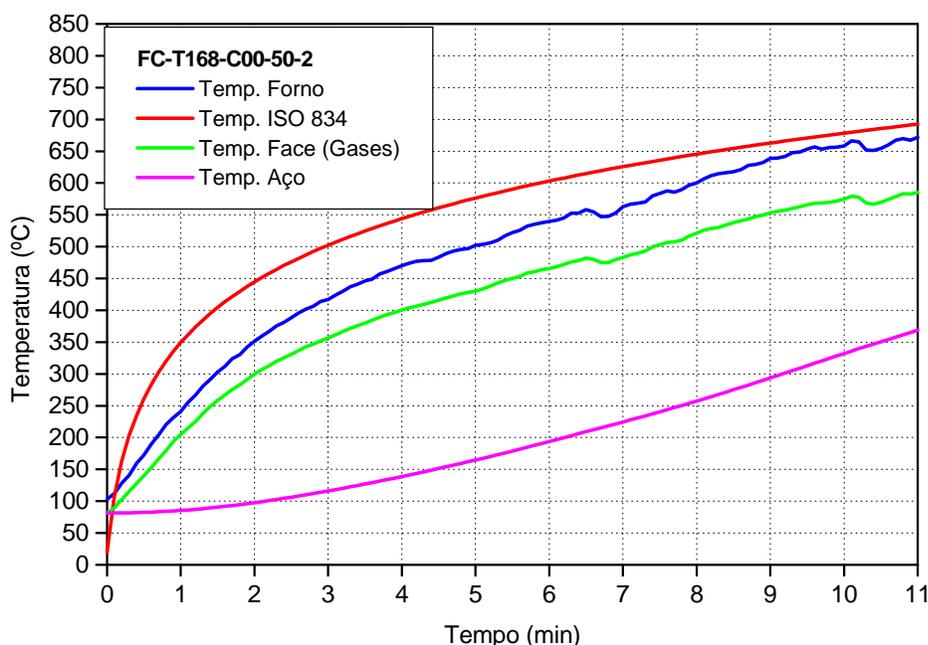


Figura 8.27 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-50-2

8.2.1.11) Amostra FC-T168-C00-70-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 727,44 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é

de 6,5 minutos. Na Fig. 8.28 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.29 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

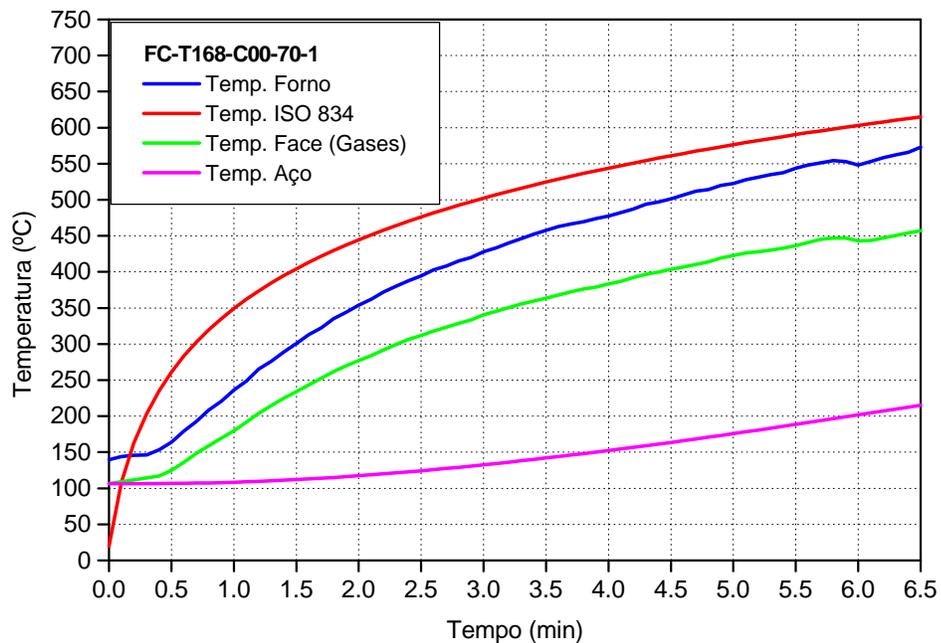


Figura 8.28 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-70-1



Figura 8.29 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C00-70-1

8.2.1.12) Amostra FC-T168-C00-70-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 727,44 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 6,5 minutos. Na Fig. 8.30 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra.

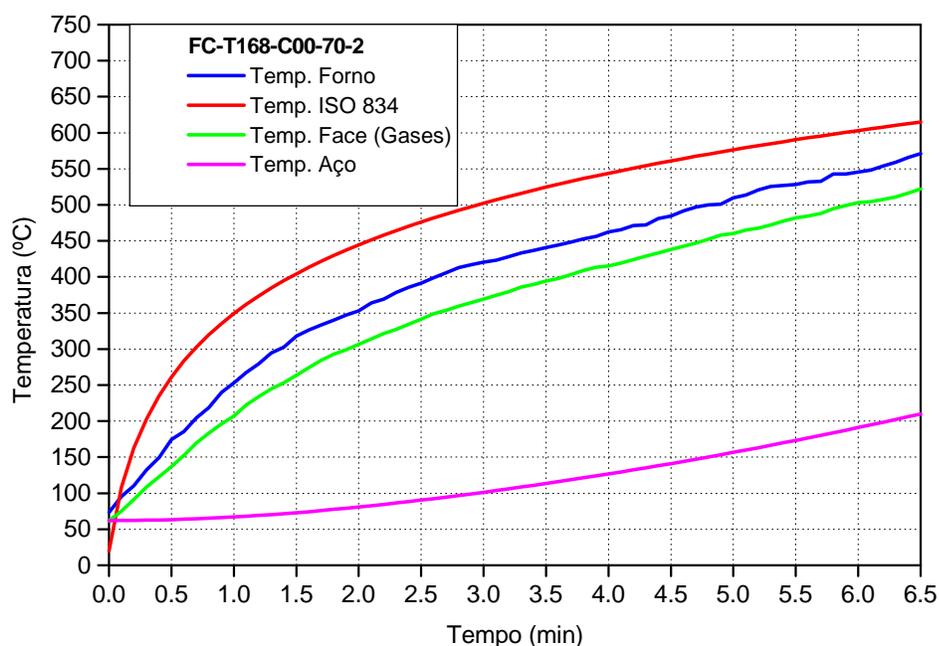


Figura 8.30 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C00-70-2

8.2.1.13) Análise de Resultados – Colunas de Aço

Para a análise dos resultados apresentados, para colunas de aço sem preenchimento, inicialmente, se abordará a variável nível de carregamento. A partir da literatura consultada, já se esperava, um declínio do tempo de resistência ao fogo da seção com o incremento do nível de carregamento.

Para a seção de diâmetro 114,3 mm, verifica-se um declínio no tempo de resistência ao fogo de 26,32% quando do incremento do nível de carregamento de 30% para 50% e, de 14,29% quando do incremento de 50% para 70%. Quando o incremento varia de 30% para 70%, o declínio registrado é de 36,84%. A Fig. 8.31 ilustra esse declínio.

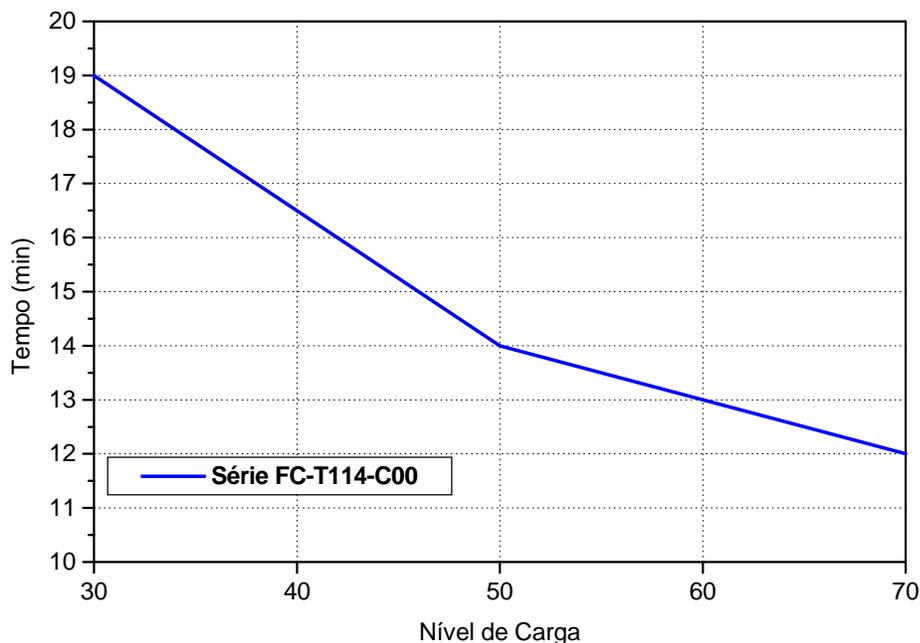


Figura 8.31 – Declínio do tempo de resistência ao fogo, em função do nível de carregamento da seção – Diâmetro 114,3 mm

Para a seção de diâmetro 168,3 mm, verifica-se um declínio no tempo de resistência ao fogo de 35,33 % quando do incremento do nível de carregamento de 30% para 50% e, de 39,81% quando do incremento de 50% para 70%. Quando o incremento varia de 30% para 70%, o declínio registrado é de 61,08%.

Isso significa que quando há uma solicitação de 70% da carga última, a seção resiste a aproximadamente um terço da resistência ao fogo, quando submetida a níveis de carregamento de 30%. A Fig. 8.32 ilustra o declínio do tempo de resistência ao fogo, quando do incremento do nível de carregamento.

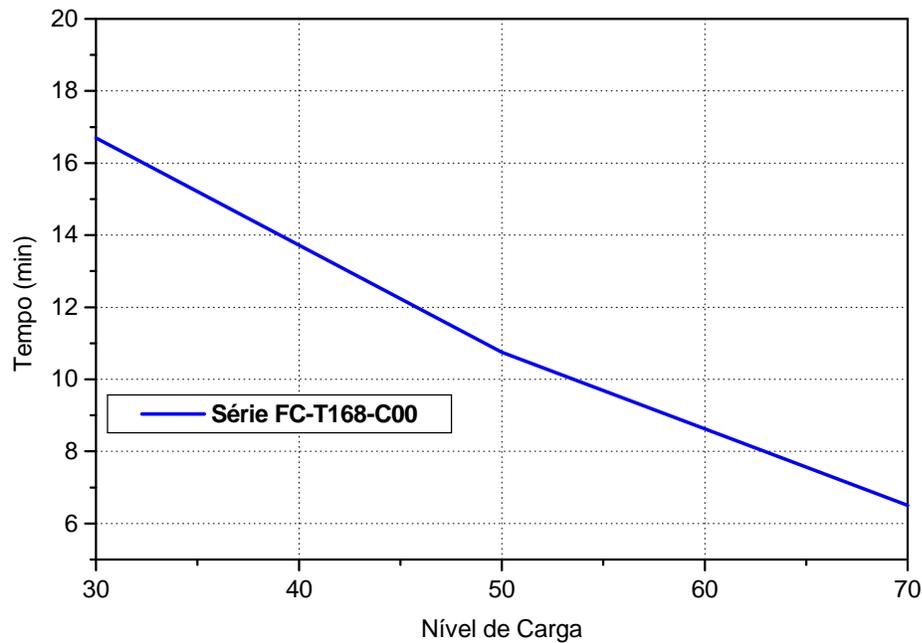


Figura 8.32 – Declínio do tempo de resistência ao fogo, em função do nível de carregamento da seção – Diâmetro 168,3 mm

Uma outra variável em estudo é o diâmetro da seção circular. Verifica-se que, neste trabalho, quando do incremento do diâmetro ocorreu uma diminuição no tempo de resistência ao fogo da seção com maior diâmetro e, conseqüentemente, com maior área e inércia e, neste caso, também, com maior resistência ao escoamento do aço.

Esse fato deve-se a escolha de manter-se fixo o índice de esbeltez reduzido das amostras para obtenção de um mesmo tipo de ruptura, no caso, instabilidade global da coluna. Essa mesma escolha influenciará os resultados das colunas mistas preenchidas.

Para se evitar esse fato, compreende-se que, para que houvesse aumento no tempo de resistência ao fogo das seções ensaiadas, deveria-se manter a altura em todas as amostras e, assim, variando-se, o índice de esbeltez reduzido.

Verifica-se, portanto, que a altura das amostras ensaiadas influencia os resultados e que, quanto maior for o comprimento efetivo de flambagem das colunas, menor será o tempo de resistência ao fogo da seção.

Os resultados obtidos, experimentalmente, foram comparados aos valores obtidos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2003). Para tanto, foram utilizadas as temperaturas máximas registradas nos perfis de aço e, os índices de redução de resistência e rigidez, dados no Capítulo 3 deste trabalho. Os resultados obtidos nessa comparação são apresentados na Tab. 8.5.

Tabela 8.5 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 3 1-2

Amostra	Temp. Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	Ensaio (kN)	Carga – EC-3 1-2	$N_{R,exp}/N_{R,EC-3}$
FC-T114-C00-30-1	625,1	0,4097	0,2648	175,85	169,94	1,04
FC-T114-C00-30-2	599,3	0,4723	0,3122	175,85	196,89	0,89
FC-T114-C00-50-2	465,6	0,8557	0,6344	293,08	368,54	0,80
FC-T114-C00-70-2	405,5	0,9878	0,6945	410,31	419,23	0,98
FC-T168-C00-30-1	557,6	0,6014	0,4330	311,76	426,26	0,73
FC-T168-C00-30-2	598,9	0,4735	0,3132	311,76	326,93	0,95
FC-T168-C00-50-1	348,4	1,0000	0,3132	519,60	717,77	0,72
FC-T168-C00-50-2	368,7	1,0000	0,7516	519,60	712,06	0,73
FC-T168-C00-70-1	215,2	1,0000	0,7313	727,44	750,09	0,97
FC-T168-C00-70-2	209,9	1,0000	0,8901	727,44	751,22	0,97

Ao analisar os resultados obtidos utilizando-se o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2003) verifica-se que, ao adotarmos as reduções de resistência e de módulo de deformação longitudinal do aço, em função da temperatura do perfil, os resultados são desfavoráveis à segurança da estrutura.

A única amostra que resultou favorável à segurança foi a FC-T114-C00-30-1, já seu par, FC-T114-C00-30-2 resultou desfavorável, tendo a razão carga experimental por carga teórica de 0,89.

Para as amostras com níveis de carregamento maiores verifica-se que os valores, obtidos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2003), aproximam-se bastante dos valores experimentais de carregamento. Já as amostras com nível de carregamento de 50% apresentam os resultados mais discrepantes.

Uma razão para essa discrepância pode estar no fato de, nenhuma das amostras ensaiadas, terem atingido o tempo mínimo de resistência ao fogo, adotado pela norma européia e, também pela ABNT NBR 14432:2000, a saber TRRF igual a 30 minutos. A formulação proposta deve estar ajustada para valores de TRRF maiores que os obtidos, experimentalmente. Com isso, as temperaturas nos perfis seriam maiores e, as equações seriam válidas.

Como dito anteriormente, o TRRF mínimo adotado é de 30 minutos. As amostras, aqui ensaiadas, não alcançaram esse tempo, preconizado pelas normas de dimensionamento. Com isso, mantendo-se, esses diâmetros, uma possível solução seria diminuir o nível de carregamento imposto, em situação de incêndio, o que proporcionariam um prejuízo econômico na utilização dessas seções.

Outra explicação para tal fato deve-se a grande variação nas temperaturas, quando os tempos são inferiores a 30 minutos. Durante o aquecimento, segundo a curva ISO 834-1 (1999) chega-se a registrar diferenças de temperaturas superiores a 100 °C em intervalos de tempo de apenas 1 minuto.

Ainda, pode-se relacionar a discrepância encontrada entre os resultados teóricos e os experimentais ao fator de imperfeição – α . Se o fator de imperfeição for tomado maior do que o adotado obteriam-se resultados mais favoráveis à segurança.

Uma solução mais viável, seria a utilização de revestimentos contra-fogo nas seções, o que proporcionariam uma menor elevação de temperatura no perfil de aço, aumentando-se, com isso, a resistência ao fogo da seção.

8.2.2 Colunas Mistas de Aço Preenchidas com Concreto

As colunas mistas de aço preenchidas com concreto foram ensaiadas nas mesmas condições que as colunas de aço sem preenchimento. As temperaturas do forno e dos gases na face do perfil de aço foram gravadas, para fornecer dados à análise numérica desenvolvida por meio do *software* STC – SuperTempCalc.

Como dito, anteriormente, a proposta inicial compreendia o posicionamento de termopares no núcleo de concreto da amostra, mas essa proposta foi alterada, em virtude dos problemas encontrados com a liberação de vapor de água contida no concreto de preenchimento. Duas amostras foram descartadas devido a esse inconveniente e, serão relatadas adiante.

Nesta seção, as colunas mistas de aço preenchidas com concreto ensaiadas, em situação de incêndio, terão seus resultados e análises apresentadas de forma singular e, depois, serão analisadas em conjunto.

8.2.2.1) Amostra FC-T114-C25-30-1

Essa amostra foi, inicialmente, submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 231,95 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio do forno. Ao longo do ensaio, houve uma falha humana no controle de carregamento e, a carga atingiu um pico de aproximadamente 380 kN, vindo a romper bruscamente.

O tempo de resistência, registrado, até o infortúnio era de 18 minutos. Essa amostra foi descartada deste trabalho, devido à variabilidade no nível de carregamento.

8.2.2.2) Amostra FC-T114-C25-30-2

Seguindo a proposta inicial apresentada no Exame de Qualificação, essa amostra foi instrumentada com termopares posicionados no interior do núcleo de concreto, para a obtenção do campo de temperaturas neste. Foram posicionados três termopares internos, a meia altura da amostra, sendo um no meio da seção transversal, outro a um quarto do diâmetro e, outro na interface aço-concreto. A Fig. 8.33 mostra o posicionamento dos termopares na amostra.



Figura 8.33 – Posicionamento dos Termopares na Amostra

Após o posicionamento dos termopares, os furos deixados foram isolados com manta de fibra cerâmica. A amostra, então, foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 231,95 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem aquecimento prévio.

No início do ensaio, as leituras dos termopares estavam coerentes, até que, com aproximadamente 11 minutos, os resultados começaram a ter um desvio bastante grande, havendo inclusive, inversão de resultados, entre os termopares internos e

externos, ou seja, em algumas leituras os termopares externos registraram temperaturas menores que os termopares internos.

Esse fato é devido à liberação do vapor de água contida no concreto de preenchimento e começa a ocorrer quando a temperatura no núcleo de concreto atinge 100 °C. O vapor de água liberado interfere na leitura dos termopares e, ainda, provoca o resfriamento do forno.

Com isso, o aquecimento é mais lento e, a amostra registra um tempo de resistência ao fogo bastante superior ao tempo esperado. Nesse caso, o tempo total de ensaio, em situação de incêndio, foi de 47 minutos. A temperatura máxima atingida no ensaio não pode ser registrada com precisão.

A partir desses problemas registrados no ensaio, essa amostra foi descartada deste trabalho, devido ao não atendimento ao aquecimento proposto pela norma ISO 834-1 (1999). Ao final deste ensaio, dois dos termopares utilizados no ensaio estavam danificados e, tiveram que ser substituídos.

8.2.2.3) Amostra FC-T114-C25-50-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 386,58 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por cerca de 44 minutos. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 25 minutos a partir do final do período de aquecimento.

As temperaturas dos gases na face da amostra foram registradas por um termopar e, foram necessárias para a análise numérica desenvolvida. Na Fig. 8.34 são

apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.35 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

A análise numérica desenvolvida pelo *software* SuperTempCalc – STC é baseada nos mecanismos de transferência de calor entre os gases quentes distribuídos na face da amostra e a seção mista. Para seu desenvolvimento são informadas ao *software* as características geométricas da seção e a curva de elevação de temperatura em sua face.

O *software* SuperTempCalc tem aceitação internacional, devido à grande quantidade de ensaios experimentais desenvolvidos que comprovam a sua funcionalidade.

Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.36 e 8.37. As coordenadas indicadas na Fig. 8.36 têm como ponto inicial ($x=y=0,000$) o centro da amostra e, a última coordenada refere-se ao perfil de aço. Os pontos adotados na análise numérica justificam-se para a posterior utilização do Método de Lie & White (p. 72).

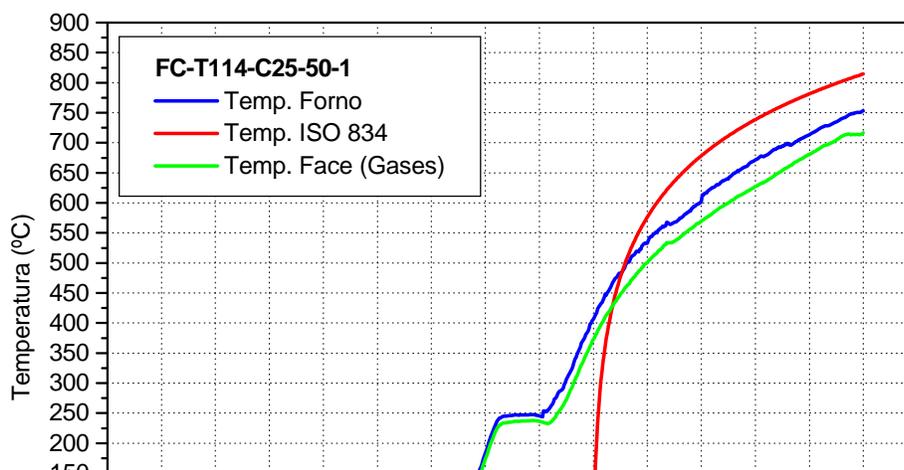


Figura 8.34 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-50-1



Figura 8.35 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C25-50-1

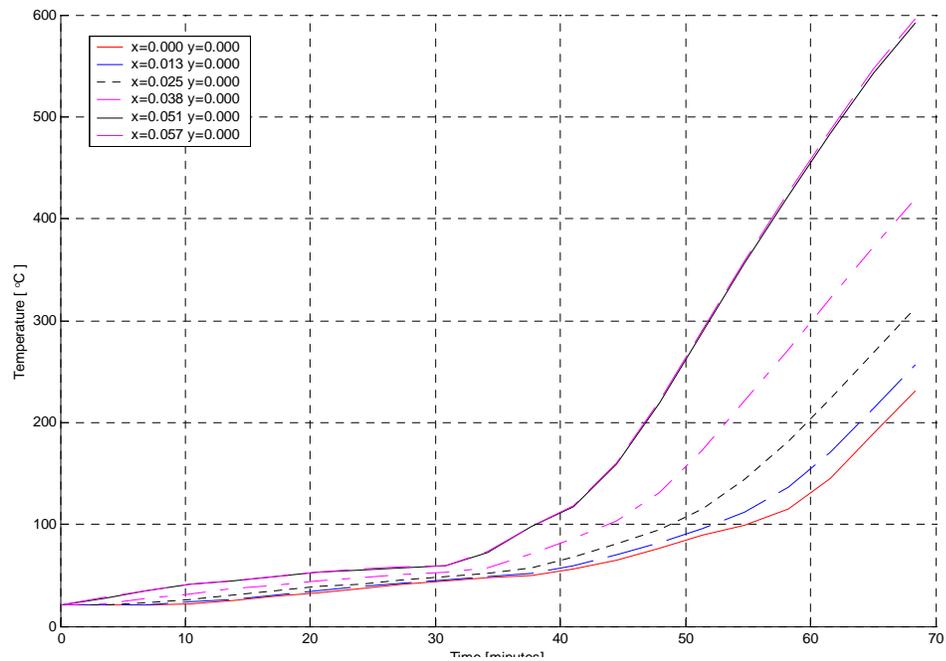


Figura 8.36 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-50-1

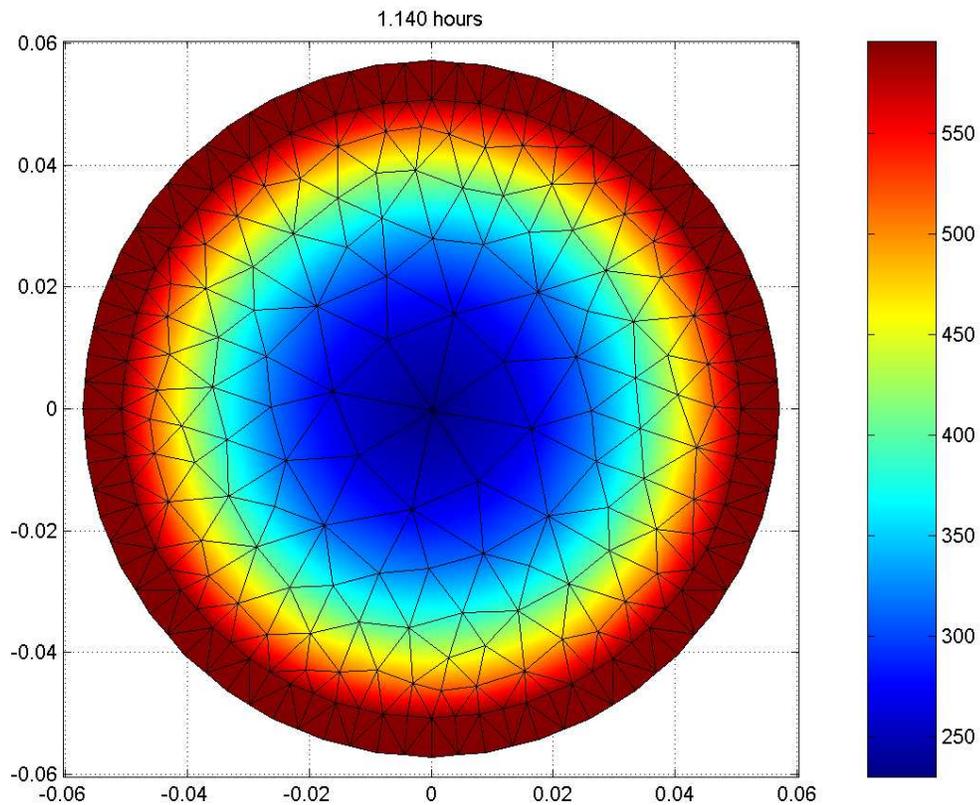


Figura 8.37 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-50-1

8.2.2.4) Amostra FC-T114-C25-50-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 386,58 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por cerca de 12 minutos. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado é de 27 minutos a partir do final do período de aquecimento.

Na Fig. 8.38 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.39 e 8.40.

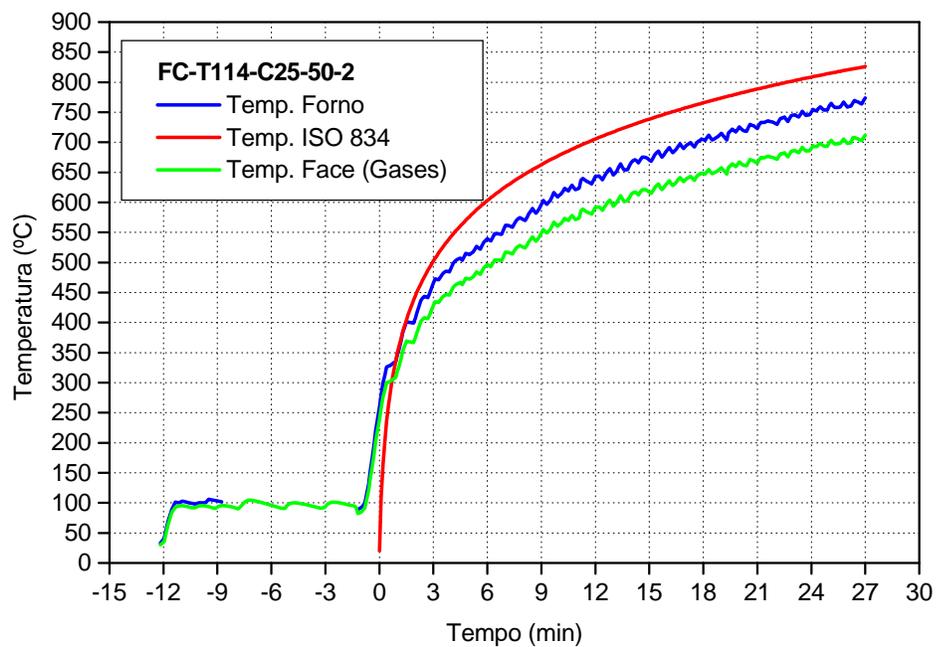


Figura 8.38 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-50-2



Figura 8.39 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-50-2

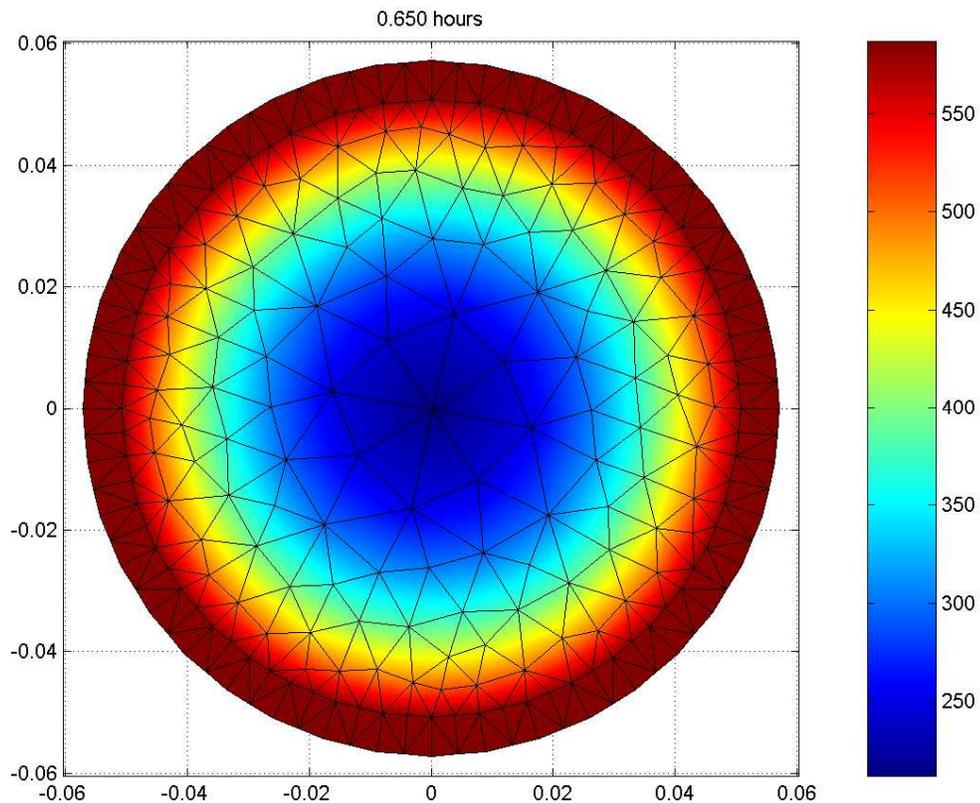


Figura 8.40 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-50-2

8.2.2.5) Amostra FC-T114-C25-70-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 541,21 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, com aquecimento prévio do forno por cerca de 2,5 minutos. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado foi de 20,5 minutos.

Na Fig. 8.41 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.42 e 8.43.

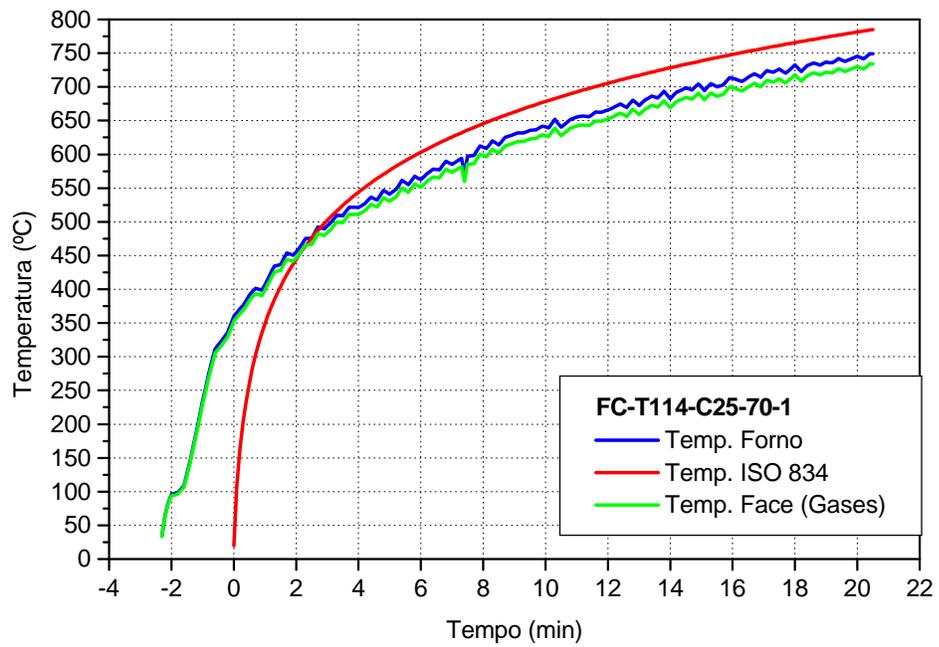


Figura 8.41 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-70-1

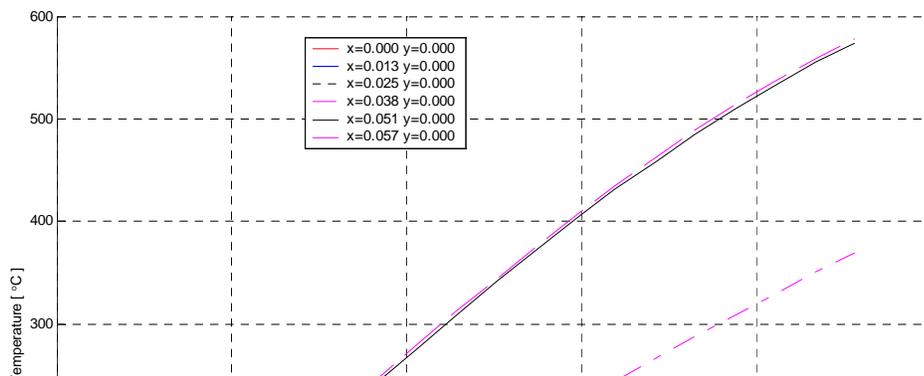


Figura 8.42 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-70-1

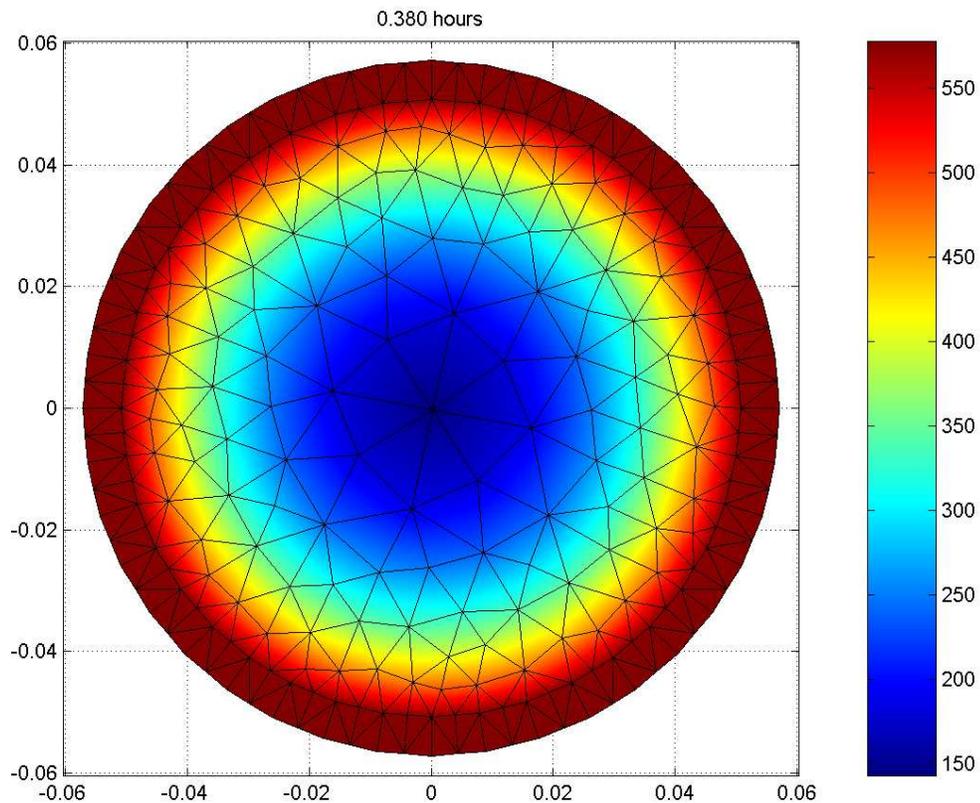


Figura 8.43 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-70-1

8.2.2.6) Amostra FC-T114-C25-70-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 541,21 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem pré-aquecimento do forno. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado foi de 20,5 minutos.

Na Fig. 8.44 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.45 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.46 e 8.47.

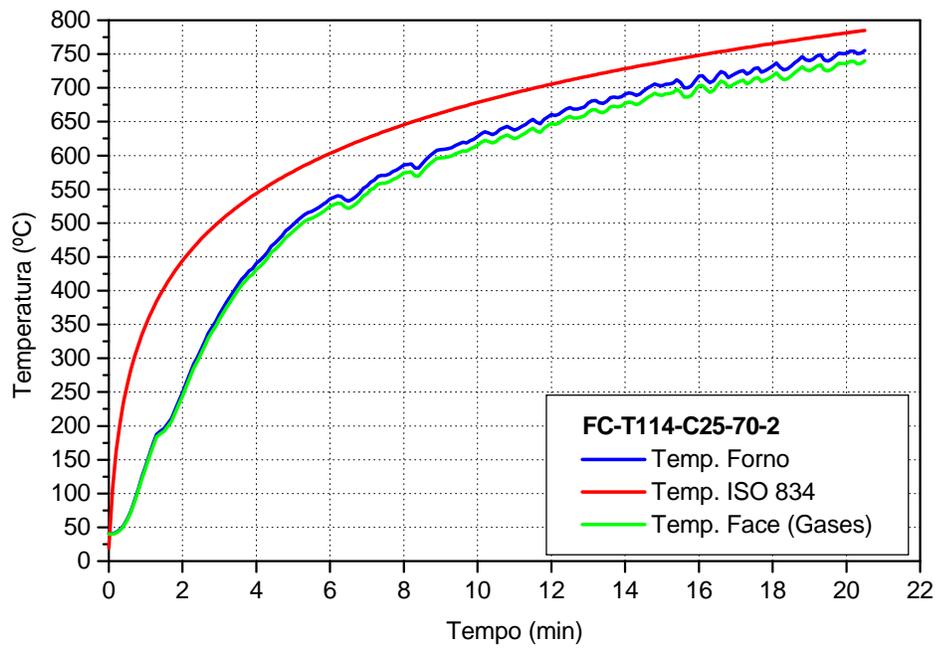


Figura 8.44 – Evolução de Temperaturas – FC-T114-C25-70-2



Figura 8.45 – Aspecto Final da Amostra – FC-T114-C25-70-2

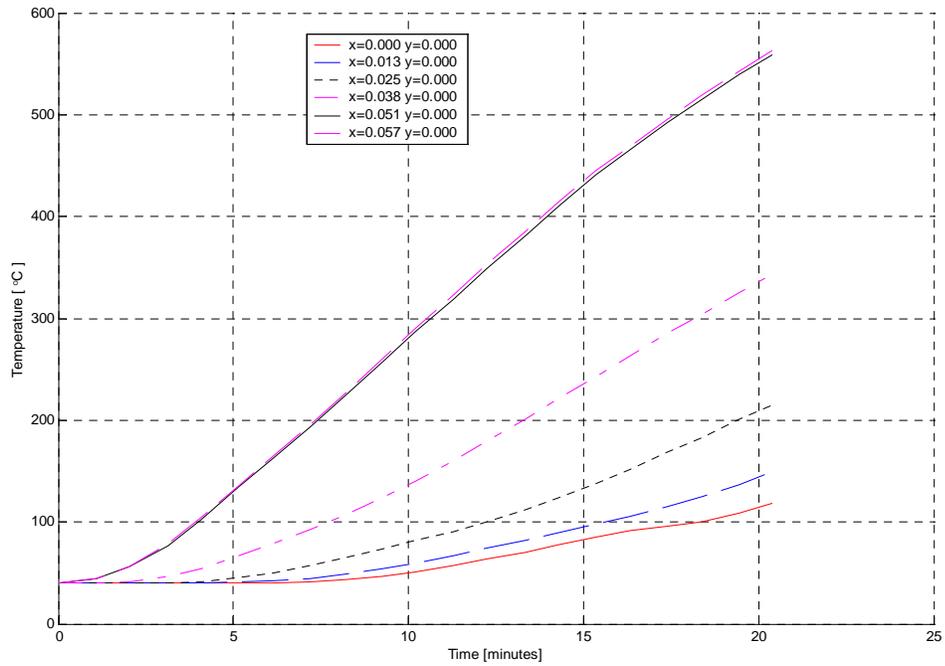


Figura 8.46 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T114-C25-70-2

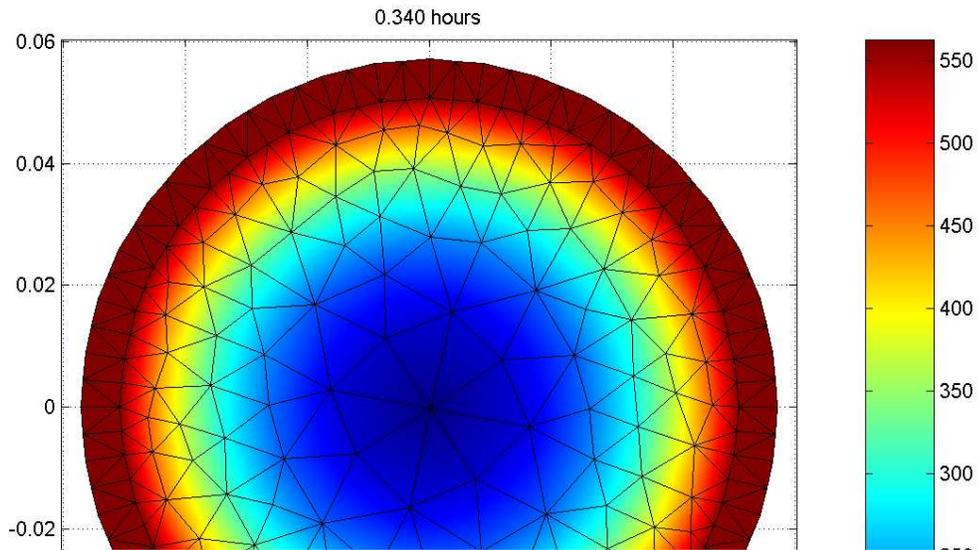


Figura 8.47 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T114-C25-70-2

8.2.2.7) Amostra FC-T168-C25-30-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 445,01 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem pré-aquecimento do forno. A amostra rompeu por esmagamento do concreto seguido de flambagem local do perfil de aço, caracterizando-se, também, após queda brusca de carga, a máxima velocidade do macaco hidráulico.

O tempo de resistência ao fogo alcançado por essa amostra foi de 32,0 minutos, sendo a única, de toda a série FC, a alcançar um tempo superior ao mínimo de norma, 30 minutos. Na Fig. 8.48 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.49 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio.

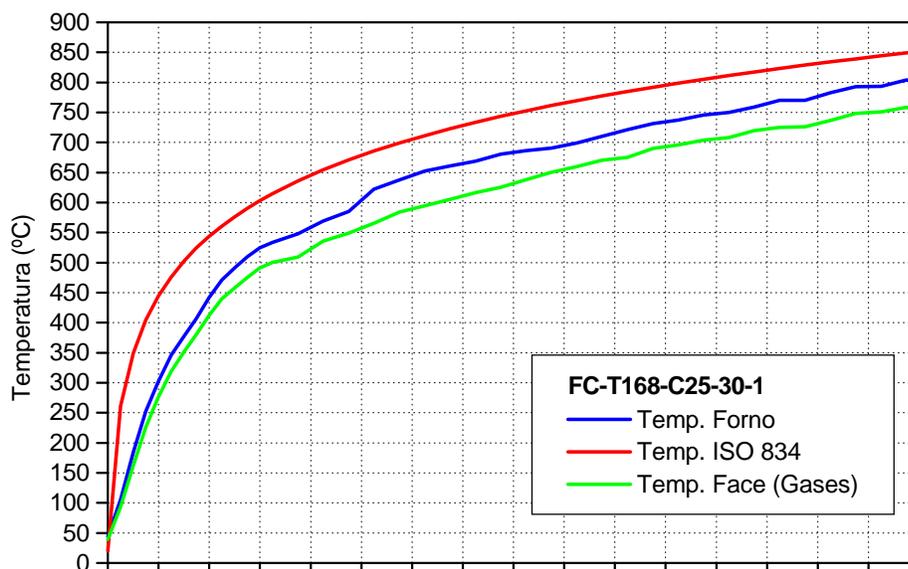


Figura 8.48 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-30-1



Figura 8.49 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-30-1, à esquerda aspecto geral, à direita, detalhe da flambagem local do perfil

Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.50 e 8.51.

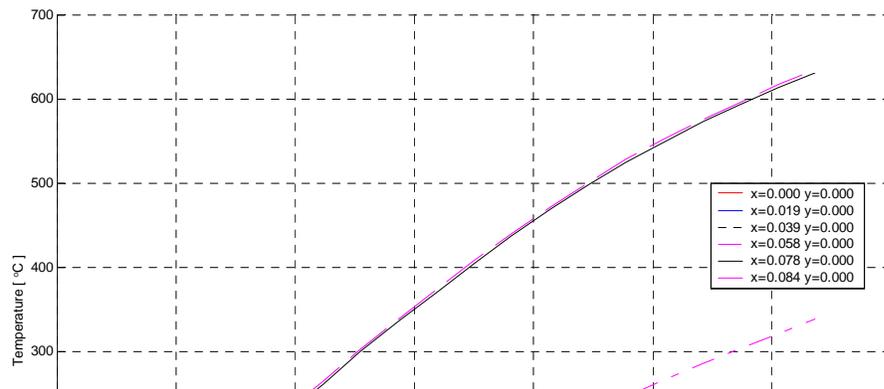


Figura 8.50 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-30-1

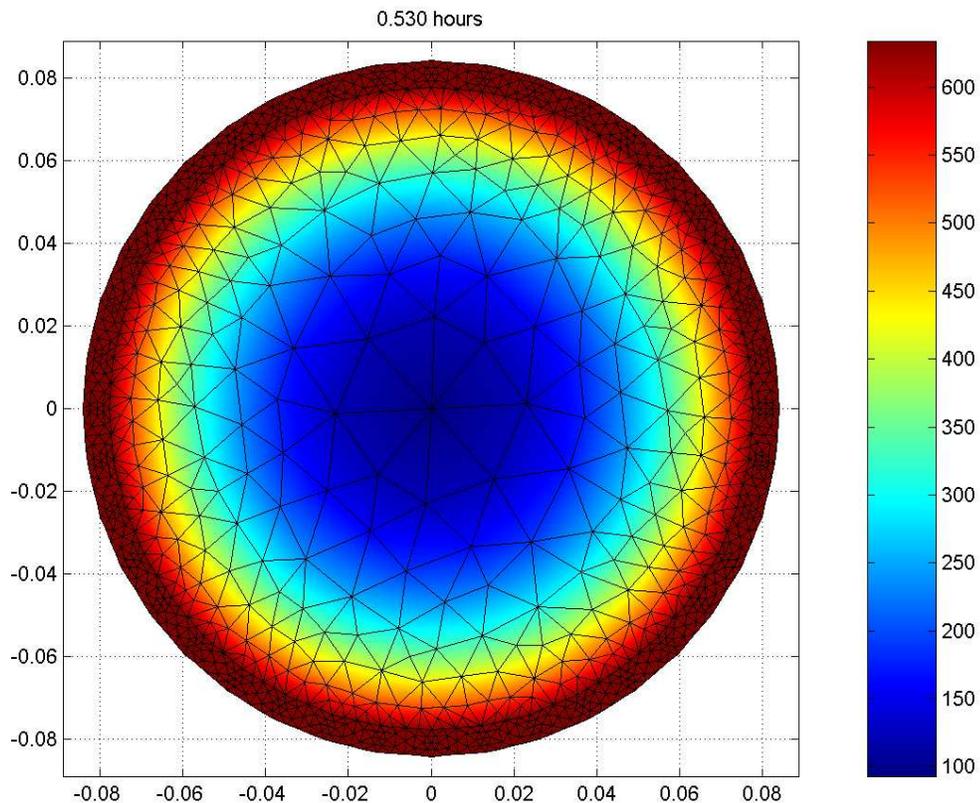


Figura 8.51 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-30-1

8.2.2.8) Amostra FC-T168-C25-30-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 30% de sua carga última, o que corresponde a 445,01 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem pré-aquecimento do forno. Essa amostra foi instrumentada com termopares posicionados no interior do núcleo de concreto, tal como, a amostra FC-T114-C25-30-2 e, da mesma forma, apresentou problemas devido à liberação de vapor de água no interior do forno.

A amostra rompeu por esmagamento do concreto seguido de flambagem local do perfil de aço, caracterizando-se, também, após queda brusca de carga, a máxima velocidade do macaco hidráulico, após um tempo de 69 minutos, bastante superior ao valor esperado.

Dessa forma, este ensaio também foi descartado deste trabalho, devido ao não atendimento ao aquecimento proposto pela norma ISO 834-1 (1999). A Fig. 8.52 demonstra o aspecto final da amostra.



Figura 8.52 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-30-2

8.2.2.9) Amostra FC-T168-C25-50-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 741,68 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, após pré-aquecimento do forno de 2 minutos. A amostra rompeu por esmagamento do concreto seguido de flambagem local do perfil de aço, caracterizando-se, também, após queda brusca de carga, a máxima velocidade do macaco hidráulico.

O tempo de resistência ao fogo alcançado por essa amostra foi de 25,0 minutos. Na Fig. 8.53 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.54 é apresentado o aspecto final da amostra, após

incêndio. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.55 e 8.56.

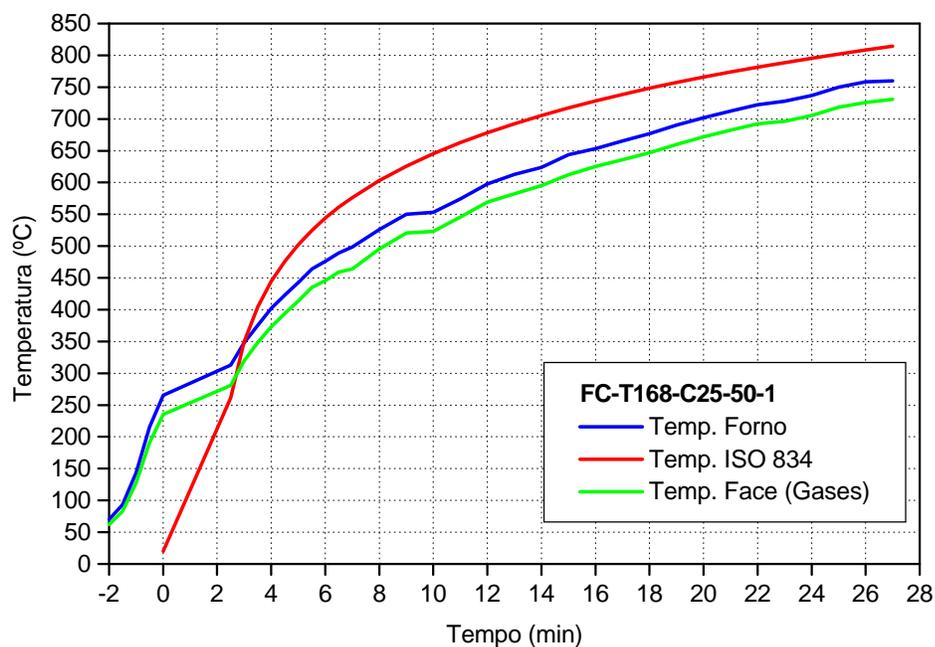


Figura 8.53 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-50-1



Figura 8.54 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-50-1

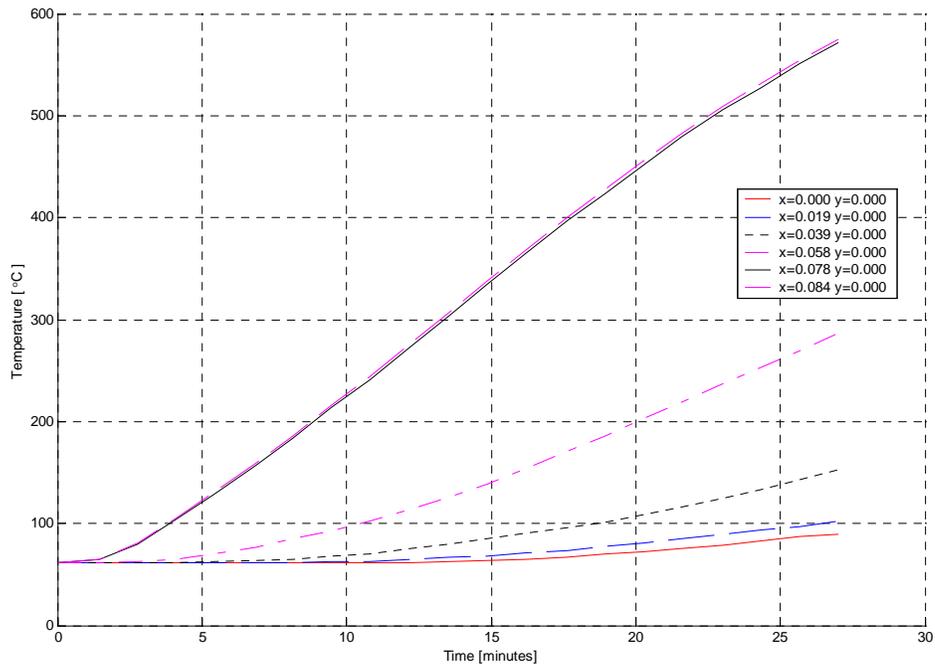


Figura 8.55 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-50-1

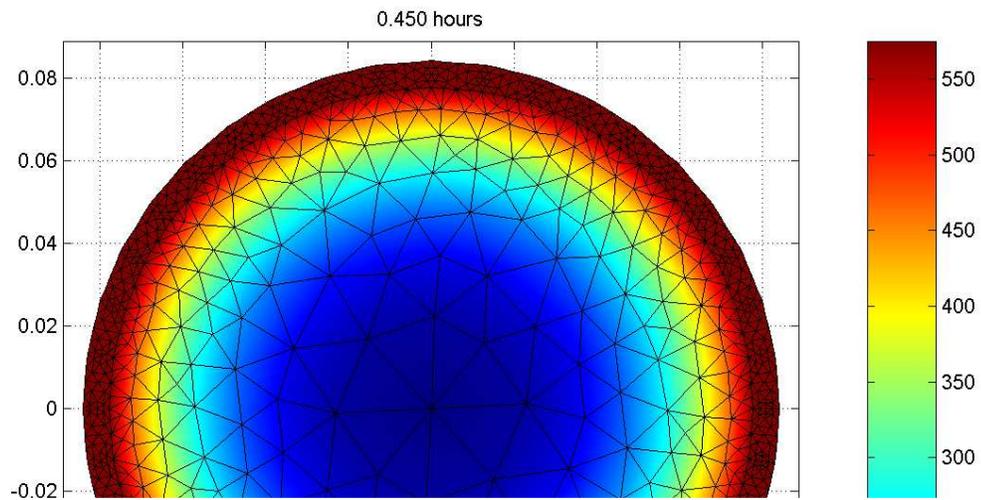


Figura 8.56 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-50-1

8.2.2.10) Amostra FC-T168-C25-50-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 50% de sua carga última, o que corresponde a 741,68 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem pré-aquecimento do forno. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado foi de 21,0 minutos.

Na Fig. 8.57 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.58 e 8.59.

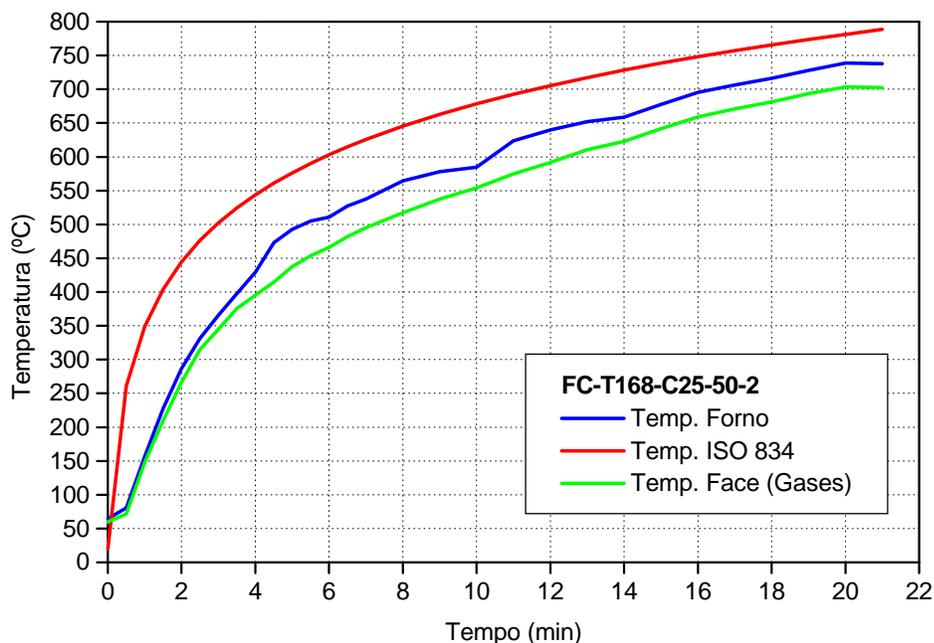


Figura 8.57 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-50-2

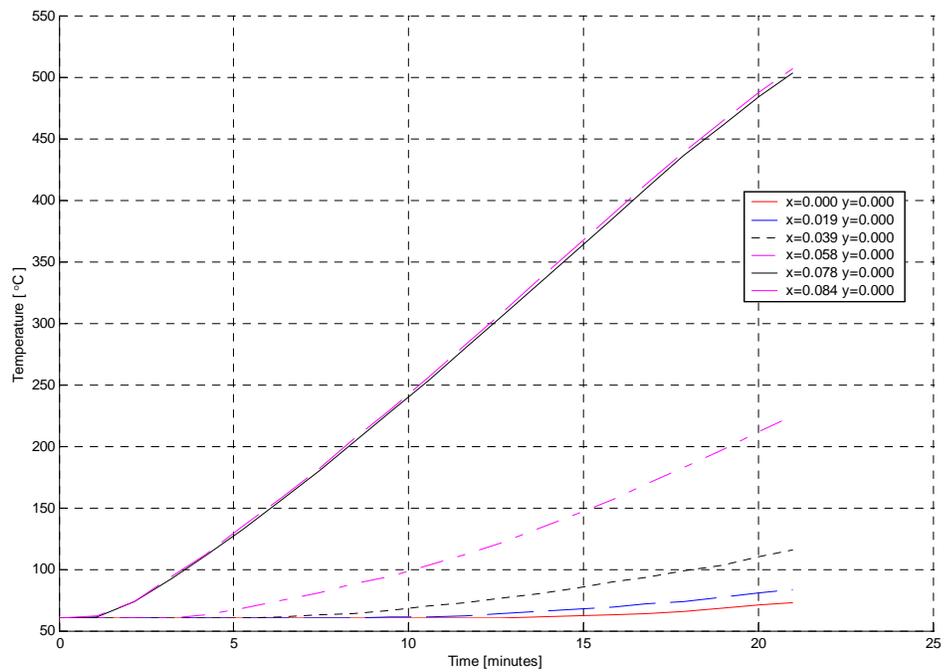


Figura 8.58 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-50-2

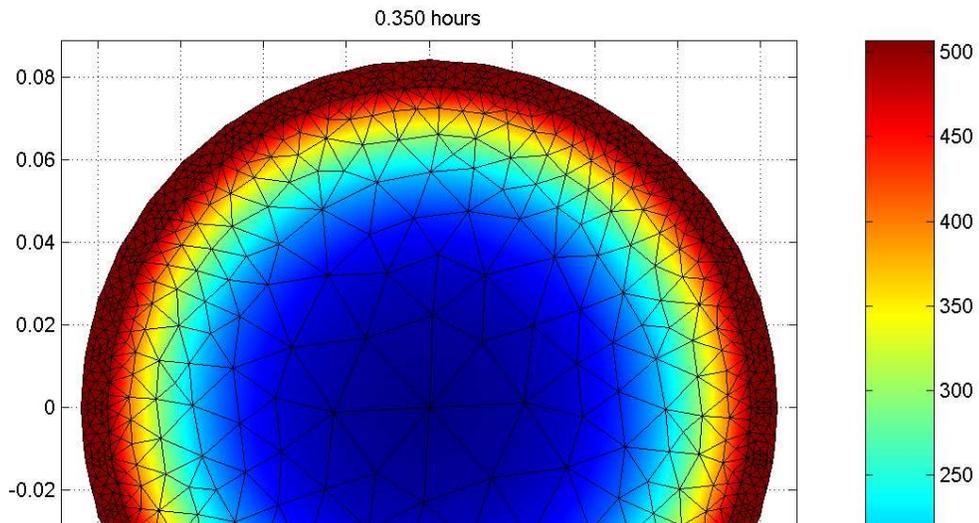


Figura 8.59 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-50-2

8.2.2.11) Amostra FC-T168-C25-70-1

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 1038,35 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem pré-aquecimento do forno. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado foi de 9,0 minutos.

Na Fig. 8.60 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.61 e 8.62.

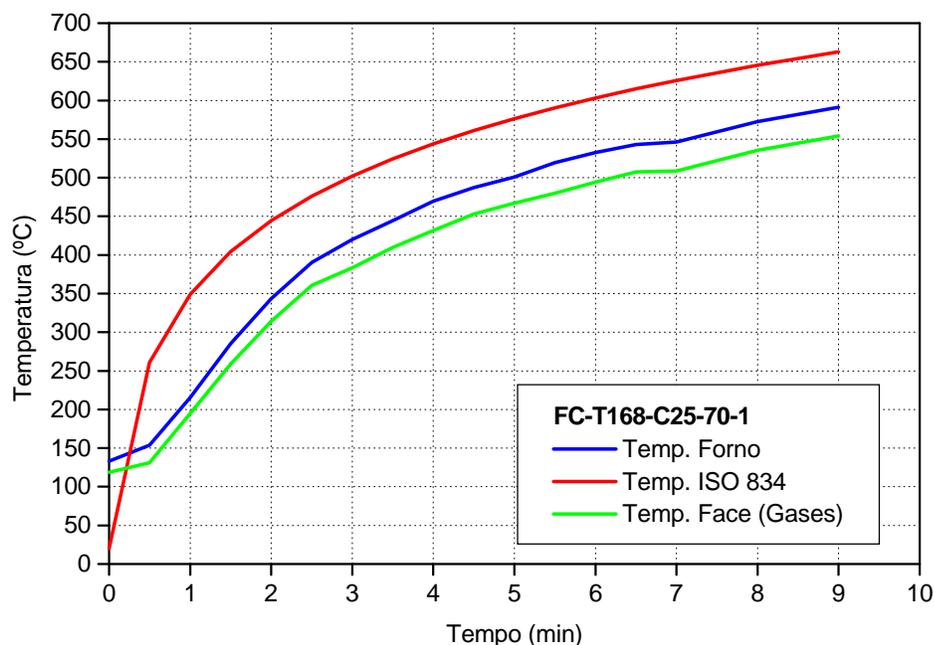


Figura 8.60 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-70-1

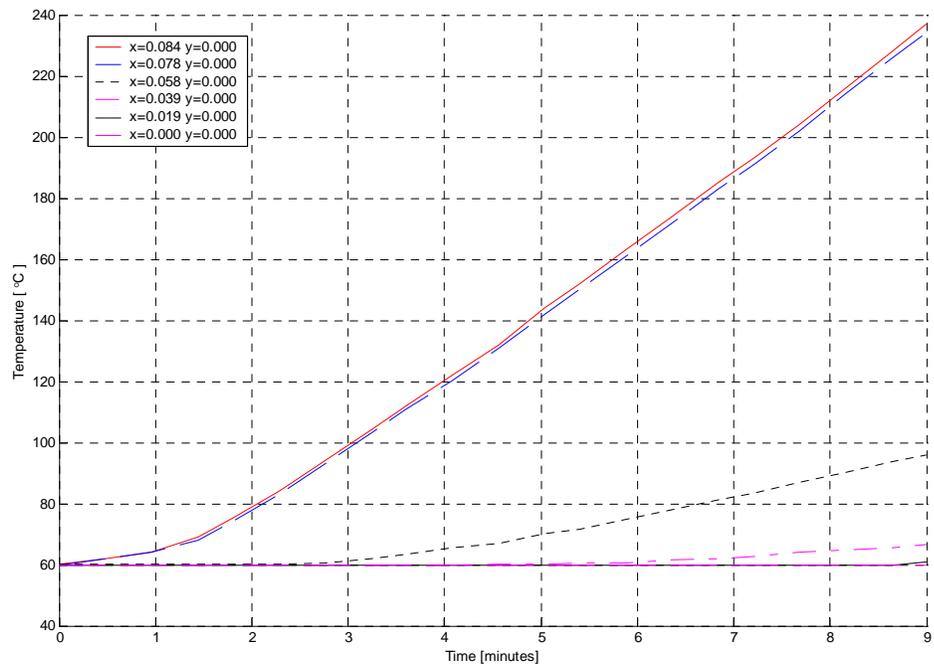


Figura 8.61 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-70-1

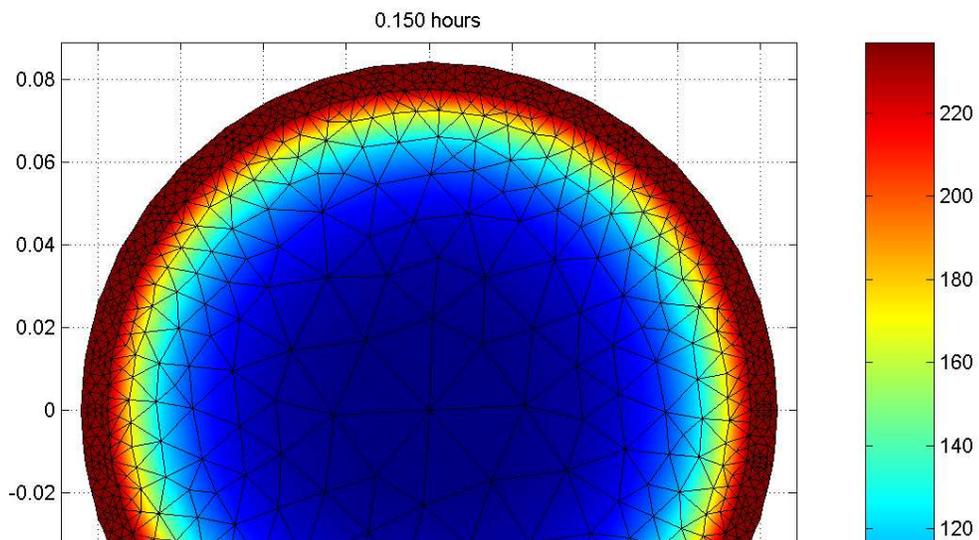


Figura 8.62 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-70-1

8.2.2.12) Amostra FC-T168-C25-70-2

Essa amostra foi submetida a carregamento axial de 70% de sua carga última, o que corresponde a 1038,35 kN e, logo após, submetida ao incêndio-padrão, sem pré-aquecimento do forno. A amostra rompeu por instabilidade global e, sua ruptura foi caracterizada pela queda brusca de carga. O tempo de resistência ao fogo alcançado foi de 13,0 minutos.

Na Fig. 8.63 são apresentadas as evoluções de temperatura com o tempo para essa amostra. Na Fig. 8.64 é apresentado o aspecto final da amostra, após incêndio. Os resultados obtidos por meio da análise numérica são demonstrados nas Figs. 8.65 e 8.66.

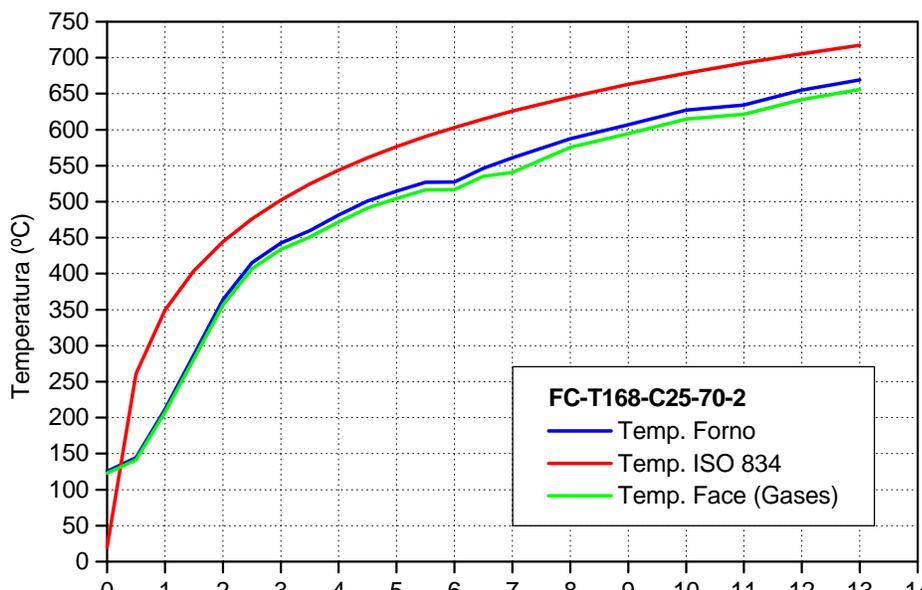


Figura 8.63 – Evolução de Temperaturas – FC-T168-C25-70-2

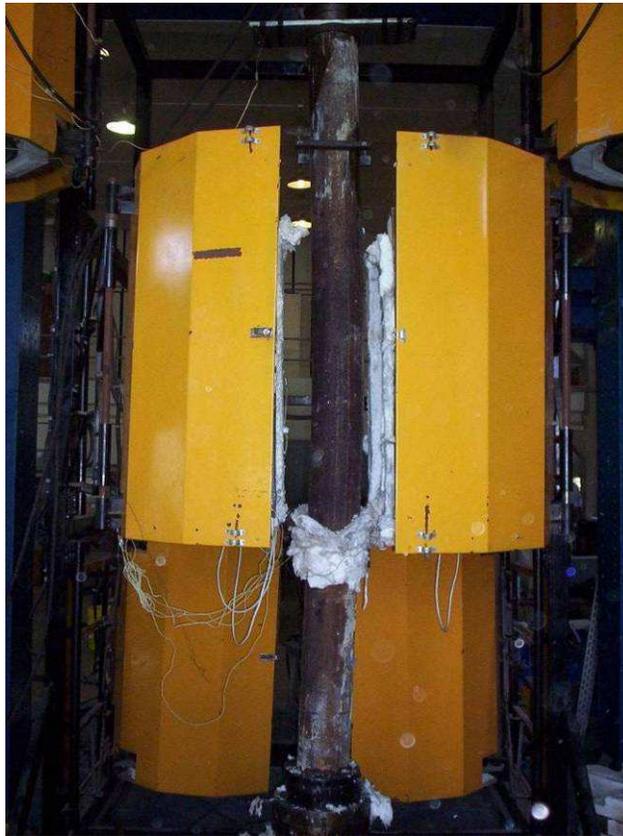


Figura 8.64 – Aspecto Final da Amostra – FC-T168-C25-70-2

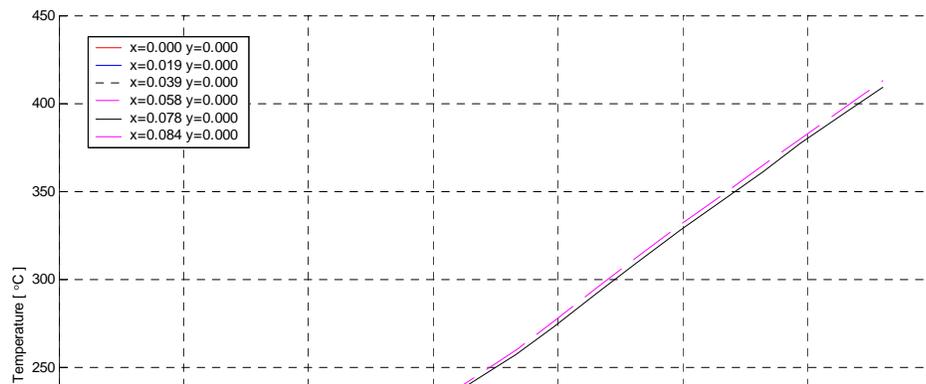


Figura 8.65 – Evolução de Temperaturas – Análise Numérica – FC-T168-C25-70-2

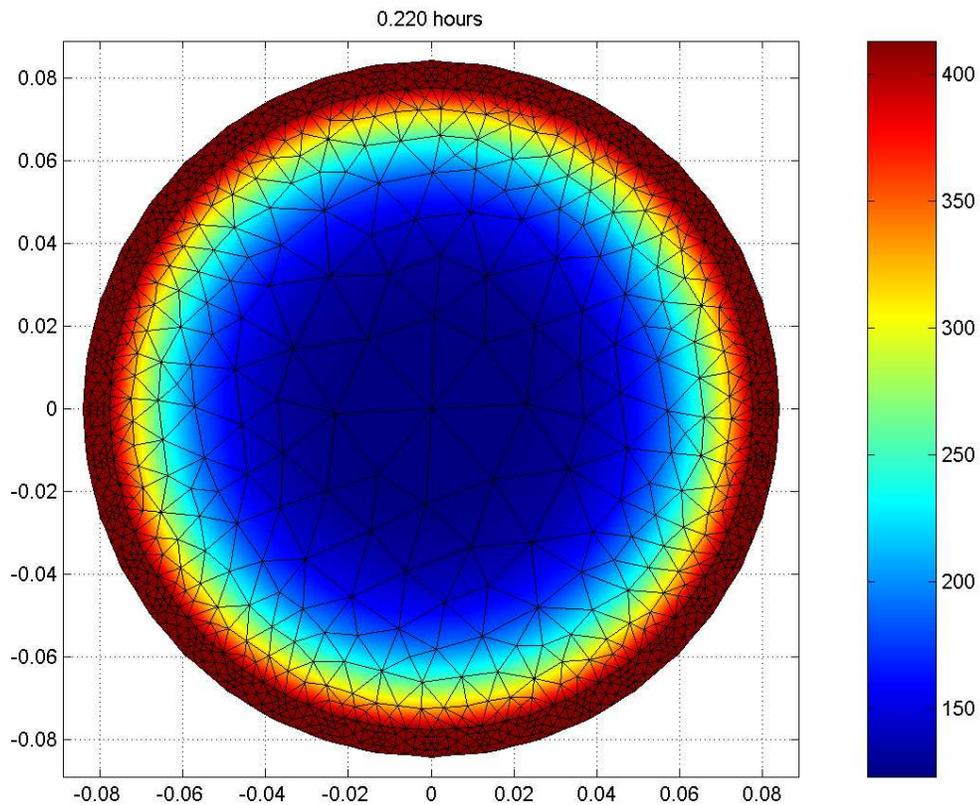


Figura 8.66 – Campo de Temperaturas, ao final do ensaio – FC-T168-C25-70-2

8.2.2.13) Análise de Resultados – Colunas Mistas Preenchidas

A primeira variável a ser analisada, seria o diâmetro da seção transversal e, como foi comentado na análise de resultados das colunas de aço sem preenchimento esperava-se que os resultados obtidos para o tempo de resistência ao fogo das amostras ensaiadas fossem maiores para os diâmetros maiores em comparação aos diâmetros menores, como dados encontrados na literatura pesquisada.

Esse fato não se concretizou neste trabalho, devido à variabilidade de altura das amostras ensaiadas, em situação de incêndio, preconizada na metodologia proposta para a manutenção do índice de esbeltez reduzido, para que, assim, as amostras apresentassem ruptura típica por instabilidade global. Com isso, as alturas

das amostras de maior diâmetro foram adotadas maiores que as amostras de menor diâmetro, aumentando-se, conseqüentemente, o comprimento efetivo de flambagem da peça.

Para tanto, não será realizada uma análise referente à variação de diâmetros das amostras ensaiadas e, os grupos de mesmo diâmetro serão analisados separadamente.

Portanto, verifica-se que a variável comprimento efetivo de flambagem influencia nos resultados obtidos, principalmente, quando o nível de carregamento é alto, como pode-se observar para os níveis de carregamento de 70% da carga última em que, o tempo médio de resistência ao fogo decaiu em 46,34%, ao compararmos as amostras de diâmetro 114,3 mm e comprimento de 166 cm às amostras de diâmetro 168,3 mm e comprimento de 241 cm.

Para a análise dos resultados obtidos pelos ensaios de colunas mistas preenchidas, a próxima variável, a ser abordada, será o efeito do preenchimento dos perfis de aço com concreto.

A partir dos resultados obtidos para as amostras de diâmetro 114,3 mm, pode-se verificar que, para níveis de carregamento de 50% ocorre um aumento de 85,71% no tempo médio de resistência ao fogo, ao compararmos a coluna vazia à preenchida com concreto de resistência à compressão de 22,79 MPa. Para níveis de carregamento de 70% esse aumento é um pouco menor, 70,83%.

Para as seções de diâmetro 168,3 mm, pode-se verificar que, para níveis de carregamento de 30%, o incremento no tempo médio de resistência ao fogo foi de 91,62%, ao compararmos a coluna vazia à preenchida com concreto de resistência à compressão de 31,39 MPa. Para os níveis de carregamento de 50% esse aumento é ainda maior, cerca de 112,96% e, para os níveis de 70% esse aumento é menor mas, bastante significativo, cerca de 69,23%.

Com isso, pode-se concluir que, o preenchimento de colunas de aço com concreto é uma alternativa viável para o aumento da resistência ao fogo da seção. A Fig. 8.67 e 8.68 ilustra bem esse fato.

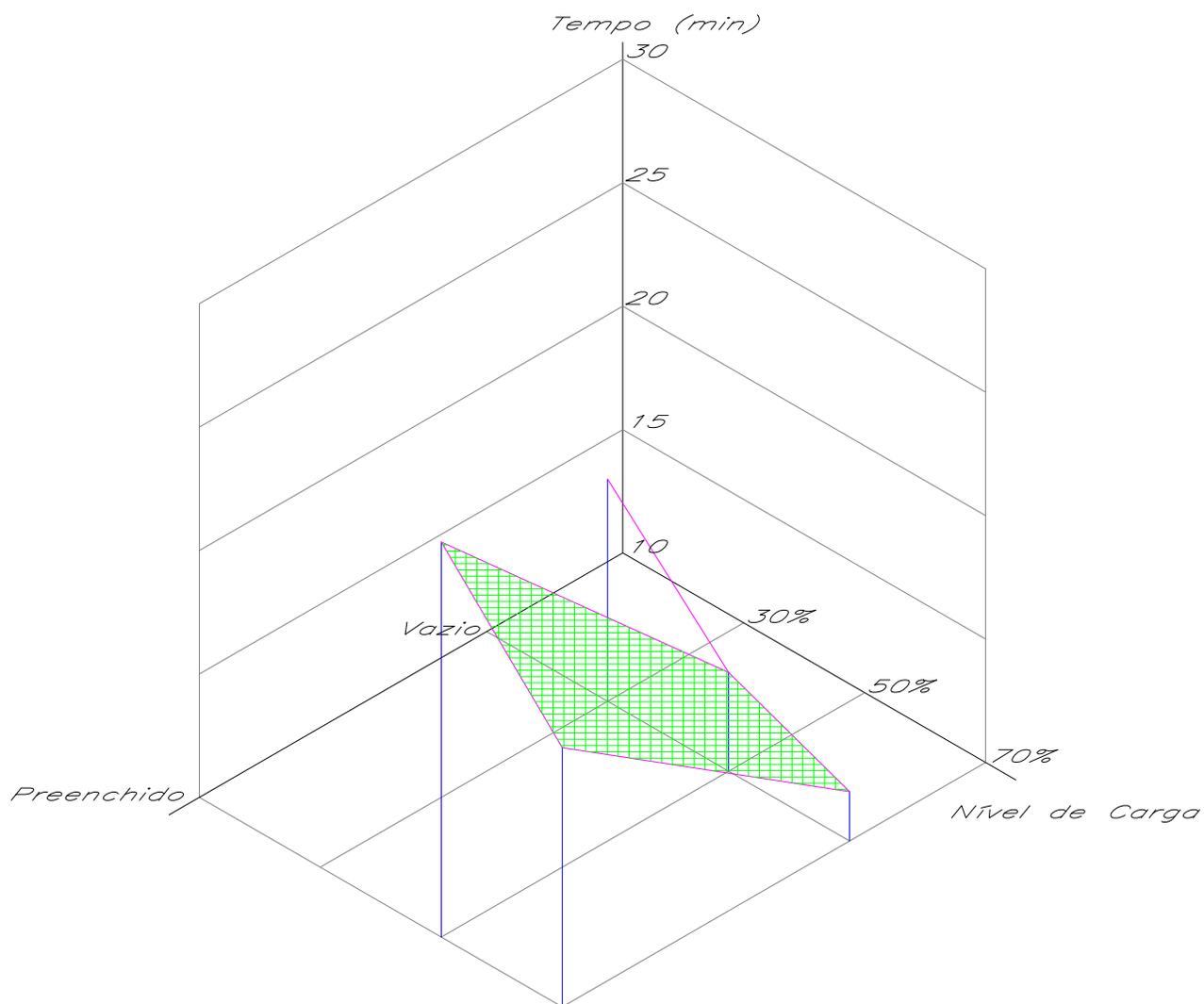


Figura 8.67 – Gráfico Comparativo entre as colunas vazias e preenchidas, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 114,3 mm

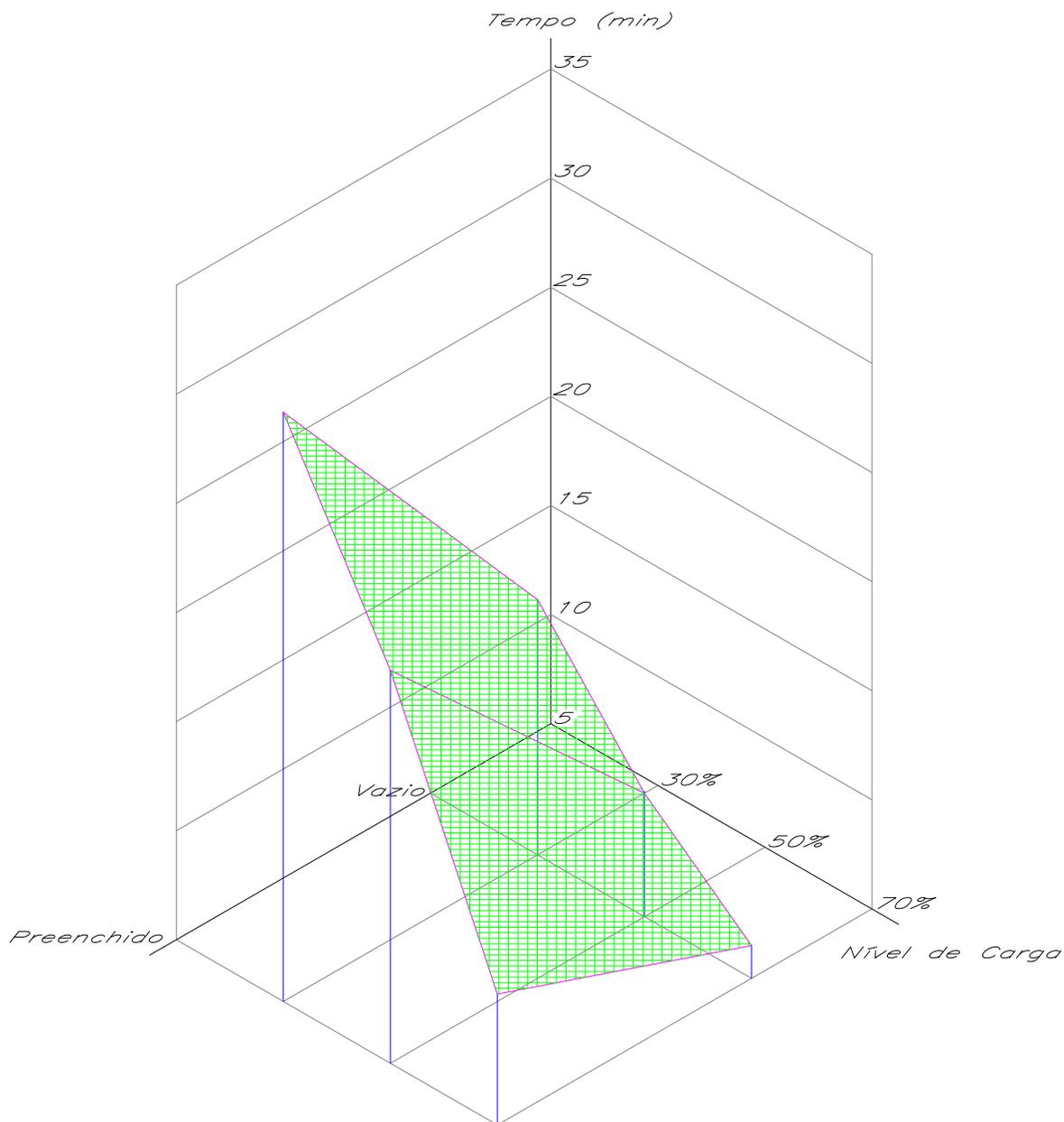


Figura 8.68 – Gráfico Comparativo entre as colunas vazias e preenchidas, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 168,3 mm

Outra variável a ser analisada é o nível de carregamento imposto às colunas mistas preenchidas, em situação de incêndio. Quando do incremento do nível de carregamento ocorre um decréscimo no tempo médio de resistência ao fogo das seções.

Para as amostras com diâmetro 114,3 mm, quando do aumento dos níveis de carregamento de 50% para 70% verifica-se um decréscimo de 21,15% no tempo médio de resistência ao fogo das colunas mistas preenchidas.

Para as amostras de diâmetro 168,3 mm, verifica-se um decréscimo de 28,13% no tempo médio de resistência ao fogo, quando do aumento dos níveis de carregamento de 30% para 50% e, de 52,17%, quando do aumento de 50% para 70%.

Com isso, verifica-se, que o nível de carregamento, em situação de incêndio, exerce grande influência sobre os tempos de resistência ao fogo, diminuindo-os, consideravelmente. As Figs. 8.69 e 8.70 ilustram esse fato.

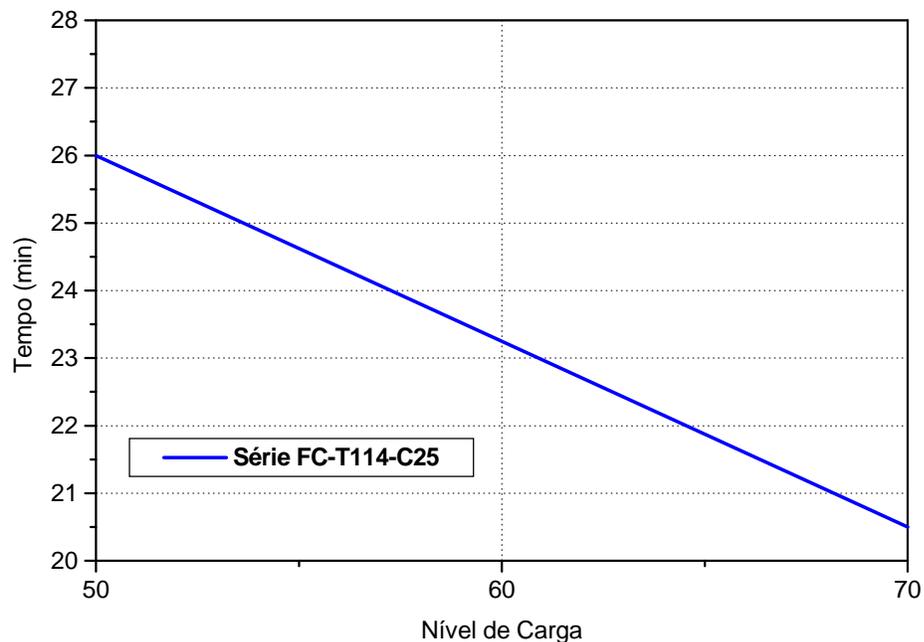


Figura 8.69 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 114,3 mm

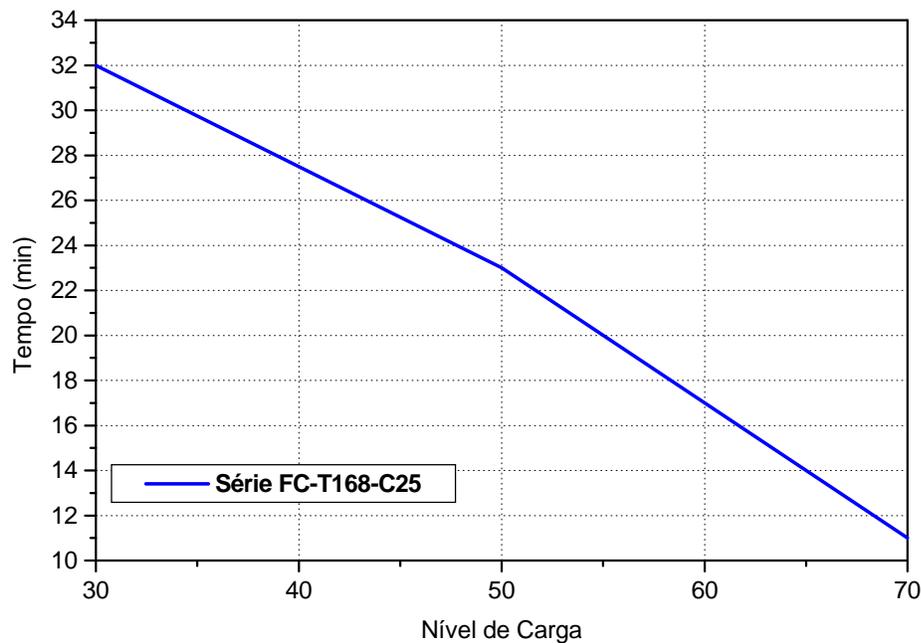


Figura 8.70 – Variação do tempo de resistência ao fogo, em função dos níveis de carregamento – Diâmetro 168,3 mm

As variáveis, resistência à compressão do concreto e, resistência ao escoamento do aço, não serão avaliadas, primeiro, devido à revisão bibliográfica citada neste trabalho, considerá-las de pequena influência nos resultados de resistência ao fogo e, também, pela não realização da comparação de resultados entre as amostras de diâmetros diferentes, já que, dentro de cada grupo de amostras de um mesmo diâmetro, os materiais possuem a mesma resistência mecânica.

O comportamento das colunas mistas, em situação de incêndio, pode ser generalizado, para os ensaios realizados, como se segue. No início do ensaio, verifica-se uma ligeira expansão da coluna mista, registrada pelos relógios automáticos e também, pela célula de carga que, para a mesma pressão aplicada pelo macaco hidráulico, começa a registrar cargas mais altas. Para que isto não influenciasse nos resultados finais, a carga foi sendo aliviada e mantida constante durante todo o ensaio.

A partir de certo ponto do ensaio, verifica-se que a carga mantém-se constante, sem necessidade de alteração da pressão aplicada pelo macaco hidráulico, até um instante, em que esta declina rapidamente, caracterizando, a ruptura da amostra. Esse

comportamento pode ser associado aos deslocamentos axiais obtidos para as amostras, como pode ser evidenciado pelas Figs. 8.71 e 8.72.

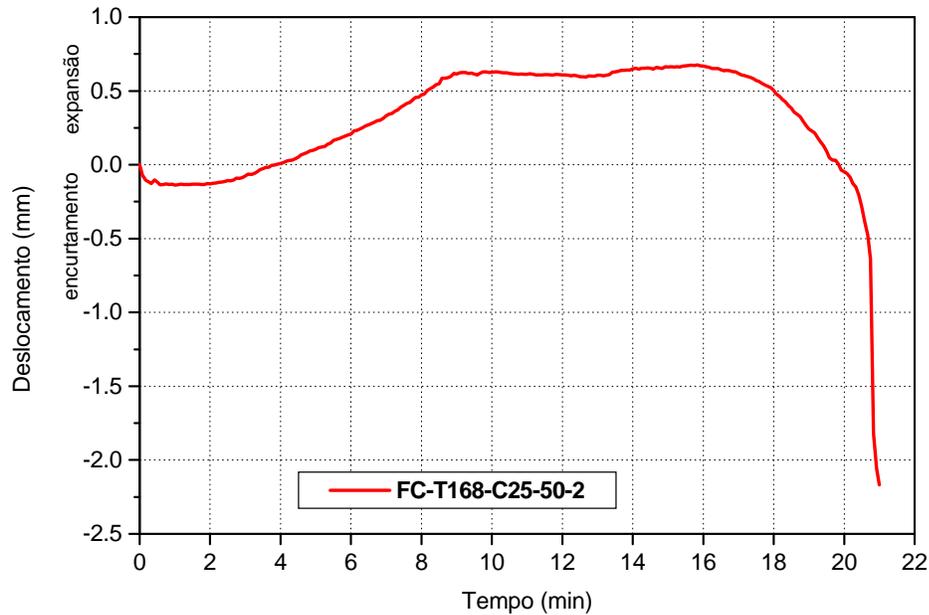


Figura 8.71 – Deslocamentos axiais – Amostra FC-T168-C25-50-2

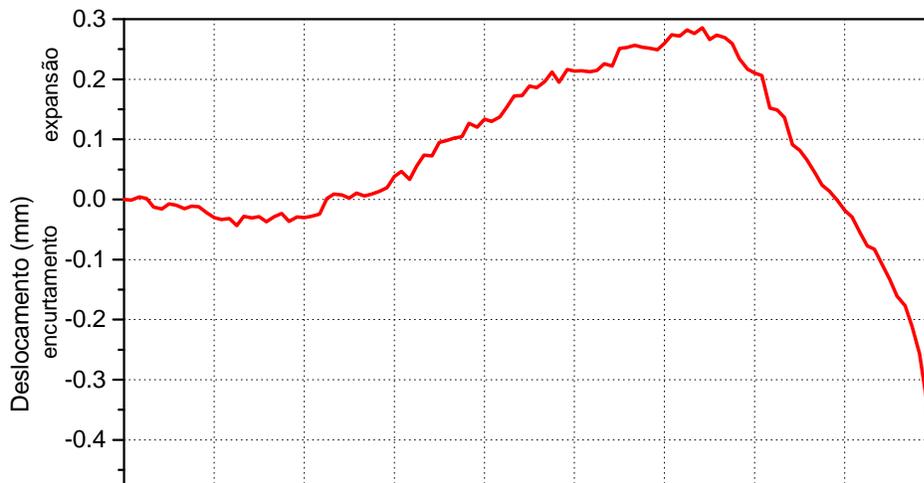


Figura 8.72 – Deslocamentos axiais – Amostra FC-T168-C25-70-1

Os deslocamentos axiais demonstrados nas Figs. 8.71 e 8.72 foram obtidos a partir de relógios automáticos, posicionados em bases fixas. Com isso registram valores

de deslocamentos até o início da ruptura e, após isso ficam ociosos, não registrando o deslocamento axial final das amostras.

Todas as amostras contidas neste trabalho foram instrumentadas com relógios automáticos e, seus resultados finais, não se encontram, aqui descritos, devido ao fato dos relógios serem retirados quando havia a suspeita de proximidade de ruptura já que, esses relógios são sensíveis a 50 °C. Nos casos apresentados pelas Figs. 8.71 e 8.72, os relógios não foram retirados para traduzir o comportamento das amostras ensaiadas.

Os resultados obtidos, experimentalmente, inicialmente, foram comparados aos valores obtidos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e, pelos pesquisadores Han *et al* (2003b).

Para a realização da análise comparativa dos resultados experimentais aos resultados obtidos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) foram utilizadas as temperaturas fornecidas pela análise numérica por meio do *software* SuperTempCalc – STC, para o instante final de cada ensaio. Os índices de redução das propriedades do aço e do concreto foram obtidos, em função da temperatura, a partir dos dados citados no Capítulo 3 deste trabalho.

Para a realização da análise comparativa dos resultados experimentais aos resultados obtidos pelo método de Han *et al* (2003b), descrito no Capítulo 6 deste trabalho (p. 86) foram utilizados os tempos de resistência ao fogo, obtidos experimentalmente.

Os resultados obtidos por meio dessas análises comparativas são apresentados na Tab. 8.6.

Tabela 8.6 – Comparação de resultados: Experimental x EUROCODE 4 1-2 (prEN 1994-1-2:2002) x Han *et al* (2003b)

Amostra	Tempo (min)	Carga Ensaio (kN)	Carga EC-4 1-2	$\frac{N_{R,exp}}{N_{R,EC-4}}$	Carga HAN	$\frac{N_{R,exp}}{N_{R,HAN}}$
FC-T114-C25-50-1	25,0	386,58	311,70	1,24	291,00	1,33
FC-T114-C25-50-2	27,0	386,58	331,48	1,17	249,23	1,55
FC-T114-C25-70-1	20,5	541,21	345,23	1,57	467,11	1,16
FC-T114-C25-70-2	20,5	541,21	385,83	1,40	467,11	1,16
FC-T168-C25-30-1	32,0	445,01	529,61	0,84	401,57	1,11
FC-T168-C25-50-1	25,0	741,68	721,20	1,03	606,29	1,22
FC-T168-C25-50-2	21,0	741,68	947,11	0,78	866,67	0,86
FC-T168-C25-70-1	9,0	1038,35	1234,08	0,84	1380,05	0,75
FC-T168-C25-70-2	13,0	1038,35	1116,09	0,93	1248,92	0,83

Ao analisar os resultados obtidos utilizando-se o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e a formulação proposta por Han *et al* (2003b) verifica-se que, para o diâmetro de 114,3 mm, os resultados são bastante favoráveis à segurança mas, cabe ressaltar que, as amostras de diâmetro 114,3 mm estão fora do intervalo de validade das equações utilizadas.

Para as amostras de diâmetro 168,3 que, pertencem ao intervalo de validade das equações utilizadas, resultam, pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), em valores desfavoráveis à segurança das estruturas, exceto a amostra FC-T168-C25-50-1 que, resultou favorável à segurança.

Ao utilizar o método proposto por Han *et al* (2003b) verifica-se que, para níveis de carregamento baixos, as equações resultam favoráveis à segurança o que, não acontece com as amostras submetidas a níveis de carregamento maiores.

Verifica-se uma diferença significativa entre as amostras FC-T168-C25-50-1 e FC-T168-C25-50-2, no que se refere às normais resistentes obtidas, analiticamente e, às normais solicitantes no ensaio, devido à variação do tempo de resistência ao fogo

dessas amostras, cabendo, nesse caso, uma análise mais rigorosa e, a realização de mais ensaios desse tipo de amostra.

Portanto, pode-se verificar que, as equações propostas para determinação da normal resistente, em situação de incêndio, não estão ajustadas a tempos de resistência ao fogo menores que 30 minutos, como no caso deste trabalho.

Pode-se, também, verificar que, as equações propostas pelas normas de dimensionamento e por pesquisadores, como Han *et al* (2003b) poderiam ser utilizadas para seções com diâmetro de 114,3 mm, resultando valores de resistência bastante favoráveis à segurança da estrutura.

Uma possível causa para essa discrepância entre os resultados teóricos e experimentais pode dever-se ao fato de adotar-se a curva de dimensionamento “c” do EUROCODE, que toma o valor do fator de imperfeição – α , igual a 0,49. Um valor mais alto para o fator de imperfeição resultaria mais favorável à segurança.

Com os dados obtidos de normal resistente, por meio do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) pode-se verificar que a parcela de resistência referente ao aço é maior para as amostras de diâmetro menor e para, aquelas com diâmetro maior submetida a um nível de carregamento mais alto, como pode-se observar na Tab. 8.7.

A partir da análise da Tab. 8.7, pode-se verificar que, quando são aplicados níveis de carregamentos elevados (superiores a 50%) a resistência ao fogo da amostra tende a ficar bastante dependente da resistência do perfil de aço, já para níveis de carregamentos mais baixos (30%) a resistência ao fogo da amostra tende a ficar mais dependente da resistência e área de concreto.

Tabela 8.7 – Parcelas da Normal resistente proveniente do aço e do concreto

Amostra	N_{R,aço} (%)	N_{R,concreto} (%)
FC-T114-C25-50-1	69,9	30,1
FC-T114-C25-50-2	70,8	29,2
FC-T114-C25-70-1	70,2	29,8
FC-T114-C25-70-2	71,9	28,1
FC-T168-C25-30-1	46,5	53,5
FC-T168-C25-50-1	54,2	45,8
FC-T168-C25-50-2	60,5	39,5
FC-T168-C25-70-1	65,2	34,8
FC-T168-C25-70-2	65,8	34,2

Uma outra análise comparativa foi desenvolvida, a fim de, comparar os tempos de resistência ao fogo, obtidos experimentalmente, a tempos teóricos, baseados em formulação proposta pelo pesquisador Kodur (1999) e, também, por meio de um *software*, desenvolvido pelo CIDECT, denominado PotFire.

Para a obtenção do tempo teórico de resistência ao fogo pelo método proposto por Kodur (1999) utiliza-se a Eq. 6.7 (p. 105), utilizando-se um fator $f= 0,07$. A resistência à compressão do concreto, para ambas análises comparativas deve ser a obtida, experimentalmente, ou seja, 22,79 MPa para amostras de diâmetro 114,3 mm e, 31,39 MPa para amostras de diâmetro 168,3 mm. Os resultados obtidos por meio dessas análises comparativas são apresentados na Tab. 8.8.

Ao analisar os resultados obtidos verifica-se que, a formulação proposta por Kodur (1999) é bastante desfavoráveis à segurança das estruturas, resultando em tempos superiores aos tempos obtidos experimentalmente. Cabe salientar que, nesse caso, também, as equações propostas não contemplam seções de diâmetro 114,3 mm.

Tabela 8.8 – Comparação de resultados: Experimental x Kodur (1999) x PotFire

Amostra	Carga Ensaio (kN)	Tempo (min)	Tempo KODUR	$\frac{T_{exp}}{T_{KODUR}}$	Tempo PotFire	$\frac{T_{exp}}{T_{PotFire}}$
FC-T114-C25-50-1	386,58	25,0	32,2	0,78	21	1,19
FC-T114-C25-50-2	386,58	27,0	32,2	0,84	21	1,29
FC-T114-C25-70-1	541,21	20,5	27,3	0,75	16	1,28
FC-T114-C25-70-2	541,21	20,5	27,3	0,75	16	1,28
FC-T168-C25-30-1	445,01	32,0	44,4	0,72	33	0,97
FC-T168-C25-50-1	741,68	25,0	34,4	0,73	25	1,00
FC-T168-C25-50-2	741,68	21,0	34,4	0,61	25	0,84
FC-T168-C25-70-1	1038,35	9,0	29,1	0,31	20	0,45
FC-T168-C25-70-2	1038,35	13,0	29,1	0,45	20	0,65

Esse acréscimo nos valores pode estar ligado ao fato de que, os trabalhos experimentais desenvolvidos por Kodur e outros pesquisadores canadenses, contemplam colunas e pilares mistos, submetidos a níveis de carregamento bastante baixos (inferiores a 47%), resultando, portanto, em tempos de resistência ao fogo superiores.

Os resultados obtidos pela simulação pelo *software* PotFire revelam-se, favoráveis à segurança, quando da utilização de colunas de diâmetro 114,3 mm, também, segundo o *software*, fora do intervalo de validade de sua formulação.

Para as amostras de diâmetro 168,3 mm, os resultados obtidos pelo *software*, aproximam-se bastante dos resultados experimentais, quando o nível de carregamento é de até 50%. Acima desse valor, os resultados são bastante discrepantes e, desfavoráveis à segurança do elemento estrutural.

Com isso, pode-se verificar que a formulação proposta, por normas de dimensionamento e, por pesquisadores estrangeiros, não se adapta a tempos de resistência ao fogo inferiores ao TRRF mínimo de 30 minutos.

Entre todos os resultados obtidos experimentalmente, apenas uma amostra obteve tempo de resistência superior a 30 minutos, pois estava submetida a um nível de carregamento baixo (30%). Com isso, pode-se verificar que, mesmo com o preenchimento das colunas ensaiadas, neste trabalho, com concreto não se consegue obter valores de resistência ao fogo superiores aos mínimos preconizados pela ABNT NBR 14432:2000.

Algumas soluções, para obter tempos de resistência ao fogo superiores, seriam a escolha de seções com diâmetros maiores, a imposição de níveis de carregamento mais baixos (menores que 30%), ou ainda, uma solução mais viável, a aplicação de revestimentos contra-fogo na superfície do perfil de aço das colunas.

9 CONCLUSÕES

9.1 Conclusão

As colunas mistas de aço preenchidas com concreto vêm sendo largamente utilizadas na construção civil mundial, com o preceito de fornecerem melhor comportamento estrutural, aumentando-se a resistência e a rigidez da seção.

A utilização de colunas mistas de aço preenchidas com concreto, também, é uma alternativa mais econômica do que a utilização de colunas de aço sem preenchimento, já que há um ganho significativo de resistência, sem a necessidade de alteração das dimensões e peso do perfil estrutural, mais dispendioso que o concreto utilizado para preenchimento.

Esse tipo de elemento estrutural destaca-se, também, por um melhor comportamento em situação de incêndio, aumentando-se o tempo de resistência ao fogo, o que, em termos práticos, significa economia com materiais de revestimento contra-fogo, geralmente, bastante dispendiosos.

Há um grande número de pesquisas internacionais abordando o comportamento de colunas mistas preenchidas curtas e formadas por perfis dobrados

ou soldados. Há uma carência de pesquisas abordando o comportamento de colunas esbeltas mistas preenchidas formadas por perfis laminados de aço.

Neste trabalho foi abordado o comportamento, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, de colunas mistas preenchidas esbeltas formadas por perfis laminados. Além disso, foi desenvolvida uma análise comparativa entre colunas mistas e colunas de aço sem preenchimento.

A partir do estudo realizado pode-se concluir que, em situação ambiente, o preenchimento de colunas de aço com concreto aumenta, consideravelmente, a capacidade resistente da seção, além de ocorrer um aumento na rigidez da seção, um dos motivos pelos quais as colunas mistas têm sido utilizadas em países sujeitos à ação sísmica.

Para as colunas de aço em situação ambiente, a análise comparativa realizada comprovou conveniente aproximação entre resultados experimentais e os teóricos obtidos a partir da formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001).

Para as colunas mistas preenchidas em situação ambiente, a análise comparativa realizada também comprovou conveniente aproximação entre os resultados experimentais e os teóricos obtidos a partir da formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003).

Com isso, conclui-se que, em situação ambiente, as normas de dimensionamento apresentam propostas bastante condizentes com o comportamento real de colunas de aço, preenchidas ou não.

A série de ensaios em situação de incêndio foi realizada a partir dos resultados obtidos à temperatura ambiente e, consistiu em aplicar carregamentos axiais com valores de 30%, 50% e 70% da resistência última, em situação ambiente. As amostras foram submetidas a carregamento axial em conjunto com um aquecimento, proposta pela curva-padrão ISO 834-1 (1999).

As amostras ensaiadas de colunas de aço, em situação de incêndio, tiveram seus resultados experimentais de resistência ao fogo comparados aos previstos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002). Essa análise comparativa mostrou que os valores teóricos da referida norma podem ser desfavoráveis à segurança do elemento estrutural, já que, a partir da determinação da temperatura no perfil de aço, as normais resistentes teóricas revelaram-se superiores às cargas aplicadas no ensaio.

As colunas ensaiadas, preenchidas ou não, conforme já esperado, tiveram sua resistência ao fogo diminuída quando do incremento nos níveis de carregamento.

Para as amostras de colunas mistas preenchidas em situação de incêndio foi necessária uma análise numérica para determinação do campo de temperaturas na amostra, o que subsidiou a análise comparativa entre os valores obtidos experimentalmente e os valores teóricos propostos por norma e, como também, outros obtidos de acordo com procedimentos sugeridos por alguns pesquisadores citados na revisão bibliográfica.

Os resultados dessa análise comparativa, para as amostras com diâmetro de 114,3 mm revelaram-se favoráveis à segurança. Entretanto, no caso das amostras de diâmetro 168,3 mm, alguns resultados revelaram-se bastante desfavoráveis à segurança, principalmente para níveis de carregamento de 70% da carga última.

Os resultados obtidos em situação de incêndio foram, em geral, inferiores ao tempo mínimo de resistência ao fogo de 30 minutos, definido pela ABNT NBR 14432:2000. Com isso, esses mesmos elementos estruturais, da forma como ensaiados, não poderiam ter utilização em estruturas nas quais houvesse a necessidade de verificação, em situação de incêndio.

Com isso pode-se concluir que muita cautela deve ser empregada na utilização dos procedimentos normatizados avaliados neste trabalho para tempos de resistência ao fogo inferiores a 30 minutos e para níveis de carregamentos altos (70%).

Entretanto, vale observar, que para as amostras de diâmetro 114,3 mm, não contempladas pelas normas de dimensionamento, verificaram-se resultados teóricos bem próximos dos experimentais; cabendo a sugestão de proceder-se a reavaliação da referida sugestão nos códigos normativos vigentes.

Conclui-se, também, que para pequenos diâmetros e níveis de carregamento superiores a 50% o aço pode ser responsável por praticamente 70% da capacidade resistente em situação de incêndio. Sendo o aço o material mais susceptível à ruína, já que é um excelente condutor de calor, a vantagem atribuída ao elemento misto (aço e concreto) pode não ser tão grande, sendo, neste caso, talvez mais vantajosa a proteção do aço por outros materiais de revestimento contra-fogo, o que diminuiria a elevação de temperatura no elemento estrutural e, conseqüentemente, aumentaria o tempo de resistência ao fogo da seção.

Finalmente, conclui-se que, a utilização de colunas mistas preenchidas é uma solução estrutural bastante interessante e que, mesmo não atingindo um tempo mínimo de resistência ao fogo, existe uma tendência bastante forte que, com o incremento do diâmetro em conjunto com a aplicação de revestimentos contra-fogo de espessuras reduzidas, obter-se-ão resultados de resistência ao fogo bem mais elevados.

Cabe ressaltar neste trabalho os esforços da comunidade acadêmico-científica da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FEC-UNICAMP - em estudar o comportamento de colunas mistas de aço preenchidas com concreto sob temperatura ambiente e, também, em situação de incêndio, o que, certamente, será de grande valia no sentido de prover a comunidade técnico/científica nacional do desejado avanço científico neste área de conhecimento.

9.2 Sugestões para trabalhos futuros

Após a conclusão deste trabalho, percebe-se, ainda, uma grande lacuna aberta no assunto. Há uma grande carência nesse assunto, cabendo a realização de outros trabalhos para complementá-lo.

A comunidade acadêmica da FEC-UNICAMP desenvolve, hoje, trabalhos experimentais com colunas mistas preenchidas com concreto de alta resistência e, também, com pilares de aço de seção quadrada, vazios e, preenchidos com concreto de resistência usual e, também, de alta resistência. Esses estudos vêm sendo realizados, concomitantemente, com este trabalho e já se encontram em fase final de execução.

Além desses estudos que já vêm sendo realizados, sugerem-se outros trabalhos a serem desenvolvidos:

- Aumentar o número de amostras ensaiadas;
- Aumentar a variabilidade de diâmetros das amostras ensaiadas;
- Variar a espessura dos perfis de aço e avaliar suas conseqüências;
- Variar a esbeltez das amostras, mantendo-se a altura;
- Aplicação de carregamentos excêntricos;
- Aplicação de revestimentos contra-fogo nos perfis de aço e avaliar suas conseqüências;
- Utilização de placas termométricas para obtenção da elevação de temperatura no forno.

Com isso, pode-se, suprir a comunidade tecno-científica de subsídios necessários para o projeto de colunas mistas de aço preenchidas com concreto, além de contribuir para difundir a utilização desse tipo de elemento estrutural no país.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDERBERG, Y. **TCD 5.0. User's Manual. Fire Safety Design.** Lund. 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7251:1982 Agregado em Estado Solto – Determinação da Massa Unitária.** Rio de Janeiro, 1982. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211:1983 Agregados para concreto.** Rio de Janeiro, 1983. 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:1986 Projeto e execução de estruturas de aço em edifícios.** Rio de Janeiro, 1986. 200 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7217:1987 Agregados – Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 1987. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9776:1987 Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman.** Rio de Janeiro, 1987. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739:1994 Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 1994. 4 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222:1994 Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressa diametral de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 1994. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432:2000 Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2001. 14 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628:2001 Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo.** Rio de Janeiro, 2001. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:2003 Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão – deformação.** Rio de Janeiro, 2003. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Revisão da NBR 14323:1999 Dimensionamento de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas Aço-Concreto de Edifícios, em situação de incêndio.** Rio de Janeiro, 2003. 89 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Revisão da NBR 8800:1986 Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007. 259 p.

BUCHANAN, A. H. **Structural Design for Fire Safety.** Chichester (U.K.): John Wiley & Sons Ltd., 2001. Cap. 9.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado.** São Paulo: Pini, 1988. Cap. 8 e 16.

CIDECT. **Design Guide for structural hollow section columns exposed to fire.** L. Twilt *et al.* Köln: Verlag TÜV Rheinland, 1994.

CIDECT. **PotFire. User's Manual. Software to evaluate the fire stability of unprotected concrete filled hollow section columns.** 2002.

COSTA, C. N.; ONO, R; SILVA, V. P. A Importância da Compartimentação e suas implicações no dimensionamento das estruturas de concreto para situação de incêndio, In: **Anais** (CD) do 47º Congresso Brasileiro do Instituto Brasileiro do Concreto. Recife, 2005.

DE NARDIN, S, **Estudo Teórico-Experimental de Pilares Mistos Compostos por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto de Alta Resistência,** Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999, 147p.

DE NARDIN, S, **Pilares Mistos Preenchidos – Estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar,** Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003, 340 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 0: Basis of structural design.** prEN 1990. Brussels, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 1: Actions on structures – Part 1.1: General Actions – Densities, self-weight, imposed loads for building.** prEN 1991-1-1. Brussels, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 3: Design of steel structures – Part 1.1: General Structural Rules.** prEN 1993-1-1. Brussels, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 1: Actions on Structures – Part 1.2: General Actions – Actions on structures exposed to fire.** prEN 1991-1-2. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 3: Design of steel structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design.** prEN 1993-1-2. Brussels, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General Rules and rules for buildings.** prEN 1992-1-1. Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General Rules and rules for buildings.** prEN 1994-1-1. Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design.** prEN 1994-1-2. Brussels, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design.** prEN 1992-1-2. Brussels, 2004.

GHOJEL, J. **Experimental and analytical technique for estimating interface thermal conductance in composite structural elements under simulated fire conditions.** Experimental Thermal and Fluid Science 28 – Elsevier, 2004. p. 347-354.

HAN, L.; YANG, Y.; XU, L. **An experimental study and calculation on the Fire Resistance of concrete-filled SHS and RHS columns.** Journal of Constructional Steel Research 59 – Elsevier, 2003a. p. 427 – 452.

HAN, L.; ZHAO, X.; YANG, Y.; FENG, J. **Experimental study and calculation of Fire Resistance of Concrete-Filled Hollow Steel Columns.** Journal of Structural Engineering 129 n.3 – ASCE, 2003b. p. 346 – 356.

HAN, L.; HUO, J.; WANG, Y. **Compressive and Flexural behavior of concrete filled steel tubes after exposure to standard fire.** Journal of Constructional Steel Research 61 – Elsevier, 2005. p. 882 – 901.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction – ISO 834-1 – Part 1: General Requirements.** Geneva: ISO/TC, 1999.

KODUR, V. K. R. **Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns.** Journal of Constructional Steel Research 51 – Elsevier, 1999. p 21 – 36.

KODUR, V. K. R.; MACHINNON, D. H. **Design of concrete filled hollow structural steel columns for fire endurance.** Engineering Journal – AISC, v. 37, n.º 01, 2000. p 13-24.

KVEDARAS, A. K.; BLAZEVICIUS, Z. **Experimental Evaluation of Compression Resistance of HC-FST Columns after fire,** In: **Anais do Fourth International Workshop: Structures in Fire – SiF.** Aveiro, 2006. p 659 - 670.

LANDI, F. R. **Ação do Incêndio sobre estruturas de Concreto Armado.** EPUSP – Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 1986. (Boletim Técnico nº 01/86).

LIE, T. T.; IRWIN, R. J.; CHABOT, M. **Factors affecting the Fire Resistance of Circular Hollow Steel Columns Filled with Plain Concrete**. Internal Report n.º 612. National Research Council of Canada. Ottawa, 1991.

LIE, T. T.; CHABOT, M. **Experimental Studies on the Fire Resistance of Hollow Steel Columns Filled with Plain Concrete**. Internal Report n.º 611. National Research Council of Canada. Ottawa, 1992.

QUEIROZ, G; PIMENTA, R. J; DA MATA, L. A. C., **Elementos das Estruturas Mistas Aço – Concreto**. Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001. 332p.

RIGAZZO, A. O.; MORENO JR, A. L.; REQUENA, J. A. V.; JACINTHO, A. E. P. G. A. Dimensionamento de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio, In: **Anais** (CD) do XXXII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Campinas, 2006.

SÃO PAULO. Decreto nº 46.076 de 31 de agosto de 2001. Institui o regulamento de segurança contra incêndio das edificações e área de risco para os fins da Lei nº 684, de 30 de setembro de 1975 e estabelece outras providências. **Diário Oficial do Estado de São Paulo**, Poder Executivo, São Paulo, SP, 01 set. 2001. Seção I, p.111.

SÃO PAULO. **Separação entre Edificações (Isolamento de Risco)**. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. IT 07:04. São Paulo, 2004.

SÃO PAULO. **Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao Fogo dos elementos de Construção**. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. IT 08:04. São Paulo, 2004.

SÃO PAULO. **Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical**. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. IT 09:04. São Paulo, 2004.

SCHAUMANN, P; KODUR, V.; BAH. O. Fire Resistance of High-Strength Concrete-Filled Steel Columns, In: **Anis** does Fourth International Workshop: Structures in Fire – Sift. Aver, 2006. p 837 - 848.

SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVA, S. B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V. P. **A Segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008. 496 p.

SHAMS, M. H. **Non-Linear Evaluation of Concrete-Filled Steel Tubular Columns**. Tese (doutorado) – New Jersey Instituto of New Jersey, 1997.

SILVA, C. J. **Comportamento de estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio – Modelagem e Aplicações**. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2002.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Zigurate, 2001.

SOUZA, V. V. M., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TAO, Z.; HAN, L. **Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns**. Journal of Constructional Steel Research 62 – Elsevier, 2006. p. 631 – 646.

UY, B. **Concrete-filled fabricated steel box columns for multistorey buildings: behaviour and design.** Progress in Structural Engineering and Materials v. 1 – Construction Research Communications Limited, 1998. p. 150 – 158.

WANG, Y. C. **Some Considerations in the Design of Unprotected Concrete-Filled Steel Tubular Columns Under Fire Conditions.** Journal of Constructional Steel Research – 44 – Elsevier, 1997. p. 203 – 223.

WANG, Y. C. **A simple method for calculating the fire resistance of concrete-filled CHS columns.** Journal of Constructional Steel Research 54 – Elsevier, 2000. p. 365 – 386.

YIN, J.; ZHA, X.; LI, L. **Fire Resistance of axially loaded concrete-filled steel tube columns.** Journal of Steel Constructional Steel Research 62 – Elsevier, 2006. p. 723 – 729.

ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À OCUPAÇÃO

Tabela A1 – Classificação das edificações quanto a sua ocupação

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residências geriátricas
B	Serviço de Hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial Varejista	C-1	Comércio, em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros Comerciais	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)

D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centros profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviço de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educativa e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais, ginástica (artística, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de Reunião Pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Museus, centro de documentos históricos e outros
		F-2	Templos e Auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo em geral e outros

		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros
		F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisória	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeição	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Local onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros

		H-3	Hospitais e assemelhado	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros
H	Serviços de saúde e institucionais	H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacias distritais, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas.
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio.	Locais onde a carga de incêndio não atinja 1200 MJ/m ²
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio ultrapassa 1200 MJ/m ²
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

FONTE: NBR 14432 (2000)

ANEXO B – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Tabela B1 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF) em minutos

Grupo	Ocupação/Usos	Divisão	Profundidade do subsolo hs		Altura da Edificação h				
			Classe S2	Classe S1	Classe P1	Classe P2	Classe P3	Classe P4	Classe P5
			hs > 10 m	hs ≤ 10 m	h ≤ 6 m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de Hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços Automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

NOTAS: Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolo nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a 500 m² e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a 750 m².

FONTE: NBR 14432 (2000)

ANEXO C – ÁREAS MÁXIMAS DE COMPARTIMENTAÇÃO

Tabela C1 – Áreas máximas de compartimentação (m²)

GRUPO TIPO	TIPOS DE EDIFICAÇÕES					
	I	II	III	IV	V	VI
DENOMINAÇÃO	Edificação Térrea	Edificação baixa	Edificação de baixa- média altura	Edificação de média altura	Edificação mediamente alta	Edificação Alta
ALTURA	Um pavimento	H ≤ 6,00 m	6,00<H≤12,00	12,00<H≤23,00	23,00<H≤30,00	Acima de 30,00 m
A-1, A-2, A-3	-	-	-	-	-	-
B-1, B-2	-	5.000	4.000	3.000	2.000	1.500
C-1, C-2	5.000 ⁽¹⁾	3.000 ⁽¹⁾	2.000	2.000	1.500	1.500
C-3	5.000 ⁽¹⁾	2.500 ⁽¹⁾	1.500	1.000	2.000	2.000
D-1, D-2, D-3, D-4	5.000	2.500 ⁽¹⁾	1.500	1.000	800	1.500
E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6	-	-	-	-	-	-
F-1, F-2, F-3, F-4, F-9	-	-	-	-	-	-
F-5, F-6, F-8	-	-	-	2.000	1.000	800
F-7	-	-	CT	CT	CT	CT
F-10	5.000 ⁽¹⁾	2.500 (1)	1.500	1.000	1.000	800
G-1, G-2, G-3	-	-	-	-	-	-
G-4	10.000	5.000	3.000	2.000	1.000	1.000
G-5	Ver IT específica ou Comissão Técnica					

H-1, H-2, H-4, H-5, H-6 ⁽²⁾	-	-	-	-	-	-
H-3	-	-	-	2.000	1.500	1.000
I-1, I-2	-	10.000	5.000	3.000	1.500	2.000
I-3	7.500 ⁽¹⁾	5.000	3.000	1.500	1.000	1.500
J-1	-	-	-	-	-	-
J-2	10.000 ⁽¹⁾	5.000	3.000	1.500 ⁽¹⁾	2.000	1.500
J-3	7.500 ⁽¹⁾	3.000	2.000	2.500	1.500	1.000
J-4	4.000 ⁽¹⁾	2.500	1.500	2.000	1.500	1.000
L-1	100	CT	CT	CT	CT	CT
L-2, L-3	CT	CT	CT	CT	CT	CT
M-1	Atender às exigências da IT nº 35					
M-2	1.000	500	CT	CT	CT	CT
M-3	5.000	3.000	2.000	1.000		CT
M-4, M-5, M-6, M-7	750	CT	CT	CT	CT	CT

Notas específicas:

1) A área de compartimentação pode ser aumentada em 100%, caso haja sistema de detecção de fumaça (IT nº 19) e controle de fumaça (IT nº 15).

2) A edificação destinada a clínica com internação (divisão H-6) será enquadrada como H-3, de acordo com o exigido no Decreto Estadual nº 46.076/01.

3) CT - Comissão Técnica.

Notas genéricas:

a) Observar os casos permitidos de substituição da compartimentação de áreas, por sistema de chuveiros automáticos, acrescidos, em alguns casos, dos sistemas de detecção automática e/ou controle de fumaça, conforme tabelas de exigências do Decreto Estadual nº 46.076/01.

b) Os locais assinalados com traço (-) estão dispensados da compartimentação horizontal, mantendo a compartimentação vertical, de acordo com as tabelas de exigências do Decreto Estadual nº 46.076/01.

c) Não será considerada a compartimentação vertical nos casos de interligação de pisos ou pavimentos consecutivos, por intermédio de átrio, escadas, rampas de circulação ou escadas rolantes, desde que o somatório de área dos pavimentos não ultrapasse os valores estabelecidos para cada grupo e tipo de edificação, limitando-se no máximo a 3 pisos. Esta exceção não se aplica para as compartimentações das fachadas e selagens dos *shafts* e dutos de instalações.

d) No caso desta IT, as edificações térreas dotadas de subsolo para cálculo de área máxima de compartimentação deverão ser enquadradas na classe II desta tabela, caso esse subsolo não seja compartimentado em relação ao térreo.

FONTE: IT:09 (2004)

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](#)