



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

**COLUNAS MISTAS ESBELTAS DE AÇO PREENCHIDAS COM  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM TEMPERATURA  
AMBIENTE E EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**GERALDO SILVEIRA LEITE JÚNIOR**

**Campinas**

**2009**

# **Livros Grátis**

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

Milhares de livros grátis para download.

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

**GERALDO SILVEIRA LEITE JÚNIOR**

**COLUNAS MISTAS ESBELTAS DE AÇO PREENCHIDAS COM  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM TEMPERATURA AMBIENTE  
E EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**ORIENTADOR: PROF. DR. ARMANDO LOPES MORENO JÚNIOR**

Tese de Doutorado 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 Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas

**Campinas, SP**

**2009**

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

L536c Leite Júnior, Geraldo Silveira  
Colunas mistas esbeltas de aço preenchidas com  
concreto de alta resistência em temperatura ambiente e  
em situação de incêndio / Geraldo Silveira Leite Júnior. -  
-Campinas, SP: [s.n.], 2009.

Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior.  
Tese de Doutorado - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo.

1. Colunas. 2. Aço - Estruturas. 3. Engenharia de  
estruturas. 4. Concreto de alta resistência. 5. Incêndios  
e prevenção de incêndio. I. Moreno Júnior, Armando  
Lopes. II. Universidade Estadual de Campinas.  
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Mixed slender steel columns filled with high strength concrete  
in room temperature and fire situation

Palavras-chave em Inglês: Columns, Structural steel, Structural engineering,  
High strength concrete, Fire and fire prevention

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Nilson Tadeu Mascia, Maria Cecília Amorim Teixeira da  
Silva, Jorge Munaiar Neto, Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Data da defesa: 06/02/09

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

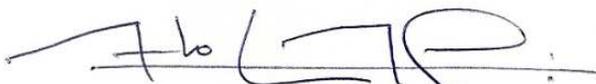
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

GERALDO SILVEIRA LEITE JÚNIOR

**COLUNAS MISTAS ESBELTAS DE AÇO PREENCHIDAS COM  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM TEMPERATURA  
AMBIENTE E EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Tese de Doutorado 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 Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas

**COMISSÃO EXAMINADORA**



Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr  
(Presidente e Orientador) – FEC – UNICAMP



Prof. Dr. Nilson Tadeu Mascia  
FEC – UNICAMP



Profa. Dra. Maria Cecília A. T. Silva  
FEC – UNICAMP



Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto  
EESC – USP



Prof. Dr. Luiz Carlos P. S. Filho  
UFRGS

Campinas, 06 de fevereiro de 2009.

***Ao Túlio, meu filho querido***

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus em primeiro lugar.

Em especial ao professor Dr. Armando Lopes Moreno Jr. pela orientação dedicada e competente e pelo conhecimento transmitido, sem os quais não teria alcançado os objetivos.

Aos meus pais Geraldo e Jóve, minha esposa Ana Paula e ao meu filho Túlio, a quem dedico este trabalho; meus irmãos e sobrinhos pelo apoio, convívio e paciência em todos os momentos.

Aos professores do Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo e aos técnicos do laboratório.

Aos professores Carlito Calil Júnior e Nilson Tadeu Mascia pelas excelentes sugestões na Qualificação deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes, que apesar de não estar mais na UNICAMP, transmitiu valiosos conhecimentos durante o meu Mestrado.

Aos colegas da Pós-Graduação, Kleber e Matheus pela convivência agradável durante os ensaios.

À FAPESP pela aquisição do forno utilizado nesta pesquisa e a empresa V&M do Brasil S.A., pelo fornecimento e corte dos tubos nas dimensões desejadas.

À estimada professora Sônia Vecchia pela revisão ortográfica realizada neste trabalho.

A pesquisa contou com o apoio do acervo da Biblioteca da Área de Engenharia da UNICAMP, setor de computação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP e com as instalações, equipamentos e pessoal técnico do seu laboratório de Estruturas e Materiais de Construção.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xxi
LISTA DE TABELAS	xxvii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xxxix
RESUMO	xxxix
ABSTRACT	xli
INTRODUÇÃO	1
OBJETIVOS	7
CAPÍTULO 1 – CONCEITOS FUNDAMENTAIS	9
1.1 – CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES MISTOS	10
1.2 – EXEMPLOS DE OBRAS COM PILARES MISTOS	11
1.3 – BREVE HISTÓRICO DAS NORMAS DE INCÊNDIO	14
1.4 – INCÊNDIO NATURAL E INCÊNDIO-PADRÃO	16
1.4.1 – Ação térmica	16
1.4.2 – Carga de incêndio	19
1.4.3 – Grau de ventilação	21
1.5 – CURVAS DE INCÊNDIO-PADRÃO	21
1.6 – PROTEÇÕES ATIVAS E PASSIVAS	24
1.7 – TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO	26
1.8 – DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA NO ELEMENTO ESTRUTURAL DE AÇO	28
1.8.1 – Elemento estrutural de aço sem proteção contra incêndio	28
1.9 – COMBINAÇÃO ÚLTIMA DE AÇÕES	32

1.10 – PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DOS MATERIAS	34
1.10.1 – Propriedades mecânicas do aço em função da temperatura	34
1.10.1.1 – Massa específica do aço	34
1.10.1.2 – Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço	34
1.10.1.3 – Alongamento específico do aço	37
1.10.2 – Propriedades térmicas do aço	38
1.10.2.1 – Calor específico do aço	38
1.10.2.2 – Condutividade térmica do aço	40
1.10.3 – Propriedades mecânicas do concreto em função da temperatura	41
1.10.3.1 – Massa específica do concreto	41
1.10.3.2 – Resistência à compressão do concreto em função da temperatura	44
1.10.3.3 – Alongamento Específico do concreto	47
1.10.4 – Propriedades térmicas do concreto	48
1.10.4.1 – Calor específico do concreto	48
1.10.4.2 – Condutividade térmica do concreto	51
1.11 – DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE	53
1.11.1 – Dimensionamento das colunas de aço em temperatura ambiente segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001)	53
1.11.1.1 – Comprimentos Efetivos de Flambagem	57
1.11.2 – Dimensionamento das colunas de aço preenchidas com concreto em temperatura ambiente segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)	57
1.11.2.1 – Hipóteses básicas para o dimensionamento	58

1.11.2.2 – Limites de Aplicabilidade	58
1.11.2.3 – Instabilidade local das colunas de aço preenchidas com concreto	59
1.11.2.4 – Efeito do Confinamento	60
1.11.2.5 – Resistências das colunas de aço preenchidas com concreto	60
1.11.2.6 – Índice de esbeltez relativo	62
1.11.2.7 – Módulo de elasticidade do concreto	63
1.12 – DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	63
1.12.1 – Dimensionamento das colunas de aço em situação de incêndio segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)	63
1.12.2 – Dimensionamento das colunas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)	66
1.12.2.1 – Considerações básicas para o dimensionamento estrutural das colunas mistas em situação de incêndio	66
1.12.2.2 – Método tabular	66
1.12.2.3 – Método analítico	70
1.12.2.4 – Força normal resistente de cálculo	70
1.12.2.5 – Força normal de plastificação de cálculo	71
1.12.2.6 – Índice de esbeltez relativo em situação de incêndio	71
1.12.2.7 – Carga de flambagem crítica em situação de incêndio	72
1.12.2.8 – Rigidez efetiva em situação de incêndio	72

CAPÍTULO 2 – INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS COM PILARES E COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS COM CONCRETO	75
2.1 – TRABALHOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS REALIZADOS COM PILARES MISTOS PREENCHIDOS EM TEMPERATURA AMBIENTE	76
2.1.1 – SHANMUGAM e LAKSHMI (2001)	76
2.1.2 – VALLENILLA e BJORHOVDE (1990)	80
2.1.3 – UY e DAS (1997b)	80
2.1.4 – UY (1998)	81
2.1.5 – LAHLOU et al. (1992)	82
2.1.6 – PRION e BOEHME (1994)	83
2.1.7 – FIGUEIREDO (1998)	84
2.1.8 – DE NARDIN (1999)	84
2.1.9 – ALVA (2000)	85
2.1.10 – DE NARDIN (2003)	86
2.1.11 – ZEGHICHE e CHAOUI (2005)	86
2.1.12 – DE NARDIN (2006b)	89
2.1.13 – SILVA (2006)	90
2.1.14 – OLIVEIRA (2008)	90
2.2 – TRABALHOS TEÓRICOS REALIZADOS COM PILARES MISTOS PREENCHIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	92
2.2.1 – LIE et al (1991)	92
2.2.2 – LIE e WHITE (1992)	93
2.2.3 – LIE e KODUR (1996)	94
2.2.4 – KODUR (1999)	95
2.2.5 – Comitê Internacional CIDECT (1994) e (2002)	96
2.2.6 – SCHAUMANN et al (2006)	97
2.2.7 – SILVA (2004)	99
2.2.8 – SILVA (2006b)	100
2.2.9 – Ensaios simplificados e ensaios com estruturas reais	100

2.2.9.1 – Ensaio de Cardington	101
2.2.9.2 – Ensaio realizado na Universidade de Stuttgart-Vaihingen na Alemanha e na Austrália – KIRCHHOF (2004)	104
2.3 – TRABALHOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS COM PILARES E COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	106
2.3.1 – LIE e CHABOT (1998)	106
2.3.1.1 - Principais conclusões obtidas por LIE e CHABOT (1998)	107
2.3.2 – KODUR (1998)	108
2.3.2.1 - Principais conclusões obtidas por KODUR (1998)	110
2.3.3 – HAN e HUO (2003)	110
2.3.3.1 - Principais conclusões obtidas por HAN e HUO (2003)	112
2.3.4 – HAN et al (2003)	113
2.3.4.1 - Principais conclusões obtidas por HAN et al (2003)	116
2.3.5 – HAN et al (2003b)	117
2.3.5.1 - Principais conclusões obtidas por HAN et al (2003b)	118
2.3.6 – KODUR e LATOUR (2005)	119
2.3.6.1 - Principais conclusões obtidas por KODUR e LATOUR (2005)	125
2.3.7 – KVEDARAS E BLAZEVICIUS (2006)	126
2.3.7.1 - Principais conclusões obtidas por KVEDARAS e BLAZEVICIUS (2006)	127
2.3.8 – GOMIDE (2008)	127
2.3.8.1 - Principais conclusões obtidas por GOMIDE (2008)	128
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	131
3.1 – MATERIAIS E MÉTODOS	132
3.1.1 – Ensaio de caracterização dos materiais	132
3.1.2 – Materiais utilizados na preparação do concreto	133

3.1.3 – Dosagem do concreto	135
3.1.4 – Caracterização das colunas de aço	137
3.2 – QUANTIDADE E IDENTIFICAÇÃO DAS COLUNAS	138
3.3 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS	139
3.4 – ENSAIOS REALIZADOS	142
3.4.1 – Ensaios à temperatura ambiente	142
3.4.2 – Ensaios em situação de incêndio	142
3.5 – PREPARAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DAS COLUNAS	143
3.5.1 – Colunas sem preenchimento e preenchidas que foram ensaiadas a temperatura ambiente	143
3.5.2 – Colunas sem preenchimento e preenchidas que foram ensaiadas em situação de incêndio	145
3.6 – FORNO UTILIZADO	147
3.7 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO DAS COLUNAS E CRITÉRIOS DE RUÍNA	149
3.8 – FORMA DE ANÁLISE DOS RESULTADOS	153
3.9 – ESTIMATIVA DA CARGA AXIAL ÚLTIMA DAS COLUNAS À TEMPERATURA AMBIENTE	154
CAPÍTULO 4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS	157
4.1 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS-DE-PROVA	157
4.2 – CARACTERIZAÇÃO DOS TUBOS DE AÇO	158
4.3 – COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA À TEMPERATURA AMBIENTE	159
4.3.1 – Tipo de ruína das colunas à temperatura ambiente	161
4.3.2 – Deslocamentos axiais à temperatura ambiente	164
4.3.3 – Deslocamentos transversais à temperatura ambiente	166
4.3.4 – Deformações específicas axiais à temperatura ambiente	167

4.4 – COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	169
4.4.1 – Colunas de aço sem preenchimento em situação de incêndio	170
4.4.1.1 – Colunas com diâmetro de 114,3 mm	170
4.4.1.1.1 – Colunas T114-C00-30-1 e T114-C00-30-2	170
4.4.1.1.2 – Colunas T114-C00-50-1 e T114-C00-50-2	172
4.4.1.1.3 – Colunas T114-C00-70-1 e T114-C00-70-2	173
4.4.1.2 – Colunas com diâmetro de 168,3 mm	175
4.4.1.2.1 – Colunas T168-C00-30-1 e T168-C00-30-2	175
4.4.1.2.2 – Colunas T168-C00-50-1 e T168-C00-50-2	176
4.4.1.2.3 – Colunas T168-C00-70-1 e T168-C00-70-2	178
4.4.2 – Colunas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em situação de incêndio	179
4.4.2.1 – Colunas de diâmetro 114,3 mm	180
4.4.2.1.1 – Colunas T114-C75-30-1 e T114-C75-30-2	180
4.4.2.1.2 – Colunas T114-C75-50-1 e T114-C75-50-2	183
4.4.2.1.3 – Colunas T114-C75-70-1 e T114-C75-70-2	185
4.4.2.2 – Colunas de diâmetro 168,3 mm	189
4.4.2.2.1 – Colunas T168-C75-30-1 e T168-C75-30-2	189
4.4.2.2.2 – Colunas T168-C75-50-1 e T168-C75-50-2	194
4.4.2.2.3 – Colunas T168-C75-70-1 e T168-C75-70-2	196
4.4.3 – Forma de ruína das colunas em situação de incêndio	199
4.4.4 – Deslocamentos axiais em situação de incêndio	199
 CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	 201
5.1 – RESULTADOS À TEMPERATURA AMBIENTE	201
5.1.1 – Capacidade resistente das colunas à compressão axial	201

5.1.2 – Dimensionamento à temperatura ambiente das colunas segundo as propostas do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)	203
5.1.3 – Forma de ruína das colunas à temperatura ambiente	205
5.1.4 – Deslocamentos axiais à temperatura ambiente	206
5.1.5 – Deslocamentos transversais à temperatura ambiente	206
5.1.6 – Deformações específicas axiais à temperatura ambiente	207
5.2 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	207
5.3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM AS COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	211
5.3.1 – Elevação da temperatura no aço	211
5.3.2 – Capacidade resistente das colunas de aço à compressão axial em situação de incêndio segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)	214
5.3.3 – Níveis de carga considerados para as colunas de aço em situação de incêndio	217
5.3.4 – Forma de ruína das colunas de aço em situação de incêndio	218
5.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM AS COLUNAS DE AÇO PREENCHIDAS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	219
5.4.1 – Resistência ao fogo das colunas mistas em função dos níveis de carga	219
5.4.1.1 – Análise em separado	220
5.4.1.2 – Análise em conjunto	222
5.4.2 – Resistência ao fogo das colunas mistas em função do preenchimento com concreto de alta resistência	224
5.4.3 – Capacidade resistente das colunas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em situação de incêndio	227

5.4.3.1 – Capacidade resistente segundo HAN et al (2003)	227
5.4.3.2 – Capacidade resistente da coluna mista em função da temperatura do núcleo de concreto	228
5.4.3.3 – Capacidade resistente da coluna mista segundo o <i>software</i> SuperTempCalc (STC)	229
5.4.3.4 – Resistência ao fogo segundo KODUR (1999) e segundo o <i>software</i> PotFire	232
5.4.4 – Forma de ruína das colunas mistas em situação de incêndio	236
5.4.5 – Análise dos deslocamentos axiais em situação de incêndio	236
<b>CAPÍTULO 6 – ASPECTOS GERAIS E CONCLUSÕES</b>	<b>237</b>
6.1 – ASPECTOS GERAIS E DIFICULDADES ENCONTRADAS NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	237
6.2 – CONCLUSÕES OBTIDAS NOS ENSAIOS À TEMPERATURA AMBIENTE	239
6.3 – COLUNAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	241
6.4 – COLUNAS DE AÇO PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	242
SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	246
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	247
ANEXO – CAMPOS DE TEMPERATURAS DAS COLUNAS AO FINAL DOS ENSAIOS	257

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seções transversais mistas segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)	11
Figura 2 – Exemplos de pilares mistos executados – CAMPOS (2006)	12
Figura 3 – Obras com pilares mistos no exterior	12
Figura 4 – Obras com pilares mistos no Brasil	13
Figura 5 – Curva tempo-temperatura em situação de incêndio real	17
Figura 6 – Uso de chuveiros automáticos – SEITO et al (2008)	18
Figura 7 – Curvas de incêndio-padrão segundo as normas ISO 834 (1999) e ASTM E 119 (2000)	23
Figura 8 – Exemplo de elevação de temperatura no perfil de aço – VELARDE (2008)	32
Figura 9 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal para os aços segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)	36
Figura 10 – Alongamento do aço estrutural laminado em função da temperatura	38
Figura 11 – Calor específico do aço em função da temperatura	40
Figura 12 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura	41
Figura 13 – Fator de redução da massa específica do concreto em função da temperatura	43
Figura 14 – Valores simplificados da massa específica do concreto em função da temperatura segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)	44

Figura 15 – Redução da resistência a compressão do concreto, em função da temperatura	46
Figura 16 – Variação do alongamento específico do concreto com a temperatura	48
Figura 17 – Variação do calor específico do concreto em função da temperatura segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)	50
Figura 18 – Simplificações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) para obtenção do calor específico do concreto em função da temperatura	51
Figura 19 – Variação da condutividade térmica do concreto com a temperatura	52
Figura 20 – Curvas de Dimensionamento segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1: 2001)	56
Figura 21 – Contraventamento realizado em um pilar misto – CAMPOS (2006)	81
Figura 22 – Relações $F_{u,exp}/F_{u,calc}$ em função do parâmetro “L/D” e da resistência do concreto	88
Figura 23 – Divisão da seção transversal segundo LIE e WHITE (1992)	93
Figura 24 – Resistência ao fogo dos pilares investigados por SCHAUMANN et al (2006)	98
Figura 25 – Forno para ensaios a altas temperaturas em Furnas – SILVA (2006b)	100
Figura 26 – Prédio a ser ensaiado – REAL (2004)	103
Figura 27 – Carregamento aplicado e simulação do incêndio – REAL (2004)	103
Figura 28 – Estruturas pós-incêndio	104
Figura 29 – Situações antes e durante o incêndio – KIRCHHOF (2004)	105
Figura 30 – Forno onde foram ensaiados os pilares – LIE e CHABOT (1998)	106
Figura 31 – Expansão do pilar misto preenchido – LIE e CHABOT (1998)	107
Figura 32 – Resistência ao fogo de cada coluna mista – KODUR (1998)	109
Figura 33 – Temperaturas internas e nas faces das colunas – KODUR (1998)	109
Figura 34 – Deslocamentos axiais das colunas – KODUR (1998)	109
Figura 35 – Ruína típica dos pilares por instabilidade global – HAN e HUO (2003)	112

Figura 36 – Ruína das colunas por instabilidade global – HAN et al (2003)	116
Figura 37 – Ruína por instabilidade global dos pilares mistos – HAN et al (2003b)	119
Figura 38 – Termopar tipo “K” e instrumentação interna da coluna	122
Figura 39 – Temperaturas internas das colunas 1 e 2 – KODUR e LATOUR (2005)	122
Figura 40 – Temperaturas internas das colunas 3 e 4 – KODUR e LATOUR (2005)	123
Figura 41 – Forno a gás utilizado e coluna após o ensaio – KODUR (2004)	124
Figura 42 – Deslocamento axial da coluna 1 – KODUR e LATOUR (2005)	125
Figura 43 – Pilares parcialmente preenchidos – KVEDARAS e BLAZEVICIUS (2006)	126
Figura 44 – Corpos-de-prova de concreto na mesa vibratória	136
Figura 45 – Posicionamento dos tubos e vista superior da seção transversal	137
Figura 46 – Concretagem em andamento e vibração do concreto	137
Figura 47 – Regularização das extremidades das colunas	138
Figura 48 – Solda entre os fios do aqisitor e os extensômetros	143
Figura 49 – Posições dos extensômetros e dos transdutores a meia altura	144
Figura 50 – Posições dos transdutores de deslocamento no topo das colunas	144
Figura 51 – Instrumentação adotada	144
Figura 52 – Posicionamento dos termopares internos	146
Figura 53 – Chapa de aço e um dos transdutores automáticos	147
Figura 54 – Forno utilizado nos ensaios	148
Figura 55 – Isolamento da parte superior do forno	149
Figura 56 – Coluna em nível e prumo e vinculação birrotulada	152
Figura 57 – Coluna posicionada para o ensaio	153
Figura 58 – Resultados obtidos à temperatura ambiente	160
Figura 59 – Ruína das colunas T114-C00-1 e T114-C00-2	162
Figura 60 – Ruína da coluna T114-C75-2	162
Figura 61 – Ruína das colunas T168-C00-1 e T168-C00-2	163
Figura 62 – Ruína das colunas T168-C75-1 e T168-C75-2	163

Figura 63 – Transdutores de deslocamento no topo das colunas	164
Figura 64 – Deslocamento axial da coluna T114-C00-2	165
Figura 65 – Deslocamento axial da coluna T114-C75-2	165
Figura 66 – Deslocamentos axiais das colunas T168-C00-1 e T168-C00-2	166
Figura 67 – Deslocamentos axiais das colunas T168-C75-1 e T168-C75-2	166
Figura 68 – Deformações específicas axiais das colunas T114-C00-1 e T114-C00-2	167
Figura 69 – Deformação específica axial da coluna T114-C75-2	168
Figura 70 – Deformações específicas axiais das colunas T168-C00-1 e T168-C00-2	168
Figura 71 – Deformações específicas axiais das colunas T168-C75-1 e T168-C75-2	168
Figura 72 – Curvas tempo x temperatura das colunas T114-C00-30-1 e 2	171
Figura 73 – Colunas T114-C00-30-1 e 2 após os ensaios	171
Figura 74 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C00-50-2	172
Figura 75 – Coluna T114-C00-50-2 após o ensaio	173
Figura 76 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C00-70-2	174
Figura 77 – Coluna T114-C00-70-2 após o ensaio	174
Figura 78 – Curvas tempo x temperatura das colunas T168-C00-30-1 e 2	176
Figura 79 – Coluna T168-C00-30-1 após o ensaio	176
Figura 80 – Curvas tempo x temperatura das colunas T168-C00-50-1 e 2	177
Figura 81 – Colunas T168-C00-50-1 e 2 após os ensaios	177
Figura 82 – Curvas tempo x temperatura das colunas T168-C00-70-1 e 2	178
Figura 83 – Colunas T168-C00-70-1 e 2 após os ensaios	179
Figura 84 – Furos realizados e instrumentação da coluna T114-C75-30-2	181
Figura 85 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-30-1	182
Figura 86 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-30-2	182
Figura 87 – Colunas T114-C75-30-1 e 2 após os ensaios	183
Figura 88 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-50-1	184
Figura 89 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-50-2	184
Figura 90 – Colunas T114-C75-50-1 e 2 após os ensaios	185

Figura 91 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-70-1	186
Figura 92 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-70-2	186
Figura 93 – Colunas T114-C75-70-1 e 2 após os ensaios	187
Figura 94 – Colunas de diâmetro 114,3 mm após os ensaios	188
Figura 95 – Forno após a explosão da coluna T168-C75-30-1	190
Figura 96 – Aspecto luminoso da coluna T168-C75-30-2 após o encerramento do ensaio	191
Figura 97 – Resistências após o encerramento do ensaio da coluna T168-C75-30-2	192
Figura 98 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-30-1	192
Figura 99 – Situação da coluna T168-C75-30-1 após o ensaio com detalhe da ruína localizada do tubo de aço	193
Figura 100 – Situação da coluna T168-C75-30-2 após o encerramento do ensaio	193
Figura 101 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-50-1	194
Figura 102 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-50-2	195
Figura 103 – Colunas T168-C75-50-1 e 2 após os ensaios	195
Figura 104 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-70-1	196
Figura 105 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-70-2	197
Figura 106 – Colunas T168-C75-70-1 e 2 após os ensaios	197
Figura 107 – Colunas de diâmetro 168,3 mm após os ensaios	198
Figura 108 – Deslocamento axial da coluna T114-C75-50-1	200
Figura 109 – Deslocamento axial da coluna T168-C75-70-2	200
Figura 110 – Comparação entre os resultados obtidos por GOMIDE (2008) e neste trabalho	202
Figura 111 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T114-C00-30-1 e T114-C00-30-2	212
Figura 112 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T114-C00-50-2 e T114-C00-70-2	212
Figura 113 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T168-C00-30-1 e T168-C00-30-2	212

Figura 114 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T168-C00-50-1 e T168-C00-50-2	213
Figura 115 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T168-C00-70-1 e T168-C00-70-2	213
Figura 116 – Relações entre as cargas experimentais (1) e teóricas (2) em função dos níveis de carga para as colunas de aço com diâmetro de 114,3 mm	215
Figura 117 – Relações entre as cargas experimentais (1) e teóricas (2) em função dos níveis de carga para as colunas de aço com diâmetro de 168,3 mm	215
Figura 118 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para as colunas T114-C00 e T168-C00	218
Figura 119 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para a coluna T114-C75	221
Figura 120 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para a coluna T168-C75	221
Figura 121 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para as colunas deste trabalho e do trabalho de GOMIDE (2008)	222
Figura 122 – Resistência ao fogo das colunas em função do preenchimento e dos níveis de carga deste trabalho e de GOMIDE (2008)	225
Figura 123 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-30-1	257
Figura 124 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-30-2	258
Figura 125 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-50-2	258
Figura 126 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-70-1	259
Figura 127 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-70-2	259
Figura 128 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-30-1	260
Figura 129 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-50-1	260
Figura 130 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-50-2	261
Figura 131 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-70-1	261

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores da carga de incêndio (Adaptado da NBR 14432 (2000))	20
Tabela 2 – Temperatura dos gases em função do tempo – ASTM E 119 (2000)	23
Tabela 3 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo – NBR 14432 (2000)	27
Tabela 4 – Coeficientes de redução para combinação excepcional de ações	33
Tabela 5 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)	36
Tabela 6 – Fatores de redução das propriedades mecânicas do concreto segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)	45
Tabela 7 – Calor específico de pico, em função da umidade do concreto segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)	50
Tabela 8 – Fatores de imperfeição, em função das curvas de dimensionamento segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1: 2001)	56
Tabela 9 – Coeficientes de flambagem segundo a NBR 8800 (1986)	57
Tabela 10 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)	69
Tabela 11 – Limites de Aplicabilidade do Método Analítico proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)	70
Tabela 12 – Coeficientes de redução $\varphi_{i,\theta}$	73
Tabela 13 – Resumo dos trabalhos relatados por SHANMUGAM e LAKSHMI (2001)	77
Tabela 14 – Pilares e colunas mistas utilizadas em edifícios altos	82
Tabela 15 – Resultados dos ensaios - ZEGHICHE e CHAOUI (2005)	88
Tabela 16 – Características dos pilares citados por DE NARDIN (2006b)	89

Tabela 17 – Características das colunas analisadas	90
Tabela 18 – Resultados dos ensaios - OLIVEIRA (2008)	91
Tabela 19 – Resultados obtidos por LIE e KODUR (1996)	94
Tabela 20 – Valores do coeficiente “ f ”	96
Tabela 21 – Características dos pilares investigados por SCHAUMANN et al (2006)	98
Tabela 22 – Resistência ao fogo de pilares mistos segundo LIE e CHABOT (1998)	107
Tabela 23 – Características das colunas ensaiadas por KODUR (1998)	108
Tabela 24 – Características das amostras ensaiadas por HAN e HUO (2003)	111
Tabela 25 – Características das colunas investigadas por HAN et al (2003)	114
Tabela 26 – Formulação proposta por HAN et al (2003) para a determinação de “SI”	115
Tabela 27 – Características do concreto utilizado por HAN et al (2003b)	118
Tabela 28 – Características dos pilares ensaiados por KODUR e LATOUR (2005)	121
Tabela 29 – Análise granulométrica do agregado miúdo – NBR 7217 (1987)	133
Tabela 30 – Análise granulométrica do agregado graúdo – NBR 7217 (1987)	134
Tabela 31 – Principais características dos materiais que compõem o concreto segundo as normas: NBR 7251 (1982), NBR 7211 (1983) e NBR 9776 (1987)	134
Tabela 32 – Consumo de materiais na concretagem	135
Tabela 33 – Situação de ensaio e quantidade a ser ensaiada	139
Tabela 34 – Identificação e características das colunas	141
Tabela 35 – Características e estimativa da capacidade resistente das colunas em temperatura ambiente	155
Tabela 36 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado	158
Tabela 37 – Resultados experimentais obtidos à temperatura ambiente	160
Tabela 38 – Cargas axiais a serem aplicadas às colunas em situação de incêndio	161

Tabela 39 – Relações entre as cargas experimentais e aquelas calculadas segundo as propostas do EUROCODE 3 e 4 para as colunas em situação ambiente	204
Tabela 40 – Resistência ao fogo das colunas e desvios percentuais	208
Tabela 41 – Comparação entre os resultados experimentais e aqueles obtidos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) para as colunas de aço sem preenchimento	214
Tabela 42 – Comparação de resultados: GOMIDE (2008) e Deste trabalho x HAN et al (2003), GOMIDE (2008) e Deste trabalho x STC	230
Tabela 43 – Comparação de resultados: Deste trabalho x KODUR (1999) e Deste trabalho x PotFire	234

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$a$	espessura do revestimento contra fogo
$c$	distância mínima da face do perfil ao eixo das barras da armadura
$C_a$	calor específico do aço
$C_{p(\theta)}$	calor específico do concreto em função da temperatura
$C_{p,peak}$	calor específico de pico, em função da umidade do concreto
$d_e$	desvio percentual
$e$	excentricidade
$f$	coeficiente que ajusta a resistência ao fogo para os diferentes tipos de pilares preenchidos nos ensaios de KODUR (1999)
$f_c$	resistência do concreto à compressão
$f_{c,28}$	resistência do concreto à compressão aos 28 dias
$f_{c,teste}$	resistência do concreto à compressão na data do ensaio
$f_{cu}$	resistência característica do concreto obtida a partir de corpos-de-prova cúbicos
$f_{cd}$	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 de cálculo das armaduras
$f_y$	resistência característica ao escoamento do aço a 20°C
$f_{yd}$	resistência ao escoamento de cálculo do aço
$f_{y,\theta}$	resistência ao escoamento do aço, a temperatura $\theta_a$
$h_e$	altura da edificação
$h_i$	altura da abertura “i”

$\dot{h}_{net,c}$	fluxo de calor devido à convecção
$\dot{h}_{net,d}$	fluxo de calor por unidade de área
$\dot{h}_{net,r}$	fluxo de calor devido à radiação
$q_{fi}$	carga de incêndio
$r$	raio da seção
$t$	tempo de incêndio
$t_s$	espessura da parede do perfil tubular
$A_a$	área de aço
$A_c$	área de concreto
$A_f$	área do piso considerado
$A_i$	área da abertura “i”
$A_m$	área da superfície do elemento
$A_m/V$	fator de massividade
$[A_m/V]_{box}$	fator de massividade para uma caixa que envolva o elemento
$A_s$	área de aço das armaduras
$A_t$	área total de paredes, piso, teto e aberturas
$A_v$	área total das aberturas para o exterior do edifício, inclusive janelas que podem ser quebradas em um incêndio
$C$	Carga axial em situação de incêndio nos ensaios de KODUR (1999)
$D$	Diâmetro da seção tubular
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço a 20°C
$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço a temperatura $\theta_a$
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto em temperatura ambiente
$E_{c,sec,\theta}$	Módulo de elasticidade secante do concreto em temperatura elevada
$(EI)_e$	Rigidez à flexão elástica da seção transversal de aço
$(EI)_{eff}$	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

$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço das barras da armadura em temperatura elevada
$F_d$	Valor de cálculo da ação
$F_{u,calc}$	Normal última calculada nos ensaios de ZEGUICHE e CHAOUI (2005)
$F_{u,exp}$	Normal última experimental nos ensaios de ZEGUICHE e CHAOUI (2005)
$F_{Gi,k}$	Valor característico de ações permanentes diretas
$F_{Q,exc}$	Valor característico de ações térmicas decorrentes do incêndio
$F_{Qj,k}$	Valor característico de ações variáveis diretas, decorrentes do uso e ocupação da edificação
$H_i$	Potencial calorífico específico estabelecido na NBR 14432 (2000) de cada componente “i” do material combustível
$I_a$	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
$I_{a,\theta}$	Momento de inércia da seção do perfil de aço em situação de incêndio
$I_c$	Momento de inércia da seção transversal do concreto
$I_{c,\theta}$	Momento de inércia da seção do concreto em situação de incêndio
$I_s$	Momento de inércia das armaduras presentes
$I_{s,\theta}$	Momento de inércia da seção das barras da armadura em situação de incêndio
$K$	Coefficientes de Flambagem por Flexão para elementos isolados
$k_{c,\theta}$	Índice de redução da resistência característica a compressão do concreto
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço
$k_{Ec,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade 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 do pilar
$L_{fi}$	Comprimento efetivo de flambagem da coluna em situação de incêndio
$M_i$	massa de cada componente “i” do material combustível

$N_{b,Rd}$	Normal resistente de cálculo
$N_{b,fi,t,Rd}$	Normal resistente em situação de incêndio
$N_{cr}$	Normal de flambagem elástica
$N_{Ed}$	Normal solicitante de cálculo
$N_{fi,cr}$	Carga crítica de EULER ou carga elástica crítica em situação de incêndio
$N_{fi,dt}$	Normal de compressão solicitante de cálculo no pilar em situação de incêndio
$N_{fi,pl,Rd}$	Força normal de plastificação resistente de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,Rd}$	Força normal resistente de cálculo em incêndio
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
$N_{pl,Rk}$	Força axial resistente característica da seção transversal à plastificação total
$N_{R,EXP}$	Normal Experimental
$N_{R,HAN}$	Normal segundo HAN et al (2003)
$N_{R,STC}$	Normal segundo o <i>software</i> SuperTempCalc
$N_u$	Normal resistente em situação ambiente segundo o equacionamento proposto por HAN et al (2003)
$N_{u(t)}$	Normal resistente em situação de incêndio segundo o equacionamento proposto por HAN et al (2003)
O	Fator de abertura
R	Resistência ao fogo
$R_d$	Normal resistente de cálculo à temperatura ambiente
SI	Índice de Resistência segundo o equacionamento proposto por HAN et al (2003)
$T_{EXP}$	Tempo Experimental
$T_{KODUR}$	Tempo segundo KODUR (1999)
$T_{PotFire}$	Tempo teórico segundo o <i>software</i> PotFire

TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
V	Volume do elemento
$\alpha$	Fator de imperfeição, dependente da curva de dimensionamento
$\alpha_c$	Coefficiente de transferência de calor por convecção
$\gamma_{M1}$	Coefficiente de minoração da resistência do aço
$\gamma_g$	Coefficiente de majoração das ações permanentes
$\gamma_{M,fi}$	Coefficiente de minoração da resistência do aço em situação de incêndio
$\gamma_q$	Coefficiente de majoração das ações variáveis
$\epsilon_{c(\theta)}$	Alongamento específico do concreto em função da temperatura
$\epsilon_{c1,\theta}$	Deformação do concreto no regime elástico
$\epsilon_{cu1,\theta}$	Deformação do concreto na ruína
$\epsilon_f$	Emissividade do fogo
$\epsilon_m$	Emissividade do membro em aço
$\eta$	Nível de carga
$\theta_0$	Temperatura dos gases, no instante $t = 0$
$\theta_a$	Temperatura no elemento de aço
$\theta_c$	Temperatura no concreto
$\theta_g$	Temperatura dos gases quentes
$\theta_m$	Temperatura da superfície do elemento estrutural
$\lambda$	Índice de esbeltez
$\lambda_a$	Condutividade térmica do aço
$\lambda_c$	Condutividade térmica do concreto
$\bar{\lambda}$	Índice de esbeltez relativo
$\bar{\lambda}_\theta$	Índice de esbeltez relativo em situação de incêndio
$\rho$	Taxa de armadura
$\rho_a$	Massa específica do aço
$\rho_c$	Massa específica do concreto à temperatura ambiente

$\rho_{c(\theta_c)}$	Massa específica do concreto na temperatura $\theta_c$
$\varphi_{a,\theta}$	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
$\varphi_\theta$	Coeficiente, em função do coeficiente $\alpha$ e do índice de esbeltez adimensional, em situação de incêndio $\bar{\lambda}_\theta$
$\chi$	Fator de redução, em função do índice de esbeltez adimensional ( $\bar{\lambda}$ ) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção
$\chi_{fi}$	Fator de redução, em função da instabilidade, em situação de incêndio
$\psi_{2,j}$	Coeficiente de redução para as ações variáveis diretas
$\Delta L$	Expansão devido à ação térmica
$\Delta L / L$	Alongamento específico
$\Delta t$	Intervalo de tempo
$\Delta\theta_{a,t}$	variação da temperatura no aço no tempo “t”
$\sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a_{max,\theta}})$	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
$\delta$	Fator de contribuição do aço
$\Phi$	Fator de configuração
$\phi$	Coeficiente, em função da curva de dimensionamento e do índice de esbeltez relativo
CIDECT	Comité Internacional para Estudos de Desenvolvimento e Construção Tubular

E <sub>1</sub> a E <sub>4</sub>	Extensômetros elétricos de 1 a 4
EC4	EUROCODE 4
EXP	Resultado Experimental
N°	Número
R <sub>1</sub> a R <sub>6</sub>	Transdutores de deslocamento de 1 a 6
Term 1 a 5	Termopares de 1 a 5

## RESUMO

LEITE JÚNIOR, Geraldo Silveira. **Colunas mistas esbeltas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em temperatura ambiente e em situação de incêndio.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2009. 303p. Tese de Doutorado.

Neste trabalho, foi investigado em laboratório o efeito do fogo em colunas esbeltas de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência que foram submetidas a três diferentes níveis de carga (30%, 50% e 70%). O nível de carga é a razão entre a carga axial a ser aplicada em situação de incêndio e a carga última obtida no ensaio da coluna à temperatura ambiente. Assim sendo, colunas esbeltas de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência também foram investigadas à temperatura ambiente, uma vez que os resultados obtidos nessa situação serviram de referência para o estabelecimento das cargas axiais que foram aplicadas em situação de incêndio. Ao todo, foram investigadas 32 colunas esbeltas, sendo 4 sem preenchimento e 4 preenchidas com concreto de alta resistência em temperatura ambiente. Além dessas colunas, 12 foram ensaiadas sem preenchimento e 12 preenchidas com concreto de alta resistência em situação de incêndio. Os valores experimentais de carga última obtidos com as colunas de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência à temperatura ambiente e em situação de incêndio foram comparados a aqueles determinados a partir da formulação proposta respectivamente pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001), EUROCODE 4 (prEN1994-1-1:2003), EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) e pelo EUROCODE 4 (prEN1994-1-2:2002), além de outras propostas de pesquisadores que foram encontradas na escassa literatura sobre o assunto.

Como parte numérica, os resultados obtidos para as colunas mistas em situação de incêndio foram comparados a aqueles determinados por meio da utilização de dois *softwares*, que foram o SuperTempCalc e o PotFire.

Ao final, observou-se que o preenchimento das colunas esbeltas de aço com concreto de alta resistência, propiciou melhorias significativas no tempo de resistência ao fogo dessas colunas, porém, comprovou-se que, de forma geral, somente as colunas em situação de incêndio que atingiram o tempo mínimo de resistência ao fogo, estipulado tanto no EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), quanto na NBR 14432 (2000) em 30 minutos, foram as que apresentaram os resultados mais satisfatórios.

**Palavras-Chave:** Colunas de aço, Colunas mistas, Concreto de alta resistência, Incêndio.

## ABSTRACT

In this work, it was investigated in laboratory the effect of fire in slender steel columns unfilled and filled with high strength concrete submitted to three different levels of axial load (30%, 50% and 70%), which is the relation between the axial load to be applied in fire situation and the ultimate load obtained in the column test to room temperature. So, slender steel columns unfilled and filled with high strength concrete were also investigated to room temperature, once the results obtained in this situation have served of reference to the establishment of axial loads applied in fire situation. Altogether 32 slender columns were tested, being 4 unfilled and 4 filled with high strength concrete in room temperature. Besides these columns, 12 were tested filled with high strength concrete in fire situation and 12 unfilled. The experimental values of ultimate load obtained with steel columns unfilled and filled with high strength concrete to room temperature and in fire situation were compared to those determined from the formulation proposed by EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001), EUROCODE 4 (prEN1994-1-1:2003), EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) and EUROCODE 4 (prEN1994-1-2:2002), besides others researchers' proposals found in scarce literature about the subject. As a numeric part, the results obtained for mixed columns in fire situation were compared to those determined by means of using two *softwares*, the SuperTempCalc and the PotFire.

At the end, it was observed that the filling of slender steel columns with high strength concrete have provided significant improvement in the time of resistance to fire in these columns, but it was proved that, in general, only the columns in fire situation which reached the minimum time to fire resistance, stipulated in EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), as in NBR 14432 (2000) in 30 minutes, were the ones that have presented the most satisfactory results.

**Key-words:** Steel Columns, Mixed Columns, High strength concrete, Fire.

## INTRODUÇÃO

A idéia de associar elementos de aço e concreto formando estruturas mistas vem do século XIX, quando se utilizavam cantoneiras, barras, perfis de ferro fundido e posteriormente de aço como armaduras. Como não havia expressões consagradas para a determinação da capacidade resistente desses elementos mistos, sua utilização tinha por base ensaios experimentais realizados com cada tipo de seção transversal a ser utilizada nos projetos. A partir dessa aplicação inicial, o mesmo raciocínio foi estendido aos pilares metálicos. No caso desses pilares, o concreto tinha a função de protegê-lo contra a corrosão e o fogo. Como possuía apenas função protetora, o concreto utilizado era de baixa resistência e sua contribuição estrutural era desprezada.

A idéia de proteção dos pilares com concreto impulsionou o surgimento dos primeiros pilares mistos de aço e concreto, que desde então evoluíram e atualmente apresentam variações no arranjo desses materiais. Os pilares mistos preenchidos começaram a ser utilizados na composição de sistemas estruturais por volta de 1950. Desde então, os estudos desenvolvidos ao longo dos anos têm aperfeiçoado o dimensionamento desses elementos por meio de análises envolvendo tipos variados de seções e solicitações, mas não tem sido suficientes para suprir deficiências em diversos aspectos. Essas deficiências tornaram-se mais evidentes com o surgimento de aços e concretos de alta resistência, com os quais é possível ampliar o leque de vantagens inerentes à utilização dos pilares mistos preenchidos.

Os primeiros edifícios altos construídos nos Estados Unidos, entre 1920 e 1930, como é o caso do Empire State Building e do Chrysler Building, receberam uma capa de concreto para protegê-los da corrosão e do fogo, sem, contudo, considerá-lo como material resistente, como relata GRIFFIS (1994).

No Brasil, os primeiros sistemas estruturais mistos foram introduzidos na década de 50, dentre os quais, segundo FIGUEIREDO (1998), destacam-se o Edifício Garagem América em 1957, Edifício Palácio do Comércio em 1959, Edifício Avenida Central em 1961, Edifício Santa Cruz em 1963, Edifício Sede do IPERJ em 1965 e em 1963 foi construído o Escritório Central da CSN (Companhia Siderúrgica Nacional) no município de Volta Redonda.

Vários trabalhos nacionais e internacionais foram realizados com pilares mistos preenchidos com concreto em temperatura ambiente. SHANMUGAM e LAKSHMI (2001) relatam, em suas pesquisas, cerca de 30 trabalhos internacionais, onde diversas variáveis desses pilares foram objeto de estudo. Nacionalmente, estudos com pilares mistos preenchidos vêm sendo realizados desde 1995 na Escola de Engenharia de São Carlos. Dentre eles, destacam-se os trabalhos realizados por DE NARDIN (1999), (2003), (2006) e (2006b), ALVA (2000) e mais recentemente o trabalho realizado por SILVA (2006), porém em nenhum desses casos o efeito do fogo foi o foco da pesquisa.

A revisão bibliográfica realizada possibilitou a observação de alguns aspectos importantes. Foi percebida uma carência de estudos nacionais e internacionais que avaliem experimentalmente o comportamento estrutural de colunas mistas esbeltas preenchidas com concreto em situação de incêndio. Essa situação ainda é mais evidente quando o concreto de preenchimento dessas colunas é de alta resistência. No Brasil, pelo que foi constatado até o momento, nenhum trabalho experimental foi realizado com essa finalidade.

Os avanços dos estudos nessa área passam pela aquisição de novos equipamentos por parte dos centros de pesquisa do país, para que se possa analisar o comportamento dos variados tipos de elementos estruturais quando expostos a elevadas temperaturas. Dentro desse cenário, destaca-se a aquisição, por meio de recursos provenientes da FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo), de um forno para a análise de pilares sob efeito do fogo, por parte da FEC/UNICAMP, forno esse que foi utilizado para a obtenção dos resultados experimentais deste trabalho. A aquisição desse equipamento possibilitou também o avanço dessa linha de pesquisa.

Outra empresa que viabilizou esta pesquisa foi a V&M do Brasil S.A., que forneceu os tubos para os ensaios, além de custear as despesas com o faceamento<sup>1</sup> das suas extremidades.

Os primeiros trabalhos experimentais abordando pilares e colunas mistas esbeltas em situação de incêndio realizados na FEC/UNICAMP, além desta tese de doutorado são: o trabalho de mestrado de GOMIDE (2008), que investigou colunas tubulares de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de resistência usual e o mestrado do engenheiro Matheus Sarcedo Sant'Anna, o qual encontra-se atualmente em fase de finalização e abordará o tema sobre pilares mistos de aço de seção transversal quadrada sem preenchimento e preenchidos com concreto de resistência usual e de alta resistência. Esses pesquisadores, junto com o autor deste trabalho, fazem parte de um grupo cuja finalidade principal é investigar, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, a influência de algumas variáveis envolvidas, tais como: a forma e as dimensões da seção transversal, além da resistência do concreto de preenchimento na capacidade resistente e na resistência ao fogo dos pilares de seção transversal quadrada e circular (colunas).

---

<sup>1</sup> Faceamento realizado em torno com dimensões especiais, haja vista que houve grande dificuldade em se achar alguma empresa terceirizada que realizasse tal serviço, devido às dimensões das colunas e a disponibilidade limitada da maioria dos equipamentos.

Internacionalmente, o efeito do fogo em pilares mistos preenchidos vem sendo abordado por alguns pesquisadores. Os estudos realizados dividem-se em teóricos e experimentais. Como estudos teóricos, destacam-se aqueles realizados por LIE et al (1991), LIE e WHITE (1992), LIE e KODUR (1996), KODUR (1999), pelo Comitê Internacional CIDECT (1994) e (2002) e SCHAUMANN et al (2006). Como trabalhos experimentais, citam-se aqueles realizados por LIE e CHABOT (1998), KODUR (1998), HAN e HUO (2003), HAN et al (2003), HAN et al (2003b), KODUR e LATOUR (2005) e KVEDARAS e BLAZEVICIUS (2006).

Esta tese de doutorado foi dividida em seis capítulos. No Capítulo 1, são apresentados conceitos fundamentais sobre as colunas mistas, suas características e modelos de dimensionamento em temperatura ambiente, segundo o EUROCODE 4 (prEN1994-1-1:2003), e em situação de incêndio, segundo o EUROCODE 4 (prEN1994-1-2:2002), além de um breve histórico sobre as normas de incêndio. Elas serviram de base para a elaboração da norma Brasileira NBR 14323 (1999) que foi complementada no ano seguinte pela NBR 14432 (2000).

Como as colunas de aço sem preenchimento também são abordadas neste trabalho, são apresentadas, ainda, as formulações propostas pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), que tratam, respectivamente, do dimensionamento dessas colunas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Posteriormente, são apresentados os conceitos de incêndio natural e as curvas de incêndio-padrão abordadas na literatura, além de medidas ativas e passivas que podem ser tomadas na prevenção e/ou extinção de um incêndio. São apresentadas também as propriedades mecânicas e térmicas dos materiais que constituem a coluna mista, além da formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN1993-1-2:2002) para a determinação da temperatura no elemento de aço sem proteção contra incêndio.

No Capítulo 2 são descritos, de forma simplificada, os resultados de trabalhos teóricos e experimentais realizados por outros pesquisadores com pilares de aço preenchidos com concreto em temperatura ambiente. Sequencialmente, trabalhos teóricos realizados com pilares mistos preenchidos em situação de incêndio são abordados e, de uma forma um pouco mais detalhada, são apresentados trabalhos experimentais realizados com pilares mistos preenchidos em situação de incêndio, bem como as principais conclusões obtidas nesses ensaios. Nesse capítulo são relatadas, também, pesquisas experimentais que envolveram ensaios considerados simplificados onde, em geral, são ensaiados corpos-de-prova e ensaios realísticos, que consideram estruturas reais em suas análises. Procurou-se também organizar os trabalhos relacionados em ordem cronológica das publicações, para uma melhor compreensão.

No Capítulo 3 é relatada a metodologia utilizada na investigação do comportamento das colunas mistas. São apresentadas as características geométricas dos tubos, a caracterização dos materiais empregados, a instrumentação das colunas e a descrição dos ensaios em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos experimentalmente e no Capítulo 5 esses resultados são analisados e discutidos. No Capítulo 6 são relatadas as conclusões obtidas.

Finalmente, são apresentadas as referências bibliográficas deste trabalho e em anexo, são apresentados os campos de temperaturas obtidos por meio do *software* SuperTempCalc para cada coluna mista esbelta deste trabalho em situação de incêndio.

## OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho consistiu em avaliar o efeito do fogo em colunas esbeltas de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência, cujas variáveis analisadas compreendem dois diâmetros diferentes (114,3 mm e 168,3 mm) e três diferentes níveis de carga (0,30, 0,50 e 0,70), que é a razão entre a carga axial a ser aplicada à coluna em situação de incêndio e a carga axial última obtida no ensaio das colunas à temperatura ambiente.

Como objetivo secundário, o comportamento à compressão simples das colunas mistas preenchidas e sem preenchimento também foi abordado em temperatura ambiente, uma vez que os resultados obtidos nessa situação serviram de referência para o estabelecimento das cargas axiais, aplicadas nos ensaios em situação de incêndio.

O caráter inovador desta pesquisa é atribuído à inexistência de trabalhos nacionais e do reduzido volume de trabalhos internacionais focados na avaliação das colunas esbeltas formadas por perfis tubulares laminados de aço preenchidas com concreto de alta resistência.

Dessa forma, pode-se listar como objetivos específicos deste trabalho:

a) avaliar em laboratório o efeito do fogo em colunas esbeltas formadas por perfis tubulares de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência, variando-se o diâmetro do perfil circular e aplicando-se diferentes carregamentos axiais, em função dos níveis de carga avaliados;

b) avaliar em temperatura ambiente, o comportamento à compressão simples de colunas tubulares de aço esbeltas sem preenchimento e os benefícios proporcionados em sua capacidade resistente, quando as mesmas são preenchidas com concreto de alta resistência;

c) identificar como as variáveis envolvidas: diâmetro da seção transversal e diferentes níveis de carga influenciam no comportamento resistente das colunas mistas preenchidas;

d) comparar os resultados experimentais obtidos a aqueles encontrados na literatura em geral e aos obtidos com concreto de resistência usual, pelos outros pesquisadores do departamento de estruturas da UNICAMP;

e) comparar os resultados experimentais a aqueles obtidos por meio das formulações propostas pelo EUROCODE 3 e 4, uma vez que, no caso das colunas de aço preenchidas, essas normas consideram 50 MPa como limite máximo da resistência à compressão do concreto de preenchimento da coluna e, a princípio, os resultados teóricos tenderiam a apresentar grandes discrepâncias com os resultados experimentais deste trabalho;

f) contribuir com resultados experimentais para o meio técnico e científico, considerando a reduzida quantidade de publicações sobre o assunto.

## **CAPÍTULO 1 – CONCEITOS FUNDAMENTAIS**

Neste capítulo são apresentados conceitos fundamentais sobre as colunas mistas, suas características e modelos de dimensionamento, em temperatura ambiente, segundo o EUROCODE 4 (prEN1994-1-1:2003) e, em situação de incêndio, segundo o EUROCODE 4 (prEN1994-1-2:2002), além de um breve histórico sobre as normas de incêndio. Essas normas serviram de base para a elaboração da norma Brasileira NBR 14323 (1999), que foi complementada no ano seguinte pela NBR 14432 (2000).

Como as colunas de aço sem preenchimento também são abordadas neste trabalho, são apresentadas as formulações propostas pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), que tratam respectivamente do dimensionamento dessas colunas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

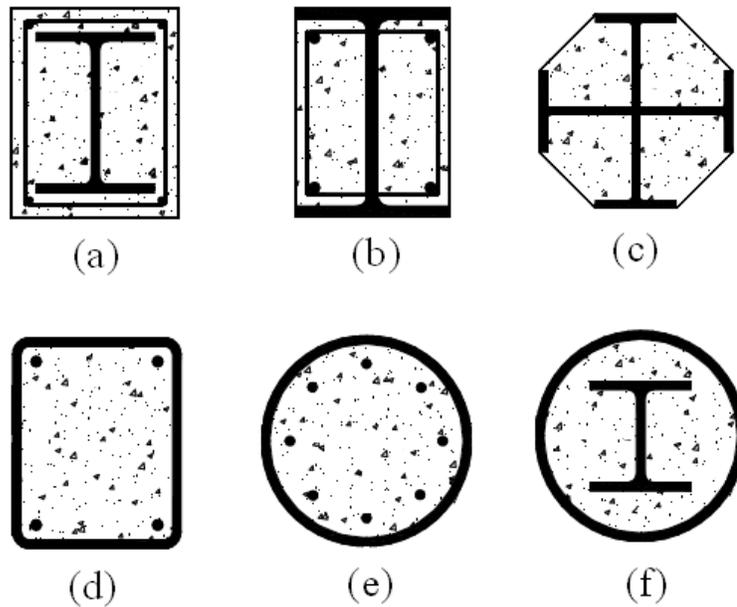
Posteriormente, são apresentados os conceitos de incêndio natural e as curvas de incêndio-padrão abordadas na literatura, além de medidas ativas e passivas que podem ser tomadas na prevenção e/ou extinção de um incêndio. São descritas, também, as propriedades mecânicas e térmicas dos materiais que constituem a coluna mista, além da formulação proposta pelo projeto de revisão do EUROCODE 3 (prEN1993-1-2:2002) para a determinação da temperatura no elemento de aço, sem proteção contra incêndio.

## 1.1 – CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES MISTOS

Os pilares mistos são classificados em função da posição que o concreto ocupa na seção transversal do elemento. Na Figura 1 são ilustradas algumas seções típicas. Os pilares mistos revestidos caracterizam-se pelo envolvimento, por completo, do elemento estrutural de aço, conforme ilustra a Figura 1(a). A presença do concreto como revestimento, além de propiciar maior resistência, impede a flambagem local dos elementos da seção de aço, além de fornecer maior proteção ao fogo e à corrosão do pilar. A principal desvantagem desse tipo de pilar é a necessidade de utilização de fôrmas para a concretagem, tornando sua execução mais trabalhosa, quando comparada ao pilar misto preenchido (Figura 1(d)).

Os pilares mistos parcialmente revestidos caracterizam-se pelo não envolvimento completo da seção de aço, conforme ilustrado nas Figuras 1(b) e 1(c). Os pilares mistos de seção circular, referenciados neste trabalho como colunas mistas, são elementos estruturais formados por perfis tubulares, preenchidos com concreto de qualidade estrutural, conforme as Figuras 1(e) e 1(f). A principal vantagem desse tipo de coluna é que essa dispensa fôrmas e, em alguns casos, armadura. Para as colunas mistas, é possível ainda, em alguns casos, a consideração do efeito de confinamento do concreto em sua resistência.

Segundo ALVA (2000), sob o ponto de vista de comportamento em situação de incêndio, os pilares mistos totalmente revestidos apresentam vantagens sobre as colunas mistas preenchidas, pois o revestimento de concreto desempenha o papel de elemento de proteção ao fogo. Já as colunas mistas preenchidas requerem um estudo mais cuidadoso, pois embora o elemento de aço não esteja protegido externamente, a presença do concreto traz melhorias relevantes no comportamento da coluna a elevadas temperaturas.



(a) pilar misto revestido totalmente      (b) e (c) pilares mistos parcialmente revestidos  
 (d) pilar misto preenchido      (e) e (f) colunas mistas preenchidas

Figura 1 – Seções transversais mistas segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

## 1.2 – EXEMPLOS DE OBRAS COM PILARES MISTOS

A seguir serão apresentadas imagens da execução de pilares mistos revestidos e preenchidos (Figura 2), além de fotos de edificações no exterior e no Brasil onde os pilares mistos foram empregados, respectivamente (Figuras 3 e 4). Como ilustrado na Figura 3, os pilares mistos já são bastante utilizados em estruturas de edifícios que figuram entre os mais altos do mundo em diversos países. Como pólos de utilização citam-se países como: Estados Unidos, Canadá, Inglaterra, Alemanha, Austrália, China, Japão e Malásia.

No Brasil, sua aplicação ainda é pequena, sobretudo pela falta de informações sobre o comportamento estrutural, frente às diversas solicitações a que esses pilares podem estar submetidos.



(a) totalmente revestido      (b) parcialmente preenchido      (c) totalmente preenchido

Figura 2 – Exemplos de pilares mistos executados – CAMPOS (2006)



Edifício Twin Tower na Malásia



Edifício Shun Hing Square na China



Edifício Commerzbank na Alemanha



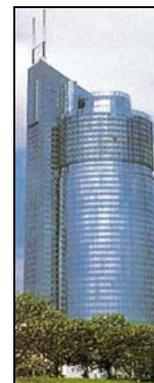
Edifício Two Union Square nos EUA



durante a construção



detalhe da coluna mista



finalizado

Edifício Millenium Tower na Áustria em três fases – MEYER (2002)

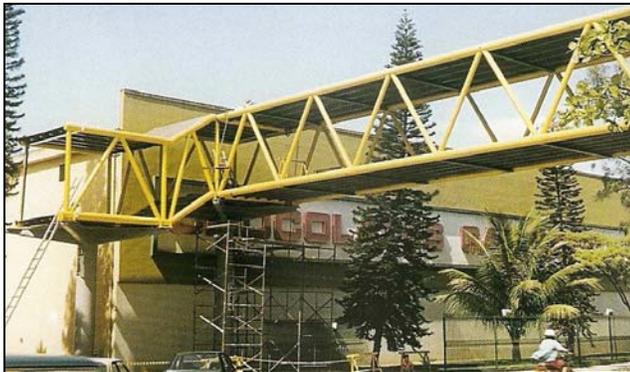
Figura 3 – Obras com pilares mistos no exterior



Edificação de pequeno porte com pilar misto e laje nervurada – DE NARDIN (2006)



Shopping Center – Foto cedida pelo Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva



passarela



pilar misto

Passarela de uma fábrica e pilar misto no detalhe – MEYER (2002)

Figura 4 – Obras com pilares mistos no Brasil

### 1.3 – BREVE HISTÓRICO DAS NORMAS DE INCÊNDIO

Uma das primeiras normas para ensaios de resistência ao fogo, segundo CLARET (2000), citado por FERREIRA (2006), surgiu em 1911, nos Estados Unidos, quando foi lançada a norma ASTM E-119 “Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Material”. Em seguida, entre 1938 e 1946, foram publicados, no Reino Unido, os relatórios *Fire Grading of Buildings*, que foram a base da regulamentação oficial estabelecida em 1952. Esses relatórios compilavam conhecimentos existentes na Europa, nos Estados Unidos e no Canadá e foram um marco nos regulamentos contra incêndio.

No final da década de setenta, experimentos realizados na Europa, Estados Unidos e Japão aumentaram o volume de informações sobre a origem e o desenvolvimento dos incêndios, bem como o desempenho dos materiais de construção sob elevadas temperaturas.

Em 1986, o trabalho *Design Guide on Structural Fire Safety*, enunciava métodos para se avaliar a severidade do incêndio em um edifício com base na ventilação, carga de incêndio e nos acabamentos de paredes, piso e teto. Com base nesse trabalho, a abordagem probabilística do problema da segurança contra incêndio foi lançada.

Na década de noventa, tomou impulso na Europa a atividade de normalização destinada a dar suporte à unificação econômica. Em face da existência de grandes discrepâncias entre as regulamentações dos diversos países, grupos de trabalho foram criados para estabelecer bases técnicas e científicas para as euronormas, EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) e EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), que, dentre outros aspectos, abordam respectivamente o dimensionamento em situação de incêndio das colunas somente de aço e das colunas mistas preenchidas com concreto.

No continente americano, também no final da década de 90, duas importantes normas também foram elaboradas: a norma americana AISC-LRFD (1999) e a norma Canadense CAN/CSA-S16-01 (2001).

No Brasil, a regulamentação da segurança contra incêndios das edificações teve grande impulso na década de setenta. Os incêndios dos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo, e da Caixa Econômica no Rio de Janeiro despertaram o interesse e medo na sociedade e, principalmente, dos meios técnicos, estabelecendo a necessidade de regulamentos e normas aplicados à segurança contra incêndio das edificações no Brasil.

O Laboratório de Ensaios de Fogo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo foi instalado em 1979, com o objetivo de propiciar o desenvolvimento tecnológico dessa área. Nesse laboratório foram instalados fornos simuladores de incêndio, permitindo que alguns ensaios estruturais pudessem ser realizados.

Em 1993, o Estado de São Paulo, por meio do Decreto N° 38069, aprovou as “Especificações para Instalações de Proteção contra Incêndios”, que se basearam em consultoria internacional e estabeleceram medidas ativas e passivas a serem adotadas nas edificações. Após um ano, a Instrução Técnica CB-02.33/94 estabeleceu tempos de resistência ao fogo para estruturas de aço.

Em 1996, a Associação Brasileira de Normas Técnicas instalou a Comissão de Estudos CE-24:301-06 - "Proteção contra fogo das estruturas metálicas", depois renomeada para "Segurança das estruturas em situação de incêndio". Nessa comissão, foi criado um Grupo de Trabalho (GT), constituído por representantes do meio universitário (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade Federal de Minas Gerais e Universidade Federal de Ouro Preto) e do meio técnico (Codemi e Tecsteel) para elaborar textos-base normativos sobre o assunto.

A Comissão de Estudos composta entre outros, por representantes do Corpo de Bombeiros/SP, de fabricantes de material de revestimento contra fogo, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, de escritórios de projetos e de siderúrgicas, em 1999, após consulta pública, aprovou a NBR 14323 (1999) – "Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio". Para a utilização da NBR 14323 (1999) foi necessária a elaboração de outra norma, que fornecesse as diretrizes para a determinação da ação térmica nos elementos construtivos das edificações, como relata SILVA (2007).

O Grupo de trabalho, contando com a valiosa contribuição de diversos oficiais do Corpo de Bombeiros/SP, elaborou um texto-base que foi aprovado pela Comissão de Estudos, após consulta pública em 2000, dando origem à NBR 14432 (2000) "Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações". Essa norma é válida para quaisquer estruturas, independente do material (concreto, aço, alvenaria estrutural, madeira, etc.) utilizado.

Vale ressaltar, como relatado na parte introdutória deste capítulo, que as normas Brasileiras NBR 14323 (1999) e a NBR 14432 (2000) tomaram por base o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) para o estabelecimento das diretrizes de dimensionamento das colunas mistas preenchidas em situação de incêndio.

## **1.4 – INCÊNDIO NATURAL E INCÊNDIO-PADRÃO**

### **1.4.1 – Ação térmica**

Em um ambiente em chamas, a diferença de temperatura existente entre os gases quentes desse ambiente e a estrutura gera uma ação térmica sobre os elementos estruturais. Essa ação térmica é proveniente de um fluxo de calor por radiação e convecção.

Esse fluxo de calor provoca um aumento de temperatura nos componentes da estrutura e esse aumento elevado de temperatura causa redução de resistência e rigidez. Isso, em estruturas hiperestáticas, produz efeitos adicionais nos esforços solicitantes. Portanto, para se dimensionar um elemento estrutural em situação de incêndio é necessário que se considere essa redução de resistência e rigidez dos materiais que compõem esse elemento e os prováveis efeitos adicionais nos esforços solicitantes, provenientes da ação térmica.

A curva tempo-temperatura fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, sendo possível, a partir dessa curva, obter a máxima temperatura atingida pelo elemento estrutural, conseqüentemente, sua resistência ao incêndio. Na Figura 5 é ilustrada a curva típica tempo-temperatura de um edifício em situação de incêndio real.

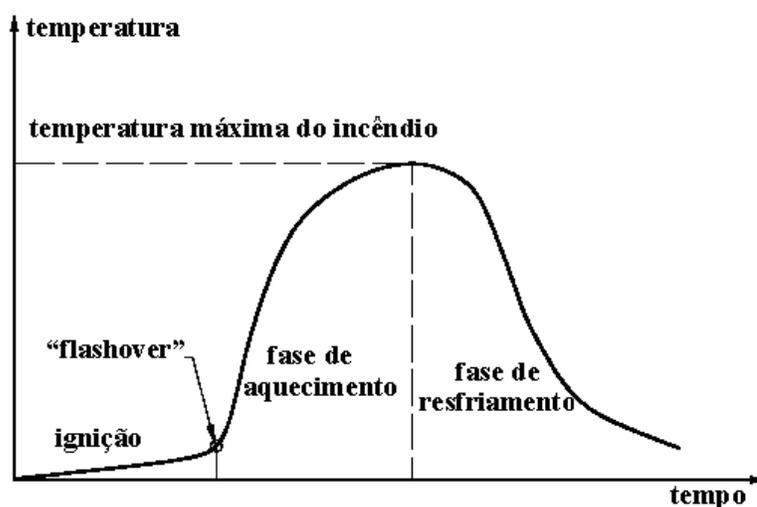


Figura 5 – Curva tempo-temperatura em situação de incêndio real

O trecho inicial dessa curva (fase de ignição) é caracterizado por um aumento pequeno de temperatura proporcionando poucos riscos à estrutura. Caso a edificação possua medidas consideradas "ativas" de proteção contra incêndio (item 1.6), que sejam eficientes para a extinção do fogo, nenhuma verificação adicional da estrutura será necessária.

Na Figura 6 é ilustrada como exemplo, uma situação onde a atuação de chuveiros automáticos (proteção ativa) modifica o comportamento da curva tempo x temperatura, evitando a propagação do incêndio (linha pontilhada).

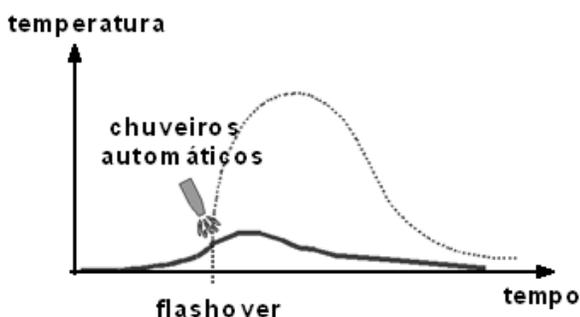


Figura 6 – Uso de chuveiros automáticos – SEITO et al (2008)

SILVA (2004) relata que, para o estágio inicial, ou seja, na fase inicial de ignição, se o incêndio for controlado e extinto não será necessário que o mesmo seja levado em conta no dimensionamento. Após o instante de ignição, segue-se um aumento brusco da temperatura, quando a superfície de todos os materiais combustíveis presentes no ambiente entra em ignição. O instante em que se dá esse aumento brusco da temperatura é conhecido como *flashover*. Após esse instante, a temperatura dos gases eleva-se rapidamente, caracterizando a fase de aquecimento, até boa parte do material combustível extinguir-se, dando início, então à fase de resfriamento.

O desenvolvimento das etapas que caracterizam um incêndio real depende de uma série de fatores, tais como: a quantidade, a natureza e a distribuição do material combustível, o grau de ventilação do ambiente, e dos materiais de vedação que visam impedir a propagação do incêndio no compartimento.

A principal diferença entre uma curva de incêndio real e uma curva de incêndio-padrão é o fato da primeira possuir um ramo ascendente (fase de aquecimento) e um ramo descendente (fase de resfriamento) enquanto, a segunda não considera o ramo descendente da curva.

Se as medidas de proteção contra incêndio não forem eficientes para extingui-lo durante a fase anterior à inflamação generalizada, e houver necessidade de verificação da segurança da estrutura, deve-se considerar o efeito da ação térmica nos elementos estruturais, como relata SILVA (2004).

Nesse caso, deve-se modelar o incêndio, utilizando-se curvas tempo x temperatura tendo-se por base resultados teóricos ou experimentais que simulem situações reais de incêndio. Esse modelo de incêndio é conhecido como incêndio natural (vide item 2.2.9).

Segundo a NBR 14432 (2000), incêndio natural é a variação térmica que simula o incêndio real, que é função da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio presentes no compartimento.

As curvas de incêndio naturais são estabelecidas a partir de ensaios experimentais realizados em compartimentos com aberturas, onde o incêndio se desenvolve sem se propagar para o exterior. Por essa razão, essa simulação é também conhecida como modelo de “incêndio natural compartimentado”.

#### **1.4.2 – Carga de incêndio**

A carga de incêndio é definida na NBR 14432 (2000) como sendo a soma das energias caloríficas que seriam liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, incluindo os revestimentos de paredes, divisórias, pisos e tetos (Equação 1). Como na prática a determinação da carga de incêndio é de difícil obtenção, a NBR 14432 (2000) estabelece valores de acordo com a ocupação/uso da edificação, como mostrado na Tabela 1.

$$q_{fi} = \frac{\sum M_i \cdot H_i}{A_f} \quad \text{(Equação 1)}$$

onde:

$q_{fi}$  = carga de incêndio (MJ/m<sup>2</sup>);

$M_i$  = massa de cada componente "i" do material combustível;

$H_i$  = potencial calorífico específico estabelecido na NBR 14432 (2000) de cada componente "i" do material combustível;

$A_f$  = área do piso considerado.

Tabela 1 – Valores da carga de incêndio (Adaptado da NBR 14432 (2000))

<b>Ocupação / Uso</b>	<b>Carga de Incêndio (MJ/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ocupação / Uso</b>	<b>Carga de incêndio (MJ/m<sup>2</sup>)</b>
casas e apartamentos	300	drogarias e livrarias	1000
hotéis	500	lojas de departamentos	600
escolas e academias	300	supermercados	400
bibliotecas	2000	oficinas elétricas	600
cinemas ou teatros	600	estúdios (rádios, tv, foto)	300
hospitais	300	indústrias de motores	300
restaurantes	300	indústrias de espumas	3000
carpintarias	800	indústrias de resinas	3000
escritórios	700	indústrias de vestuário	500

### 1.4.3 – Grau de ventilação

O grau de ventilação é estabelecido em função da quantidade de oxigênio existente no compartimento submetido ao incêndio. A quantidade de oxigênio é determinada em função do fator de abertura “O”, (Equação 2).

$$O = \frac{A_v \cdot \sqrt{\frac{\sum h_i \cdot A_i}{A_v}}}{A_t} \quad (\text{Equação 2})$$

onde:

O = Fator de abertura;

$A_v$  = área total das aberturas para o exterior do edifício, inclusive janelas que podem ser quebradas em um incêndio;

$h_i$  = altura da abertura “i”;

$A_i$  = área da abertura “i”;

$A_t$  = área total de paredes, piso, teto e aberturas.

## 1.5 – CURVAS DE INCÊNDIO-PADRÃO

Conforme relatado até o momento, as curvas que descrevem um incêndio real são de difícil aplicação prática. Devido à enorme dificuldade de se estabelecer a curva tempo-temperatura de um incêndio real, justificada pela grande sensibilidade dessa curva as várias variáveis mencionadas, as principais normas que abordam o assunto adotam curvas padronizadas, denominadas curvas de incêndio-padrão. Essas curvas contém apenas um ramo ascendente, diferente da curva de um incêndio real. As curvas de incêndio-padrão são apenas um modelo teórico e simplificado, cujo objetivo é representar os mesmos efeitos máximos daqueles produzidos por um incêndio real.

Essas curvas servem de modelo para análises experimentais, freqüentemente utilizadas em estudos, onde não haja parâmetros mais precisos relativos às temperaturas envolvidas, como relata FERREIRA (2006).

Segundo SILVA (2004), “quaisquer conclusões que tenham por base essas curvas, devem ser analisadas com cuidado, pois não correspondem ao comportamento real do incêndio ou de estruturas expostas ao fogo”.

As principais curvas de incêndio-padrão são aquelas fornecidas pela ISO 834 (1999): “Fire resistance tests – Elements of building construction” (Equação 3) e pela ASTM E 119 (2000): “Standard test methods for fire tests of building constructions and material”, que pode ser obtida respeitando-se a Tabela 2. Essas curvas são adotadas como referência para a análise do comportamento de elementos construtivos (paredes, lajes, vigas e colunas) ao fogo e são denominadas curvas de ensaio-padrão ou, alternativamente, de incêndio-padrão. A principal característica dessa família de curvas é possuir somente um ramo ascendente, admitindo, portanto, que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e independente das características do ambiente e da carga de incêndio. Na Figura 7 estão representadas as curvas de um incêndio-padrão, segundo as normas ISO 834 (1999) e ASTM E 119 (2000).

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad \text{(Equação 3)}$$

onde:

$\theta_g$  = temperatura dos gases quentes no ambiente no instante t, em (°C);

$\theta_0$  = temperatura dos gases no instante t = 0, geralmente adotada como 20°C;

t = tempo em minutos;

Tabela 2 – Temperatura dos gases em função do tempo – ASTM E 119 (2000)

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Tempo (min)	Temperatura (°C)	Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20	40	878	80	963
5	538	45	892	85	971
10	704	50	905	90	978
15	760	55	916	120	1010
20	795	60	927	240	1093
25	821	65	937	480	1260
30	843	70	946		
35	862	75	955		

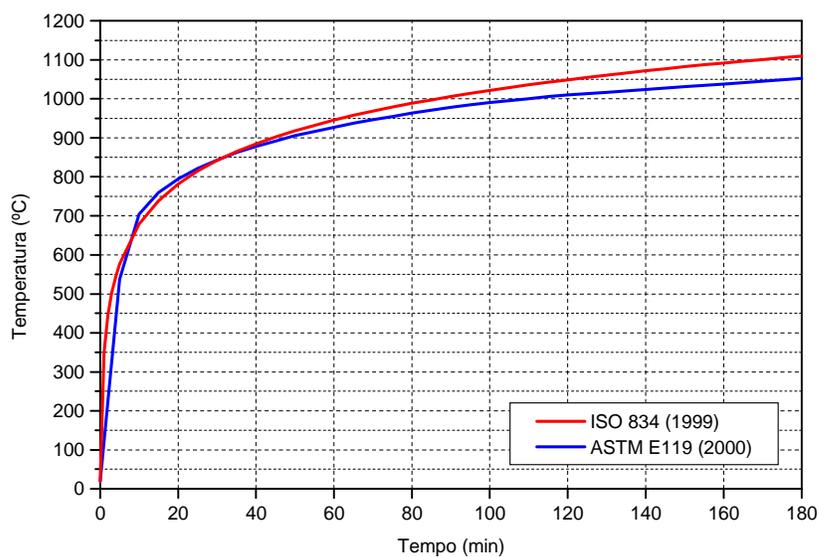


Figura 7 – Curvas de incêndio-padrão, segundo as normas ISO 834 (1999) e ASTM E 119 (2000)

## 1.6 – PROTEÇÕES ATIVAS E PASSIVAS

Os danos provocados por um incêndio podem ter conseqüências desagradáveis, podendo, além de prejuízos financeiros, causar danos físicos ou morte dos ocupantes de uma determinada edificação.

Normalmente, é feita uma distinção entre medidas ativas (detecção e combate ao incêndio que visa extinguir o incêndio em sua fase inicial pré-flashover), fase essa mostrada na Figura 5 e medidas passivas (resistência estrutural ao fogo e compartimentação, que tem por objetivo garantir que a estrutura não sofra colapso por um determinado período de tempo).

A proteção passiva consiste em um conjunto de medidas que se torna funcional quando o incêndio não está mais em sua fase inicial. Nesse caso, medidas como isolamento da estrutura, não permitir que o fogo se alastre, facilitar a fuga das pessoas e a entrada do pessoal de combate (bombeiros), entre outras, são medidas desejáveis para essa situação.

Os materiais de proteção contra incêndio prolongam o tempo de resistência ao fogo, porém, segundo CLARET (2000), tal proteção acarreta um acréscimo no custo da estrutura entre 15 e 30 %.

Como proteção passiva, pode-se citar:

a) Prevenção da ignição: Isso pode ser obtido com o emprego de determinados materiais estruturais e de acabamento, tais como: argamassas projetadas, tintas intumescentes, mantas de fibra cerâmica, lã de rocha ou outro material fibroso, placas cerâmicas e de gesso acartonado. Os materiais combustíveis da edificação devem ficar em locais seguros, as instalações elétricas e equipamentos de segurança contra incêndio devem sofrer inspeções periódicas e os funcionários devem ser treinados para agir numa eventual ocorrência de incêndio;

b) Meios de escape: As rotas de escape devem ter dimensões suficientes e devem ser facilmente acessadas. Essas rotas devem ser sinalizadas e os ocupantes devem passar por treinamento para uma eventual desocupação do edifício.

Como proteção ativa, pode-se citar o controle da geração e propagação do fogo e da fumaça. Essa medida pode ser colocada em prática por meio de:

a) chuveiros automáticos que ajudam a extinguir o fogo e reduzem a geração de fumaça;

b) detectores de calor e fumaça: um sistema de alarme avisa os ocupantes de um início de ignição;

c) compartimentação: consiste na divisão do interior do edifício por meio de barreiras contra a propagação do fogo;

d) exaustão: a liberação de calor e fumaça para a atmosfera é preferível à sua retenção dentro do edifício. Alternativamente, a fumaça pode ser acumulada em locais afastados das áreas ocupadas, por exemplo, o espaço entre o forro e o teto;

e) materiais tóxicos: podem levar a morte por asfixia. Devem estar localizados em áreas de depósitos e essas áreas devem estar especialmente seladas e protegidas;

f) prevenção do colapso estrutural: pode ser obtida por meio da proteção passiva, dimensionamento para resistência ao fogo e aplicação da engenharia de segurança contra incêndio. O requisito para um edifício em geral é posto sob a forma de um tempo requerido de resistência ao fogo (item 1.7), expresso em unidades padronizadas de tempo: 30, 60, 90, 120 e 240 minutos. É importante considerar que esses tempos não são os tempos permitidos para a evacuação dos ocupantes do edifício.

## **1.7 – TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO**

Os tempos padronizados de resistência ao fogo, chamados TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) em função do uso/ocupação e da altura da edificação (Tabela 3) são definidos, no Brasil, na NBR 14432 (2000), e são muito similares aos propostos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002).

Com esses tempos padronizados pode-se obter, na curva de incêndio-padrão, a temperatura fictícia dos gases do ambiente e, por meio dessa temperatura, uma temperatura no elemento estrutural que será usada no dimensionamento do mesmo.

Deve-se ressaltar que esses tempos referem-se ao tempo em que a estrutura deve se comportar satisfatoriamente, ou seja, os elementos estruturais não devem sofrer colapso e não pode haver fissuras que permitam que o fogo se propague para um compartimento adjacente.

Tabela 3 – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo – NBR 14432 (2000).

<b>TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (*), EM MINUTOS NBR 14432 (2000)</b>					
<b>Ocupação</b>	<b>Altura da edificação (metros)</b>				
	<b><math>h_e \leq 6</math></b>	<b><math>6 \leq h_e \leq 12</math></b>	<b><math>12 \leq h_e \leq 23</math></b>	<b><math>23 \leq h_e \leq 30</math></b>	<b><math>h_e &gt; 30</math></b>
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60 (30)	60	90	120
Comercial	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Escritório	30	60 (30)	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Locais públicos	60 (30)	60	60	90	120
Estacionamento fechado	30	60 (30)	60	90	120
Estacionamento aberto	30	30	30	30	60
Hospital	30	60	60	90	120
Indústria com baixa carga de incêndio	30	30	60	90	120
Indústria com alta carga de incêndio	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Loja com baixa densidade carga de incêndio	30	30	30	30	60
Loja com alta densidade carga de incêndio	60	60	90 (60)	120 (90)	120

(\*) Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é definido como sendo o tempo mínimo de resistência de um elemento construtivo submetido ao incêndio-padrão;

(a) Valores entre parênteses são válidos para edificações com área  $\leq 750 \text{ m}^2$ ;

(b) A altura da edificação ( $h_e$ ) é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no imóvel de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem a permanência humana.

## 1.8 – DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA NO ELEMENTO ESTRUTURAL DE AÇO

A determinação da temperatura no elemento estrutural de aço pode ser realizada, segundo o EUROCODE 3 (pr EN 1993-1-2:2002), considerando-se esse elemento sem proteção contra incêndio ou esse elemento protegido. Como as colunas de aço da parte experimental deste trabalho não apresentam tal proteção, somente a formulação para elementos de aço não protegidos será apresentada.

### 1.8.1 – Elemento estrutural de aço sem proteção contra incêndio

A diferença de temperatura entre as chamas de um incêndio e os elementos estruturais gera um fluxo de calor que, por radiação e por convecção, transfere-se para a estrutura provocando aumento de temperatura. Por exemplo, para um pilar de aço situado no interior de uma edificação e sem proteção térmica contra incêndio, segundo o EUROCODE 3 (pr EN 1993-1-2:2002) a elevação de temperatura “ $\Delta\theta_{a,t}$ ” em grau Celsius, durante um intervalo de tempo  $\Delta t$ , pode ser determinada pela Equação (4).

$$\Delta\theta_{a,t} = 0,9 \cdot k_{\text{shadow}} \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{\text{net,d}} \cdot \Delta t \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

$\Delta\theta_{a,t}$  = variação da temperatura no aço no tempo “t”;

$k_{\text{shadow}}$  = fator de correção para o efeito shadow, dado pela Equação 5;

$A_m/V$  = fator de massividade (perímetro/área), para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, em ( $m^{-1}$ );

$A_m$  = área da superfície do elemento ( $m^2$ );

$V$  = volume do elemento ( $m^3$ );

- $\rho_a$  = massa específica do aço ( $\text{kg/m}^3$ );  
 $c_a$  = calor específico do aço ( $\text{J / kg } ^\circ\text{C}$ );  
 $\dot{h}_{\text{net,d}}$  = fluxo de calor por unidade de área ( $\text{W/m}^2$ );  
 $\Delta_t$  = intervalo de tempo em (s) menor que 5 segundos.

O fator de correção para o efeito shadow é dado pela Equação 5.

$$k_{\text{shadow}} = \frac{\left[ \frac{A_m}{V} \right]_{\text{box}}}{\left[ \frac{A_m}{V} \right]} \quad (\text{Equação 5})$$

onde:

$\left[ \frac{A_m}{V} \right]_{\text{box}}$  = fator de massividade para uma caixa virtual que envolva o elemento.

O fluxo de calor segundo o EUROCODE 1 (prEN 1991-1-2:2002) dado pela Equação 6 é a soma do fluxo de calor por radiação mais o fluxo de calor por convecção, dados pelas Equações 7 e 8.

$$\dot{h}_{\text{net,d}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} \quad (\text{Equação 6})$$

onde:

$\dot{h}_{\text{net,c}}$  = fluxo de calor, devido à convecção ( $\text{Watt/m}^2$ ), dada pela Equação 7;

$\dot{h}_{\text{net,r}}$  = fluxo de calor, devido à radiação ( $\text{Watt/m}^2$ ), dada pela Equação 8.

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad \text{(Equação 7)}$$

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

onde:

$\alpha_c$  = coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser adotado igual a 25 W/m<sup>2</sup>.°C

$\Phi$  = fator de configuração, adotado como 1,0;

$\epsilon_m$  = emissividade do membro em aço analisado, tomado como 0,7;

$\epsilon_f$  = emissividade do fogo, tomado como 1,0;

$\theta_g$  = temperatura dos gases quentes (°C);

$\theta_m$  = temperatura da superfície do elemento estrutural (°C).

Para o caso das colunas de aço, o fator de correção para o efeito shadow é considerado igual a 1,0.

O fator de massividade para as colunas tubulares de aço, segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), é dado pela Equação 9.

$$\frac{A_m}{V} = \frac{1}{t_s} \quad \text{(Equação 9)}$$

onde:

$t_s$  : espessura da parede do perfil tubular de aço (m).

Em SILVA (2001) é deduzida a equação para obtenção da elevação da temperatura, dada pela NBR 14323 (1999), bastante semelhante à Equação 4, dada pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), além de apresentar uma forma de determinação da temperatura no perfil de aço.

Segundo SILVA (2001), o processo iterativo para obtenção da temperatura no perfil é dado pela seguinte seqüência:

- a) admite-se  $\theta_a(0) = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- b) toma-se  $t = 5$  segundos ou  $5/60$  minutos;
- c) determina-se  $\theta_g(t)$  pela Equação 3;
- d) determina-se o fluxo de calor por unidade de área pela Equação 6;
- e) determina-se a elevação de temperatura no aço pela Equação 4 considerando-se  $\Delta t = 5$  segundos;
- f) determina-se a temperatura no aço, utilizando-se a Equação 10;
- g) volta-se ao item “c)”, com  $(t + \Delta t)$  no lugar de  $t$ .

$$\theta_a(t) = \theta_a \cdot (t - \Delta t) + \Delta\theta \quad (\text{Equação 10})$$

Na Figura 8 são apresentadas as elevações da temperatura em perfis de aço para diferentes fatores de massividade. Esses perfis foram submetidos a aquecimento em todas as faces segundo a curva-padrão ISO 834 (1999).

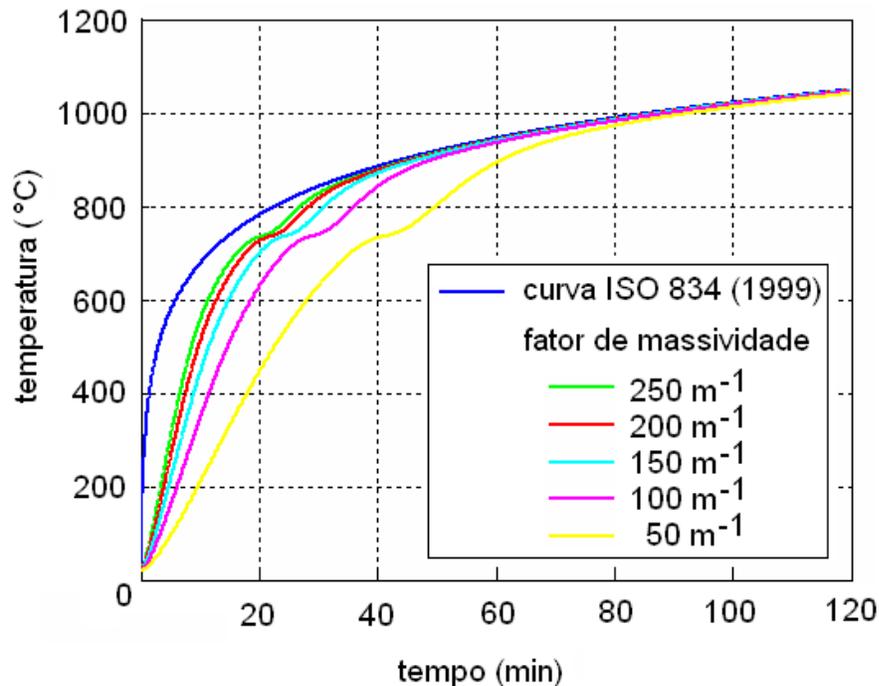


Figura 8 – Exemplo de elevação de temperatura no perfil de aço – VELARDE (2008)

Pela observação da Figura 8, percebe-se que, quanto maior o fator de massividade da estrutura, menor é a diferença entre a temperatura no aço e aquela obtida segundo a ISO 834 (1999), porém, ocorre o contrário em elementos com fator de massividade muito baixo. Nesse caso, como relatado por VELARDE (2008), a diferença entre as temperaturas pode chegar a ser considerável, principalmente nos primeiros 40 minutos.

## 1.9 – COMBINAÇÃO ÚLTIMA DE AÇÕES

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

Na NBR 8681 (2003) é recomendada a Equação 11 para a determinação da combinação última excepcional de ações.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot F_{Q,exc} + \gamma_q \cdot \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} \cdot F_{Qj,k} \quad (\text{Equação 11})$$

onde:

$F_d$  = valor de cálculo da ação;

$F_{Gi,k}$  = valor característico de ações permanentes diretas;

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

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

$\gamma_g$  = coeficiente de majoração das ações permanentes, tomado igual a 1,2 para ações permanentes desfavoráveis e 1,0 para favoráveis;

$\gamma_q$  = coeficiente de majoração das ações variáveis, tomado igual a 1,0.

$\psi_{2,j}$  = coeficiente de redução das ações variáveis diretas, seus valores são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficientes de redução para combinação excepcional de ações

<b>Condição do local</b>	<b><math>\psi_{2,j}</math></b>
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

## **1.10 – PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DOS MATERIAIS**

A exposição do aço e do concreto a altas temperaturas faz degenerar suas características físicas e químicas, causando alterações em suas propriedades.

Neste item serão apresentadas, de acordo com o EUROCODE 3 (prEn 1993-1-2:2002), que foi a referência para a elaboração da Norma Brasileira NBR 14323 (2003), as variações das propriedades mecânicas e térmicas dos aços estruturais em elevadas temperaturas.

Para o concreto, essas variações serão apresentadas segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003) que também foi a referência para a elaboração da Norma Brasileira NBR 14323 (2003). Nesse caso, a referência é feita a concretos de densidade normal.

### **1.10.1 – Propriedades mecânicas do aço em função da temperatura**

#### **1.10.1.1 – Massa específica do aço**

A massa específica do aço estrutural laminado ( $\rho_a$ ), em qualquer temperatura, pode ser considerada constante e igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>.

#### **1.10.1.2 – Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço**

Os fatores de redução com o aumento da temperatura, da resistência ao escoamento ( $k_{y,\theta}$ ) e do módulo de elasticidade ( $k_{E,\theta}$ ), podem ser determinados pelas Equações 12 e 13 respectivamente.

Na Tabela 5, são apresentados os valores de  $(k_{y,\theta})$  e  $(k_{E,\theta})$ , relativos aos valores a 20°C. Graficamente esses valores são apresentados na Figura 9.

$$K_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (\text{Equação 12})$$

$$K_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a} \quad (\text{Equação 13})$$

onde:

$k_{y,\theta}$  = fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente;

$k_{E,\theta}$  = fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente;

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

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

$E_{a,\theta}$  = módulo de elasticidade dos aços laminados a uma temperatura  $\theta_a$ ;

$E_a$  = módulo de elasticidade dos aços a 20°C.

Tabela 5 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002).

Temperatura $\theta_a$ (°C)	$K_{y,\theta}$	$K_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

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

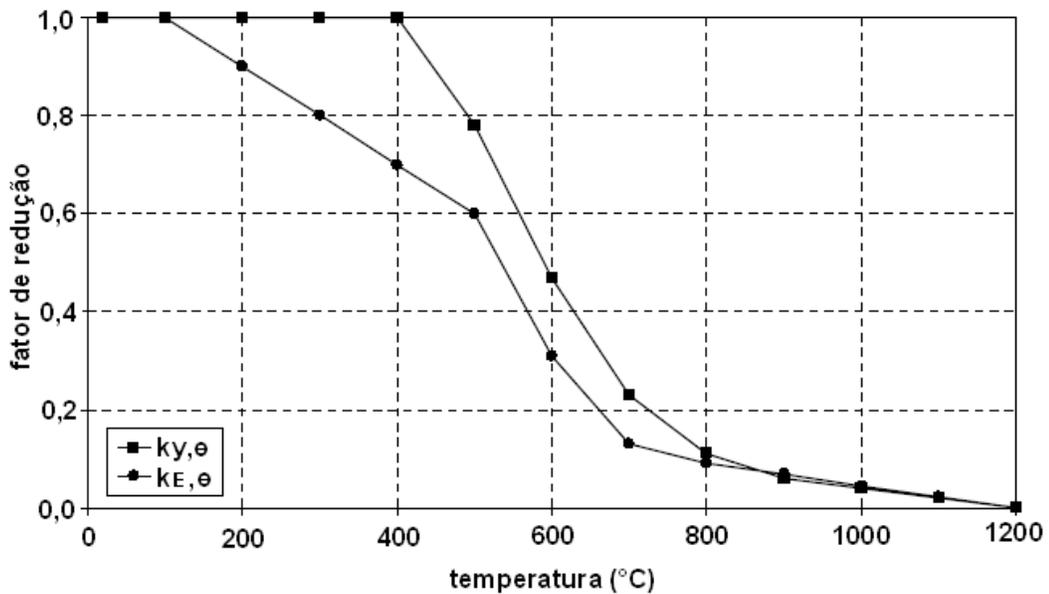


Figura 9 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal para os aços segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002).

### 1.10.1.3 – Alongamento específico do aço

O alongamento específico varia com o aumento da temperatura e pode ser calculado utilizando-se as Equações 14, 15 e 16:

a) Para  $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta L}{L} = 1,2 \times 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (\text{Equação 14})$$

b) Para  $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta L}{L} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (\text{Equação 15})$$

c) Para  $860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta L}{L} = 2,0 \times 10^{-5} \cdot \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (\text{Equação 16})$$

onde:

L = comprimento do pilar de aço a  $20^{\circ}\text{C}$ ;

$\Delta L$  = expansão térmica do aço devido a ação térmica;

$\theta_a$  = temperatura do aço em ( $^{\circ}\text{C}$ ).

Entretanto, para qualquer temperatura entre  $0^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$ , segundo a NBR 14323 (2003) o alongamento pode ser obtido de forma simplificada por meio da Equação 17.

Na Figura 10 é ilustrado o alongamento do aço em função da temperatura segundo as variações propostas pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) e segundo a Equação simplificada (Equação 17) proposta pela NBR 14323 (2003).

$$\frac{\Delta L}{L} = 1,4 \times 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad \text{(Equação 17)}$$

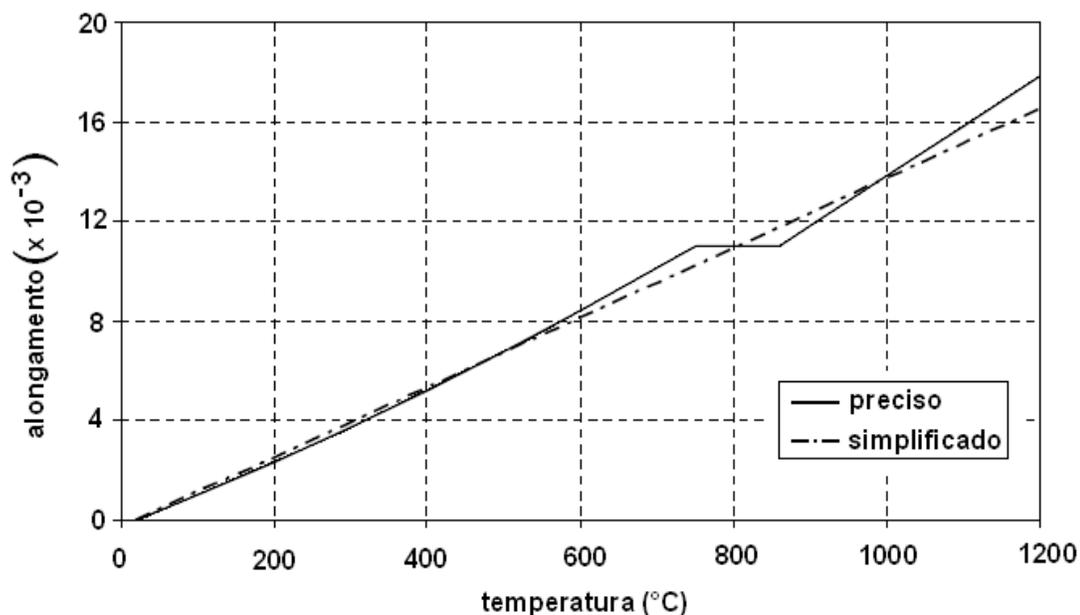


Figura 10 – Alongamento do aço estrutural laminado em função da temperatura

## 1.10.2 – Propriedades térmicas do aço

### 1.10.2.1 – Calor específico do aço

O calor específico do aço ( $c_a$ ), em (J/kg°C), varia com o aumento da temperatura, podendo ser determinado pelas Equações 18, 19, 20 e 21. Na Figura 11 são demonstrados graficamente os valores obtidos com essas equações.

Entretanto, para efeito prático, em cálculo simplificado, o calor específico pode ser tomado segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) e a NBR 14323 (2003) como constante e igual a 600 J/kg°C. Esse valor também é representado na Figura 11.

a) para  $20\text{ °C} \leq \theta_a < 600\text{ °C}$

$$C_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad (\text{Equação 18})$$

b) para  $600\text{ °C} \leq \theta_a < 735\text{ °C}$

$$C_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (\text{Equação 19})$$

c) para  $735\text{ °C} \leq \theta_a < 900\text{ °C}$

$$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (\text{Equação 20})$$

d) para  $900\text{ °C} \leq \theta_a < 1200\text{ °C}$

$$C_a = 650\text{ J/kg°C} \quad (\text{Equação 21})$$

onde:

$C_a$  = calor específico do aço em (J/kg°C);

$\theta_a$  = temperatura do aço em (°C).

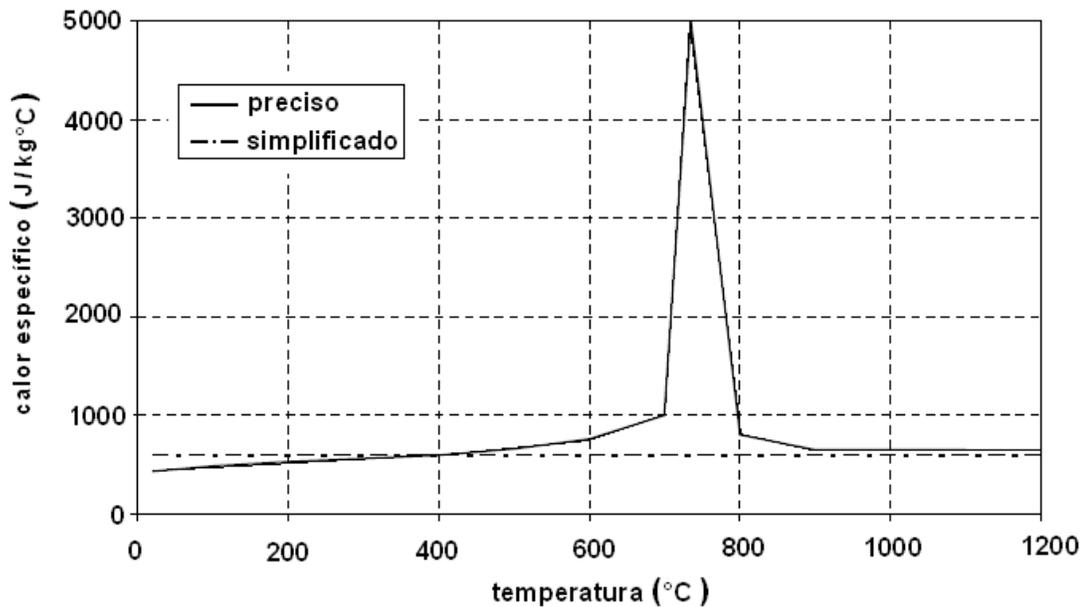


Figura 11 – Calor específico do aço em função da temperatura

### 1.10.2.2 – Condutividade térmica do aço

A condutividade térmica do aço ( $\lambda_a$ ) pode ser calculada em (W/m°C) utilizando-se as Equações 22 e 23. Segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), seu valor também pode ser considerado constante e igual a 45 W/m°C.

Na Figura 12 são representados os valores obtidos com as Equações 22 e 23 e o valor constante de 45 W/m°C.

a) Para  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \cdot \theta_a \quad (\text{Equação 22})$$

b) Para  $800^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W / m}^\circ\text{C} \quad (\text{Equação 23})$$

onde:

$\lambda_a$  = condutividade térmica do aço em (W/m°C);

$\theta_a$  = temperatura do aço em (°C).

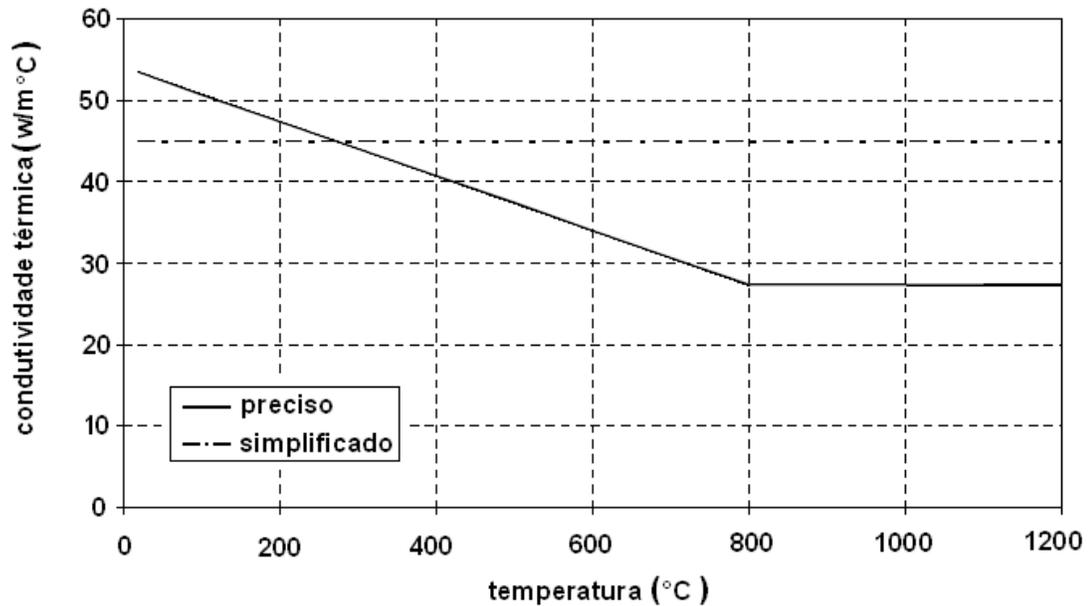


Figura 12 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura

### 1.10.3 – Propriedades mecânicas do concreto em função da temperatura

#### 1.10.3.1 – Massa específica do concreto

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), a massa específica do concreto ( $\rho_c$ ) varia em função da temperatura. Para temperaturas entre  $20\text{ °C} < \theta_c \leq 115\text{ °C}$ , o valor da massa específica é a mesma que aquela à temperatura ambiente.

Para temperaturas situadas entre  $115\text{ °C} < \theta_c \leq 200\text{ °C}$ ,  $200\text{ °C} < \theta_c \leq 400\text{ °C}$  e  $400\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C}$  as massas específicas são determinadas respectivamente pelas Equações 24, 25 e 26.

Deve-se ressaltar que essas considerações são aplicadas somente aos concretos de densidade normal. Segundo a NBR 14323 (2003), concretos de densidade normal são aqueles previstos pela NBR 6118 (2003).

Na Figura 13 são apresentados fatores de redução da massa específica do concreto em função da temperatura.

$$\rho_{c(\theta_c)} = \rho_c \cdot \left[ 1 - 0,02 \cdot \left( \frac{\theta_c - 115}{85} \right) \right] \quad (\text{Equação 24})$$

$$\rho_{c(\theta_c)} = \rho_c \cdot \left[ 0,98 - 0,03 \cdot \left( \frac{\theta_c - 200}{200} \right) \right] \quad (\text{Equação 25})$$

$$\rho_{c(\theta_c)} = \rho_c \cdot \left[ 0,95 - 0,07 \cdot \left( \frac{\theta_c - 400}{800} \right) \right] \quad (\text{Equação 26})$$

onde:

$\rho_{c(\theta_c)}$  = massa específica do concreto na temperatura  $\theta_c$ ;

$\rho_c$  = massa específica do concreto na temperatura de  $20\text{ °C}$ ;

$\theta_c$  = temperatura no concreto ( $\text{°C}$ ).

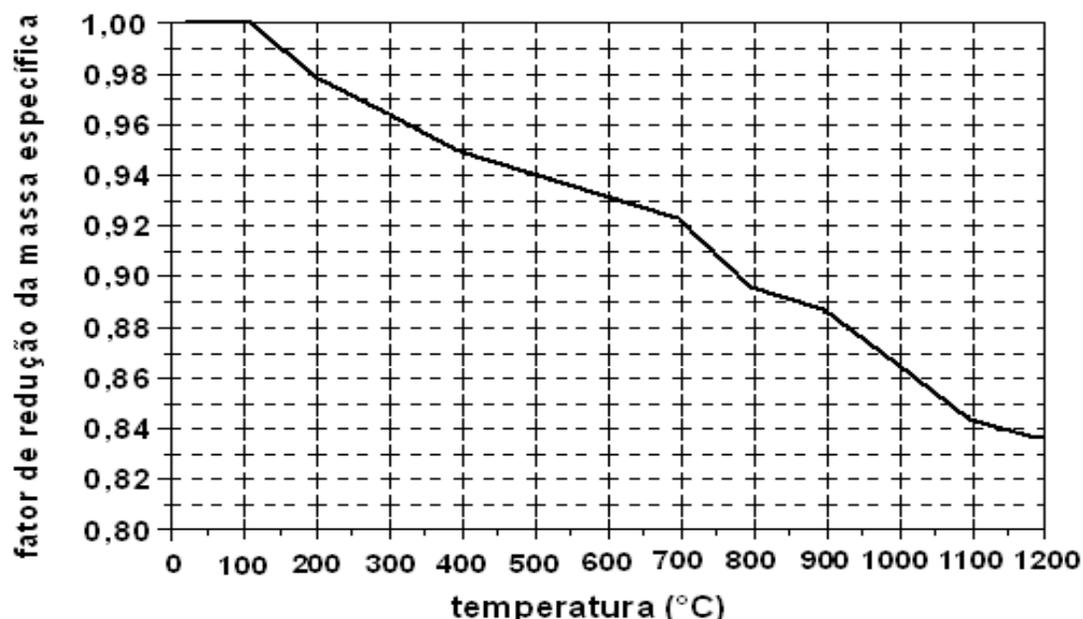


Figura 13 – Fator de redução da massa específica do concreto em função da temperatura

No entanto, o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) propõe uma quarta equação válida em todo o intervalo de  $20\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C}$  para se obter a massa específica do concreto em função da temperatura (Equação 27). Além disso, propõe, de forma simplificada, o valor constante de  $2300\text{ kg/m}^3$  quando não se dispõe de armadura no concreto. Na Figura 14 são apresentadas essas situações.

$$\rho_{c(\theta_c)} = 2354 - 23,47 \cdot \left( \frac{\theta_c}{100} \right) \quad (\text{Equação 27})$$

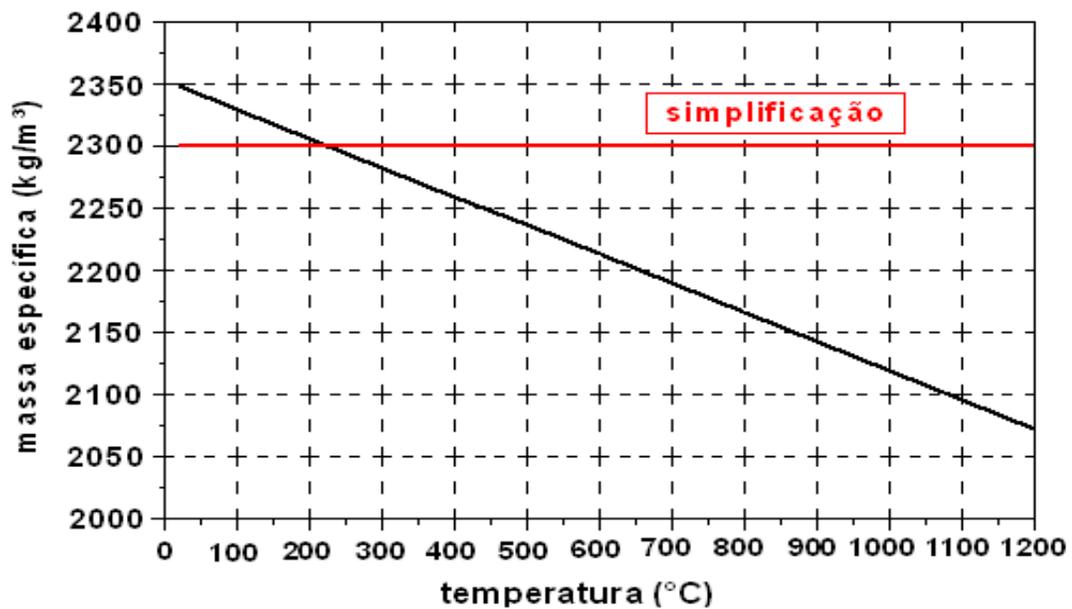


Figura 14 – Valores simplificados da massa específica do concreto em função da temperatura segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

### 1.10.3.2 – Resistência à compressão do concreto em função da temperatura

Na Tabela 6 são apresentados segundo as prescrições do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), os valores de redução, com a elevação da temperatura, das propriedades mecânicas do concreto de acordo com o tipo de agregado utilizado. Na Figura 15, esses valores são representados graficamente.

Tabela 6 – Fatores de redução das propriedades mecânicas do concreto segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003).

Temperatura do concreto (°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	-	-

Para obtenção do índice de redução para o módulo de deformação longitudinal do concreto  $k_{Ec,\theta}$  deverá ser utilizada a Equação 28.

$$k_{Ec,\theta} = \frac{k_{c,\theta} \cdot f_{ck}}{\epsilon_{c1,\theta} \cdot E_c} \quad \text{(Equação 28)}$$

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 Tabela 6 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;

$E_c$  = módulo de deformação longitudinal do concreto, em temperatura ambiente.

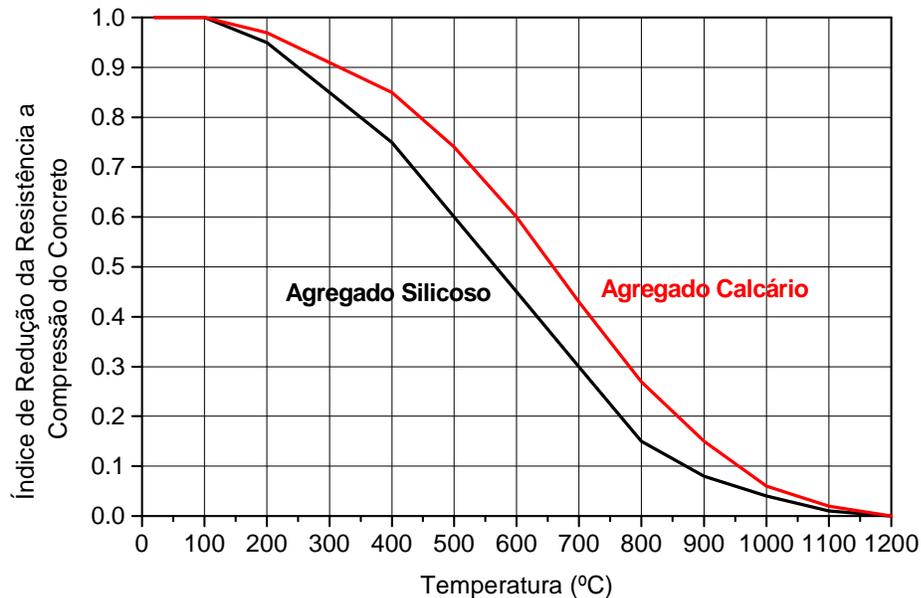


Figura 15 – Redução da resistência a compressão do concreto, em função da temperatura

Cabe ressaltar que os valores de redução apresentados na Tabela 6 são aplicáveis somente aos concretos com resistência característica à compressão inferior a 50 MPa.

Para concretos de alta resistência, como aquele utilizado neste trabalho, alguns pesquisadores, como AITCIN (2000) afirmam que durante um incêndio, eles apresentam uma tendência em lascar, pois esses concretos não possuem água livre, opinião essa compartilhada por NEVILLE (1997), que afirma que devido a baixa permeabilidade, a saída do vapor formado pela água da pasta de cimento hidratada é impedida.

### 1.10.3.3 – Alongamento Específico do concreto

O alongamento específico do concreto constituído de agregados silicosos varia em função da temperatura e pode ser determinado pelas Equações 29 e 30.

a) Para  $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c < 700^{\circ}\text{C}$

$$\varepsilon_{c(\theta)} = 9 \times 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \cdot \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \quad (\text{Equação 29})$$

b) Para  $700^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\varepsilon_{c(\theta)} = 14 \times 10^{-3} \quad (\text{Equação 30})$$

onde:

$\varepsilon_{c(\theta)}$  = alongamento específico do concreto em função da temperatura;

$\theta_c$  = temperatura do concreto convencional, em graus Celsius.

Entretanto, segundo a NBR 14323 (2003), o alongamento do concreto convencional pode, de forma simplificada, ser tomado com uma variação linear e determinado pela Equação 31.

$$\varepsilon_{c(\theta)} = 18 \times 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) \quad (\text{Equação 31})$$

Na Figura 16 é ilustrada a variação do alongamento específico do concreto com a temperatura de maneira precisa e simplificada.

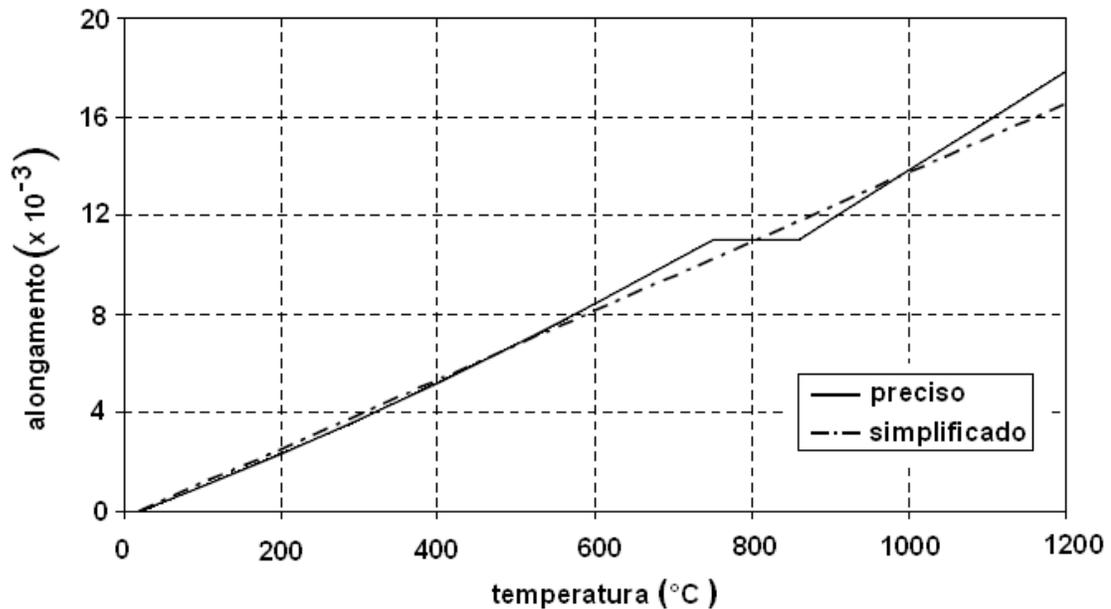


Figura 16 – Variação do alongamento específico do concreto com a temperatura

## 1.10.4 – Propriedades térmicas do concreto

### 1.10.4.1 – Calor específico do concreto

De acordo com o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), o calor específico do concreto convencional ( $c_{p(\theta)}$ ), em (J/kg°C), assume valores constantes para dois intervalos distintos:  $C_{p(\theta)} = 900$  J/kg°C e  $C_{p(\theta)} = 1100$  J/kg°C respectivamente para  $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C}$  e  $400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$ . Fora desses intervalos, o calor específico do concreto pode ser determinado pelas Equações 32 e 33.

a) para  $100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C}$

$$c_{p(\theta)} = 900 + (\theta_c - 100) \quad (\text{Equação 32})$$

b) para  $200^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C}$

$$c_{p(\theta)} = 1000 + \left( \frac{\theta_c - 200}{2} \right) \quad (\text{Equação 33})$$

onde:

$c_{p(\theta)}$  = calor específico do concreto;

$\theta_c$  = temperatura do concreto, em graus Celsius.

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003) o valor da umidade altera significativamente o calor específico do concreto para determinados valores de temperatura, ou seja, entre  $100^{\circ}\text{C}$  e  $115^{\circ}\text{C}$  atinge-se um pico, e posteriormente há um decaimento linear dos valores até a temperatura de  $200^{\circ}\text{C}$ , onde voltam a ser válidas as equações propostas. A esse pico dá-se o nome, segundo EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), de calor específico de pico,  $c_{p,peak}$ .

A representação gráfica dessa variação é apresentada na Figura 17 e os valores do calor específico em função da umidade do concreto são apresentados na Tabela 7.

O EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) propõe algumas simplificações para a determinação do calor específico. Quando a umidade é considerada igual a zero, o calor específico pode ser calculado pela Equação 34. A mesma Norma apresenta uma outra simplificação, admitindo que o calor específico assumira um valor constante de  $c_{p(\theta)} = 1000 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$  para qualquer valor de umidade. Na Figura 18 estão representadas essas simplificações adotadas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002).

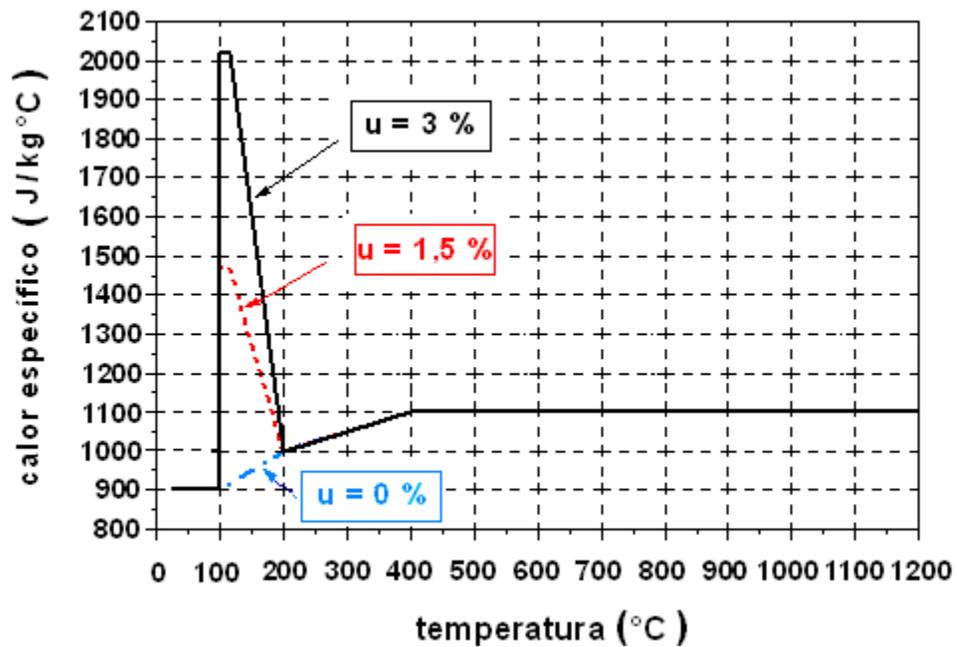


Figura 17 – Variação do calor específico do concreto em função da temperatura segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

Tabela 7 – Calor específico de pico, em função da umidade do concreto segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003)

Umidade	0,0%	1,5%	3,0%
$c_{p,peak}$	900 J /kg°C	1470 J /kg°C	2020 J /kg°C

$$c_{p(\theta)} = 890 + 56,2 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right) - 3,4 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (\text{Equação 34})$$

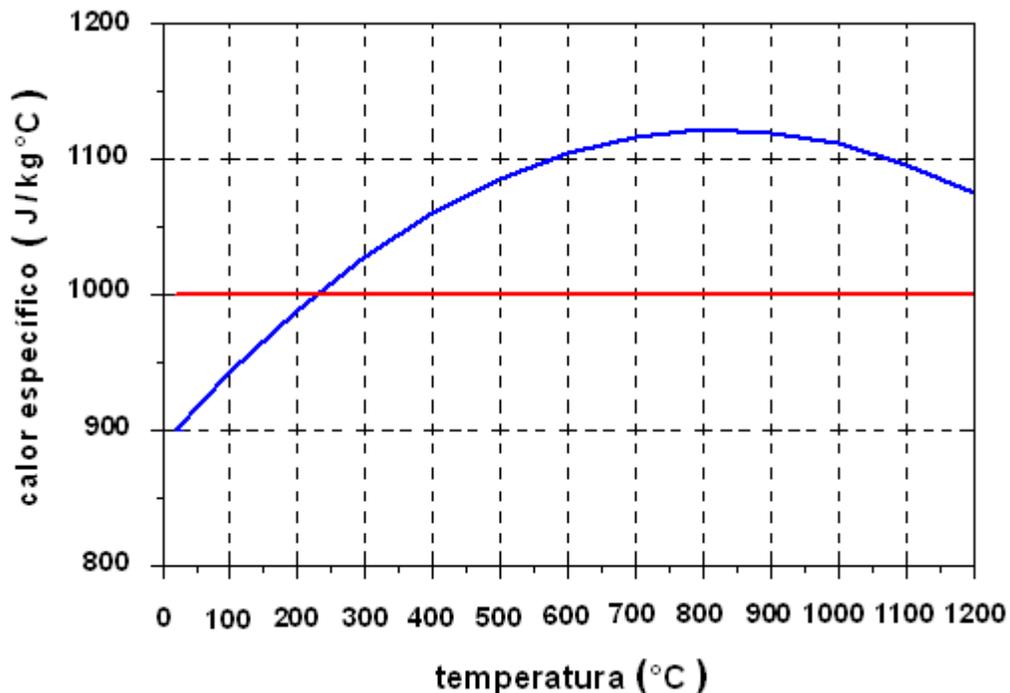


Figura 18 – Simplificações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) para obtenção do calor específico do concreto em função da temperatura

#### 1.10.4.2 – Condutividade térmica do concreto

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2003), a condutividade térmica do concreto ( $\lambda_c$ ) em (W/m°C) independe do tipo de agregado utilizado e é dada em função da variação da temperatura no concreto. A condutividade térmica do concreto está em um intervalo entre os limites superior e inferior, onde esses limites são determinados, respectivamente, pelas Equações 35 e 36. Essas Equações são válidas para  $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$ .

Na Figura 19 estão representados os limites superiores e inferiores da condutividade térmica do concreto em função da variação da temperatura.

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (\text{Equação 35})$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (\text{Equação 36})$$

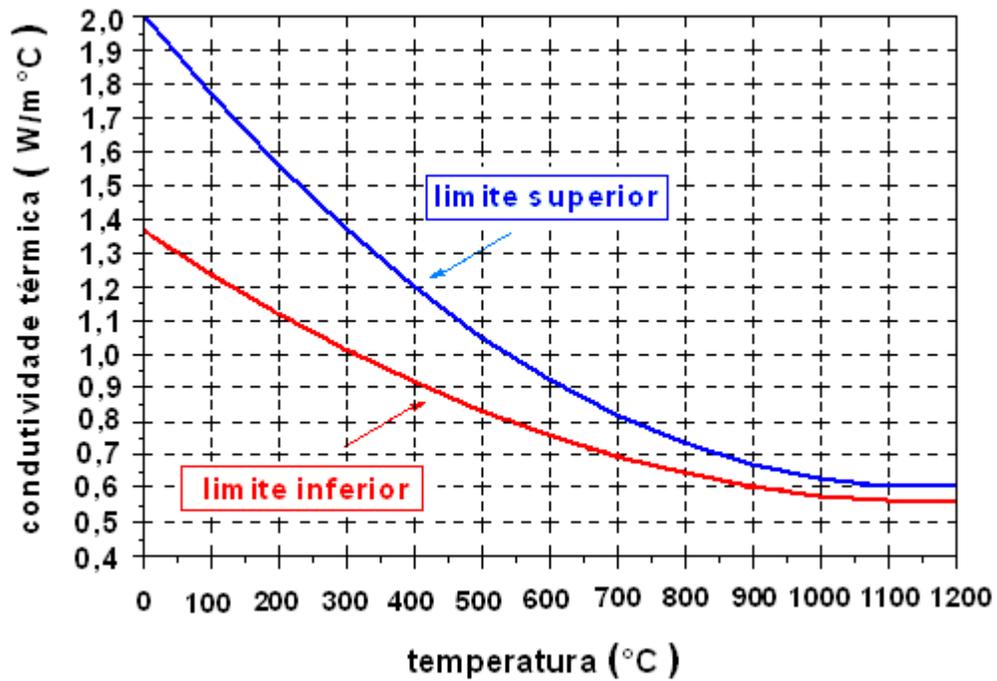


Figura 19 – Variação da condutividade térmica do concreto com a temperatura

## **1.11 – DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE**

Neste item serão abordados os procedimentos para o dimensionamento em temperatura ambiente das colunas de aço sem preenchimento, segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001), e aquelas preenchidas com concreto, segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003).

No caso das colunas preenchidas com concreto, as recomendações apresentadas são aplicáveis somente à concretos com resistência característica à compressão situada entre 20 MPa e 50 MPa, ou seja, não são válidas para o programa experimental deste trabalho.

Em ambos os casos, esses códigos normativos abordam o dimensionamento de pilares submetidos à compressão axial e à flexo-compressão. Como a parte experimental deste trabalho contempla os casos de compressão axial, somente os equacionamentos para essa situação serão abordados.

### **1.11.1 – Dimensionamento das colunas de aço em temperatura ambiente segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001)**

Segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) para o dimensionamento das colunas de aço sem preenchimento, a seguinte relação deve ser verificada (Equação 37).

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (\text{Equação 37})$$

onde:

$N_{Ed}$  = normal solicitante de cálculo;

$N_{b,Rd}$  = normal resistente de cálculo, dada pela Equação 38.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{Equação 38})$$

onde:

$\chi$  = fator de redução dado pela Equação 39, em função do índice de esbeltez relativo ( $\bar{\lambda}$ ) e da curva de dimensionamento adequada ao tipo de seção;

$A_a$  = área da seção transversal do elemento;

$f_y$  = resistência ao escoamento do aço;

$\gamma_{M1}$  = coeficiente de minoração da resistência do aço, tomado igual a 1,1

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (\text{Equação 39})$$

onde:

$\phi$  = coeficiente dado pela Equação 40, em função da curva de dimensionamento e do índice de esbeltez relativo;

$\bar{\lambda}$  = índice de esbeltez relativo, determinado por meio da Equação 41.

$$\phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (\text{Equação 40})$$

onde:

$\alpha$  = fator de imperfeição, dependendo da curva de dimensionamento associada à peça, no caso de seções tubulares, a curva “a”, e o valor de  $\alpha$  será 0,21.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_a \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (\text{Equação 41})$$

onde:

$N_{cr}$  = normal de flambagem elástica, ou força de EULER, calculada pela Equação 42.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad (\text{Equação 42})$$

onde:

$(EI)_e$  = rigidez à flexão elástica da seção transversal, dada pela Equação 43;

$(KL)$  = comprimento efetivo de flambagem da coluna, de acordo com a Tabela 9.

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a \quad (\text{Equação 43})$$

onde:

$E_a$  = módulo de elasticidade do aço do tubo;

$I_a$  = momento de inércia da seção transversal de aço.

Na Tabela 8 são apresentados os fatores de imperfeição,  $\alpha$ , em função das curvas de dimensionamento, associadas a cada tipo de seção.

Na Figura 20 são apresentadas as curvas de dimensionamento, em função do índice de esbeltez adimensional do elemento comprimido.

Tabela 8 – Fatores de imperfeição, em função das curvas de dimensionamento segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1: 2001)

Curva de Dimensionamento	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
$\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

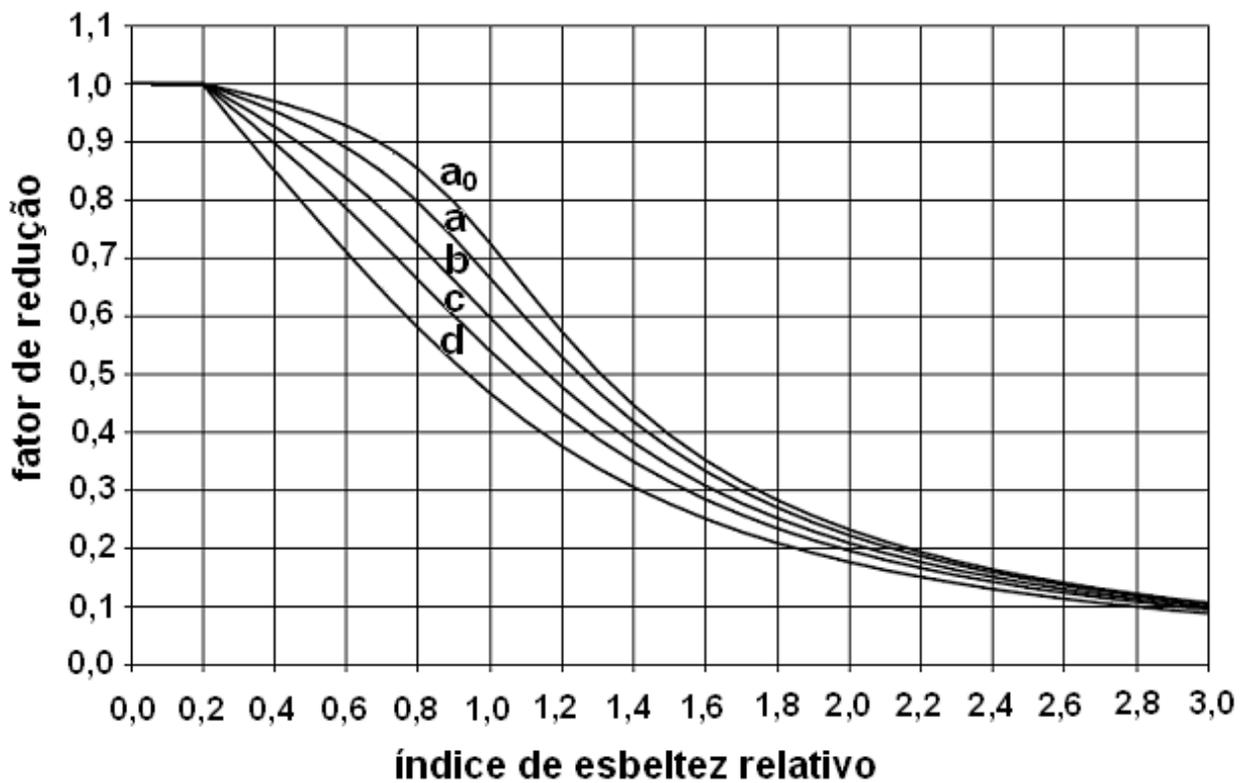


Figura 20 – Curvas de Dimensionamento segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1: 2001)

### 1.11.1.1 – 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. Os coeficientes de flambagem por flexão, em função da vinculação, para elementos isolados, segundo a NBR 8800 (1986), são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes de flambagem segundo a NBR 8800 (1986)

Coeficiente de flambagem “K”	Vinculação			
	bi-engastada	engaste-apoio	birrotulada	engaste-livre
	0,5	0,7	1,0	2,0

### 1.11.2 – Dimensionamento das colunas de aço preenchidas com concreto em temperatura ambiente segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)

Neste item são abordadas as propostas de dimensionamento das colunas mistas preenchidas com concreto em temperatura ambiente, segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003). Em algumas situações, também serão feitos comentários sobre algumas recomendações das revisões das normas Brasileiras, NBR 8800 (1986) e da NBR 14323 (2003). Deve-se ressaltar que essas recomendações são aplicadas somente a concretos com resistência característica à compressão situada entre 20 e 50 MPa, ou seja, não são válidas para o programa experimental deste trabalho.

### **1.11.2.1 – Hipóteses básicas para o dimensionamento**

O texto-base de revisão da NBR 8800 (2006) trata do dimensionamento de colunas de aço preenchidas com concreto por meio de um método simplificado que tem as seguintes hipóteses básicas:

- a) há interação completa entre o concreto e o aço no colapso;
- b) as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;
- c) não ocorre instabilidade local dos elementos de aço da seção transversal. Essa situação é garantida respeitando-se a Equação 44.

### **1.11.2.2 – Limites de Aplicabilidade**

No EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) são estipulados os seguintes limites de aplicabilidade, quanto ao dimensionamento de colunas de aço preenchidas com concreto.

- a) as colunas mistas devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- b) A resistência à compressão do concreto deve estar compreendida entre 20 MPa e 50 MPa;
- c) o fator de contribuição do aço “ $\delta$ ” deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Se “ $\delta$ ” for igual ou inferior a 0,2 o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto, e, se “ $\delta$ ” for igual ou superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço;

d) a resistência ao escoamento do aço “ $f_y$ ” deve estar compreendida entre  $235 \text{ MPa} \leq f_y \leq 460 \text{ MPa}$ ;

e) a máxima porcentagem de armadura corresponde a 6,0 %;

f) a esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  deve ser menor que 2,0;

g) para as seções preenchidas com concreto, as armaduras poderão ser dispensadas, em condições em que a estrutura não necessite ser verificada em situação de incêndio.

h) é recomendado 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 no máximo em 5 m.

Além desses limites de aplicabilidade propostos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), a Norma Brasileira NBR 14323 (2003) ainda estipula que:

a) quando a concretagem for feita com o pilar montado, deve-se comprovar que o pilar puramente metálico resiste às ações aplicadas antes da cura do concreto;

b) o projeto das armaduras, quando existir, deve atender aos requisitos da NBR 6118 (2003).

### **1.11.2.3 – Instabilidade local das colunas de aço preenchidas com concreto**

As resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra a instabilidade local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal.

Para evitar a instabilidade local, não podem ser ultrapassadas as relações diâmetro/espessura segundo a Equação 44.

$$\frac{D}{t_s} \leq 90 \cdot \left( \frac{235}{f_y} \right) \quad (\text{Equação 44})$$

onde:

D = diâmetro externo da seção tubular circular;

t<sub>s</sub> = espessura da parede da seção tubular;

f<sub>y</sub> = resistência ao escoamento do aço.

#### **1.11.2.4 – Efeito do Confinamento**

Segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) e o projeto de revisão da NBR 8800 (1986), o efeito do confinamento do concreto traz benefícios a capacidade resistente da coluna mista preenchida, porém, esse efeito só deve ser levado em conta para colunas que possuam esbeltez relativa igual ou inferior a 0,5 e para excentricidades de carregamento menores que D/10. Como as colunas da parte experimental deste trabalho não se enquadram nessas prescrições, a formulação proposta levando-se em conta o efeito do confinamento não será apresentada neste trabalho.

#### **1.11.2.5 – Resistências das colunas de aço preenchidas com concreto**

Segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), a força normal solicitante de cálculo das colunas mistas axialmente comprimidas sujeitas a instabilidade por flexão é dada pela Equação 45:

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (\text{Equação 45})$$

onde:

$N_{Ed}$  = força axial solicitante de cálculo;

$\chi$  = fator de redução representado por “curvas” que levam em consideração a flambagem global da coluna. No caso das colunas mistas preenchidas, utiliza-se a curva “a” quando a taxa de armadura é inferior a 3 % e a curva “b” para taxas de armadura situadas entre 3 e 6 %;

$N_{pl,Rd}$  = força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total calculada pela Equação 46. Nessa Equação, segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), o coeficiente de redução (0,85) aplicado a parcela referente ao concreto, pode ser considerado igual a (1,0) quando se tratar de seções tubulares circulares preenchidas com concreto.

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (\text{Equação 46})$$

onde:

$N_{Rd,pl}$  = força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total;

$A_a$  = área da seção transversal do tubo de aço;

$A_s$  = área da seção transversal da armadura longitudinal, quando houver;

$A_c$  = área da seção transversal do concreto;

$f_{yd}$  = resistência ao escoamento de cálculo do aço do tubo, definida como a razão entre a resistência ao escoamento do aço do tubo e o seu correspondente coeficiente de minoração, definido como 1,1;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto à compressão, definida como a razão entre a resistência característica do concreto à compressão e o seu correspondente coeficiente de minoração, definido como 1,5;

$f_{sd}$  = resistência ao escoamento de cálculo do aço da armadura, definida como a razão entre a resistência ao escoamento do aço da armadura e o seu correspondente coeficiente de minoração, definido como 1,15.

### 1.11.2.6 – Índice de esbeltez relativo

O índice de esbeltez relativo é calculado pela Equação 47.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad \text{(Equação 47)}$$

onde:

$\bar{\lambda}$  = índice de esbeltez relativo;

$N_{pl,Rk} = N_{pl,Rd}$ , quando os coeficientes de ponderação da resistência da Equação 46 são considerados iguais a 1,0;

$N_{cr}$  = força axial de instabilidade elástica calculada utilizando-se a Equação 42, com  $(EI)_e$ , tomado como  $(EI)_{eff}$ , que é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista e  $(KL)$  é comprimento efetivo de flambagem do pilar, adotando-se as prescrições apresentadas na Tabela 9. O valor de  $(EI)_{eff}$  é obtido pela Equação 48.

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad \text{(Equação 48)}$$

onde:

$(EI)_{eff}$  = rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista;

$E_a$ ,  $E_s$  e  $E_c$  = módulos de elasticidade do aço do tubo, do aço da armadura, e do concreto respectivamente;

$I_a$ ,  $I_s$  e  $I_c$  = momentos de inércia da seção transversal para o tubo de aço, para a armadura e para o concreto, respectivamente;

### **1.11.2.7 – Módulo de elasticidade do concreto**

O módulo de elasticidade do concreto pode ser calculado utilizando-se a Equação 49.

$$E_c = 22 \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} \quad (\text{Equação 49})$$

onde:

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão. Deve-se utilizar esse valor em (MPa) na Equação 49, e  $E_c$  resultará em (GPa).

## **1.12 – DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

### **1.12.1 – Dimensionamento das colunas de aço em situação de incêndio segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)**

Para o dimensionamento das colunas de aço em situação de incêndio é necessário determinar a temperatura a qual o elemento estrutural está submetido. Essa determinação é feita utilizando-se as equações de transferência de calor por radiação e por convecção do ambiente em chamas.

A partir da determinação da temperatura na coluna de aço (item 1.8) 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.

A força normal resistente em situação de incêndio é dada pela Equação 50.

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A_a \cdot k_{y,\theta} \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \right) \quad (\text{Equação 50})$$

onde:

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

$\chi_{fi}$  = fator de redução em função da instabilidade em situação de incêndio;

$A_a$  = área da seção transversal do perfil de aço;

$k_{y,\theta}$  = fator de redução da resistência ao escoamento do aço na temperatura  $\theta_a$ ;

$f_y$  = resistência ao escoamento do aço;

$\gamma_{M,fi}$  = coeficiente de minoração da resistência do aço. Seu valor é igual a 1,0.

O fator de redução  $\chi_{fi}$  é dado pela Equação 51.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (\text{Equação 51})$$

onde:

$\varphi_{\theta}$  = coeficiente dado pela Equação 52 em função do coeficiente  $\alpha$  (Equação 53) e do

índice de esbeltez relativo em situação de incêndio ( $\bar{\lambda}_{\theta}$ );

$\bar{\lambda}_{\theta}$  = índice de esbeltez relativo em situação de incêndio, dado pela Equação 54.

$$\varphi_{\theta} = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2\right) \quad (\text{Equação 52})$$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (\text{Equação 53})$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (\text{Equação 54})$$

onde:

$\bar{\lambda}$  = índice de esbeltez relativo da seção, dado pela Equação 41;

$k_{y,\theta}$  = 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 da seção comprimida em situação de incêndio ( $L_{fi}$ ), pode, segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) ser tomado igual a aquele adotado em situação ambiente.

## **1.12.2 – Dimensionamento das colunas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)**

### **1.12.2.1 – Considerações básicas para o dimensionamento estrutural das colunas mistas em situação de incêndio**

O dimensionamento de uma coluna mista em situação de incêndio pode ser feito por meio de resultados experimentais ou por meio de métodos analíticos de cálculo. Nesse último caso, pode ser usado o método simplificado ou o método avançado de dimensionamento, ou ainda uma combinação de ambos. Para o dimensionamento nessa situação, deve-se levar em conta que as propriedades do aço e do concreto diminuem progressivamente com o aumento da temperatura. O método simplificado aplica-se aos elementos que compõem a estrutura individualmente. Os métodos avançados de análise estrutural e térmica são aqueles em que os princípios da engenharia de incêndio são aplicados de maneira realística a situações específicas.

### **1.12.2.2 – Método tabular**

O método tabular proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) consiste no uso de tabelas. Essas tabelas são válidas para cargas axiais aplicadas desde que as seguintes condições sejam verificadas:

- a) a estrutura seja contraventada;
- b) o incêndio seja limitado a somente um andar e nesse andar, o pilar esteja submetido à temperatura uniforme ao longo de seu comprimento;

- c) os pilares possuam um comprimento máximo de 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal;
- d) independentemente da resistência ao escoamento do perfil tubular, o valor máximo adotado deve ser de 235 MPa;
- e) o concreto de preenchimento da coluna deve possuir resistência à compressão igual ou inferior a 50 MPa;
- f) o valor da espessura,  $t_s$ , do perfil de aço não pode exceder 1/25 do valor do diâmetro da seção circular;
- g) taxas de armadura superiores a 3% não podem ser levadas em conta no dimensionamento;
- h) o aço das armaduras deve ser o CA-50.

O nível de carga é calculado pela Equação 55.

$$\eta = \frac{N_{fi,dt}}{R_d} \quad \text{(Equação 55)}$$

onde:

$\eta$  = nível de carga em situação de incêndio;

$N_{fi,dt}$  = normal de compressão solicitante de cálculo no pilar em situação de incêndio.

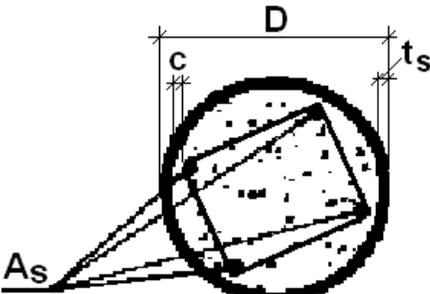
Essa força deve ser obtida considerando-se a combinação excepcional de ações (item 1.9);

$R_d$  = normal de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente.

Na Tabela 10 são apresentados os tempos mínimos de resistência ao fogo para as colunas mistas preenchidas com concreto segundo as prescrições do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). Esses tempos são fornecidos em função das dimensões mínimas da seção transversal, das taxas mínimas de armadura e das distâncias mínimas entre os eixos das barras da armadura à face da coluna.

O método tabular proposto pela NBR 14323 (2003) apresenta algumas diferenças em relação ao método proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), uma delas é com relação ao TRRF máximo estipulado, que na NBR 14323 (2003) é de 120 minutos. Outra diferença, apesar de pequena, refere-se aos níveis de carga em situação de incêndio, que valem 0,3, 0,5 e 0,7 na NBR 14323 (2003) e os valores correspondentes no EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) são de: 0,28, 0,47 e 0,66 respectivamente.

Tabela 10 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo segundo o EUROCODE 4  
(prEN 1994-1-2:2002).

 <p>Seção de aço: <math>(D/t_s) \geq 25</math></p>		“TRRF” Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (min)				
		30	60	90	120	180
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta \leq 0,28$					
1.1	Diâmetro mínimo “D” (mm)	160	200	220	260	400
1.2	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_s + A_c)$ em %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura “c” (mm)	-	30	40	50	60
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta \leq 0,47$					
2.1	Diâmetro mínimo “D” (mm)	260	260	400	450	500
2.2	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_s + A_c)$ em %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura “c” (mm)	-	30	40	50	60
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $\eta \leq 0,66$					
3.1	Diâmetro mínimo “D” (mm)	260	450	550	-	-
3.2	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_s + A_c)$ em %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura “c” (mm)	25	30	40	-	-

Nota: É permitida a interpolação linear entre os dados da tabela, exceto os dados identificados por “-”

### 1.12.2.3 – Método analítico

Além do método tabular o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) apresenta dois métodos analíticos para obtenção da força normal resistente da seção em situação de incêndio. O primeiro método apresenta limites de aplicabilidade indicados na Tabela 11.

Tabela 11 – Limites de Aplicabilidade do Método Analítico proposto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002)

Variáveis	Limite Mínimo	Limite Máximo
Comprimento Efetivo de Flambagem	-	4,50 m
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

### 1.12.2.4 – Força normal resistente de cálculo

A força normal resistente de cálculo das colunas mistas em situação de incêndio é calculada pela Equação 56.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (\text{Equação 56})$$

onde:

$N_{fi,Rd}$  = força normal resistente de cálculo em situação de incêndio.

$\chi_{fi}$  = fator de redução associado à curva de resistência à compressão “c” do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), obtido em função do índice de esbeltez relativo

$\left( \bar{\lambda}_{\theta} \right)$  em situação de incêndio;

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

### 1.12.2.5 – Força normal de plastificação de cálculo

A força normal de plastificação de cálculo das colunas mistas em situação de incêndio é calculada pela Equação 57:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a,máx,\theta}) + \sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s,máx,\theta}) + \sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) \quad (\text{Equação 57})$$

onde:

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

$\sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s,máx,\theta})$  = somatório dos produtos da área das barras da armadura (quando houver) pelo limite de 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 desse material.

### 1.12.2.6 – Índice de esbeltez relativo em situação de incêndio

O índice de esbeltez relativo para a coluna mista em situação de incêndio é calculado pela Equação 58:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \quad (\text{Equação 58})$$

onde:

$N_{fi,p\ell,Rd}$  = força normal de plastificação resistente de cálculo em situação de incêndio;

$N_{fi,cr}$  = carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio.

### 1.12.2.7 – Carga de flambagem crítica em situação de incêndio

A carga de flambagem de Euler ou carga elástica crítica em situação de incêndio é calculada pela Equação 59.

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff}}{L_{fi}^2} \quad (\text{Equação 59})$$

onde:

$L_{fi}$  = comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio;

$(EI)_{fi,eff}$  = rigidez efetiva do pilar misto à flexão.

### 1.12.2.8 – Rigidez efetiva em situação de incêndio

A rigidez efetiva em situação de incêndio da coluna mista à flexão é calculada pela Equação 60.

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \cdot E_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} \cdot I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot E_{sec,\theta} \cdot I_{c,\theta}) \quad (\text{Equação 60})$$

onde:

$(EI)_{fi,eff}$  = rigidez efetiva em situação de incêndio da coluna mista à flexão;

$E_{i,\theta}$  = módulo de elasticidade de cada parte da seção transversal em situação de incêndio (o índice “a” relaciona-se ao perfil de aço, o índice “s” à armadura). O índice “sec” refere-se ao módulo de elasticidade secante do concreto à temperatura “ $\theta$ ”;

$I_{i,\theta}$  = momento de inércia de cada parte da seção transversal;

$\Phi_{i,\theta}$  = coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas, cujos valores são obtidos na Tabela 12 em função do TRRF e do material.

Tabela 12 – Coeficientes de redução  $\Phi_{i,\theta}$

<b>Tempo requerido de resistência ao fogo (min)</b>	<b>Perfil de aço</b>	<b>Concreto</b>	<b>Armadura</b>
	<b><math>\Phi_{a,\theta}</math></b>	<b><math>\Phi_{c,\theta}</math></b>	<b><math>\Phi_{s,\theta}</math></b>
30	1,0	0,8	1,0
60	0,9	0,8	0,9
90	0,8	0,8	0,8
120	1,0	0,8	1,0

onde:

$\Phi_{a,\theta}$ ,  $\Phi_{c,\theta}$ ,  $\Phi_{s,\theta}$  = coeficientes de redução do aço, do concreto e da armadura, respectivamente.

## **CAPÍTULO 2 – INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS COM PILARES E COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS COM CONCRETO**

Neste capítulo, serão descritos de forma simplificada, os resultados de trabalhos teóricos e experimentais realizados por outros pesquisadores com pilares e colunas mistas preenchidas em temperatura ambiente. Posteriormente, trabalhos teóricos realizados com pilares e colunas mistas preenchidas em situação de incêndio são abordados e, de uma forma um pouco mais detalhada, são apresentados trabalhos experimentais realizados com pilares e colunas mistas preenchidas em situação de incêndio, bem como as principais conclusões obtidas nesses ensaios.

No item 2.2.9, são relatadas também, pesquisas experimentais que envolveram ensaios considerados simplificados, onde em geral são investigados corpos-de-prova e ensaios reais, que consideram as próprias estruturas em suas análises.

Procurou-se também organizar os trabalhos relacionados em ordem cronológica das publicações para uma melhor compreensão.

Espera-se que a descrição desses trabalhos forneça um panorama geral do comportamento dos pilares e colunas mistas preenchidas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

## **2.1 – TRABALHOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS REALIZADOS COM PILARES MISTOS PREENCHIDOS EM TEMPERATURA AMBIENTE**

### **2.1.1 – SHANMUGAM e LAKSHMI (2001)**

Esses autores realizaram uma compilação de vários artigos que tratavam dos pilares mistos preenchidos em temperatura ambiente.

Após sua data de publicação, essa síntese apresentada pelos autores é relacionada de forma integral ou parcial em outros trabalhos de outros pesquisadores. Na Tabela 13, é apresentado um resumo desses ensaios.

Além dessa síntese, esses autores também escrevem sobre as diferenças entre pilares mistos curtos e esbeltos. Segundo os autores, nos pilares curtos a ruína pode se dar pelo escoamento do aço e pelo esmagamento do concreto. O comportamento do pilar curto pode ser dividido em duas fases, segundo o nível de carregamento imposto ao elemento estrutural. Nos primeiros estágios de carregamento, como o coeficiente de Poisson do aço é maior que o do concreto, a expansão lateral do tubo metálico é maior que a do núcleo de concreto, e os materiais trabalham distintamente. Com o aumento da deformação longitudinal, o coeficiente de Poisson do concreto torna-se gradualmente maior que o do aço e a expansão lateral do núcleo de concreto também se torna maior. Nessa situação, atinge-se a segunda fase, na qual ocorre a restrição do núcleo de concreto pelo tubo de aço, chamada de confinamento.

Além disso, nos pilares mistos esbeltos a ruína por escoamento do aço e esmagamento do concreto passa a ser improvável. Nesse caso, quase sempre a ruína é atingida pela instabilidade global do pilar.

Tabela 13 – Resumo dos trabalhos relatados por SHANMUGAM e LAKSHMI (2001)

<b>Autor (es)</b>	<b>Local</b>	<b>Seção transversal</b>	<b>Carregamento</b>	<b>N° de testes</b>	<b>Finalidade</b>	<b>Principais observações</b>
KNOWLES, R.B.; PARK, R. (1969)	Nova Zelândia	Circular e Quadrada	Axial e Excêntrico	28	Estudar as resistências do aço e do concreto; índice de esbeltez	Propôs um método analítico
DRYSDALE, R.G.; HUGGINS, M.W. (1971)	Canadá	Quadrada	Excêntrico	58	Estudar as resistências do aço e do concreto; seqüência e duração do carregamento; excentricidade	Propôs um método numérico
BRIDGE, R.Q. (1976)	Austrália	Quadrada	Excêntrico	8	Estudar a relação: $h/t_s$ ; índice de esbeltez; resistências do aço e do concreto; inclinação do eixo de carregamento	Propôs um método analítico e compara esse método aos resultados dos ensaios
SHAKIR KHALIL, H.; MOULI, M. (1990)	Reino Unido	Retangular	Axial e Excêntrico	9	Investigaram o núcleo de concreto de resistência usual na capacidade resistente; excentricidade; resistências do aço e do concreto;	Foram observados ganhos expressivos na capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos em relação ao perfil tubular isolado

KONNO, H.; KEI, T.; NAGASHIMA, T. (1990)	Japão	Quadrada	Excên- trico	19	Espessura do tubo de aço, resistências do aço e do concreto.	Estimativa da resistência considerando o efeito do confinamento.
GE, H.; USAMI, T (1992)	Japão	Quadrada	Excên- trico	6	Relação: $h/t_s$ e capacidade dos enrijecedores	Propôs uma estimativa da resistência do pilar
SHAKIR KHALIL, H.; AL-RAWDAN, A. (1994)	Reino Unido	Retangular	Axial e Excên- trico	15	Excentricidade do carregamento e resistências do aço e do concreto	Verificou os resultados utilizando um <i>software</i> denominado ABACUS
HAYASHI, N, et al (1995)	Japão	Quadrada	Axial com deslocamento controlado	10	Relação: $h/t_s$ ; resistências do aço e do concreto. Investigaram pilares preenchidos com concreto de alta resistência de seção quadrada submetidos à força axial constante e forças laterais cíclicas.	Propôs um método de cálculo para a resistência dos pilares.
MATSUI, C.; TSUDA, K.; ISHIBASHI, Y. (1995)	Japão	Circular e Quadrada	Axial e Excên- trico	24	Comprimento de flambagem, excentricidade da carga e índice de esbeltez	Propôs um método de dimensionamento

WANG, Y.C.; MOORE, D.B. (1997)	Reino Unido	Retangular	Excêntrico	10	Excentricidade nos eixos de inércia. Sugerem mudanças na norma Britânica originalmente aplicada aos perfis de aço	As modificações propostas conduzem a valores de força normal mais próximos aos valores experimentais
UY, B.; DAS, S. (1997)	Austrália	Quadrada	Excêntrico	10	Excentricidade do carregamento e comprimento de flambagem	Compara aos modelos numéricos
UY, B. (1998)	Austrália	Quadrada	Deslocamento controlado	10	Dimensões da seção; método de carregamento e tensão residual	Compara a um método proposto e as normas AS 4100 e BS 5950 (1990)
WANG, Y.C. (1999)	Reino Unido	Retangular	Excêntrico	8	Excentricidade, solicitações aplicadas; resistências do aço e do concreto. Investiga pilares esbeltos de seção retangular formados por materiais de resistência usual.	Ao avaliar a aplicabilidade da BS 5400 (1979) e do EUROCODE 4 (1992) verificou um conservadorismo nas recomendações de projeto
NAKANISHI, K.; NAKAI, H.; KITADA, T. (1999)	Japão	Quadrada	Sísmico	8	Seção transversal, resistências do aço e do concreto e período natural de vibração	Propôs uma equação empírica

Porém, outras investigações realizadas com pilares mistos preenchidos à temperatura ambiente são listadas a seguir:

### **2.1.2 – VALLENILLA e BJORHOVDE (1990)**

Esses autores chamam a atenção para a seqüência construtiva de um edifício constituído por elementos mistos. Alertam também para o fato de que a estabilidade e a resistência finais frente às ações horizontais do vento não são imediatamente atingidas até que o concreto, principalmente aquele utilizado no pilar misto, atinja a sua resistência.

Devido às solicitações serem maiores nos primeiros pavimentos do edifício, a proposta de execução que os autores recomendam é que, nos primeiros pavimentos, o edifício seja formado por pórticos mistos, nos pavimentos intermediários, por vigas mistas e os elementos isolados seriam utilizados somente nos últimos pavimentos.

Com relação ao processo de concretagem, relatam que podem ocorrer problemas de estabilidade do edifício se um número elevado de pavimentos for montado sem a correspondente concretagem, podendo, dessa forma, sobrecarregar os pilares de aço dos primeiros pavimentos.

### **2.1.3 – UY e DAS (1997b)**

Esses autores, assim como VALLENILLA e BJORHOVDE (1990), se preocuparam com o processo construtivo quando se utiliza pilares mistos. Nesse sentido, chamam a atenção para o processo inicial de concretagem, onde, devido a presença do concreto fresco, as paredes do tubo ficam submetidas à pressão hidrostática lateral. Essa pressão hidrostática cresce com o número de pavimentos concretados e pode causar deslocamentos laterais excessivos.

Os autores ressaltam que as dimensões das paredes do tubo merecem atenção especial. Uma maneira proposta pelos autores para reduzir possíveis deslocamentos laterais é realizar escoramentos dos tubos. Na Figura 21 é apresentado um contraventamento realizado em um pilar misto.



Figura 21 – Contraventamento realizado em um pilar misto – CAMPOS (2006)

#### **2.1.4 – UY (1998)**

Esse autor relata em seu artigo algumas vantagens que se obtém com a utilização de pilares e colunas mistas de aço preenchidas com concreto, tais como: melhor rigidez e estabilidade, melhor comportamento frente ao fogo e a ações sísmicas.

Relaciona alguns edifícios altos que foram construídos com pilares e colunas mistas, além das propriedades físicas dos materiais utilizados nessas construções. Na Tabela 14 são apresentados alguns desses edifícios citados.

Tabela 14 – Pilares e colunas mistas utilizadas em edifícios altos

<b>Edifício</b>	<b>Cidade</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Número de Pavimentos</b>	<b>Dimensões do pilar (mm)</b>	<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>y</sub> (MPa)</b>
Shimizu Super High Rise	Tóquio	550	121	4000x2400	60	500
Di Wang	Shenzhen	384	68	1000x1000	45	NI
LDC, Queen's Road Central	Hong Kong	292	69	800x800	45	450
Commerzbank *	Frankfurt	259	56	1000x1000	65	500
AT&T Gateway Tower	Chicago	270	62	Diâmetro de 2740	56	NI
Two Union Square *	Seattle	220	56	Diâmetro de 3200	131	NI
Casselden Place	Melbourne	160	43	Diâmetro de 950	70	260
NI = Não Informado						
* Imagem do edifício na Figura 3 deste trabalho.						

O autor faz menção também aos efeitos da retração e da fluência que são amenizados em função do concreto estar confinado “protegido” pelo tubo metálico, sendo esses efeitos ainda mais significantes quando o concreto de preenchimento é de alta resistência.

### **2.1.5 – LAHLOU et al. (1992)**

Esses autores realizaram um estudo experimental, onde investigaram o efeito do confinamento em concretos de alta resistência além de estudarem a espessura do tubo utilizado. Os estudos foram realizados em pilares circulares curtos submetidos à compressão axial.

As resistências do concreto de preenchimento aos 28 dias foram: 47, 78 e 115 MPa, sendo os pilares referenciados no estudo como C50, C80 e C115, respectivamente. Os autores concluíram que o confinamento do concreto de alta resistência que preenchem os tubos circulares curtos de aço aumenta consideravelmente a resistência à compressão dos pilares, além de melhorar a ductilidade. Foi observado também que ocorre um ganho em resistência e ductilidade quando a espessura do tubo é aumentada.

### **2.1.6 – PRION e BOEHME (1994)**

Ainda com relação ao confinamento do concreto, PRION e BOEHME (1994) apresentaram investigações sobre o comportamento de seis tubos circulares metálicos curtos, de paredes finas, preenchidos com concreto de alta resistência e submetidos à carga axial.

Todos os pilares possuíam a mesma seção transversal, ou seja, a espessura da parede do tubo media 1,7 mm e as áreas de aço e de concreto valiam 803 e 17343 mm<sup>2</sup> respectivamente. Os comprimentos dos pilares variaram entre 660 e 900 mm e as resistências do concreto entre 73 e 85 MPa.

Paralelamente a esses ensaios, os autores investigaram também três colunas com 1071 mm de comprimento. A resistência do concreto foi igual a 92 MPa e as colunas foram submetidas a carga excêntrica, cuja excentricidade variou entre 110 e 150 mm.

O modo de ruína dos pilares sob carga axial, apesar de ser dúctil, ocorreu por cisalhamento no concreto, resultando num declínio abrupto na capacidade resistente. Segundo os autores, isso pode ser atribuído a baixa porcentagem de aço na seção transversal. As colunas com carga excêntrica não exibiram um comportamento dúctil e tiveram ruína repentina, por instabilidade local da parede do tubo.

### **2.1.7 – FIGUEIREDO (1998)**

Esse trabalho foi o primeiro de pós-graduação com pilares mistos preenchidos em temperatura ambiente realizado no Brasil.

Nesse trabalho, é realizado um “estado da arte” sobre esses pilares onde são incluídos os pilares preenchidos com concreto.

Foram relatados aspectos relativos ao comportamento dos pilares mistos preenchidos com concreto de resistência usual e especificações técnicas normativas existentes na época.

### **2.1.8 – DE NARDIN (1999)**

A autora apresenta em sua dissertação de mestrado um estudo teórico-experimental com 6 pilares mistos curtos. Os pilares possuíam seção transversal (quadrada, circular e retangular) e foram preenchidos com concreto de alta resistência.

Os dois tubos correspondentes à seção transversal circular tinham as seguintes características em comum: diâmetro de 127 mm e comprimento igual a 136,5 mm. Um desses dois tubos tinha a espessura da parede igual 3,2 mm e a resistência a compressão do concreto igual a 47,7 MPa. As mesmas variáveis valiam 4,85 mm e 59,3 MPa respectivamente para o segundo tubo.

A autora fez uma avaliação da capacidade resistente da seção mista e dos modelos teóricos de cálculo. Analisou também o efeito do confinamento e a ductilidade de pilares mistos submetidos à compressão axial.

A ruína dos pilares caracterizou-se pelo esmagamento do concreto, ocorrendo posteriormente a flambagem local do perfil em diversos pontos.

A capacidade resistente prevista pelas normas pesquisadas resultou em valores próximos aos valores experimentais.

Concluiu também que o efeito do confinamento em pilares curtos contribui de forma decisiva no comportamento dos materiais, ductilizando o concreto de alta resistência.

### **2.1.9 – ALVA (2000)**

Esse pesquisador apresenta em seu trabalho uma abordagem abrangente das estruturas mistas aço-concreto com ênfase em edifícios, além dos principais elementos que compõem esse sistema: lajes, vigas e pilares.

Resumidamente, são abordados aspectos construtivos e o comportamento estrutural desses elementos. O pesquisador ressalta que apesar das estruturas mistas aço-concreto constituir em uma solução competitiva em determinados sistemas estruturais, o emprego desse sistema no Brasil tem evoluído de forma modesta; ressalta também as vantagens do pilar misto, particularmente em situação de incêndio. Para o pilar misto revestido, além da proteção contra o fogo e do aumento da resistência do pilar, a presença do concreto como revestimento impede a flambagem local do perfil de aço.

No caso do pilar misto preenchido, a principal vantagem é a possibilidade de dispensar fôrmas e armadura, além da consideração benéfica do efeito de confinamento do concreto em pilares circulares curtos.

### **2.1.10 – DE NARDIN (2003)**

A autora realiza um estudo sobre pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência (50 MPa) flexo-comprimidos, sendo 13 no total e algumas ligações viga-pilar preenchido.

Foram ensaiadas 4 tipologias de ligação, sendo duas compostas por chapas de extremidade e parafusos passantes e duas soldadas, sendo uma delas enrijecida por cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular.

Foi constatado que o efeito do confinamento do perfil tubular sobre o concreto utilizado no preenchimento melhora seu comportamento a compressão e sua ductilidade.

A ruína dos pilares caracterizou-se pelo esgotamento da capacidade resistente da seção preenchida, decorrente do escoamento do aço do perfil tubular e do esmagamento do núcleo de concreto.

As ligações foram investigadas via simulação numérica e os resultados obtidos permitiram à pesquisadora elaborar diretrizes para o aprimoramento de tais simulações.

O uso das cantoneiras internas na região tracionada da ligação viga-pilar preenchido contribuiu para aumentar a rigidez e a capacidade resistente da ligação, além de reduzir sua deformabilidade.

### **2.1.11 – ZEGHICHE e CHAOUI (2005)**

Esses pesquisadores ensaiaram 15 pilares mistos esbeltos de seção transversal circular, onde variou-se o comprimento da coluna e a resistência à compressão do concreto.

O objetivo era investigar a influência desses parâmetros sobre a capacidade resistente da seção mista. Estes resultados foram comparados àqueles propostos pelo EUROCODE 4 (1992).

Na Tabela 15 são apresentadas as características das colunas ensaiadas e na Figura 22 são representados graficamente os resultados obtidos, em função do parâmetro de esbeltez “L/D” e da resistência do concreto de preenchimento.

Observando-se a última coluna da Tabela 15 e a Figura 22, constata-se que alguns valores ficaram próximos de 1,0. Isso indica que nesses casos os resultados teóricos se aproximaram bastante dos experimentais, comprovando-se, dessa forma, que a formulação proposta pelo EUROCODE 4 (1992), mostrou-se eficiente na determinação da capacidade resistente da coluna mista. Para os concretos de alta resistência, as diferenças entre os resultados teóricos e experimentais foram em geral inferiores àqueles obtidos para as colunas preenchidas com concreto de resistência usual.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios - ZEGHICHE e CHAOUI (2005)

Coluna	D (mm)	t <sub>s</sub> (mm)	L (mm)	L/D	f <sub>c</sub> (MPa)	(1) Resultados experimentais (kN)	(2) EC 4 (kN)	(1) / (2)
1	160,1	4,98	2000	12,5	40	1261	1200	1,05
2	160,2	4,96	2500	15,6	41	1244	1175	1,06
3	160,3	5,0	3000	18,7	43	1236	1125	1,04
4	160,2	4,97	3500	21,9	41	1193	1031	1,16
5	159,9	4,98	4000	25,0	45	1091	943	1,16
6	159,8	5,01	2000	12,5	70	1650	1593	1,04
7	159,7	5,2	2500	15,6	71	1562	1563	1,00
8	159,8	5,1	3000	18,7	73	1468	1450	1,01
9	160,1	4,98	3500	21,9	74	1326	1275	1,04
10	160,2	5,02	4000	25,0	71	1231	1087	1,13
11	160,3	5,03	2000	12,5	99	2000	2106	0,95
12	159,8	5,01	2500	15,6	100	1818	1931	0,94
13	159,7	4,97	3000	18,7	101	1636	1662	0,98
14	159,6	4,98	3500	21,9	106	1454	1406	1,03
15	159,8	4,97	4000	25,0	102	1333	1168	1,14

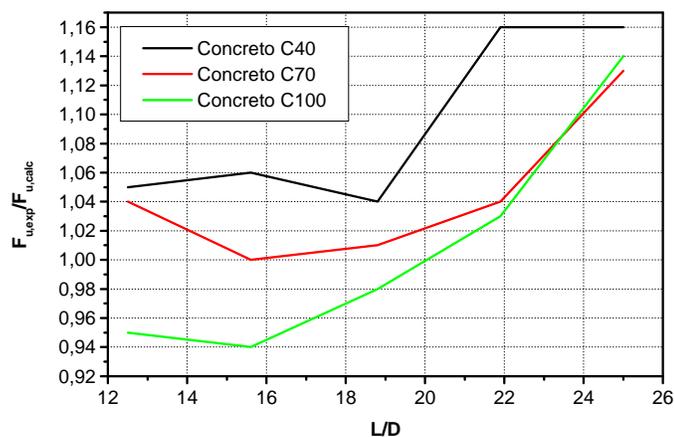


Figura 22 – Relações  $F_{u,exp}/F_{u,calc}$  em função do parâmetro “L/D” e da resistência do concreto

### 2.1.12 – DE NARDIN (2006b)

Em seu artigo, a autora apresenta os resultados experimentais obtidos com pilares mistos curtos e esbeltos flexo-comprimidos que foram realizados por outros pesquisadores. Posteriormente, esses resultados são comparados aos valores teóricos de dimensionamento obtidos com a formulação proposta pelo projeto de revisão da NBR 8800 (1986).

Os pilares citados pela autora possuem seções transversais retangulares e circulares, concretos de resistência usual e de alta resistência, além de diferentes excentricidades. Vale ressaltar que o projeto de revisão da NBR 8800 (1986) também limita em 50 MPa a resistência característica do concreto de preenchimento. Na Tabela 16 são apresentadas as principais características dos pilares apresentados pela autora.

Tabela 16 – Características dos pilares citados por DE NARDIN (2006b)

$f_{ck}$ (MPa)	Seção transversal (mm)	$f_y$ (MPa)	L (mm)	e (mm)
20,34 a 112,7	Retangular 110 x 110 a 260 x 260	185,7 a 761	450 a 4000	7 a 80
	Circular D = 159,7 a 190			

A autora conclui que para os pilares flexo-comprimidos preenchidos, a formulação apresentada pela NBR 8800 (1986) é satisfatória quando são respeitados os limites estabelecidos, ou seja, para os pilares nessa situação com resistência característica à compressão acima de 50 MPa, a variabilidade dos resultados aumentou. Foi constatado também que a correlação entre resultados teóricos e experimentais piorou com o aumento da excentricidade e a esbeltez dos pilares.

### 2.1.13 – SILVA (2006)

Esse pesquisador abordou o estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos com concreto, cuja resistência à compressão foi de 50 MPa. Foram realizados ensaios do tipo “*pushout*”, onde utilizou-se conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e cantoneiras.

Ficou constatado que a aderência é dividida em três partes: adesão, aderência mecânica e atrito. Esse pesquisador concluiu que conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras são uma excelente alternativa como dispositivos auxiliares na transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto.

### 2.1.14 – OLIVEIRA (2008)

Esse autor, em sua Tese de Doutorado, realiza um estudo teórico-experimental com colunas mistas curtas onde são avaliados os seguintes parâmetros: resistência à compressão do concreto de preenchimento, diferentes relações (comprimento/diâmetro da coluna “L/D”), espessura do tubo de aço e forma de introdução do carregamento, se no núcleo de concreto ou na seção mista da coluna. Ao todo foram realizados ensaios experimentais com 64 colunas mistas submetidas à compressão axial. Na Tabela 17 estão sintetizados algumas características das colunas analisadas.

Tabela 17 – Características das colunas analisadas

64 tubos de aço	32 com costura e 32 sem costura
Diâmetro do tubo (mm)	114,3
Comprimento (mm)	3.D; 5.D; 7.D e 10.D; onde: “D = Diâmetro”
Espessura do tubo (mm)	3,35 (com costura) e 6,0 (sem costura)
Resistência à compressão do concreto (MPa)	30; 60; 80 e 100
Resistência ao escoamento do aço (MPa)	342,95
Tipo de carregamento	Na seção mista ou no concreto

Os resultados experimentais obtidos da capacidade resistente das colunas mistas foram comparados aos resultados obtidos segundo os procedimentos normativos estrangeiros, incluindo nesse caso, o EUROCODE 4. Nessa comparação, o autor apresenta os resultados obtidos, considerando-se o efeito do confinamento do concreto, permitido no cálculo de colunas curtas e sem essa consideração.

Como os tubos do presente trabalho não possuem costura, somente os resultados de OLIVEIRA (2008) que possuem essa característica são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios – OLIVEIRA (2008)

Pilar	L/D	$f_c$ (MPa)	(1) Resultados Experimentais (kN)	(2) EC 4 (kN)	(3) EC 4* (kN)	$\frac{(1)}{(2)}$	$\frac{(1)}{(3)}$
1	3	32,68	1075,4	1302,30	968,71	0,826	1,110
2	5	32,68	1016,6	1186,81	968,71	0,857	1,049
3	7	32,68	1057,1	1085,47	960,94	0,974	1,100
4	10	32,68	872,2	967,29	938,21	0,902	0,930
5	3	58,68	1329,1	1499,05	1182,42	0,887	1,124
6	5	58,68	1263,2	1377,68	1182,42	0,917	1,068
7	7	58,68	1190	1267,11	1167,28	0,939	1,019
8	10	58,68	1120,6	1147,25	1136,29	0,977	0,986
9	3	88,78	1496	1728,88	1429,82	0,865	1,046
10	5	88,78	1448,1	1601,84	1429,74	0,904	1,013
11	7	88,78	1400,6	1480,41	1404,14	0,946	0,997
12	10	88,78	1442,4	1359,01	1362,11	1,061	1,059
13	3	105,45	1683,4	1856,99	1566,84	0,907	1,074
14	5	105,45	1607,4	1724,28	1563,87	0,932	1,028
15	7	105,45	1622,5	1599,62	1534,45	1,014	1,057
16	10	105,45	1574,3	1477,31	1485,64	1,066	1,060

\* Desconsiderando-se o efeito do confinamento

OLIVEIRA (2008) relata que apesar de ter sido realizado um leque reduzido de modelos, o EUROCODE 4 superestimou a capacidade resistente das colunas curtas quando levou-se em conta o efeito do confinamento, porém os resultados experimentais obtidos se apresentam mais próximos aos teóricos à medida que o parâmetro de esbeltez (L/D) aumenta. Nesses casos a penalização por conta da instabilidade global também foi maior.

## **2.2 – TRABALHOS TEÓRICOS REALIZADOS COM PILARES MISTOS PREENCHIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

### **2.2.1 – LIE et al (1991)**

Esses pesquisadores propuseram um modelo numérico computacional não linear para obtenção da resistência ao fogo de pilares mistos com base na ASTM E119 (2000). Para tanto foram analisados pilares esbeltos preenchidos com concreto de resistência usual e de alta resistência (20 a 55 MPa).

Os comprimentos dos pilares variaram de 2,50 a 4,50 m e os diâmetros investigados foram superiores a 141,3 mm.

Os autores concluíram que o diâmetro externo, o nível de carga e o comprimento de flambagem dos pilares exercem grande influência no comportamento desses elementos frente ao fogo. Foi constatado também que a influência do nível de carga na resistência ao fogo dos pilares é maior quando se aumenta o diâmetro da seção.

### 2.2.2 – LIE e WHITE (1992)

Esses pesquisadores propuseram um método para a determinação da temperatura ao longo da seção transversal de pilares mistos. Esse método consiste na divisão da seção transversal em camadas desde a superfície externa do pilar (interface fogo-aço), passando pelo interior da seção (interface aço-concreto), até que se chega ao núcleo do concreto. Uma vez feita a divisão da seção transversal, as temperaturas são determinadas em pontos contidos nessas regiões por meio de equações bastante complexas.

Na Figura 23 é apresentado um exemplo de divisão da seção transversal de um pilar misto pelo método de LIE e WHITE (1992). Vale ressaltar que essa distribuição de temperatura no interior do pilar misto preenchido, além de não ser uniforme, depende entre outros fatores, da composição e umidade do concreto.

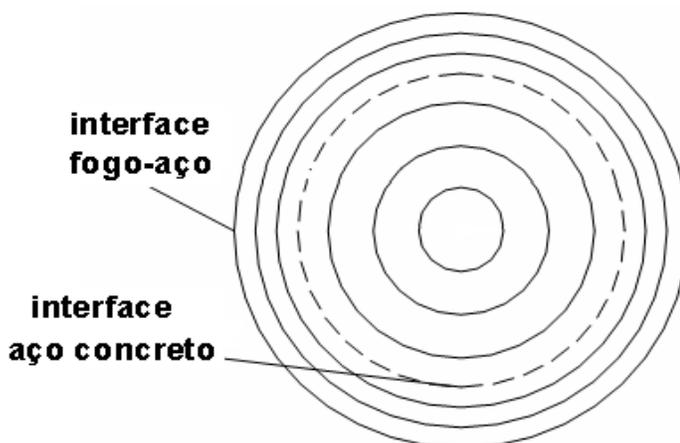


Figura 23 – Divisão da seção transversal segundo LIE e WHITE (1992)

### 2.2.3 – LIE e KODUR (1996)

Esses pesquisadores realizaram um estudo teórico utilizando-se modelos matemáticos sobre diversos parâmetros, tais como (a espessura da parede do tubo de aço, o tipo de agregado, a taxa de armadura longitudinal, o cobrimento da armadura, o diâmetro da seção transversal, a força de compressão no pilar, a resistência à compressão do concreto e o comprimento efetivo de flambagem) que influenciam no valor da resistência de pilares mistos preenchidos. Segundo os autores, as influências dessas variáveis foram classificadas como: influência pouco significativa, influência moderada e grande influência.

Na Tabela 19, estão sintetizados os resultados obtidos pelos autores. A presença da armadura longitudinal no pilar misto, segundo LIE e KODUR (1996), representa uma solução eficiente do ponto de vista estrutural, permitindo ao pilar alcançar maior resistência ao fogo.

Tabela 19 – Resultados obtidos por LIE e KODUR (1996)

<b>Variáveis analisadas</b>		
espessura da parede do tubo de aço	tipo de agregado, taxa de armadura longitudinal, cobrimento da armadura	diâmetro da seção transversal, força de compressão no pilar, resistência à compressão do concreto e comprimento efetivo de flambagem
Influência pouco significativa	Influência moderada	Grande influência

## 2.2.4 – KODUR (1999)

Esse autor, com base em resultados empíricos, apresentou uma equação, (Equação 61), para a determinação do tempo de resistência ao fogo de pilares mistos preenchidos com concreto simples, armado ou reforçado com fibras de aço. A equação foi obtida a partir de ensaios realizados no Instituto de Pesquisas Canadense, onde são realizadas pesquisas teóricas e experimentais com pilares e colunas mistas sem revestimento contra fogo. Os primeiros experimentos datam de 1981 e tiveram início com o pesquisador LIE e seu grupo de pesquisas.

O estudo realizado por esse pesquisador compreendia colunas mistas com diâmetro variando de 141,3 mm a 406,4 mm e pilares de seção transversal quadrada, cujas medidas dos lados variaram de 152 mm a 305 mm. Os níveis de carga considerados nos ensaios possuíam valores baixos, variando de 10% a 45% da carga última determinada a temperatura ambiente.

$$R = f \cdot \frac{(f_{ck} + 20)}{KL - 1000} \cdot D^2 \cdot \sqrt{\frac{D}{C}} \quad (\text{Equação 61})$$

onde:

R = tempo de resistência ao fogo em minutos, porém  $R \leq 120$  minutos;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto em MPa, com  $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$ ;

KL = comprimento de flambagem do pilar em mm, com  $2000 \leq KL \leq 4000$  mm;

D = Diâmetro do pilar, em mm, com  $140 \text{ mm} \leq D \leq 410$  mm;

C = carga axial em situação de incêndio, em kN;

f = coeficiente que ajusta a resistência ao fogo para os diferentes tipos de pilares preenchidos.

KODUR (1999) estabelece uma tabela, (Tabela 20) para a determinação do coeficiente “ f ”, em função do tipo de agregado utilizado, da presença ou não de armadura longitudinal, do cobrimento do concreto e da forma da seção transversal do pilar.

Tabela 20 – Valores do coeficiente “ f ”

Tipo de agregado	Pilares sem armadura		Pilares com armadura							
	Silicatos	Carbonatos	Silicatos				Carbonatos			
Taxa de armadura	-		< 3 %		≥ 3 %		< 3 %		≥ 3 %	
Cobrimento do concreto	-		< 25 mm	≥ 25 mm	< 25 mm	≥ 25 mm	< 25 mm	≥ 25 mm	< 25 mm	≥ 25 mm
Seção circular	0,07	0,08	0,075	0,08	0,08	0,085	0,085	0,09	0,09	0,095
Seção quadrada	0,06	0,07	0,065	0,07	0,07	0,075	0,075	0,08	0,08	0,085

Os resultados obtidos com a utilização da Equação 61 foram comparados aos resultados experimentais disponíveis na literatura. KODUR (1999) constatou que os resultados obtidos utilizando-se a Equação 61 foram na maioria dos casos favoráveis à segurança, ou seja, resultaram em tempos de resistência ao fogo inferiores àqueles obtidos experimentalmente.

## 2.2.5 – Comitê Internacional CIDECT (1994) e (2002)

O comitê internacional CIDECT, cuja sigla refere-se a *Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire*, publicou, em 1994, a referência: *Design Guide for Structural Hollow Section Columns exposed to Fire* que descreve o comportamento das colunas somente de aço e também mistas aço-concreto em situação de incêndio.

Segundo o CIDECT (1994), as colunas de aço sem revestimento contra fogo entram em colapso em temperaturas próximas a 500 °C, para níveis usuais de carregamento. Isso corresponde a um tempo de resistência ao fogo de aproximadamente 15 a 30 minutos, dependendo da severidade do incêndio. Nesse caso, o CIDECT (1994) aponta como uma alternativa simples e atrativa para aumentar a resistência ao fogo das colunas, o preenchimento do núcleo com concreto, sendo esse preenchimento bastante viável devido ao custo relativamente baixo do concreto. Tal procedimento proporciona um aumento da resistência e da rigidez da coluna em situação de incêndio, pois, quando ocorre a elevação da temperatura do aço, o carregamento é transmitido gradualmente para o núcleo de concreto, que se encontra a temperaturas mais baixas.

É relatado também, que o diâmetro das seções transversais e a esbeltez influem significativamente no comportamento das colunas mistas em situação de incêndio. O CIDECT (1994) indica que as utilizações de concretos de preenchimento de alta resistência, combinados a níveis de carregamento baixos, levam a grandes tempos de resistência ao fogo.

No ano de 2002, o CIDECT propôs um *software* denominado PotFire que foi desenvolvido com base nas prescrições do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). Esse *software* possibilita ao usuário, fazer uma estimativa do tempo de resistência ao fogo das colunas mistas a partir da carga axial aplicada, das dimensões e das propriedades físicas dos materiais constituintes da coluna.

### **2.2.6 – SCHAUMANN et al (2006)**

Esses pesquisadores desenvolveram um *software* para a determinação da resistência ao fogo de pilares mistos denominado BoFire, que teve como base o método dos elementos finitos. Esse *software* utiliza-se das equações diferenciais de Fourier para a determinação da condução de calor na seção mista.

Em suas investigações, os autores utilizaram-se da curva de aquecimento proposta pela ASTM E119 (2000). Eles abordaram três tipos de concreto de alta resistência: simples, armado e com fibras.

A altura dos pilares foi mantida fixa em 3810 mm, e a vinculação adotada foi a bi-engastada. Na Tabela 21 são apresentadas algumas características dos pilares e na Figura 24 os resultados obtidos com a utilização do *software*.

Tabela 21 – Características dos pilares investigados por SCHAUMANN et al (2006)

Pilar	Concreto de preenchimento	Dimensões D x t <sub>s</sub> (mm)	Resistência do Concreto (MPa)	Carga de Ensaio (kN)	Resistência ao Fogo (min)
C-1	Simples	273,1 x 6,35	82,2	1050	48
C-2		273,1 x 6,35	107,0	1050	51
C-3	com Fibras	219,1 x 4,78	98,1	600	174
Q-1		203,2 x 6,35	99,5	900	128
Q-2	Armado	203,2 x 6,35	81,7	1150	89

C e Q correspondem às seções transversais Circulares e Quadradas respectivamente

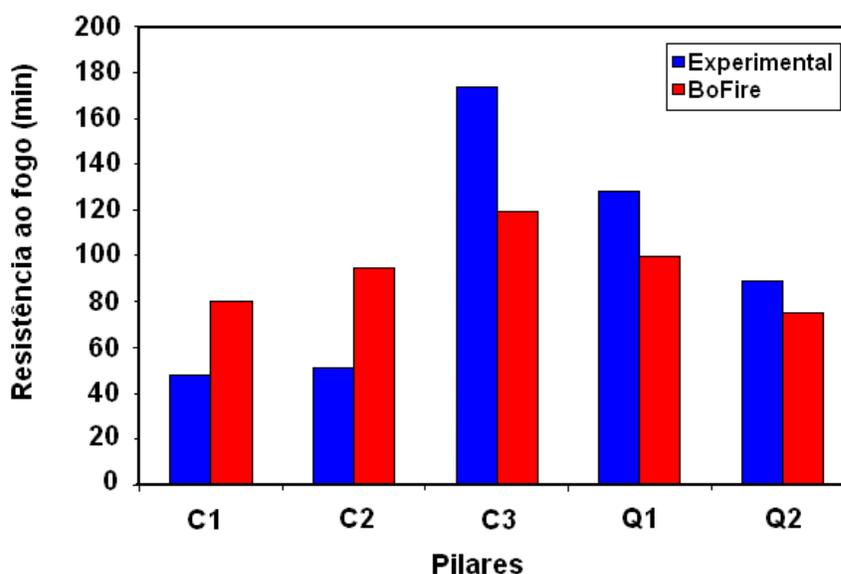


Figura 24 – Resistência ao fogo dos pilares investigados por SCHAUMANN et al (2006)

Os autores concluíram, com base na Figura 24, que o *software* forneceu resultados a favor da segurança quando o concreto de alta resistência de preenchimento do pilar misto é armado ou armado com fibras. Porém, quando se utilizou concreto simples, o *software* não forneceu resultados satisfatórios. A partir desses resultados obtidos, os autores pretendem realizar ajustes no *software* com a finalidade de abranger também os pilares mistos preenchidos somente com concreto de alta resistência.

### **2.2.7 – SILVA (2004)**

Esse pesquisador, apesar de não abordar especificamente as estruturas mistas (aço/concreto) em sua publicação, trata das estruturas de aço em situação de incêndio, da determinação da temperatura nos elementos estruturais e da segurança e comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio.

Com relação à determinação da temperatura no elemento estrutural de aço sem proteção contra incêndio, o autor apresenta o processo iterativo que foi descrito no Capítulo 1 deste trabalho. O autor traça curvas (tempo x temperatura) em que são mostradas as diferenças existentes entre as temperaturas obtidas pela curva ISO 834 (1999) e aquelas determinadas no aço pelo processo iterativo. Essas diferenças são maiores no início, tendendo a diminuir com o decorrer da exposição ao fogo da estrutura de aço.

SILVA (2004) também aborda os materiais de proteção térmica e os procedimentos de dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

As obras desse pesquisador, em especial aquela intitulada: “Estruturas de aço em situação de incêndio”, consiste numa fonte constante de consulta por parte de outros pesquisadores que desejam obter informações sobre esse tipo de estrutura em situação de incêndio.

### **2.2.8 – SILVA (2006b)**

Em SILVA (2006b), o pesquisador escreveu um artigo técnico, que foi dividido em quatro partes. Na segunda parte, o autor discorre sobre métodos experimentais, onde esses métodos são classificados em ensaios simplificados e ensaios reais. No caso dos ensaios reais, são realizados alguns comentários conhecidos na literatura internacional como “Ensaio de Cardington”; os quais serão abordados no item 2.2.9.1 deste trabalho.

Os métodos experimentais (Figura 25), procuram unir a análise térmica à estrutural. Apresentam resultados tão mais precisos quanto mais reais forem os modelos adotados e, naturalmente, dependem das condições tecnológicas disponíveis no instituto de pesquisa.



Figura 25 – Forno para ensaios a altas temperaturas em Furnas – SILVA (2006b)

### **2.2.9 – Ensaios simplificados e ensaios com estruturas reais**

Os ensaios simplificados, como o próprio nome sugere, não apresentam grande complexidade em sua realização. Nesse caso não se leva em conta a situação estrutural da estrutura, ou seja, nível de carregamento, vinculação, etc.

Como exemplo, pode-se citar o ensaio em que se mede a temperatura média atingida por um corpo-de-prova de aço revestido por uma espessura de material sujeito ao incêndio-padrão ou o tempo necessário para se atingir uma temperatura limite preestabelecida.

Os ensaios com estruturas reais são aqueles em que a situação estrutural é levada em conta com maior precisão, considerando, por exemplo, uma ou mais das seguintes condições: condições de vinculação, carregamentos, subsistemas estruturais, contatos com elementos robustos, etc. A resistência ao fogo é considerada atingida quando ocorre um limite estrutural preestabelecido, podendo ser o tempo de resistência da estrutura ao fogo e/ou uma deformação excessiva.

Há resultados que foram obtidos em ensaios realizados em escala real, e, a partir deles, desenvolvidas teorias que podem ser aplicadas em projeto. Esse é o caso por exemplo, dos ensaios realizados na década de 90, em Cardington, na Inglaterra.

Outros ensaios reais que também são relatados na literatura foram aqueles realizados na Alemanha, na Universidade de Stuttgart-Vaihingen, além daqueles realizados na Austrália, pela “Broken Hill Proprietary – BHP”, que é a maior indústria siderúrgica Australiana. No caso específico dos ensaios realizados na Austrália, foram realizadas investigações experimentais em instalações especialmente construídas nos laboratórios de Melbourne, representando garagens e escritórios.

### **2.2.9.1 – Ensaio de Cardington**

Esse ensaio foi realizado em um edifício de aço de 33 metros de altura e constituído de 8 pavimentos, cada um com uma área de 925 m<sup>2</sup>. Na Figura 26 são apresentadas duas situações desse edifício, ou seja, durante sua execução e o mesmo finalizado e pronto para ser ensaiado, respectivamente Figuras 26 (a) e (b).

O compartimento incendiado localizava-se no 4º andar e tinha uma área de 77 m<sup>2</sup>.

O carregamento foi reproduzido por meio de sacos de areia com 1,1 tonelada cada (Figura 27 (a)) e a carga térmica utilizada foi de 40 kg de madeira por m<sup>2</sup> de compartimento.

O compartimento incendiado foi limitado por placas de gesso triplas e na parede exterior existia uma abertura que simulava uma janela aberta, permitindo assim a ventilação do compartimento.

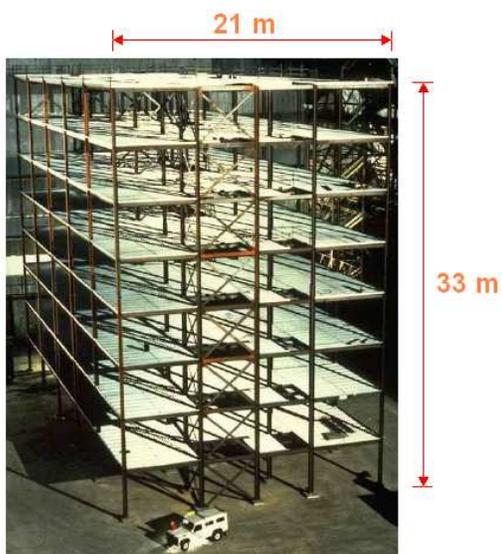
A estrutura foi instrumentada com termopares, extensômetros e transdutores de deslocamentos, e, para registrar as ocorrências durante o incêndio, foram utilizadas câmeras fotográficas e de vídeo.

Pesquisadores de diversos institutos analisaram os resultados. Na (Figura 27 (b)) é mostrado o incêndio em andamento e nas (Figuras 28 (a) e 28 (b)) partes das estruturas danificadas pela ação do fogo.

Em alguns casos, os incêndios resultaram em pilares com extremidades amassadas, flambagem local em vigas e ligações parcialmente rompidas, mas sem colapso global.

O resultado mais impressionante, segundo SILVA (2006), foi o de uma viga que atingiu mais de 1000°C e, apesar dessa temperatura elevadíssima, não chegou à ruína (Figura 28 (b)).

Em função dos resultados desse ensaio, o Prof. Colin Bailey, da Universidade de Manchester, propôs um método de cálculo para estruturas mistas, que consistiu no uso de vigas mistas em conjunto com lajes mistas.



(a) estrutura em execução



(b) estrutura finalizada

Figura 26 – Prédio a ser ensaiado – REAL (2004)



(a) simulação do carregamento



(b) incêndio em andamento

Figura 27 – Carregamento aplicado e simulação do incêndio – REAL (2004)



(a) viga danificada – REAL (2004)



(b) viga após 1000°C – SILVA (2006b)

Figura 28 – Estruturas pós-incêndio

Após a realização do incêndio, os principais dados obtidos foram os seguintes: a temperatura máxima no compartimento foi de 1108 °C após 54 minutos de incêndio e a temperatura máxima registrada na estrutura metálica foi de 1088 °C aos 57 minutos.

O deslocamento vertical máximo foi de aproximadamente 1000 mm (durante a fase de aquecimento), recuperando 150 mm após o arrefecimento.

### **2.2.9.2 – Ensaio realizado na Universidade de Stuttgart-Vaihingen na Alemanha e na Austrália – KIRCHHOF (2004)**

Essa autora também relata em sua publicação, situações envolvendo ensaios reais. Um deles foi realizado na Alemanha, em 1985, em um edifício modelo construído na Universidade de Stuttgart-Vaihingen. Esse edifício possuía 4 pavimentos onde foram realizados testes de resistência ao fogo.

Foram usados na estrutura diversos tipos de elementos mistos aço-concreto, como, por exemplo, pilares de aço preenchidos com concreto, vigas mistas e pisos mistos.

Outros ensaios relatados foram aqueles realizados pela “Broken Hill Proprietary – BHP”, que é a maior siderúrgica da Austrália e realizou ensaios em instalações especialmente construídas nos laboratórios de Melbourne, representando garagens e escritórios.

Na Figura 29 estão mostradas as situações: antes e durante o incêndio (Figura 29 (a)) e (Figura 29 (b)) respectivamente, em um dos testes de resistência ao fogo realizado pela BHP, com o objetivo de investigar o comportamento real da estrutura em situação de incêndio.



(a) edificação antes do incêndio



(b) edificação durante o incêndio

Figura 29 – Situações antes e durante o incêndio – KIRCHHOF (2004)

## 2.3 – TRABALHOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS COM PILARES E COLUNAS MISTAS PREENCHIDAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

### 2.3.1 – LIE e CHABOT (1998)

Esses pesquisadores realizaram investigações experimentais sobre a capacidade resistente de pilares mistos de seção transversal circular submetidos à ação do fogo. Segundo esses pesquisadores, os fatores mais importantes que influenciam a capacidade resistente são: intensidade da carga aplicada, área da seção transversal, comprimento do pilar, tipo de concreto utilizado no preenchimento e a presença ou não de armaduras longitudinais no concreto.

Foram realizados ensaios em pilares mistos preenchidos com concreto simples, sem preenchimento, reforçado com fibras e em uma quarta situação, barras longitudinais de aço (armaduras) foram introduzidas no interior da seção transversal.

A área da seção transversal foi mantida constante em 50000 mm<sup>2</sup>. Os pilares mistos preenchidos foram ensaiados dentro de um forno (Figura 30), o qual simulava as elevações de temperatura produzidas pela ação do fogo.



Figura 30 – Forno onde foram ensaiados os pilares – LIE e CHABOT (1998)

### 2.3.1.1 - Principais conclusões obtidas por LIE e CHABOT (1998)

Com base nos resultados dos ensaios, os pesquisadores concluíram que, inicialmente, o perfil tubular encontra-se mais solicitado, por isso, sofre rápida expansão lateral e atinge o escoamento gradualmente, porque sua resistência diminui com o aumento da temperatura. Segundo esses pesquisadores, isto ocorre entre 20 e 30 minutos (0,3 ou 0,5 hora), como é apresentado na Figura 31. Passada essa fase, o concreto passa a resistir ao carregamento até que se atinja a ruína.

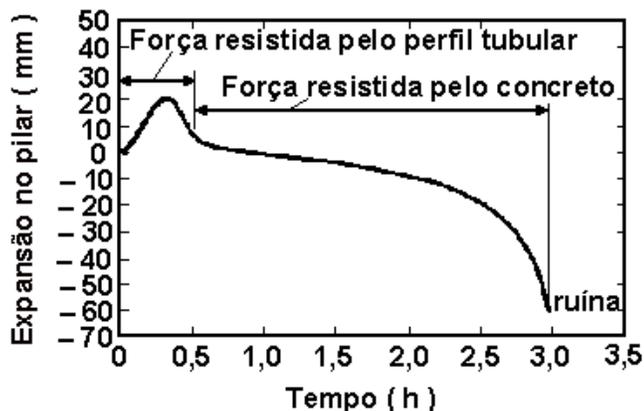


Figura 31 – Expansão do pilar misto preenchido – LIE e CHABOT (1998)

Quanto à eficiência do material de preenchimento, LIE e CHABOT (1998) encontraram os resultados mostrados na Tabela 22.

Tabela 22 – Resistência ao fogo de pilares mistos segundo LIE e CHABOT (1998)

Tipo de preenchimento	Resistência ao fogo (em horas)
sem preenchimento	0,2 – 0,3
concreto simples	1,0 – 2,0
concreto armado com fibras (taxa de 2%)	2,0 – 3,0
concreto com armadura convencional	> 3,0

### 2.3.2 – KODUR (1998)

Esse pesquisador apresentou em seu artigo, resultados experimentais de resistência ao fogo de 4 colunas mistas preenchidas com diferentes tipos de concreto. Dessas 4 colunas, 2 utilizaram concreto de resistência usual, 1 foi de alta resistência e outra de alta resistência reforçado com fibras de aço.

As fibras utilizadas eram do tipo corrugadas feitas com aço carbono com resistência à tração de aproximadamente 960 MPa. Possuíam 50 mm de comprimento e 0,9 mm de diâmetro equivalente.

Todas as colunas possuíam 3810 mm de comprimento. Na Tabela 23 estão apresentados maiores detalhes das colunas e na Figura 32 estão representados graficamente os resultados obtidos na resistência ao fogo de cada uma delas.

As colunas ensaiadas por KODUR (1998) foram instrumentadas na face e internamente com termopares, para a determinação da elevação da temperatura durante os ensaios. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 33.

Os deslocamentos axiais também foram registrados durante os ensaios e seus resultados estão representados graficamente na Figura 34.

Tabela 23 – Características das colunas ensaiadas por KODUR (1998)

<b>Pilar</b>	<b>D (mm)</b>	<b>t<sub>s</sub> (mm)</b>	<b>f<sub>c,28</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>c,teste</sub> (MPa)</b>	<b>Carga do ensaio (kN)</b>	<b>Resistência ao fogo (min)</b>
1	219,1	4,78	43,0	42,7	560	108
2	273,1	6,35	35,9	38,2	712	144
3	273,1	6,35	90,5	82,2	1050	48
4*	219,1	4,78	90,1	98,1	600	174

\* concreto com 1,77 % em massa de adição de fibras

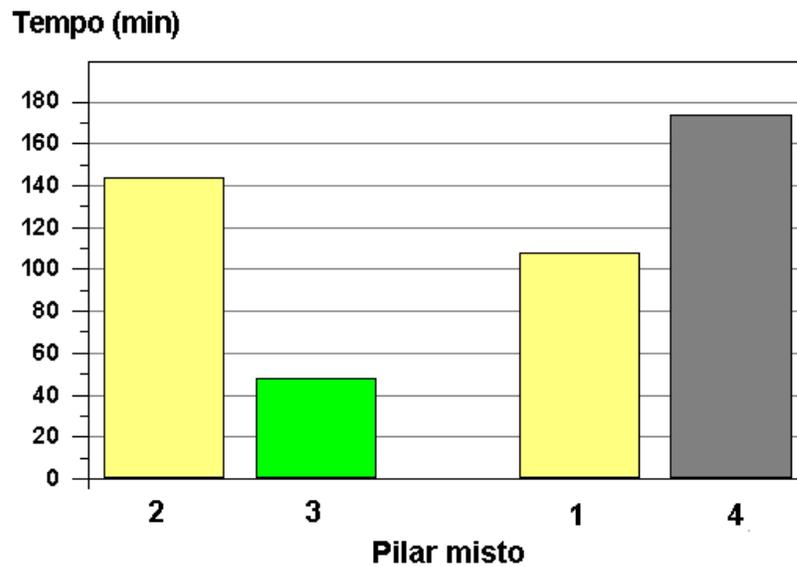
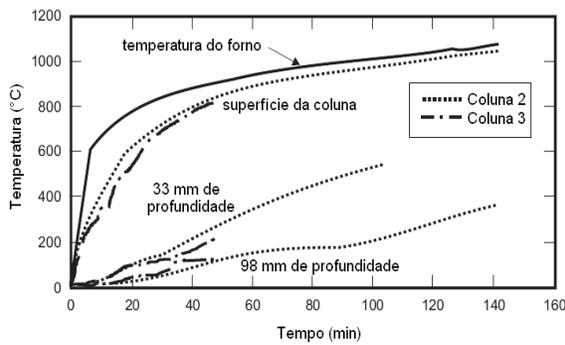
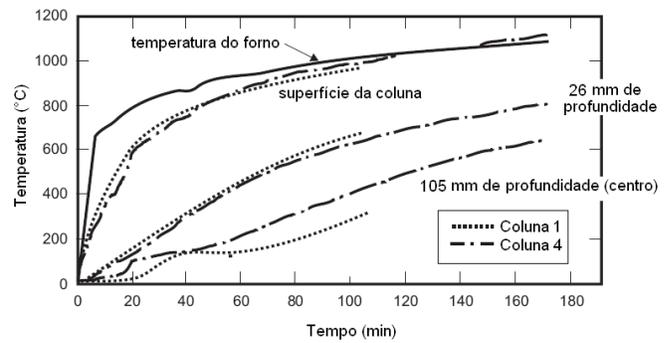


Figura 32 – Resistência ao fogo de cada coluna mista – KODUR (1998)

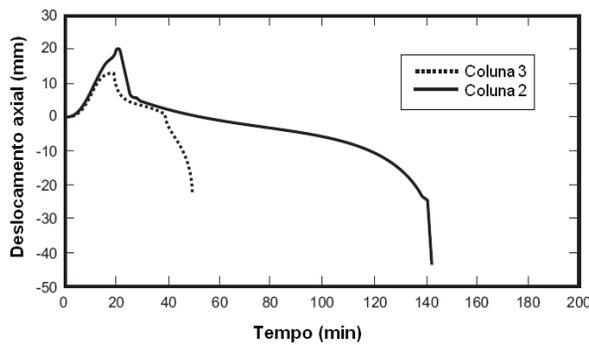


(a) Colunas 2 e 3

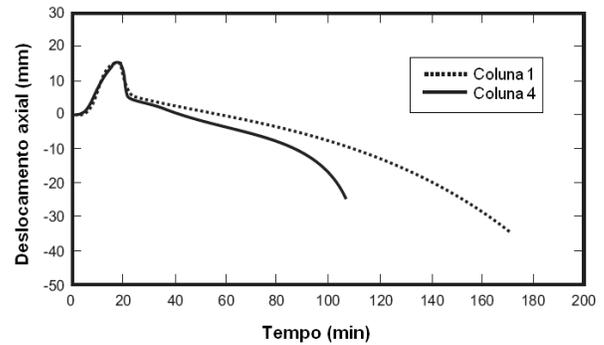


(b) Colunas 1 e 4

Figura 33 – Temperaturas internas e nas faces das colunas – KODUR (1998)



(a) Colunas 2 e 3



(b) Colunas 1 e 4

Figura 34 – Deslocamentos axiais das colunas – KODUR (1998)

### **2.3.2.1 - Principais conclusões obtidas por KODUR (1998)**

O pesquisador concluiu em seus ensaios que, para as colunas preenchidas com concreto de resistência usual, (colunas 1 e 2), a ruína ocorreu por uma contração gradual. Já para a coluna 3, que foi preenchida com concreto de alta resistência, na ruína ocorreu uma contração rápida, atribuída ao comportamento frágil desse tipo de concreto.

Ele compara também o comportamento entre as colunas 1 e 4, respectivamente sem e com fibras. Essas colunas foram submetidas praticamente à mesma carga axial de compressão. Nos estágios iniciais, essas colunas tiveram deslocamentos axiais similares, porém, para estágios avançados, a coluna 4 apresentou um melhor comportamento, visto que a presença das fibras de aço melhorou a ductilidade da mesma.

Finalmente, o autor concluiu que a resistência ao fogo entre as colunas investigadas pode ser atribuída aos diferentes tipos de concreto do núcleo. A coluna 4, que além de concreto de alta resistência possuía adição de fibras, apresentou uma resistência ao fogo superior às demais colunas testadas. Segundo o autor, isso indica que a resistência ao fogo pode ser incrementada adicionando-se fibras ao concreto de alta resistência do núcleo.

### **2.3.3 – HAN e HUO (2003)**

Esses pesquisadores realizaram um trabalho experimental sobre a resistência residual de pilares mistos tubulares preenchidos com concreto, após submetidos a aquecimento pela curva padrão ISO 834 (1999).

Para isso, foram ensaiados, 12 pilares, sendo que as variáveis analisadas nos ensaios foram: o tipo de seção, o índice de esbeltez, a excentricidade do carregamento e a presença ou não de revestimento contra fogo no perfil de aço. Na Tabela 24 estão resumidas as características das amostras ensaiadas.

Tabela 24 – Características das amostras ensaiadas por HAN e HUO (2003)

Tipo de seção	Dimensões (mm)	$f_y$ do aço (MPa)	Módulo de Elasticidade do aço (MPa)	Resistência do concreto 28 dias $f_{cu}$ (MPa)	Resistência do concreto no ensaio $f_{cu}$ (MPa)	Módulo de Elasticidade do concreto (MPa)
Circular	108 x 4,32	356	201.000	70,2	71,3	31.100
Quadrada	100 x 2,93	294	195.000	34,4	34,8	27.440

$f_{cu}$  = resistência característica do concreto obtido a partir de corpos-de-prova cúbicos.  
 $f_{ck} = 0,67.f_{cu}$

Vale ressaltar que as resistências indicadas para o concreto foram obtidas a partir de corpos-de-prova cúbicos e que o módulo de elasticidade para o concreto foi obtido segundo as normas chinesas. Os agregados utilizados na confecção do concreto foram areia de base sílica e pedra calcária.

Os pilares foram submetidos previamente a aquecimento, segundo a curva padrão ISO 834 (1999). O tempo de exposição foi de 90 minutos para os pilares sem proteção contra fogo e de 180 minutos para os pilares protegidos.

Após a exposição ao fogo os pilares foram submetidos a carregamento até a ruína. O modo de ruína típico das amostras foi por instabilidade global, como ilustrado na Figura 35.

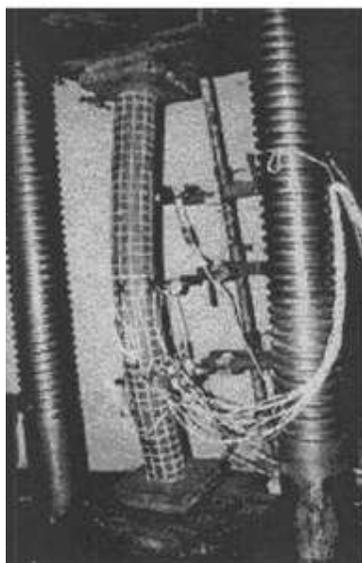


Figura 35 – Ruína típica dos pilares por instabilidade global – HAN e HUO (2003)

### **2.3.3.1 - Principais conclusões obtidas por HAN e HUO (2003)**

Com base nos resultados, esses pesquisadores mostraram que a excentricidade do carregamento exerce uma influência apenas moderada na resistência residual dos pilares.

Entretanto, o índice de esbeltez e a presença ou não de camada de proteção ao fogo alteraram de maneira significativa os valores da resistência residual.

O aumento do índice de esbeltez diminui a resistência residual dos pilares e a presença da camada protetora melhorou consideravelmente os resultados obtidos para a resistência após a exposição ao fogo.

### 2.3.4 – HAN et al (2003)

Esses pesquisadores desenvolveram um trabalho experimental sobre a resistência ao fogo de colunas mistas preenchidas com concreto de resistência usual. Eram colunas sem revestimento contra fogo e revestidas, que foram submetidas a carregamentos axiais e excêntricos.

As variáveis analisadas nos ensaios foram: as dimensões da seção transversal, a excentricidade do carregamento e a espessura da camada de proteção contra fogo da coluna. A finalidade dos autores era avaliar a influência dessas variáveis em estudo e o desenvolvimento de equações para a determinação da resistência ao fogo das colunas mistas preenchidas com concreto de resistência usual.

Foram ensaiadas 13 colunas mistas tubulares preenchidas com concreto de resistência usual, das quais 8 não possuíam camada de proteção contra fogo e 5 possuíam.

Três diâmetros externos do perfil foram utilizados: 478 mm com espessura de parede de 8 mm; 219 mm com espessuras de parede de 5 mm e 4,6 mm e 150 mm com espessura de parede de 4,6 mm.

As resistências características dos concretos utilizados foram de 26,53 e 46,10 MPa e o comprimento dos pilares ensaiados foi de 3810 mm, incluindo-se as chapas de aço soldadas nas extremidades. Na Tabela 25 estão resumidas as principais características das colunas investigadas.

Ao final, HAN et al (2003) propuseram equações 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 entre o índice “SI” e a força normal resistente em situação ambiente. A formulação, proposta por HAN et al (2003), é apresentada na Tabela 26.

Tabela 25 – Características das colunas investigadas por HAN et al (2003)

Coluna	D x t <sub>s</sub> (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	a (mm)	Carga aplicada (kN)	e/r	R (min)	Temperatura na ruína (°C)
C1-1	478x8	26,53	0	4700	0	29	567
C1-2	478x8	26,53	0	2200	0,3	32	533
C1-3	478x8	26,53	15	4700	0	196	564
C2-1	219x5	26,53	0	450	0,3	17	569
C2-2	219x5	26,53	0	300	0,6	18	582
C2-3	219x5	26,53	15	960	0	132	555
C2-4	219x5	26,53	25	960	0	175	534
C3-1	219x4,6	46,10	0	1800	0	21	804
C3-2	219x4,6	46,10	0	1007	0,38	7	594
C3-3	219x4,6	46,10	0	1800	0	20	753
C3-4	219x4,6	46,10	15	1800	0	120	537
C4-1	150x4,6	46,10	0	920	0	20	829
C4-2	150x4,6	46,10	18	460	0	177	434

a = espessura do material de proteção contra fogo;  
e/r = razão entre a excentricidade da carga e o raio da seção;  
R = resistência ao fogo da coluna

As colunas foram submetidas a aquecimento uniforme, seguindo-se a curva padrão ISO-834 (1999), sendo que foram adotados os critérios de ruína sugeridos na referida norma, ou seja, encurtamento axial de 0,01L (mm), taxa de encurtamento máxima de 0,003L (mm/min), ou a ocorrência do declínio de carga à máxima velocidade do macaco hidráulico.

O nível de carregamento de todas as colunas durante a exposição ao fogo foi de 0,77 da força normal resistente de cálculo em temperatura ambiente, determinada pela norma chinesa para colunas mistas.

Tabela 26 – Formulação proposta por HAN et al (2003) para a determinação de “SI”

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

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

onde:

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

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

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

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

$$k = (\lambda_0^3 - 15,5 \cdot \lambda_0^2 + 73 \cdot \lambda_0 + 1,5) \cdot (D_0^3 - 8 \cdot D_0^2 + 21,33 \cdot D_0 - 17,48) \cdot 6,75 \cdot 10^{-4}$$

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

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

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

onde: R = resistência ao fogo da coluna (min) e D: diâmetro da seção circular (mm).

**Validade das equações:**

$$\begin{array}{ll} R \leq 180 \text{ min}; & 15 \leq \lambda \leq 80; \\ 150 \leq D \leq 2000 \text{ mm}; & 200 \text{ MPa} \leq f_y \leq 500 \text{ MPa}; \\ \rho = \frac{A_s}{A_c} : 0,04 \leq \rho \leq 0,20; & 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}. \end{array}$$

Com relação à ruína, todas as colunas romperam por instabilidade global, conforme a Figura 36, que ilustra, como exemplo, a ruína das colunas C1-3 e C2-4.

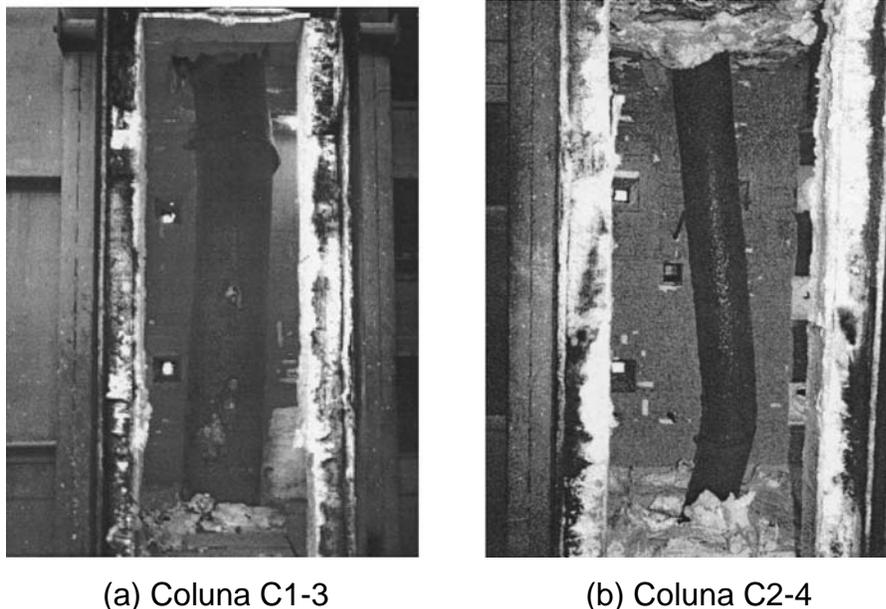


Figura 36 – Ruína das colunas por instabilidade global – HAN et al (2003)

#### **2.3.4.1 - Principais conclusões obtidas por HAN et al (2003)**

No que diz respeito às variáveis analisadas nos ensaios, quanto maior o diâmetro e a espessura do revestimento contra fogo da coluna, maior a resistência ao fogo da mesma. No caso do incremento do diâmetro, ocorre uma maior região da coluna submetida a menores temperaturas e, nesse caso, a mesma é capaz de suportar o carregamento imposto por mais tempo, segundo HAN et al (2003).

Os resultados experimentais também indicaram que a excentricidade do carregamento, para um mesmo nível de carga, exerce apenas uma influência moderada na resistência ao fogo das colunas preenchidas com concreto.

Os pesquisadores compararam os resultados teóricos obtidos utilizando-se a formulação proposta para a determinação do índice de resistência “SI” com os valores experimentais e numéricos disponíveis na literatura e encontraram uma variação de aproximadamente 10% entre esses valores, geralmente favorável a segurança.

### **2.3.5 – HAN et al (2003b)**

Esses pesquisadores, em complemento ao trabalho descrito anteriormente, realizaram ensaios para determinação da resistência ao fogo de pilares mistos tubulares, com seções transversais quadradas e retangulares, preenchidos com concreto de resistência usual, com e sem revestimento contra fogo.

Foi avaliada a influência sobre a resistência ao fogo das dimensões da seção, da utilização ou não de proteção contra fogo no perfil metálico, do índice de esbeltez dos pilares, da excentricidade do carregamento, da resistência do aço e da resistência do concreto.

Para isso foram ensaiados 11 pilares mistos tubulares preenchidos com concreto de resistência usual, com comprimento de 3810 mm, incluindo-se a espessura das chapas metálicas soldadas às extremidades, que foram aquecidos seguindo-se a curva padrão ISO 834 (1999).

O nível de carregamento dos pilares durante a exposição ao fogo foi de 77 % da carga última obtida nos ensaios dos mesmos em temperatura ambiente.

Foram utilizados nos ensaios dois tipos de concreto, cujas características estão apresentadas na Tabela 27.

Tabela 27 – Características do concreto utilizado por HAN et al (2003b)

<b>Resistência do concreto (MPa)</b>	<b>Módulo de Elasticidade (MPa)</b>	<b>Água (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cimento (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Areia (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agregado Graúdo (kg/m<sup>3</sup>)</b>
49	30.200	170	425	630	1.175
18,7	26.700	171	318	636	1.275

### **2.3.5.1 - Principais conclusões obtidas por HAN et al (2003b)**

O modo de ruína dos pilares foi por instabilidade global (Figura 37).

Como no caso dos pilares mistos de seção circular, os resultados para os pilares de seções quadradas e retangulares, mostraram que a influência das dimensões da seção na resistência ao fogo é muito significativa.

Os autores constataram que, com o aumento das dimensões do pilar, há um aumento da região submetida a menores temperaturas, portanto, o mesmo é capaz de suportar o carregamento por mais tempo.

As conclusões com relação à influência da excentricidade do carregamento e da presença da proteção contra fogo também são as mesmas obtidas para os pilares de seção circular, ou seja, a primeira variável é pouco significativa e a segunda exerce forte influência sobre a resistência ao fogo dos pilares mistos quadrados e retangulares.

No que diz respeito às outras variáveis analisadas, foram apresentados resultados que indicam que o índice de esbeltez exerce influência considerável sobre a resistência ao fogo dos pilares mistos, e a resistência decresce significativamente com o aumento do índice de esbeltez.

Por outro lado, os resultados apontaram para uma influência apenas moderada das resistências do aço e do concreto na resistência ao fogo dos pilares mistos analisados no trabalho.

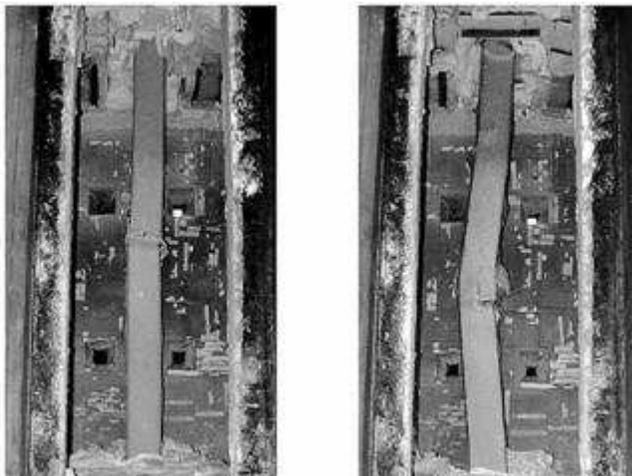


Figura 37 – Ruína por instabilidade global dos pilares mistos – HAN et al (2003b)

### **2.3.6 – KODUR e LATOUR (2005)**

Esses pesquisadores apresentaram um relatório técnico onde é realizada uma compilação dos ensaios realizados no Instituto de Pesquisas Canadense com pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência.

Ao todo, são apresentados os resultados de 8 pilares. Nesse relatório, dois pilares (colunas) já foram apresentados no presente trabalho, colunas 3 e 4 do item 2.3.2, nesse caso, seus resultados não serão apresentados novamente.

As características investigadas dos demais pilares foram: seção transversal circular e quadrada, além do tipo de preenchimento, ou seja, concreto simples, concreto armado e concreto reforçado com fibras de aço.

Em função do enfoque do presente trabalho ser o estudo das colunas mistas em situação de incêndio, somente serão apresentados e comentados os resultados obtidos nos ensaios dos pilares de seção circular (colunas).

Com relação à vinculação adotada, todas as colunas foram bi-engastadas. Elas possuíam 3810 mm de comprimento e a resistência do concreto na data do ensaio variou de 76,2 MPa a 107,0 MPa. Na Tabela 28 são apresentadas as principais características das colunas analisadas.

Na instrumentação da seção transversal foram utilizados termopares do tipo “K” (Figura 38 (a)). Esses termopares foram dispostos em várias profundidades na seção transversal, para a determinação da temperatura do concreto durante o ensaio, conforme ilustrado na Figura 38 (b).

As colunas que possuíam armadura, colunas 2 e 4, também tiveram as superfícies das barras longitudinais instrumentadas em 4 pontos. Esses pontos correspondem aos termopares 7, 8, 9 e 10, cujos resultados são apresentados nas Figuras 39 e 40.

Para a simulação do incêndio foi utilizado um forno a gás que seguia a curva de incêndio-padrão prescrita pela ASTM E119 (2000). Esse forno, segundo KODUR e LATOUR (2005) pode ser usado para ensaios de paredes e colunas. Na Figura 41 é mostrado o forno utilizado e o aspecto final de uma das colunas ensaiadas.

As cargas axiais aplicadas em situação de incêndio, variaram entre 24 a 52% da carga axial última da coluna mista obtida a temperatura ambiente segundo as prescrições da norma Canadense. Os ensaios terminaram quando a máxima velocidade do macaco hidráulico, a coluna passou a não mais suportar o carregamento imposto.

Com relação ao tempo de resistência ao fogo, as colunas que foram preenchidas com concreto reforçado com fibras, foram aquelas que apresentaram os melhores resultados, seguidas daquelas que possuíam armadura e, finalmente, as colunas que apresentaram os piores resultados foram aquelas preenchidas somente com concreto de alta resistência. Na Tabela 28 são apresentados os tempos de resistência ao fogo obtidos dessas colunas.

Com relação ao encurtamento axial da coluna, todas elas apresentaram comportamento muito semelhante no decorrer do ensaio, ou seja, no início o perfil tubular encontra-se mais solicitado sofrendo uma certa expansão. Com o aumento da temperatura, o carregamento vai sendo transferido ao núcleo de concreto que encontra-se a uma temperatura menor em relação ao perfil de aço. A partir daí, o pilar passa a sofrer encurtamentos sucessivos, até que se atinja a ruína.

Em função do comportamento das colunas com relação ao encurtamento axial ter sido muito semelhante será apresentado, como exemplo, o comportamento da coluna 1 na Figura 42.

Tabela 28 – Características dos pilares ensaiados por KODUR e LATOUR (2005)

Pilar Nº- Prench - Forma	D (mm)	t <sub>s</sub> (mm)	f <sub>c,28</sub> (MPa)	f <sub>c,teste</sub> (MPa)	Carga do ensaio (kN)	Nível de carga	Resistência ao fogo (min)
1 – CS – C	273,1	6,35	82,4	107	1050	0,24	51
2 – CA – 2,3% – C	219,1	4,78	81,7	ND	900	0,47	43
3 – CF – C	406,4	6,35	68,4	76,2	3200	0,52	259
4 – CA – 2,5% – C	406,4	12,7	81,7	93,2	4000	0,46	75
5 – CF – Q	203,2	6,35	90,1	99,5	900	0,32	128
6 – CA – 2,2% – Q	203,2	6,35	81,7	ND	1150	0,43	89

CS = Concreto Simples;  
CA – XX% = Concreto Armado – Taxa de armadura (%);  
CF = Concreto com adição de fibras – (1,8 % em massa);  
C = Seção transversal Circular;  
Q = Seção transversal Quadrada;  
ND = Não Determinado.

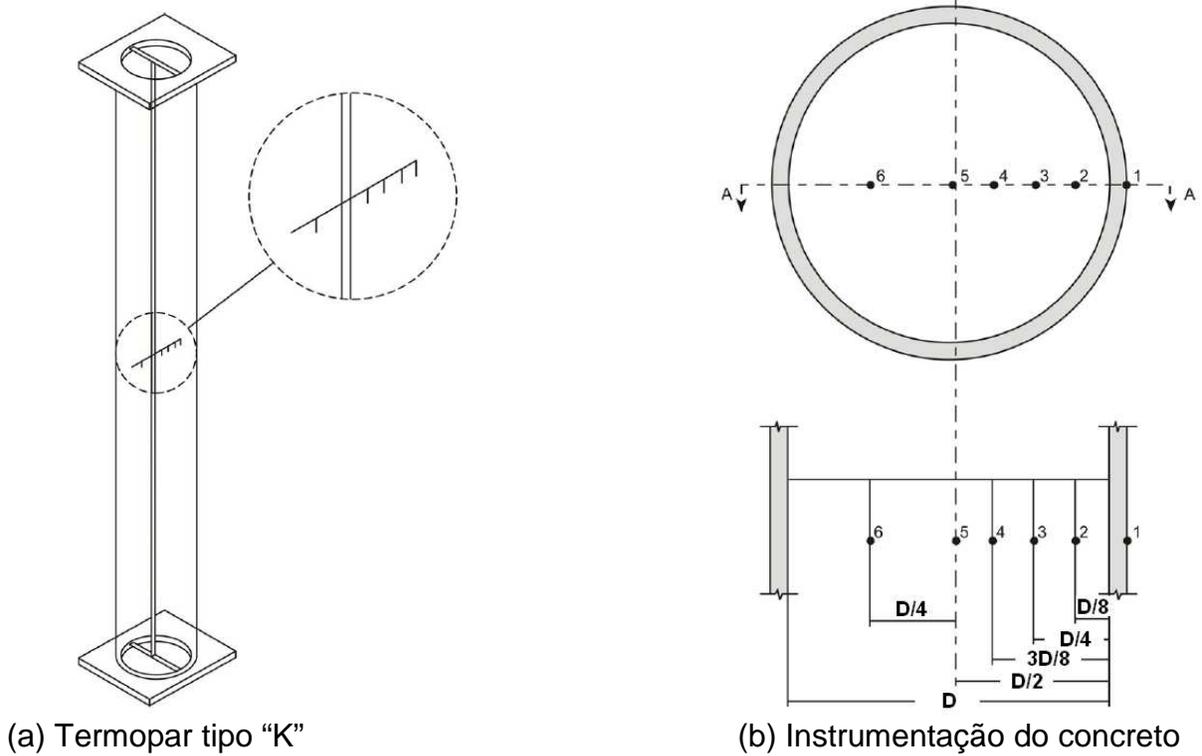


Figura 38 – Termopar tipo "K" e instrumentação interna da coluna

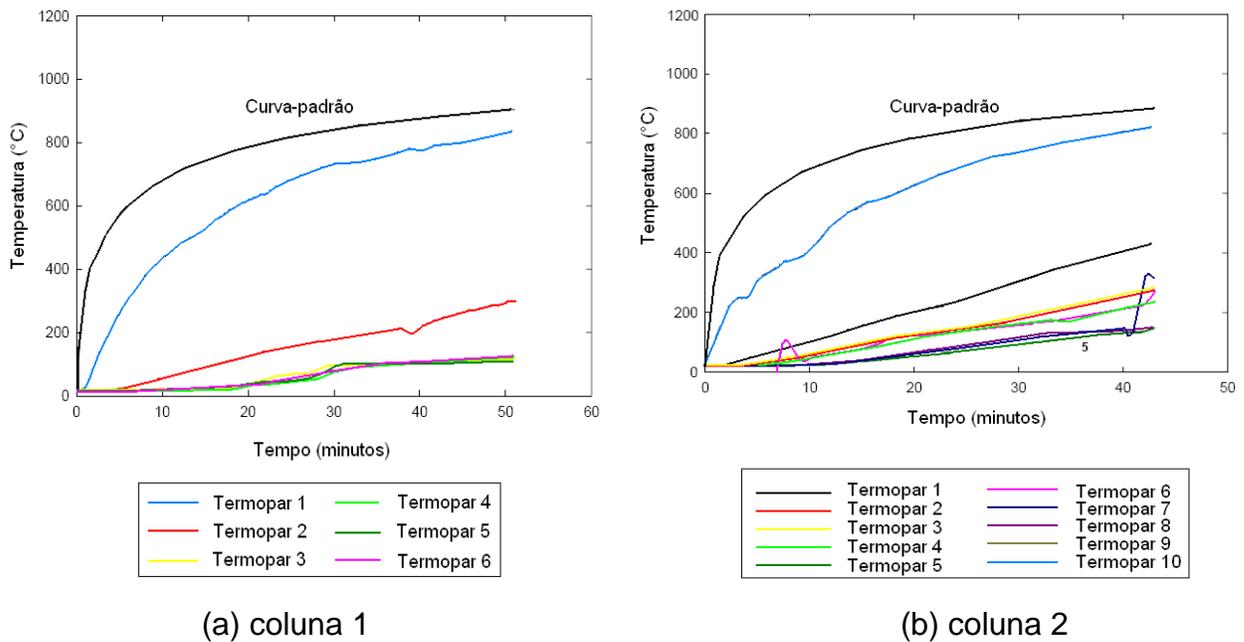
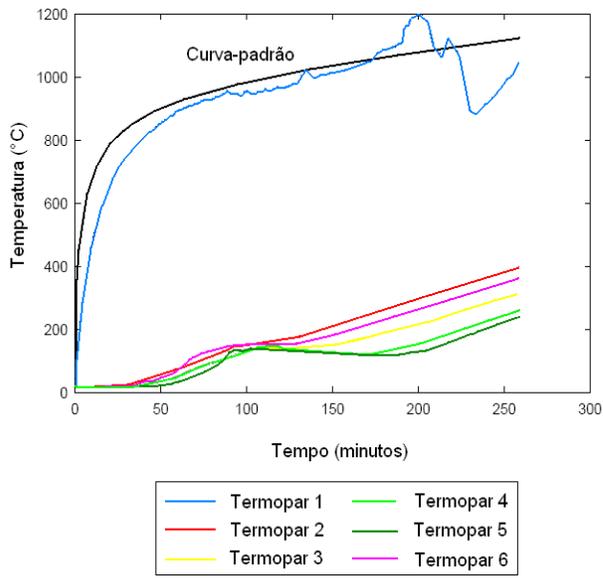
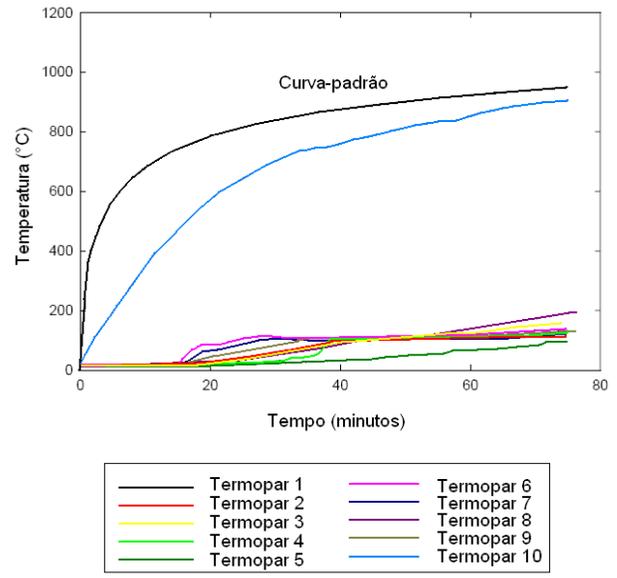


Figura 39 – Temperaturas internas das colunas 1 e 2 – KODUR e LATOUR (2005)



(a) coluna 3



(b) coluna 4

Figura 40 – Temperaturas internas das colunas 3 e 4 – KODUR e LATOUR (2005)



Figura 41 – Forno a gás utilizado e coluna após o ensaio – KODUR (2004)

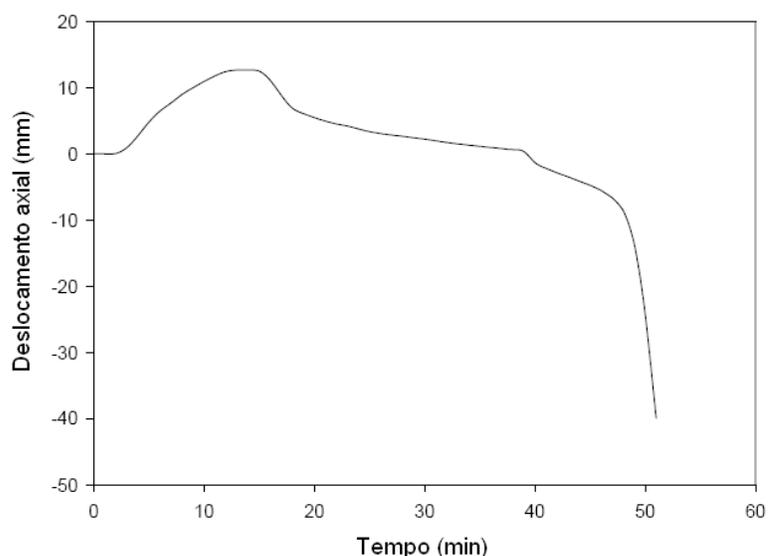


Figura 42 – Deslocamento axial da coluna 1 – KODUR e LATOUR (2005)

### 2.3.6.1 - Principais conclusões obtidas por KODUR e LATOUR (2005)

KODUR e LATOUR (2005) constataram que as colunas que foram preenchidas com concreto reforçado com fibras, apresentaram os melhores resultados, seguidas daquelas que possuíam armadura e, finalmente, as colunas que apresentaram os piores resultados foram as preenchidas somente com concreto de alta resistência.

Segundo os autores, as fibras evitam a fissuração prematura do concreto e contribuem decisivamente no comportamento do concreto a altas temperaturas.

Com relação aos demais tipos de preenchimento, os autores comentam que, apesar das colunas armadas apresentarem um tempo maior de resistência ao fogo, esse aumento não foi significativo, quando comparado ao tempo obtido pela coluna preenchida somente com concreto. Porém, os autores alertam que, em função da realização de um número reduzido de ensaios, essa ainda não é uma questão bem resolvida, ou seja, alertam que devem ser feitos mais ensaios para um melhor entendimento dessa situação.

Com relação ao encurtamento axial da coluna, KODUR e LATOUR (2005) relatam que no início do ensaio, o perfil tubular encontra-se mais solicitado sofrendo uma certa expansão. Com o aumento da temperatura a coluna mista passa a sofrer encurtamentos sucessivos, até que se atinja a ruína.

### 2.3.7 – KVEDARAS e BLAZEVICIUS (2006)

Esses pesquisadores realizaram um trabalho experimental sobre a resistência residual pós-fogo de pilares mistos tubulares parcialmente preenchidos com concreto (Figura 43), submetidos a carregamento axial. Foram ensaiados 4 pilares sob o efeito do fogo.

Os ensaios tiveram como objetivo principal comparar a capacidade de carga residual desses 4 pilares com suas resistências em temperatura ambiente. Além disso, foi analisada a influência exercida por alguns parâmetros de projeto sobre a resistência residual.

Os pilares submetidos ao efeito do fogo possuíam cerca de 2000 mm de comprimento, diâmetro de 219 mm, espessura da parede do tubo igual a 1,6 mm e a resistência do concreto de preenchimento foi de 45,44 MPa.

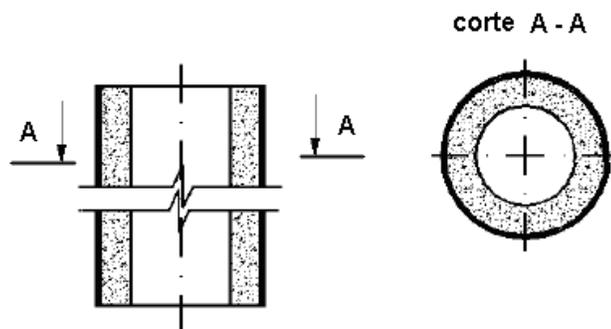


Figura 43 – Pilares parcialmente preenchidos – KVEDARAS e BLAZEVICIUS (2006)

Os pilares foram submetidos ao incêndio-padrão por 45 minutos sob um carregamento de pequena intensidade, cerca de 30 % do valor do carregamento à temperatura ambiente. Passado esse tempo, as amostras esfriaram e posteriormente foram ensaiadas, obtendo-se as tensões residuais.

### **2.3.7.1 - Principais conclusões obtidas por KVEDARAS E BLAZEVICIUS (2006)**

Foi verificado que o modo de ruína pós-fogo dos pilares foi o mesmo observado em condições de temperatura ambiente, ou seja, flambagem local da parede do perfil de aço ou ruína local do anel de concreto.

A resistência residual dos pilares mistos tubulares parcialmente preenchidos com concreto foi de aproximadamente 41% da resistência em temperatura ambiente, ou seja, um valor próximo a um carregamento em serviço. Desse modo, os autores concluíram que a resistência residual, apesar de não ser suficiente para permitir condições normais de uso do elemento estrutural, permite segurança por um curto período de tempo.

### **2.3.8 – GOMIDE (2008)**

Conforme descrito na parte introdutória deste trabalho, esse pesquisador realizou em sua Dissertação de Mestrado, investigações experimentais com colunas mistas esbeltas de diâmetros iguais a 114,3 e 168,3 mm preenchidas com concreto de resistência usual, em temperatura ambiente e em situação de incêndio. O valor do índice de esbeltez relativo das colunas foi mantido constante e igual a 0,56.

Parte dos ensaios preliminares compreendia a investigação experimental de colunas somente de aço em temperatura ambiente e em situação de incêndio, pois um dos objetivos do trabalho de GOMIDE (2008) era verificar os acréscimos nos tempos de resistência ao fogo obtidos com o preenchimento dos núcleos das colunas com concreto de resistência usual.

Como esse também foi um dos objetivos do presente trabalho, com a diferença que o núcleo das colunas foi preenchido com concreto de alta resistência, esses ensaios foram realizados em conjunto por GOMIDE (2008) e pelo autor do presente trabalho.

Resumidamente, GOMIDE (2008) analisou as seguintes variáveis em seu trabalho: benefícios proporcionados à coluna em função do preenchimento com concreto de resistência usual, diâmetro da seção transversal e comprimento efetivo de flambagem, nível de carga considerado, comportamento da coluna mista durante o incêndio e compara os resultados experimentais obtidos a temperatura ambiente e em situação de incêndio a aqueles propostos respectivamente pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) e pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). O autor ainda realiza um confronto de seus resultados com os *softwares* SuperTempCalc e PotFire.

No Capítulo 5 deste trabalho, os resultados obtidos foram analisados e comparados àqueles obtidos por outros pesquisadores. Sempre que possível, os resultados de GOMIDE (2008) foram utilizados e analisados em tais comparações.

### **2.3.8.1 - Principais conclusões obtidas por GOMIDE (2008)**

O autor obteve em seus ensaios em situação de incêndio, um tempo maior de resistência ao fogo para as colunas de menor diâmetro em comparação àqueles obtidos com as colunas de diâmetros maiores.

Segundo GOMIDE (2008), isso se deve à variabilidade da altura das colunas ensaiadas, uma vez que as colunas de seus ensaios com diâmetros maiores, também possuíam comprimentos maiores.

Dessa forma, o autor conclui que a variável comprimento efetivo de flambagem influencia significativamente nos resultados obtidos, principalmente quando o nível de carregamento é alto.

A formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) para a determinação da carga axial última à temperatura ambiente das colunas preenchidas com concreto de resistência usual mostrou-se bastante satisfatória.

Com relação ao preenchimento da coluna com concreto de resistência usual, GOMIDE (2008) conclui que trata-se de uma alternativa viável para o aumento no tempo de resistência ao fogo da seção.

A análise do nível de carga em situação de incêndio revelou que essa variável exerce grande influência sobre os tempos de resistência ao fogo, diminuindo-os consideravelmente, a medida que o valor dessa variável aumenta.

Com relação ao comportamento das colunas mistas em situação de incêndio, ele pode ser generalizado, ou seja, no início do ensaio, verificou-se uma ligeira expansão da coluna mista, e, com o aumento da temperatura, chega um instante em que a carga axial aplicada declina rapidamente, caracterizando dessa forma a ruína da coluna.

Os resultados experimentais em situação de incêndio para as colunas preenchidas foram comparados aos valores obtidos pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). GOMIDE (2008) verificou que para o menor diâmetro investigado, 114,3 mm, os resultados foram bastante favoráveis à segurança.

Já para as colunas de maior diâmetro, 168,3 mm, resultaram valores desfavoráveis à segurança em quase 100% dos casos.

Quando o autor compara os tempos de resistência ao fogo obtidos experimentalmente com aqueles obtidos com a utilização dos *softwares* SuperTempCalc e PotFire, ele também conclui que esses resultados são a favor da segurança para as colunas de menor diâmetro.

Para as colunas de maior diâmetro submetidas a níveis baixos de carregamento os resultados também foram satisfatórios, porém, para as colunas de maior diâmetro e níveis altos de carregamento os resultados se mostraram bastante discrepantes.

## **CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Como relatado na parte introdutória deste trabalho, o programa experimental que será descrito a seguir constitui parte das investigações experimentais sobre pilares e colunas mistas desenvolvidas no laboratório de estruturas e materiais da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP. Essas investigações são extensas e contam atualmente com a participação de mais pesquisadores.

As análises em temperatura ambiente e em situação de incêndio compreendem, em sua totalidade, pilares esbeltos de seção transversal circular (colunas) e quadrada sem preenchimento e preenchidos com concreto de resistência usual ou de alta resistência.

Os primeiros resultados obtidos com colunas mistas preenchidas com concreto de resistência usual já foram apresentados na Dissertação de Mestrado de GOMIDE (2008).

A este trabalho, coube a investigação de pilares com seção transversal circular, que neste programa experimental serão referenciados como colunas. Essas colunas, sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência, foram investigadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

### **3.1 – MATERIAIS E MÉTODOS**

A metodologia utilizada na investigação do comportamento das colunas mistas preenchidas passou inicialmente pela caracterização dos materiais utilizados no concreto de preenchimento e do aço das colunas, pela quantidade e identificação das colunas, pela apresentação das características geométricas das colunas, pela sua instrumentação e culminou com a realização dos ensaios.

Vale destacar que as colunas de aço laminadas já cortadas nas dimensões desejadas, além do acabamento “faceamento das extremidades” foram fornecidas pela empresa V&M do Brasil S.A., que apóia este projeto de pesquisa juntamente com a FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo) que forneceu os recursos financeiros para a aquisição do forno utilizado.

#### **3.1.1 – Ensaios de caracterização dos materiais**

Ensaios prévios de caracterização dos materiais utilizados foram necessários. De acordo com os interesses desta pesquisa, realizou-se:

a) caracterização do concreto utilizado no preenchimento das colunas. Os ensaios dos materiais componentes e do concreto em si seguiram às normas brasileiras a seguir:

a.1) agregados: NBR 7217 (1987), NBR 7251 (1982), NBR 7211 (1983) e NBR 9776 (1987);

a.2) concreto: Resistência à tração por compressão diametral – NBR 5739 (1980) e resistência à compressão NBR 7222 (1982).

b) O ensaio de caracterização do aço que compõe os tubos metálicos foi realizado de acordo com a Norma ASTM A370 (1992).

### 3.1.2 – Materiais utilizados na preparação do concreto

Na preparação do concreto foi utilizado o cimento CP II – E – 32. A água utilizada foi aquela proveniente do abastecimento público da cidade de Campinas. Com relação aos agregados, os mesmos também foram adquiridos na mesma cidade, sendo os agregados graúdos do tipo silicosos.

As características dos materiais constituintes do concreto são apresentadas nas Tabelas 29 a 31.

Tabela 29 – Análise granulométrica do agregado miúdo – NBR 7217 (1987)

<b>Peneira (mm)</b>	<b>Massa Retida (g)</b>	<b>% Retida</b>	<b>% Retida acumulada</b>
9,5	0	0,00	0,0
6,3	3,2	0,56	0,6
4,8	0,3	0,05	0,6
2,4	7,1	1,23	1,8
1,2	42,1	7,32	9,2
0,6	138	23,98	33,1
0,3	209,7	36,44	69,6
0,15	152,6	26,52	96,1
Fundo	22,5	3,91	100,0
Dimensão máxima característica			2,4 mm
Módulo de finura fina			2,10

Tabela 30 – Análise granulométrica do agregado graúdo – NBR 7217 (1987)

<b>Peneira (mm)</b>	<b>Massa Retida (g)</b>	<b>% Retida</b>	<b>% Retida Acumulada</b>
25	0	0,00	0,00
19	253,9	5,08	5,08
12,5	3090,9	61,82	66,90
9,5	873,3	17,47	84,36
6,3	695	13,90	98,26
4,8	74,9	1,50	99,76
2,4	12	0,24	100,00
1,2	0	0,00	100,00
0,6	0	0,00	100,00
0,3	0	0,00	100,00
0,15	0	0,00	100,00
fundo	0	0,00	100,00
Dimensão máxima característica (brita 01)			19 mm

Tabela 31 – Principais características dos materiais que compõem o concreto segundo as normas: NBR 7251 (1982), NBR 7211 (1983) e NBR 9776 (1987)

<b>Material</b>	<b>Características</b>
areia fina	módulo de finura: MF = 2,10 massa unitária: 1,573 g/m <sup>3</sup> massa específica: 2,618 g/m <sup>3</sup>
brita	massa unitária: 1,423 g/m <sup>3</sup> massa específica: 2,689 g/m <sup>3</sup>
cimento	CP II – E – 32 - Votoran
superplastificante	aditivo líquido Glenium – BASF

### 3.1.3 – Dosagem do concreto

A resistência do concreto de preenchimento das colunas que foi utilizado neste trabalho deveria ser de 75 MPa aos 28 dias. Com essa finalidade, foram testados alguns traços preliminares no laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP.

Os ensaios à compressão axial foram realizados em corpos-de-prova com dimensões 10 x 20 cm. Esses ensaios ocorreram aos pares com 14 e 21 dias de idade e, por fim, foi ensaiado um corpo-de-prova aos 32 dias da concretagem.

Em todos os casos foi utilizada uma mesa vibratória para a realização do adensamento. O traço foi escolhido não só pela resistência à compressão obtida, mas também pela trabalhabilidade observada, uma vez que os tubos possuem diâmetros pequenos, dificultando bastante o processo de execução.

Os resultados obtidos de resistência à compressão dos corpos-de-prova são apresentados no Capítulo 4 deste trabalho e o consumo de materiais que foram utilizados na concretagem dos tubos são dados na Tabela 32, resultando o seguinte traço em massa:

1 : 0,75 : 1,25 : 0,27

Tabela 32 – Consumo de materiais na concretagem

<b>Material</b>	<b>Consumo (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Cimento	720
Areia	540
Brita	900
Água	194.4
Superplastificante	2,52

No cálculo do consumo de materiais, foram previstas as retiradas de corpos-de-provas para o controle e determinação da resistência à compressão do concreto.

Os ensaios para a determinação da resistência à tração e do módulo de elasticidade secante do concreto foram realizados após 145 dias da concretagem. Os resultados obtidos nesses ensaios também são apresentados no Capítulo 4 deste trabalho.

Definindo-se então, o traço a ser utilizado, procedeu-se a concretagem das colunas utilizando-se betoneira com capacidade de 450 litros.

Foi utilizada uma mesa vibratória para a realização do adensamento do concreto dos corpos-de-prova (Figura 44) e um vibrador de imersão em cada coluna mista executada. Na Figura 45 são apresentados os tubos a serem concretados e uma vista superior da seção transversal. Os tubos foram acorrentados entre si e presos verticalmente para facilitar a concretagem. Na Figura 46 é apresentada a concretagem em andamento e a vibração do concreto.



Figura 44 – Corpos-de-prova de concreto na mesa vibratória



tubos a serem concretados



vista superior

Figura 45 – Posicionamento dos tubos e vista superior da seção transversal



concretagem



vibração

Figura 46 – Concretagem em andamento e vibração do concreto

### 3.1.4 – Caracterização das colunas de aço

O ensaio de caracterização do aço das colunas segundo a ASTM A370 (1992) foi realizado no Laboratório de Controle de Qualidade da empresa fornecedora dos tubos, V & M do Brasil, situada no município de Belo Horizonte - MG, utilizando-se uma máquina de ensaio à tração com deformação controlada.

Em relatório técnico elaborado pela empresa, os valores obtidos para a resistência ao escoamento dos aços que compõem o perfil foram de 303 MPa e 340 MPa, respectivamente para os diâmetros de 114,3 mm e 168,3 mm. O módulo de elasticidade informado foi de 205000 MPa.

Todas as colunas deste trabalho tiveram suas extremidades “faceadas” em torno. Esse procedimento teve a finalidade de impedir a ocorrência de excentricidades iniciais quando se aplicou o carregamento axial.

Com relação às colunas preenchidas, foram realizadas regularizações em suas extremidades com essa mesma finalidade (Figura 47).



(a) regularização de uma extremidade



(b) detalhe dessa regularização

Figura 47 – Regularização das extremidades das colunas

### 3.2 – QUANTIDADE E IDENTIFICAÇÃO DAS COLUNAS

O programa experimental consistiu no ensaio de 32 colunas tubulares de aço. Dessas colunas, parte foi ensaiada a temperatura ambiente e parte em situação de incêndio. Em ambos os casos as colunas podem ser preenchidas ou não. Na Tabela 33 estão resumidas essas informações.

Tabela 33 – Situação de ensaio e quantidade a ser ensaiada

Situação de ensaio	Quantidade
Temperatura ambiente e sem preenchimento	04
Temperatura ambiente e preenchida com concreto	04
Incêndio e sem preenchimento	12
Incêndio e preenchida com concreto	12
	<b>Total 32</b>

### 3.3 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS

Tendo em vista a disponibilidade do fornecimento e dimensões dos equipamentos, ficou estabelecido que os diâmetros das colunas a serem analisadas foram 114,3 mm e 168,3 mm, porém, cabe ressaltar que o diâmetro de 114,3 mm está fora do intervalo de validade das equações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002).

Foram mantidos constantes os seguintes parâmetros das colunas: índice de esbeltez relativo “ $\bar{\lambda} = 0,56$ ” e a espessura da parede do tubo “ $t_s = 6,4$  mm”. A manutenção do índice de esbeltez relativo conduz a diferentes comprimentos “L” das colunas, como indicado na Tabela 34.

As colunas em situação de incêndio foram submetidas a três valores diferentes de níveis de carga, que é uma porcentagem da carga axial última obtida nos ensaios das mesmas à temperatura ambiente. Inicialmente, pensou-se em:  $\eta = 50$ ,  $\eta = 70$ ,  $\eta = 85$ , porém, ensaios preliminares realizados resultaram em um tempo muito pequeno de resistência ao fogo, cerca de 7 minutos, quando o nível: “ $\eta$ ” de 85 foi considerado. Dessa forma, com a finalidade de se estabelecer um tempo de resistência ao fogo maior, ao invés de se utilizar esse valor, optou-se por investigar um nível de carga menor,  $\eta = 30$ .

Decidiu-se, também, por ensaiar todas as colunas aos pares com o intuito de melhorar a interpretação dos resultados obtidos.

Na Tabela 34 são apresentadas as características das colunas ensaiadas. Nessa Tabela, “D” corresponde ao diâmetro da seção transversal da coluna, “A<sub>c</sub>” é a área de concreto, “t<sub>s</sub>” é a espessura da parede de aço da coluna, “L” é o comprimento, “A<sub>a</sub>” é a área de aço da seção transversal, “E<sub>c</sub>” e “E<sub>a</sub>” correspondem aos módulos de elasticidade respectivamente do concreto e do aço e “η” é o nível de carga considerado para cada coluna.

As demais nomenclaturas adotadas para identificar cada modelo foram as seguintes:

- a) Colunas em situação ambiente → TXXX–CYY–N
- b) Colunas em situação de incêndio → TXXX–CYY–η–N

onde:

T = Tubo;

XXX = Diâmetro da seção transversal, omitindo-se nessa representação o valor de 0,3 mm;

CYY = Resistência à compressão axial do concreto de preenchimento;

N = Número da coluna: 1 ou 2 (primeira ou segunda da série);

η = nível de carga considerado.

As variáveis adotadas, com exceção da resistência do concreto de preenchimento são as mesmas do trabalho de GOMIDE (2008). Esse procedimento foi realizado com a finalidade de se estabelecer comparações entre os resultados obtidos.

Tabela 34 – Identificação e características das colunas

Colunas	D (mm)	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	t <sub>s</sub> (mm)	L (cm)	A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	E <sub>a</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	η
T114-C00-1	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	-
T114-C00-2	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	-
T114-C75-1	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	-
T114-C75-2	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	-
T168-C00-1	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	-
T168-C00-2	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	-
T168-C75-1	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	-
T168-C75-2	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	-
T114-C00-30-1	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	0,3
T114-C00-30-2	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	0,3
T114-C00-50-1	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	0,5
T114-C00-50-2	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	0,5
T114-C00-70-1	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	0,7
T114-C00-70-2	114,3	-	6,4	177	21,69	-	20500	0,7
T114-C75-30-1	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	0,3
T114-C75-30-2	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	0,3
T114-C75-50-1	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	0,5
T114-C75-50-2	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	0,5
T114-C75-70-1	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	0,7
T114-C75-70-2	114,3	80,91	6,4	144	21,69	4150,94	20500	0,7
T168-C00-30-1	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	0,3
T168-C00-30-2	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	0,3
T168-C00-50-1	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	0,5
T168-C00-50-2	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	0,5
T168-C00-70-1	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	0,7
T168-C00-70-2	168,3	-	6,4	265	32,55	-	20500	0,7
T168-C75-30-1	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	0,3
T168-C75-30-2	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	0,3
T168-C75-50-1	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	0,5
T168-C75-50-2	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	0,5
T168-C75-70-1	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	0,7
T168-C75-70-2	168,3	189,91	6,4	200	32,55	4150,94	20500	0,7

## **3.4 – ENSAIOS REALIZADOS**

### **3.4.1 – Ensaios à temperatura ambiente**

Esses ensaios compreenderam as “colunas de referência”, que são colunas sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência ensaiadas à temperatura ambiente.

Com os resultados desse conjunto pretendeu-se avaliar, entre outros fatores, a influência da resistência do concreto no comportamento das colunas mistas, além de estabelecer os níveis de carga que serão considerados nos ensaios em situação de incêndio. Além disso, os resultados obtidos nos ensaios das colunas sem preenchimento foram comparados àqueles obtidos a partir da formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001). Comparação similar também foi realizada para as colunas mistas preenchidas com concreto de alta resistência, ou seja, os resultados experimentais para essa situação foram comparados àqueles obtidos, utilizando-se as formulações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003).

### **3.4.2 – Ensaios em situação de incêndio**

Esses ensaios também foram realizados com colunas sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência. Com estes resultados, pretendeu-se avaliar os benefícios proporcionados no tempo de resistência ao fogo obtidos com o preenchimento do núcleo da coluna com concreto de alta resistência e em função dos diferentes níveis de carga considerados. Dessa forma, foi possível avaliar o tempo de resistência ao fogo da coluna sem preenchimento e compará-lo ao valor obtido no ensaio da coluna mista preenchida equivalente.

### 3.5 – PREPARAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DAS COLUNAS

#### 3.5.1 – Colunas sem preenchimento e preenchidas que foram ensaiadas a temperatura ambiente

As colunas, antes de serem ensaiadas a temperatura ambiente, necessitaram de preparação. Essa preparação consistiu em se lixar a superfície externa dos tubos, onde foram posicionados os extensômetros elétricos (ponto médio das colunas e formando 90° entre si). Após lixar a superfície, passou-se acetona no local, colou-se os extensômetros e fez-se a conexão entre os fios do aquisitor de dados e os extensômetros por meio de solda (Figura 48).



Figura 48 – Solda entre os fios do aquisitor e os extensômetros

Quatro transdutores de deslocamento foram posicionados entre os extensômetros citados, também formando 90° entre si. Esses transdutores de deslocamento tiveram a finalidade de medir o deslocamento transversal da coluna (Figura 49). Sobre a coluna foi colocada uma chapa de aço e nessa chapa, dois transdutores de deslocamento mediram o encurtamento axial da coluna, conforme ilustra a Figura 50.

Na Figura 51, é ilustrada de maneira genérica, a instrumentação adotada.

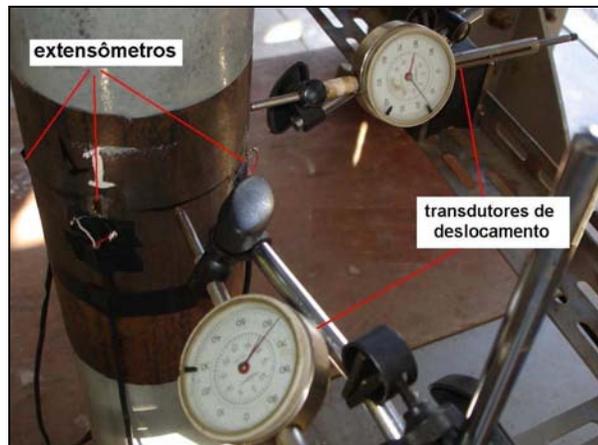


Figura 49 – Posições dos extensômetros e dos transdutores a meia altura

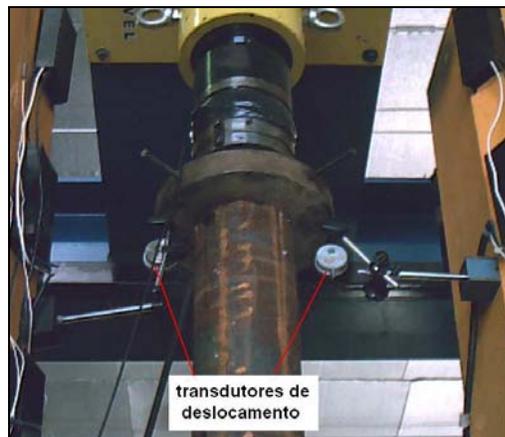


Figura 50 – Posições dos transdutores de deslocamento no topo das colunas

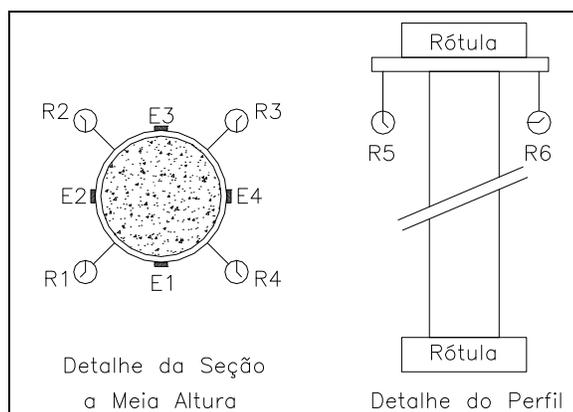


Figura 51 – Instrumentação adotada

### **3.5.2 – Colunas sem preenchimento e preenchidas que foram ensaiadas em situação de incêndio**

Para a análise do comportamento das colunas em situação de incêndio, foi necessária a instrumentação das mesmas com termopares para obtenção das temperaturas. Foram utilizados cinco termopares de ponta para controlar a temperatura interna do forno. Desses, dois estavam localizados a 100 mm da superfície lateral da coluna, dois estavam localizados junto a face do perfil, e, um mais próximo da fonte de calor (Figura 52). O limite máximo do erro de leitura dos termopares, informado pelo fabricante, é de ( $\pm 2,2^{\circ}\text{C}$  ou  $\pm 0,75\%$ ), devendo-se optar pelo maior dos dois valores. A faixa de temperaturas considerada varia entre ( $0^{\circ}\text{C}$  e  $1260^{\circ}\text{C}$ ).

Um termopar também foi posicionado acima do forno e encostado na célula de carga. Essa instrumentação teve que ser realizada devido ao fato da referida célula de carga ser sensível a temperaturas superiores a  $50^{\circ}\text{C}$ .

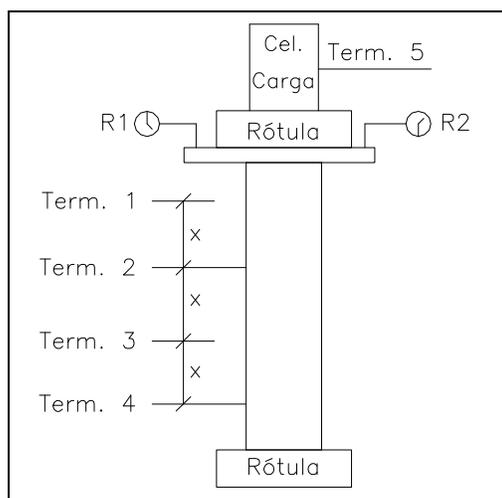
Com relação a instrumentação interna do núcleo de concreto, a proposta inicial deste trabalho compreendia essa instrumentação com termopares de ponta no interior do núcleo de duas colunas, sendo uma de cada diâmetro, além de ser aquelas em que foi considerado o menor nível de carga, ou seja,  $\eta = 0,30$ , pois, essas colunas, teoricamente, seriam aquelas que apresentariam maior resistência ao fogo quando comparadas aos demais níveis de carga considerados. No entanto, nos ensaios realizados por GOMIDE (2008), que investigou colunas preenchidas com concreto de resistência usual, ocorreram problemas na determinação desses campos internos de temperatura. Além de descartar esses ensaios, o autor relata que a abertura de furos no perfil de aço para o posicionamento dos termopares internos possibilitou a perda de grande quantidade de vapor de água contida no concreto, acarretando grande variação na leitura dos termopares internos e externos da coluna, devido ao resfriamento proporcionado no interior do forno. Essa situação de resfriamento proporcionou um tempo de resistência ao fogo da coluna muito superior ao previsto, além da perda de alguns termopares.

Mesmo com esses problemas relatados, essa instrumentação foi repetida em duas colunas deste trabalho, colunas T114-C75-30-2 e T168-C75-30-2, porém, no caso específico da coluna T168-C75-30-2, o ensaio também teve que ser descartado, não em função do resfriamento citado, mas pela queima de parte das resistências do forno.

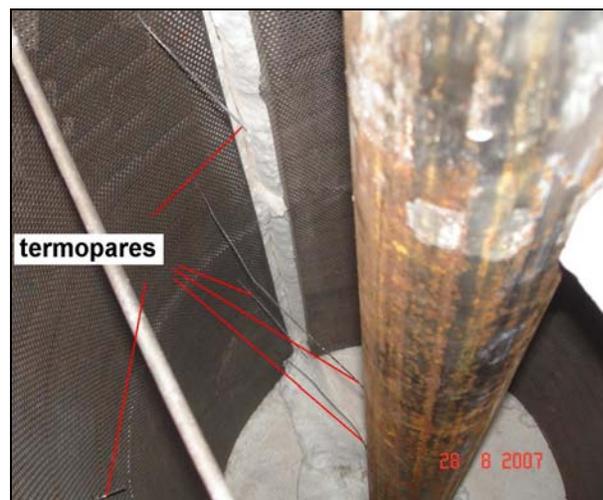
Todas essas ocorrências serão relatadas no Capítulo 4, quando serão detalhados os ensaios específicos de cada coluna.

Da mesma forma que foi realizada nos ensaios a temperatura ambiente, sobre a coluna, também foi colocada uma chapa de aço e nessa chapa, dois transdutores automáticos foram utilizados para a determinação do encurtamento axial. Na Figura 53, é mostrada a chapa de aço, onde foram medidos os encurtamentos axiais e um dos transdutores automáticos.

Esses encurtamentos axiais não foram obtidos até o final do ensaio de cada coluna. Isso se deve ao fato desses transdutores também serem sensíveis a 50 °C, e, nesse caso, esses transdutores foram retirados próximos a ruína da coluna, uma vez que essa ruína poderia comprometer a vedação superior do forno e causar danos ao equipamento.



esquema geral



detalhe interno do forno

Figura 52 – Posicionamento dos termopares internos

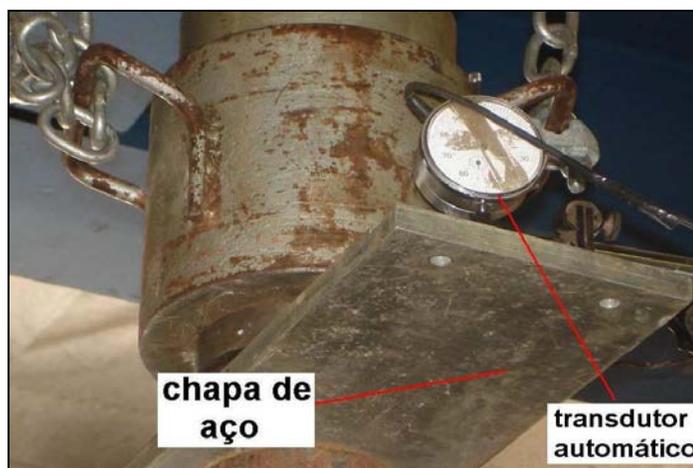


Figura 53 – Chapa de aço e um dos transdutores automáticos

### 3.6 – FORNO UTILIZADO

Com a finalidade de simular o efeito de um incêndio-padrão na coluna carregada axialmente, fez-se necessária a utilização de um forno que permitisse a obtenção da curva tempo/temperatura padronizada pela ISO 834 (1999), além de permitir o carregamento das colunas.

O forno utilizado é vertical cujas dimensões são: 105 x 65 cm, respectivamente para a altura de cada módulo e diâmetro interno. Ele possui três módulos independentes (Figura 54). Nos ensaios, devido as dimensões das colunas, somente um módulo do forno foi utilizado. A temperatura máxima que o forno atinge é de 1200 °C e é monitorada por um sistema de aquisição de dados. Sua máxima taxa máxima de aquecimento é de 120°C/minuto.

Esse forno foi adquirido com recursos da Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP).



Figura 54 – Forno utilizado nos ensaios

Outra questão também muito importante e trabalhosa de se realizar foi a vedação do forno, para que não ocorresse troca de calor entre o ambiente interno e externo.

O forno já possui internamente um sistema de isolamento por meio de placas térmicas rígidas, porém, após o fechamento do módulo, deve-se fazer um exame visual minucioso no topo, na base e na lateral, a fim de localizar e, posteriormente, fechar todos os orifícios encontrados com pedaços de mantas térmicas flexíveis. Na Figura 55 é apresentada como exemplo, a parte superior do forno devidamente isolada.



Figura 55 – Isolamento da parte superior do forno

### 3.7 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO DAS COLUNAS E CRITÉRIOS DE RUÍNA

As colunas mistas e sem preenchimento, ensaiadas a temperatura ambiente e em situação de incêndio, foram birrotuladas e submetidas a uma carga axial de compressão (Figuras 56 e 57). Para os ensaios nessa situação, dois pórticos foram utilizados, um deles com capacidade máxima de carga de 2000 kN e outro com 5000 kN.

Particularmente para os ensaios das colunas T168-C75-1 e 2, a célula de carga do pórtico de 5000 kN teve que ser substituída. A razão dessa troca foi em função de, apesar desse pórtico ter a capacidade de aplicar um valor elevado de carregamento, o vão livre para o posicionamento da coluna é pequeno, de apenas 2 metros. As colunas em questão possuíam esse comprimento, porém, como a condição de vinculação adotada foi a birrotulada, a célula de carga teve que ser trocada por uma de menor dimensão para que as rótulas pudessem ser posicionadas nas extremidades das colunas.

A nova célula de carga utilizada tinha a capacidade de carga máxima de 3000 kN e foi aferida por um técnico do laboratório antes da realização dos ensaios.

Nos ensaios das colunas preenchidas e sem preenchimento à temperatura ambiente, o carregamento e as deformações determinadas pelos extensômetros foram gravadas por um *software* denominado WIN 5000 em curtos intervalos de tempo, geralmente entre 3 e 5 segundos.

Os valores dos deslocamentos determinados pelos transdutores foram lidos por um operador a cada 50 kN, com a finalidade de se estabelecer as relações entre a carga aplicada e os deslocamentos da coluna. Esses transdutores foram retirados pouco antes de se atingir a força normal resistente de cálculo estimada no item 3.9, evitando-se dessa forma, qualquer acidente com o equipamento e principalmente com o operador que realizava a leitura.

O posicionamento de cada coluna em (nível e prumo) também foi bastante trabalhoso e exigiu paciência. Cada ensaio necessitou também da participação de várias pessoas, devido principalmente às dimensões e ao peso elevado das colunas.

Para o posicionamento, apesar das faces dos tubos serem planas por terem recebido acabamento, necessitou-se fazer o ajuste das rótulas com auxílio de martelos de borracha. Esse procedimento teve que ser realizado em conjunto com a centralização da carga axial que foi aplicada pelo pórtico de reação.

Correntes foram utilizadas com a finalidade de impedir um possível escape da rótula superior, fato esse que poderia causar algum acidente (Figura 57). Finalizados esses procedimentos, foi aplicada uma carga de pequena intensidade em cada coluna, a fim de verificar se todos os instrumentos de medição estavam funcionando, além de verificar a centralização da carga aplicada.

Cumprida essa etapa, iniciou-se o ensaio. O carregamento foi aplicado em incrementos de 5 kN, (Figura 57), onde, para as colunas ensaiadas a temperatura ambiente, foram obtidos os valores dos deslocamentos e encurtamentos axiais além dos deslocamentos transversais.

O ensaio foi encerrado quando a coluna perdeu a sua capacidade de suportar a carga, ou seja, quando ocorreu o declínio da carga aplicada, e o valor da força normal resistente experimental foi considerado aquele máximo valor obtido.

No caso das colunas em situação de incêndio, foi feito um pré-aquecimento do forno (cerca de 15 minutos) com a coluna já posicionada para o ensaio. Posteriormente, aplicou-se a carga axial em função do nível de carga pré-estabelecido e ligou-se o forno com o intuito de simular a elevação da temperatura segundo a ISO 834 (1999). Os valores de temperatura obtidos com os termopares foram coletados por um *software* desenvolvido pela empresa Maitec.

O ensaio de cada coluna também foi considerado encerrado quando houve o declínio da carga axial aplicada, porém, três verificações tiveram que ser realizadas segundo as prescrições da Norma ISO 834 (1999). Essas prescrições consistiam em se verificar o declínio de carga, que é obtido no momento do ensaio, o encurtamento axial máximo da coluna (1 % da altura em mm) e a taxa de encurtamento (o valor máximo é de  $0,003.L$  em mm/min), onde “L” é o comprimento da coluna.

O problema é que o encurtamento axial e a taxa de encurtamento não podem ser verificados simultaneamente aos ensaios, porque os transdutores automáticos que medem esses valores estão afastados do núcleo da coluna, não determinando o encurtamento real durante o ensaio.

Dessa forma, para todas as colunas, o ensaio foi finalizado quando houve o declínio da carga e, posteriormente, após calculado o encurtamento real da coluna e verificada a taxa de encurtamento obtida, foi estabelecido em qual tempo (menor tempo) a coluna atingiu a ruína.

Na Norma ISO 834 (1999) também são estipuladas algumas tolerâncias com relação a determinação das temperaturas internas do forno e o posicionamento dos termopares.

A precisão das temperaturas obtidas deve ser de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  e os termopares devem estar localizados a uma distância de  $10 \pm 5$  cm da face da coluna. Além dessas recomendações, o valor do desvio percentual “de”, que deve ser determinado desde o início do ensaio e é obtido por meio da relação entre a área sob a curva “tempo x temperatura” resultante do ensaio da coluna e a área correspondente segundo a curva ISO 834 (1999), deve respeitar os seguintes limites:

- a) de  $\leq 15\%$  para  $5 < t \leq 10$ ;
- b) de  $= 15 - 0,5 \cdot (t-10)\%$  para  $10 < t \leq 30$ ;
- c) de  $= 5 - 0,083 \cdot (t-30)\%$  para  $30 < t \leq 60$ ;
- d) de  $= 2,5\%$  para  $t > 60$ .

onde: t = tempo em minutos.

A NBR 5628 (1980), que teve como referência a Norma ISO 834 (1999), apresenta valores um pouco diferentes para os desvios percentuais. Esses desvios permitidos correspondem a:  $\pm 15\%$  durante os primeiros 10 minutos do ensaio,  $\pm 10\%$  durante os primeiros 30 minutos e,  $\pm 5\%$  após os primeiros 30 minutos.



Figura 56 – Coluna em nível e prumo e vinculação birrotulada

Na Figura 57, são apresentadas a célula de carga que aplicou a carga axial, as correntes que tiveram a finalidade de eventualmente segurar a chapa superior caso ela escapasse. Os trilhos metálicos onde foram fixadas as bases magnéticas dos transdutores de deslocamento e os fios do aquisitor de dados que foram soldados aos extensômetros.



Figura 57 – Coluna posicionada para o ensaio

### 3.8 – FORMA DE ANÁLISE DOS RESULTADOS

De forma simplificada, os resultados obtidos nos ensaios das colunas à temperatura ambiente sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência, além de servirem como referência para o estabelecimento da carga axial a ser aplicada às colunas em situação de incêndio, permitiram avaliar os benefícios proporcionados à capacidade resistente da coluna quando as mesmas foram preenchidas com concreto de alta resistência.

Com os resultados obtidos nos ensaios das colunas em situação de incêndio, foi possível avaliar em laboratório o efeito do fogo em colunas tubulares de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência quando submetidas a compressão simples.

Permitiram também, obter os tempos de resistência ao fogo dessas colunas e os eventuais benefícios causados nesses tempos por meio do preenchimento do núcleo dessas colunas com concreto de alta resistência.

Foi possível também verificar como as variáveis envolvidas: diâmetro da seção transversal e diferentes níveis de carga, influenciam no comportamento resistente dessas colunas.

Finalmente, de maneira geral, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, os resultados experimentais obtidos foram comparados àqueles encontrados na literatura em geral.

### **3.9 – ESTIMATIVA DA CARGA AXIAL ÚLTIMA DAS COLUNAS À TEMPERATURA AMBIENTE**

A estimativa das cargas axiais últimas das colunas à temperatura ambiente foi realizada segundo as prescrições do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) respectivamente para as colunas de aço sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência.

Vale ressaltar que a proposta de dimensionamento do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) não é aplicada as colunas mistas deste trabalho, uma vez que o limite superior estipulado para a resistência à compressão do concreto de preenchimento por essa Norma é de 50 MPa.

A estimativa foi realizada com o intuito de se verificar, inicialmente, o aumento proporcionado na capacidade resistente da coluna quando se realiza o preenchimento do núcleo com concreto de alta resistência, além do estabelecimento da carga axial última, onde, pouco antes dessa situação, parte da instrumentação onde a leitura dos dados, que foi feita por um operador, foi retirada. Como mencionado anteriormente, tal procedimento teve a finalidade de preservar os equipamentos utilizados, e, principalmente, se evitar eventuais acidentes com o operador em função da ruína da coluna.

Na Tabela 35 estão resumidos os valores obtidos. Nota-se que o fato do núcleo da coluna estar preenchido com concreto de alta resistência, acarretou um aumento considerável no valor da carga axial última.

Tabela 35 – Características e estimativa da capacidade resistente das colunas em temperatura ambiente

<b>CARACTERÍSTICAS</b>	<b>D = 114,3 mm</b>		<b>D = 168,3 mm</b>	
<b>t<sub>s</sub> (mm)</b>	6,4		6,4	
<b>f<sub>y</sub> (kN/cm<sup>2</sup>)</b>	30,0		30,0	
<b>E<sub>a</sub> (kN/cm<sup>2</sup>)</b>	20500		20500	
<b>PREENCHIMENTO</b>	<b>Não</b>	<b>Concreto 75 MPa</b>	<b>Não</b>	<b>Concreto 75 MPa</b>
<b>L (cm)</b>	177,00	144,00	265,00	200,00
<b>f<sub>c</sub> (kN/cm<sup>2</sup>)</b>	-	7,50	-	7,50
<b>N<sub>E,d</sub> (kN)</b>	534,52	892,63	802,38	1648,09

## **CAPÍTULO 4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS**

Neste Capítulo são apresentados os resultados experimentais deste trabalho. Esses consistem inicialmente na determinação da resistência à compressão dos corpos-de-prova de concreto de alta resistência que foi utilizado no preenchimento das colunas, além da resistência à tração e do módulo de elasticidade. Em seguida, são apresentados os valores da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade dos aços que compõem os tubos.

Posteriormente, são apresentados os resultados obtidos à temperatura ambiente para as colunas sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência. Esses resultados são: resistência à compressão axial, tipo de ruína, deslocamentos axiais do núcleo de concreto das colunas e as deformações específicas axiais.

Em situação de incêndio, para as colunas preenchidas e sem preenchimento, são apresentados os resultados obtidos de resistência ao fogo segundo a Norma ISO 834 (1999), o tipo de ruína das colunas e os valores dos deslocamentos axiais obtidos nos ensaios.

### **4.1 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS-DE-PROVA**

A proposta inicial deste trabalho consistia em se obter um concreto com resistência à compressão igual a 75 MPa.

Conforme relatado no Capítulo 3, com essa finalidade foram realizados e testados previamente algumas misturas (traços) de concreto no laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP.

Definido esse traço, procedeu-se a concretagem das colunas utilizando-se uma betoneira elétrica e vários corpos-de-prova com dimensões de 10 x 20 cm foram retirados em cada betonada para o acompanhamento da evolução da resistência à compressão com a idade do concreto.

Os ensaios para se obter a resistência à compressão do concreto foram efetuados a cada 7 dias, até os 28 dias de idade. Outros dois ensaios complementares foram realizados aos 106 e 145 dias de idade, que corresponderam respectivamente às datas próximas dos ensaios das colunas de diâmetro 114,3 mm e 168,3 mm.

Os ensaios para a determinação da resistência a tração e do módulo de elasticidade secante do concreto ocorreram após 145 dias da concretagem. Na Tabela 36 estão sintetizados esses resultados.

Tabela 36 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado

<b>Idade (dias)</b>	7	14	21	28	106	145
<b>f<sub>c</sub> médio (MPa)</b>	52,21	53,99	59,50	69,49	72,80	74,78
<b>Resistência à tração (MPa)</b>					20,37	
<b>Módulo de elasticidade secante (MPa)</b>					37750	

## 4.2 – CARACTERIZAÇÃO DOS TUBOS DE AÇO

Para as colunas de aço foram retiradas amostras padronizadas, segundo a Norma ASTM A370 (1992). Essas amostras foram ensaiadas no Laboratório de Controle de Qualidade da empresa V & M do Brasil, utilizando-se uma máquina de ensaio à tração com deformação controlada.

Os resultados obtidos para a resistência ao escoamento dos aços foram: 303 MPa e 340 MPa respectivamente para os diâmetros de 114,3 mm e 168,3 mm, conforme os certificados de inspeção nº 0050218237 e nº 0050218239 fornecidos pela empresa e o módulo de elasticidade longitudinal informado foi de 205000 MPa.

### **4.3 – COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA À TEMPERATURA AMBIENTE**

Na Tabela 37 são apresentados os valores experimentais obtidos para as resistências últimas à compressão das colunas sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência.

Particularmente, no ensaio da coluna T114-C75-1, o resultado teve que ser descartado em função de uma falha na aquisição dos dados. Dessa forma, o estabelecimento das cargas axiais que foram aplicadas em situação de incêndio, teve como referência o resultado obtido no ensaio da coluna T114-C75-2.

Na Figura 58 são representados, graficamente, os valores obtidos nos ensaios das colunas à temperatura ambiente.

Tabela 37 – Resultados experimentais obtidos à temperatura ambiente

Coluna	Resistência do concreto (MPa)	Carga última (kN)	Carga última média (kN)
T114-C00-1	---	569,70	586,16
T114-C00-2	---	602,61	
T114-C75-1	72,80	---	1089,10 *
T114-C75-2	72,80	1089,10	
T168-C00-1	---	1025,10	1039,20
T168-C00-2	---	1053,30	
T168-C75-1	74,78	1936,20	1955,15
T168-C75-2	74,78	1974,10	

\* O valor apresentado não corresponde à “carga média” em função do ensaio da coluna T114-C75-1 ter sido descartado

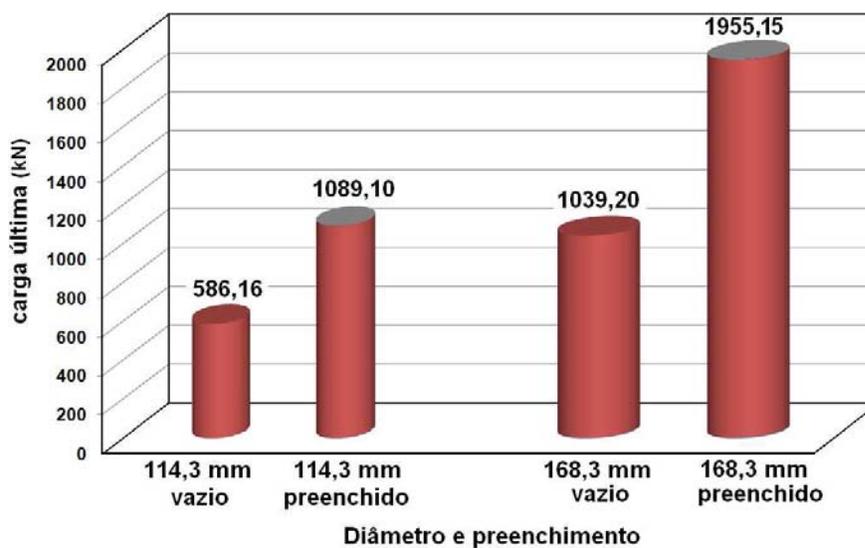


Figura 58 – Resultados obtidos à temperatura ambiente

Com os resultados obtidos nesses ensaios, foram definidas as cargas axiais que foram aplicadas às colunas em situação de incêndio.

Conforme descrito no Capítulo 3, os níveis de carga estabelecidos em situação de incêndio foram 30, 50 e 70% dos valores das cargas axiais médias últimas obtidas nos ensaios das colunas à temperatura ambiente. Esses valores são apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Cargas axiais a serem aplicadas às colunas em situação de incêndio

<b>D = 114,3 vazia</b>	<b>Carga de ensaio (kN)</b>	<b>D = 114,3 preenchida</b>	<b>Carga de ensaio (kN)</b>
T114-C00-30	175,85	T114-C75-30	326,73
T114-C00-50	293,08	T114-C75-50	544,55
T114-C00-70	410,31	T114-C75-70	762,37
<hr/>			
<b>D = 168,3 vazia</b>	<b>Carga de ensaio (kN)</b>	<b>D = 168,3 preenchida</b>	<b>Carga de ensaio (kN)</b>
T168-C00-30	311,76	T168-C75-30	586,55
T168-C00-50	519,60	T168-C75-50	977,58
T168-C00-70	727,44	T168-C75-70	1368,61

#### 4.3.1 – Tipo de ruína das colunas à temperatura ambiente

Conforme descrito no Capítulo 3, as colunas à temperatura ambiente foram submetidas à carga axial até que se atingisse a ruína. Todas as colunas romperam por instabilidade global.

Nas Figuras 59 a 62 são apresentadas as configurações finais das colunas analisadas.



T114-C00-1

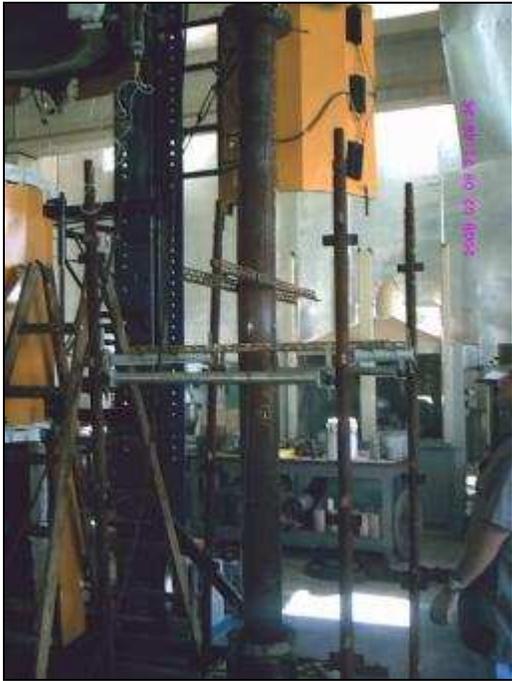


T114-C00-2

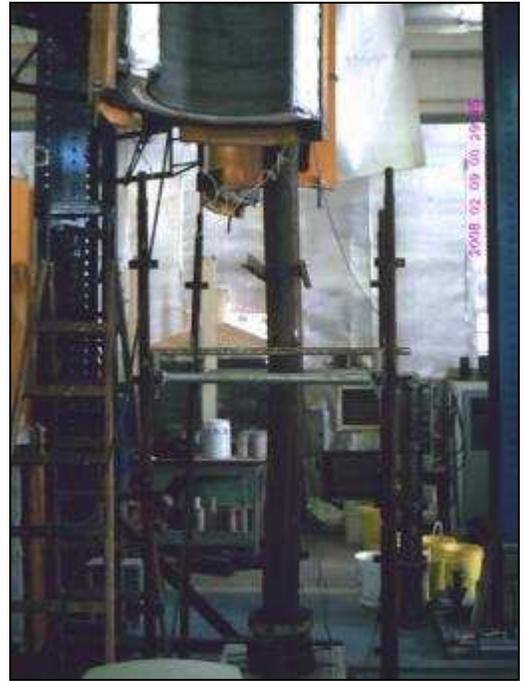
Figura 59 – Ruína das colunas T114-C00-1 e T114-C00-2



Figura 60 – Ruína da coluna T114-C75-2



T168-C00-1



T168-C00-2

Figura 61 – Ruína das colunas T168-C00-1 e T168-C00-2



T168-C75-1



T168-C75-2

Figura 62 – Ruína das colunas T168-C75-1 e T168-C75-2

### 4.3.2 – Deslocamentos axiais à temperatura ambiente

Os deslocamentos axiais foram obtidos por meio de dois transdutores de deslocamento posicionados no topo das colunas (Figura 63). Como o deslocamento desejado é o do eixo da coluna, em cada caso foram efetuadas interpolações lineares, uma vez que esses transdutores estavam localizados a uma certa distância do eixo.

Conforme relatado no Capítulo 3, esses deslocamentos foram registrados até valores próximos às forças axiais últimas de cálculo, pois como a leitura foi feita por um operador, esses transdutores tiveram que ser retirados previamente com o intuito de se evitar danos aos aparelhos e, em pior situação, causar algum acidente com o operador. Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 64 a 67.

Durante o ensaio da primeira coluna, coluna T114-C00-1, o operador tocou acidentalmente na base de um dos transdutores durante a leitura dos dados e esses resultados tiveram que ser descartados, porém, a coluna idêntica a citada, coluna T114-C00-2, teve seus resultados obtidos e apresentados na Figura 64.



Figura 63 – Transdutores de deslocamento no topo das colunas

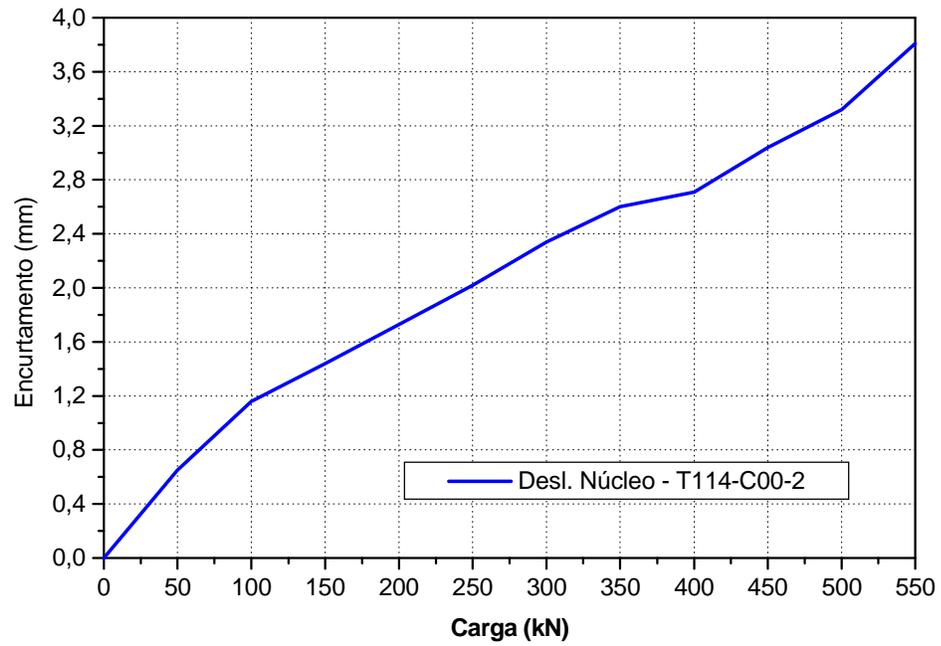


Figura 64 – Deslocamento axial da coluna T114-C00-2

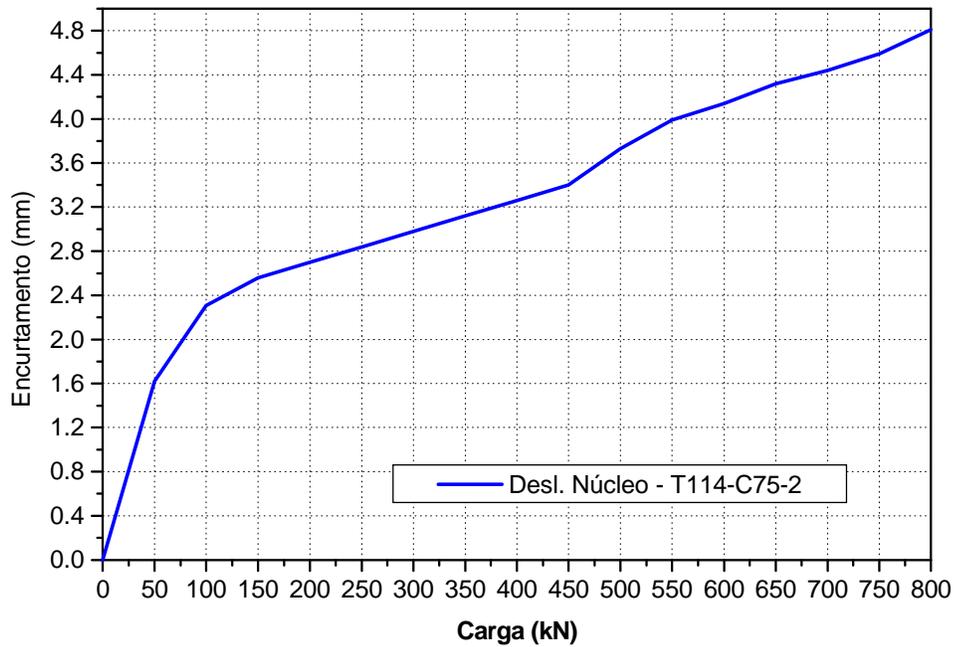


Figura 65 – Deslocamento axial da coluna T114-C75-2

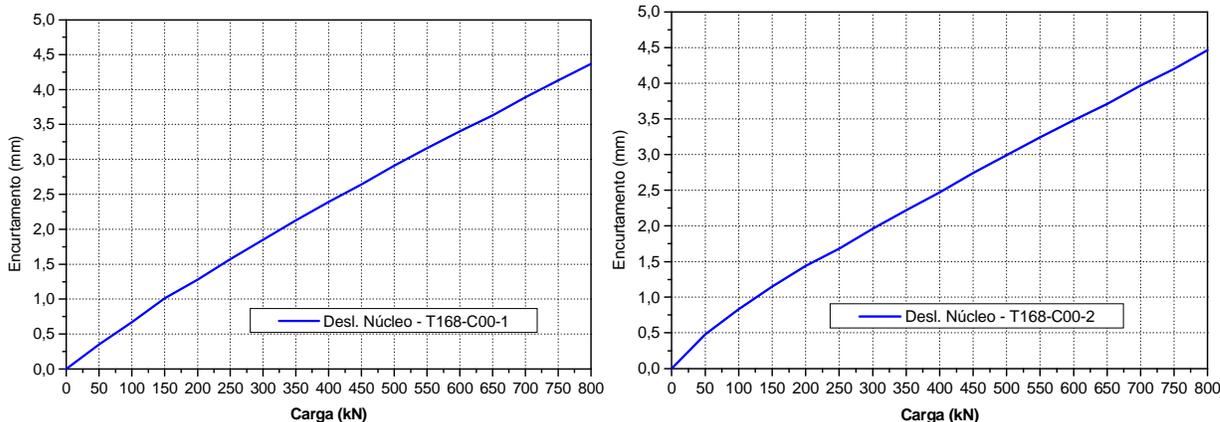


Figura 66 – Deslocamentos axiais das colunas T168-C00-1 e T168-C00-2

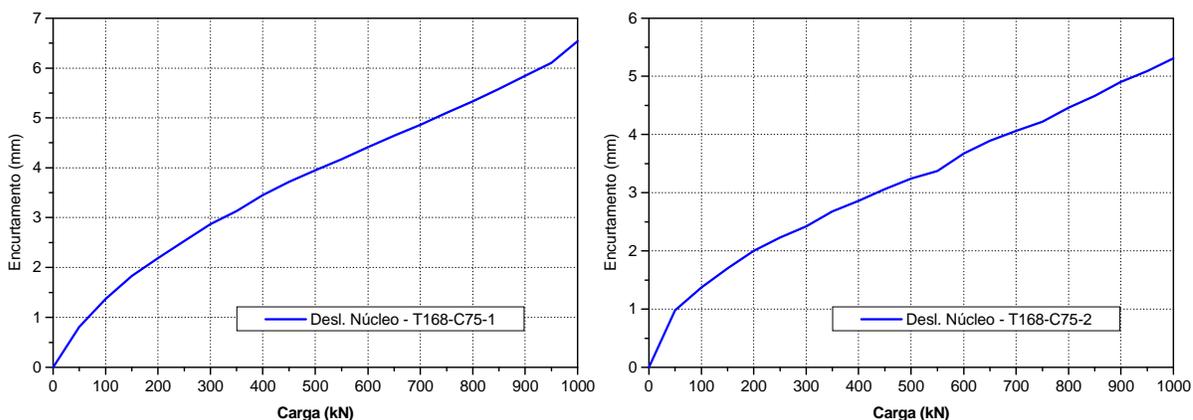


Figura 67 – Deslocamentos axiais das colunas T168-C75-1 e T168-C75-2

### 4.3.3 – Deslocamentos transversais à temperatura ambiente

Conforme descrito no Capítulo 3, quatro transdutores de deslocamento também foram posicionados a meia altura das colunas formando 90° entre si. A finalidade desse posicionamento foi o acompanhamento dos deslocamentos transversais das colunas.

Pelas mesmas razões citadas anteriormente, esses transdutores também foram retirados até valores próximos das forças axiais últimas de cálculo. Até o ponto em que esses transdutores foram retirados, esses resultados não apresentaram grandes variações e por essa razão não foram apresentados neste trabalho.

### 4.3.4 – Deformações específicas axiais à temperatura ambiente

Para a determinação das deformações específicas axiais, quatro extensômetros elétricos formando 90° entre si foram posicionados a meia altura e paralelamente ao eixo longitudinal das colunas.

Durante o ensaio da coluna T114-C75-1 houve falha na aquisição dos dados e esses resultados tiveram que ser descartados, porém a coluna idêntica a essa citada, coluna T114-C75-2, teve seus resultados obtidos e apresentados na Figura 69.

As deformações específicas axiais obtidas foram praticamente lineares para todas as colunas até o momento da ruína. Nas Figuras 68 a 71 são apresentados os resultados obtidos.

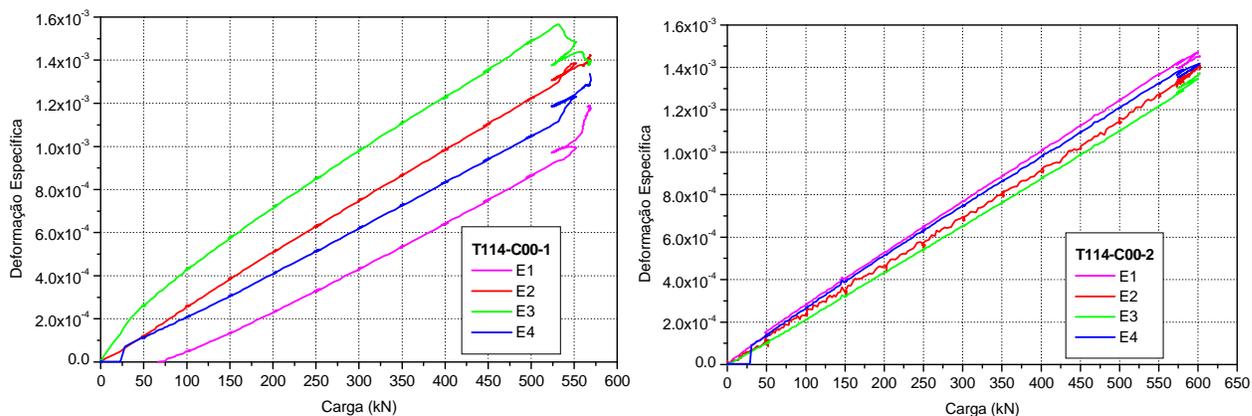


Figura 68 – Deformações específicas axiais das colunas T114-C00-1 e T114-C00-2

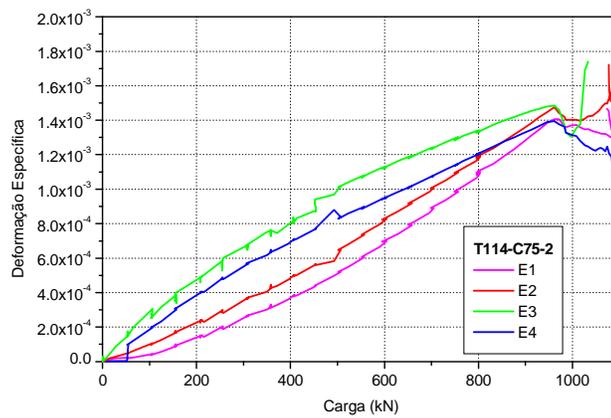


Figura 69 – Deformação específica axial da coluna T114-C75-2

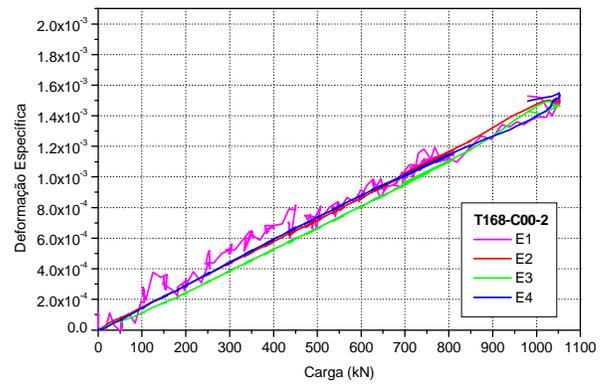
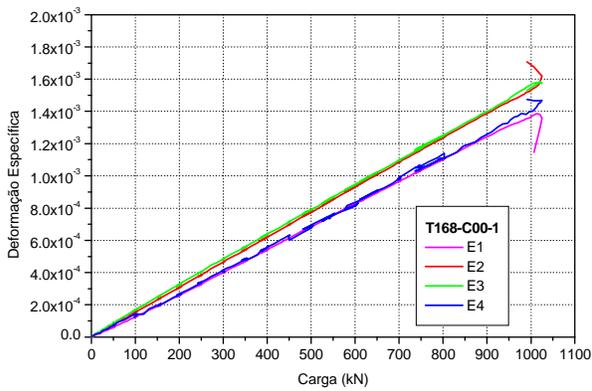


Figura 70 – Deformações específicas axiais das colunas T168-C00-1 e T168-C00-2

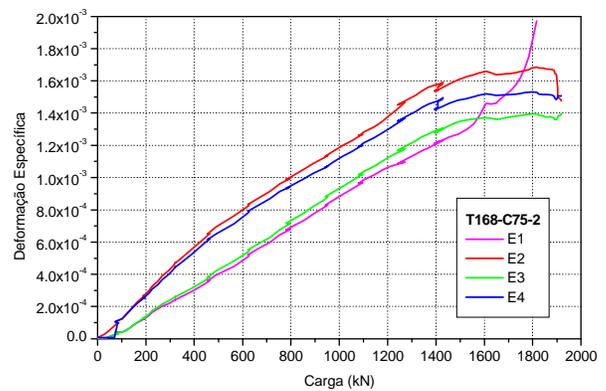
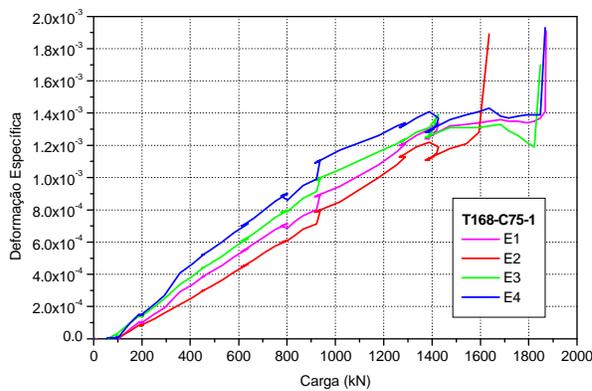


Figura 71 – Deformações específicas axiais das colunas T168-C75-1 e T168-C75-2

#### **4.4 – COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO E PREENCHIDAS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

As colunas mistas e sem preenchimento, foram submetidas à compressão axial, em situação de incêndio, segundo os níveis de carga estipulados na Tabela 38.

Em cada ensaio foi necessário realizar um aquecimento prévio do forno de maneira a pré-aquecer toda a sua parede interna e, eventualmente, a grade de proteção das resistências existente em seu interior, uma vez que a perda inicial de temperatura se mostrou muito grande em ensaios preliminares. Todo esse procedimento precisou ser realizado em função da curva tempo x temperatura proposta pela ISO 834 (1999), apresentar um trecho inicial bastante inclinado. Os valores obtidos para as temperaturas corresponderam a média das temperaturas medidas pelos termopares dispostos ao longo do forno.

O comportamento de todas as colunas, desde o início do ensaio até a ruína, foi muito semelhante. Com o forno pré-aquecido, aplicou-se a carga axial, segundo o nível de carga pré-estabelecido. Nesse instante ligou-se o forno para a simulação da curva tempo x temperatura proposta pela ISO 834 (1999).

Como relatado no Capítulo 2, em função de ensaios realizados por outros pesquisadores, nos primeiros minutos dos ensaios houve expansão da coluna havendo a necessidade de se aliviar parte da carga imposta, para que o carregamento fosse mantido constante. Passada essa fase inicial, as colunas passaram a sofrer encurtamentos axiais sucessivos até que ocorresse uma brusca queda na carga, caracterizando dessa forma a ruína da coluna.

No item 4.4.4 deste trabalho foram representadas graficamente essas situações ocorridas nos ensaios de duas colunas.

## **4.4.1 – Colunas de aço sem preenchimento em situação de incêndio**

### **4.4.1.1 – Colunas com diâmetro de 114,3 mm**

Neste item, serão relatados para cada coluna sem preenchimento, de diâmetro 114,3 mm, o nível de carga considerado, os tempos de resistência ao fogo obtidos, as evoluções das temperaturas durante os ensaios, como também eventuais ocorrências que possam ter acontecido e, em função dessas, ter-se optado pelo descarte do ensaio.

Finalmente, o aspecto final de cada coluna será apresentado após o ensaio.

#### **4.4.1.1.1 – Colunas T114-C00-30-1 e T114-C00-30-2**

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 30% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 175,85 kN.

O tempo de resistência ao fogo obtido no ensaio foi de 19,5 minutos para a coluna T114-C00-30-1 e de 18,5 minutos para a coluna T114-C00-30-2.

Na Figura 72 são apresentadas as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T114-C00-30-1 e T114-C00-30-2 e na Figura 73 um aspecto final das colunas ensaiadas.

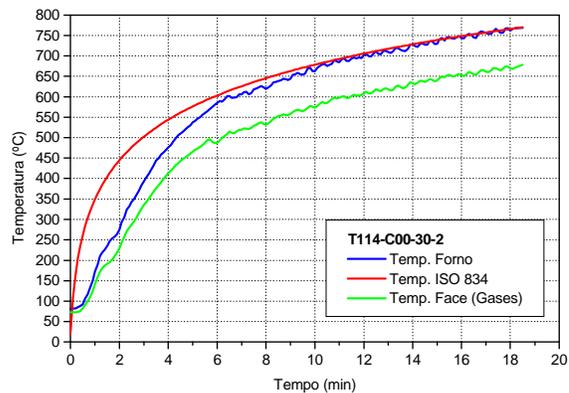
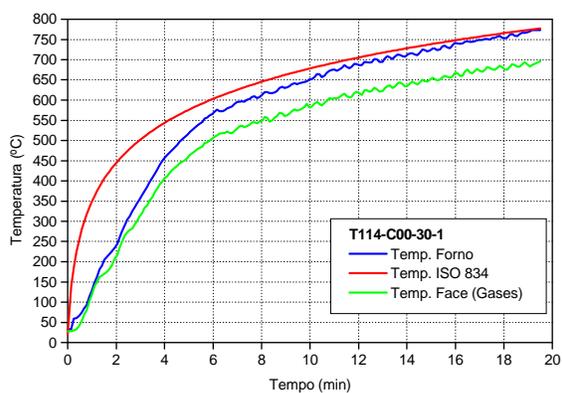


Figura 72 – Curvas tempo x temperatura das colunas T114-C00-30-1 e 2



T114-C00-30-1



T114-C00-30-2

Figura 73 – Colunas T114-C00-30-1 e 2 após os ensaios

#### 4.4.1.1.2 – Colunas T114-C00-50-1 e T114-C00-50-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 50% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 293,08 kN, porém, durante o ensaio da coluna T114-C00-50-1, parte das resistências do forno queimaram e as temperaturas obtidas foram bem inferiores às esperadas segundo a ISO 834 (1999). Assim sendo, esse ensaio teve que ser descartado.

Para a coluna T114-C00-50-2, o tempo de resistência ao fogo obtido no ensaio foi de 14 minutos.

Na Figura 74 são apresentadas as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos no ensaio da coluna T114-C00-50-2 e na Figura 75 um aspecto final da coluna ensaiada.

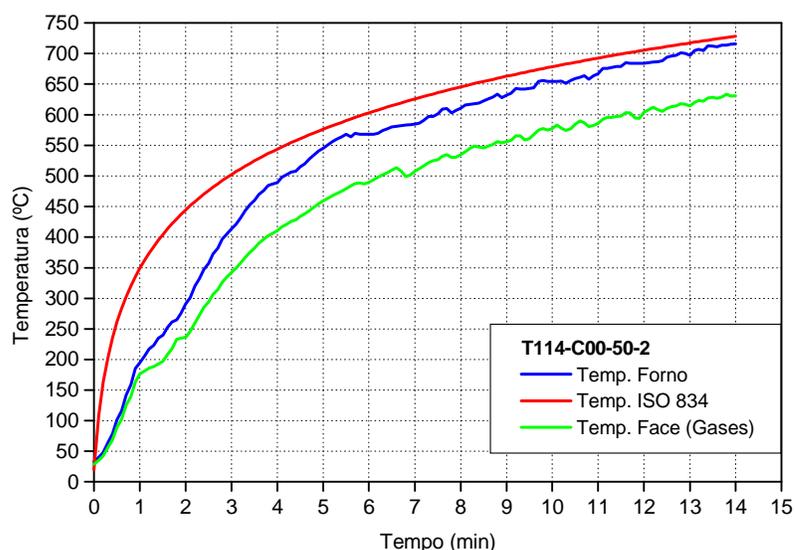


Figura 74 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C00-50-2



Figura 75 – Coluna T114-C00-50-2 após o ensaio

#### **4.4.1.1.3 – Colunas T114-C00-70-1 e T114-C00-70-2**

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 70% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 410,31 kN, porém, da mesma forma que ocorreu para a coluna T114-C00-50-1, durante o ensaio da coluna T114-C00-70-1, parte das resistências queimaram e as temperaturas obtidas foram bem inferiores àquelas esperadas, segundo a ISO 834 (1999). Assim sendo, esse ensaio também teve que ser descartado.

Para a coluna T114-C00-70-2, o tempo de resistência ao fogo obtido no ensaio foi de 12 minutos.

Na Figura 76 são apresentadas as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos no ensaio da coluna T114-C00-70-2 e na Figura 77 um aspecto final da coluna ensaiada.

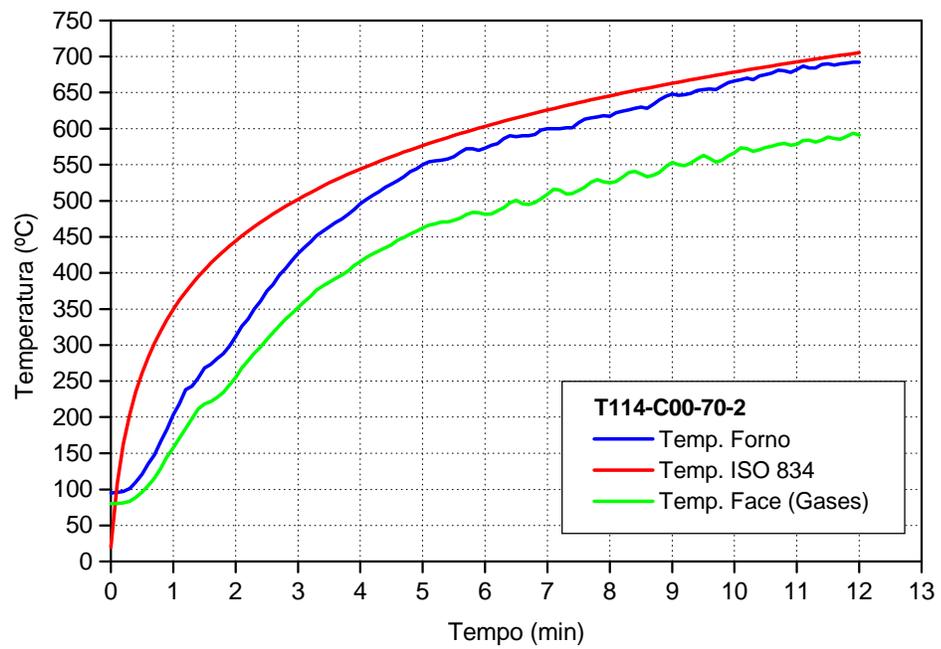


Figura 76 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C00-70-2



Figura 77 – Coluna T114-C00-70-2 após o ensaio

#### **4.4.1.2 – Colunas com diâmetro de 168,3 mm**

Assim como foi feito para as colunas de 114,3 mm de diâmetro, neste item também serão relatados para cada coluna sem preenchimento de diâmetro 168,3 mm, o nível de carga considerado, os tempos de resistência ao fogo obtidos e as evoluções das temperaturas durante os ensaios.

Nos ensaios das colunas desse diâmetro, não houve nenhum problema constatado e nenhum deles precisou ser descartado.

Finalmente, o aspecto final de cada coluna também será apresentado.

##### **4.4.1.2.1 – Colunas T168-C00-30-1 e T168-C00-30-2**

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 30% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 311,76 kN.

O tempo de resistência ao fogo obtido no ensaio foi de 16,0 minutos para a coluna T168-C00-30-1 e de 17,4 minutos para a coluna T168-C00-30-2.

Na Figura 78 são apresentadas as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T168-C00-30-1 e T168-C00-30-2 e na Figura 79 um aspecto final da coluna T168-C00-30-1 após o ensaio.

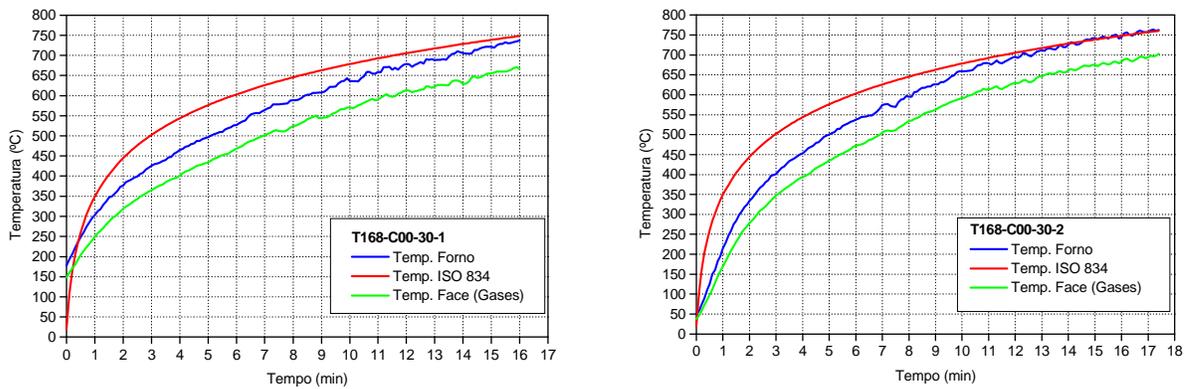


Figura 78 – Curvas tempo x temperatura das colunas T168-C00-30-1 e 2



Figura 79 – Coluna T168-C00-30-1 após o ensaio

#### 4.4.1.2.2 – Colunas T168-C00-50-1 e T168-C00-50-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 50% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 519,60 kN.

O tempo de resistência ao fogo obtido no ensaio foi de 10,5 minutos para a coluna T168-C00-50-1 e de 11,0 minutos para a coluna T168-C00-50-2.

Na Figura 80 são apresentadas as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T168-C00-50-1 e T168-C00-50-2 e na Figura 81 um aspecto final das colunas ensaiadas.

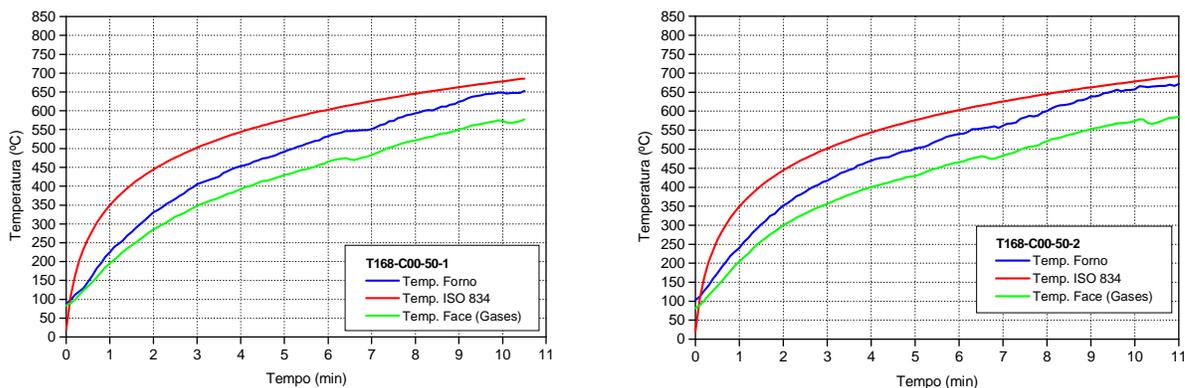


Figura 80 – Curvas tempo x temperatura das colunas T168-C00-50-1 e 2



T168-C00-50-1



T168-C00-50-2

Figura 81 – Colunas T168-C00-50-1 e 2 após os ensaios

#### 4.4.1.2.3 – Colunas T168-C00-70-1 e T168-C00-70-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 70% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 727,44 kN. O tempo de resistência ao fogo obtido em ambos os ensaios foi de 6,50 minutos.

Na Figura 82 são apresentadas as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T168-C00-70-1 e T168-C00-70-2 e na Figura 83 um aspecto final das colunas ensaiadas.

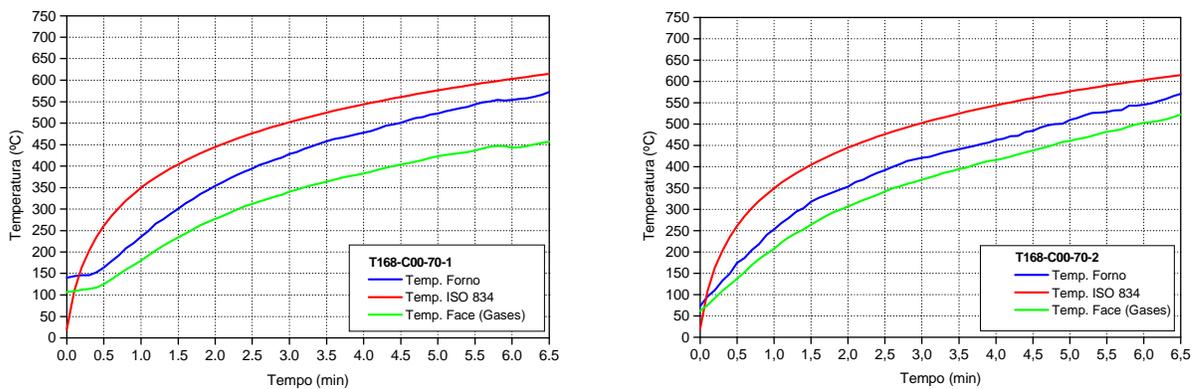


Figura 82 – Curvas tempo x temperatura das colunas T168-C00-70-1 e 2



T168-C00-70-1



T168-C00-70-2

Figura 83 – Colunas T168-C00-70-1 e 2 após os ensaios

#### **4.4.2 – Colunas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em situação de incêndio**

Essas colunas também foram submetidas à compressão axial, segundo os níveis de carga estipulados na Tabela 38.

Os valores obtidos para as temperaturas correspondem a média das temperaturas medidas pelos termopares dispostos ao longo do forno e, da mesma forma que foi realizado para as colunas sem preenchimento, as temperaturas foram medidas a 10 cm da coluna e junto a face externa do perfil para registro da temperatura dos gases na face.

O comportamento das colunas mistas, desde o início do ensaio até a ruína, foi muito semelhante àquele observado para as colunas sem preenchimento, ou seja, nos primeiros minutos dos ensaios houve expansão da coluna e, passada essa fase, as colunas passaram a sofrer encurtamentos axiais sucessivos, até que ocorresse uma brusca queda na carga axial aplicada, caracterizando dessa forma a ruína da coluna.

No item 4.4.4 deste trabalho são apresentados, graficamente, essas situações ocorridas nos ensaios de duas colunas.

#### **4.4.2.1 – Colunas de diâmetro 114,3 mm**

Neste item serão relatados para cada coluna preenchida de diâmetro 114,3 mm, o nível de carga considerado, os tempos de resistência ao fogo obtidos e as evoluções das temperaturas durante os ensaios.

Finalmente, o aspecto final de cada coluna será apresentado, individualmente, após o ensaio, e, na Figura 94, as colunas ensaiadas serão expostas em conjunto.

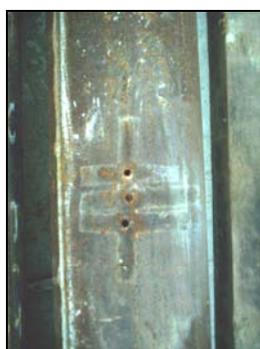
##### **4.4.2.1.1 – Colunas T114-C75-30-1 e T114-C75-30-2**

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 30% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 326,73 kN.

Particularmente para a coluna T114-C75-30-2, o núcleo de concreto foi instrumentado com três termopares de ponta que passaram por três furos previamente realizados na metade do comprimento da coluna (Figura 84).

Esses furos foram realizados respectivamente até ( $\frac{1}{4}$ ) da dimensão do diâmetro da coluna, no contato aço/concreto (a/c) e no centro da coluna ( $\frac{1}{2}$ ), conforme ilustrado na Figura 84. Esses termopares forneceram os valores das temperaturas obtidas nesses pontos durante a evolução do ensaio.

Após o posicionamento dos termopares, os furos realizados na face da coluna foram vedados com pedaços de manta, cuja finalidade era isolar a região da ponta do termopar situado no interior do concreto da coluna, do ambiente interno do forno.



Furos realizados



Instrumentação com termopares

Figura 84 – Furos realizados e instrumentação da coluna T114-C75-30-2

Os tempos obtidos de resistência ao fogo foram de 43,46 minutos para a coluna T114-C75-30-1 e de 40,47 minutos para a coluna T114-C75-30-2.

Nas Figuras 85 e 86 são apresentadas respectivamente as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T114-C75-30-1 e T114-C75-30-2 e na Figura 87 um aspecto final das colunas ensaiadas.

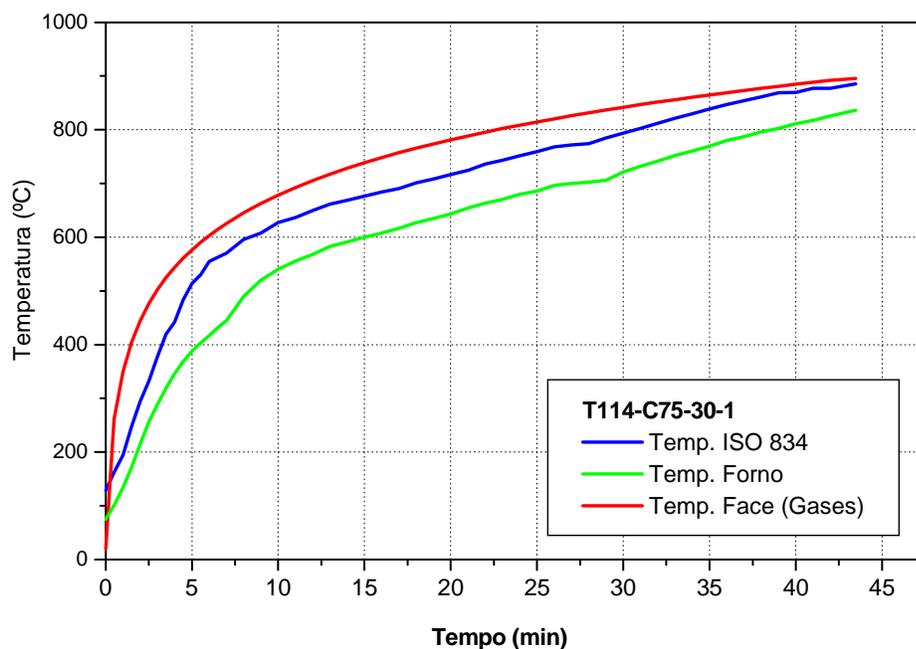


Figura 85 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-30-1

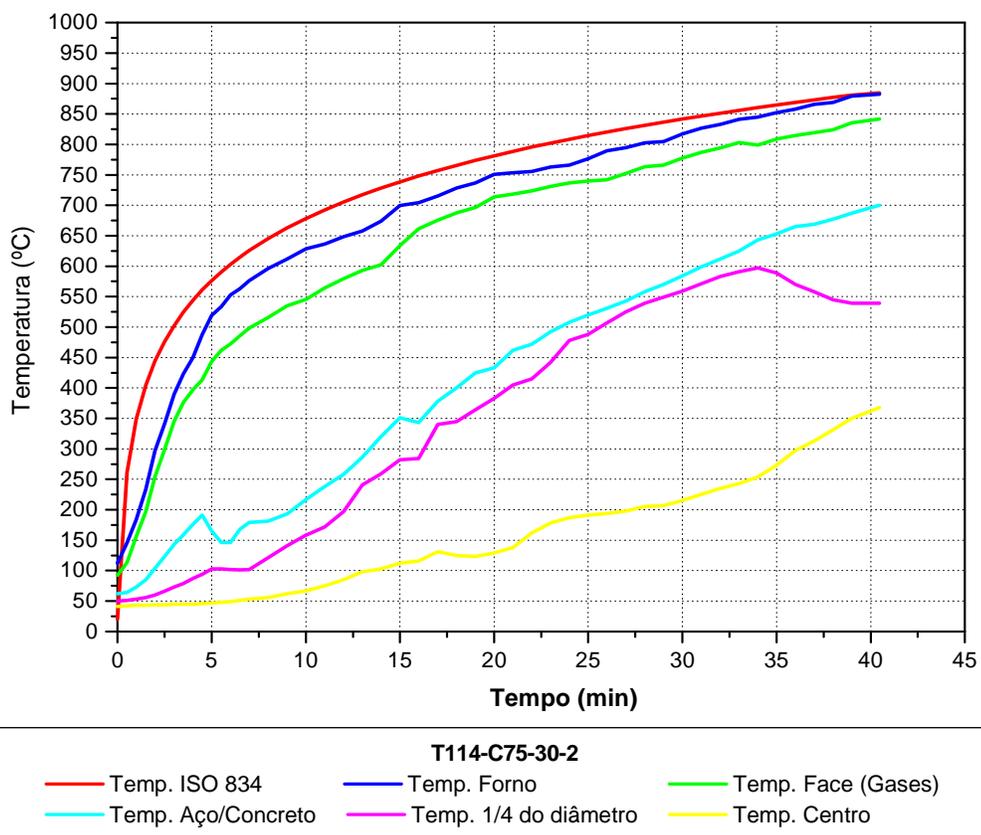


Figura 86 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-30-2



T114-C75-30-1



T114-C75-30-2

Figura 87 – Colunas T114-C75-30-1 e 2 após os ensaios

#### 4.4.2.1.2 – Colunas T114-C75-50-1 e T114-C75-50-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 50% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 544,55 kN.

Os tempos obtidos de resistência ao fogo foram de 28,17 minutos para a coluna T114-C75-50-1 e de 27,41 minutos para a coluna T114-C75-50-2.

Nas Figuras 88 e 89 são apresentadas, respectivamente, as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T114-C75-50-1 e T114-C75-50-2 e na Figura 90 um aspecto final das colunas ensaiadas.

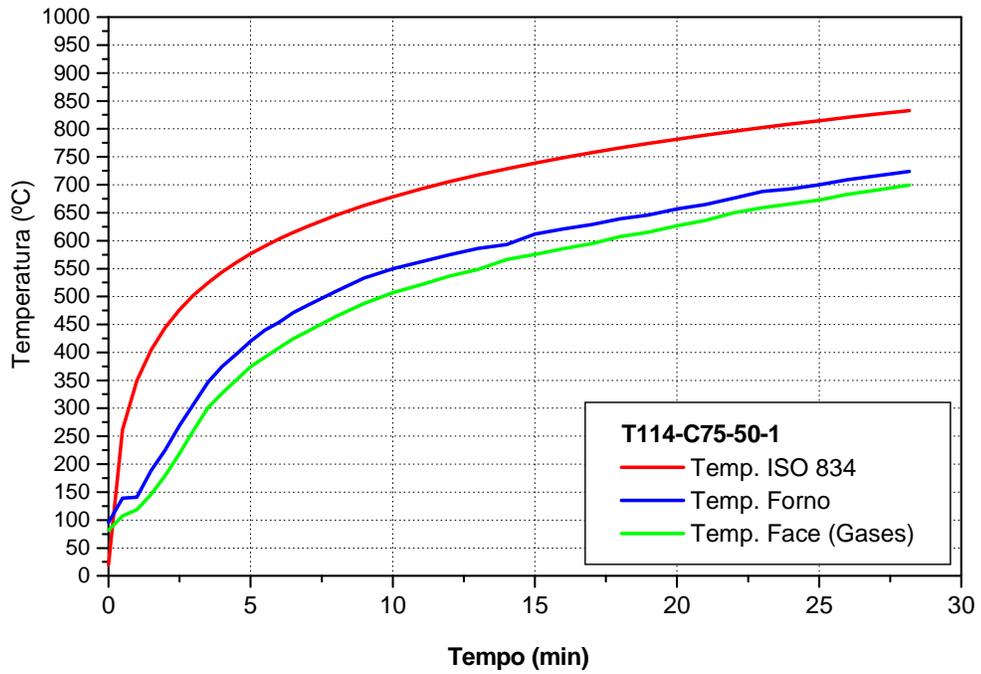


Figura 88 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-50-1

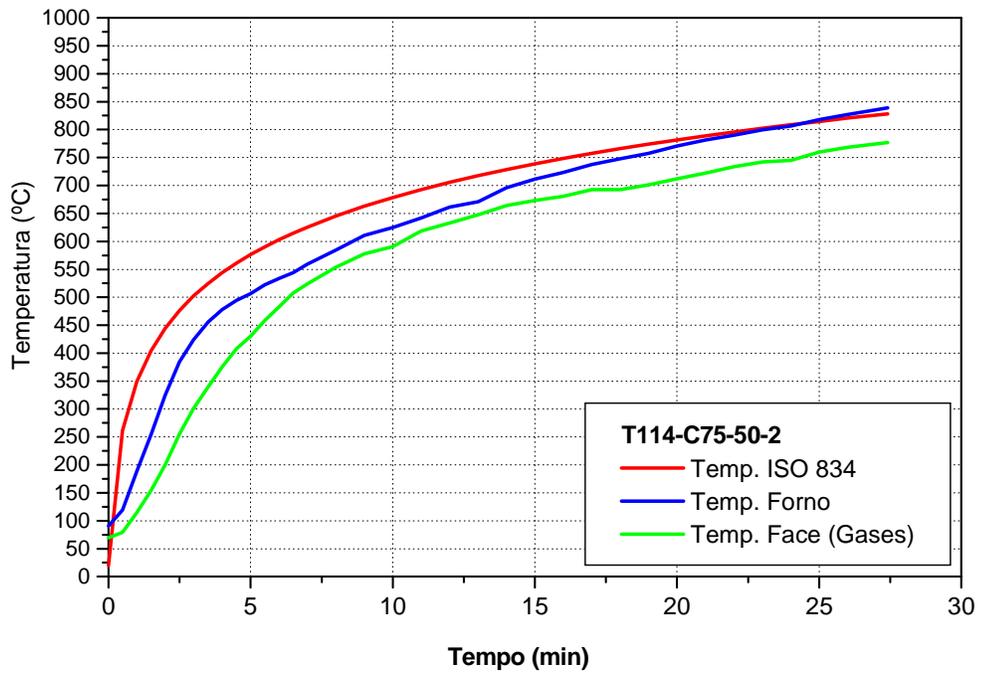


Figura 89 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-50-2



T114-C75-50-1



T114-C75-50-2

Figura 90 – Colunas T114-C75-50-1 e 2 após os ensaios

#### 4.4.2.1.3 – Colunas T114-C75-70-1 e T114-C75-70-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 70% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 762,37 kN.

Os tempos obtidos de resistência ao fogo foram de 20,21 minutos para a coluna T114-C75-70-1 e de 17,21 minutos para a coluna T114-C75-70-2.

Nas Figuras 91 e 92 são apresentadas, respectivamente, as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T114-C75-70-1 e T114-C75-70-2 e na Figura 93 um aspecto final das colunas ensaiadas.

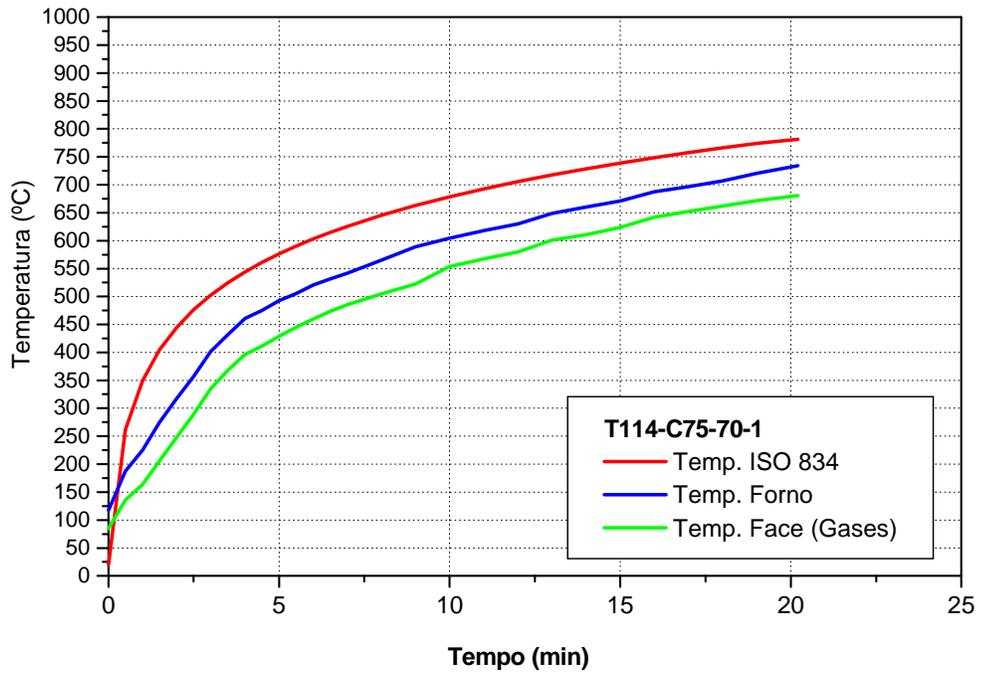


Figura 91 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-70-1

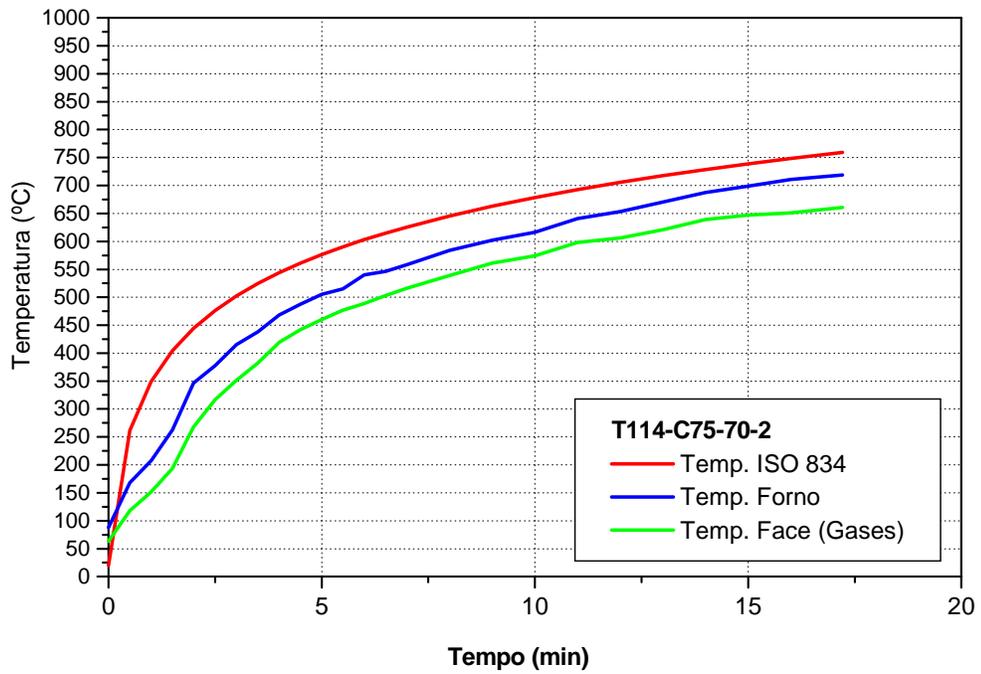


Figura 92 – Curva tempo x temperatura da coluna T114-C75-70-2



T114-C75-70-1



T114-C75-70-2

Figura 93 – Colunas T114-C75-70-1 e 2 após os ensaios



Figura 94 – Colunas de diâmetro 114,3 mm após os ensaios

#### **4.4.2.2 – Colunas de diâmetro 168,3 mm**

Neste item, assim como foi feito para as colunas de 114,3 mm de diâmetro, serão relatados para cada coluna preenchida de diâmetro 168,3 mm, o nível de carga considerado, os tempos de resistência ao fogo obtidos e as evoluções das temperaturas durante os ensaios.

Finalmente, o aspecto final de cada coluna será apresentado individualmente após o ensaio, e, na Figura 107, as colunas ensaiadas serão apresentadas em conjunto.

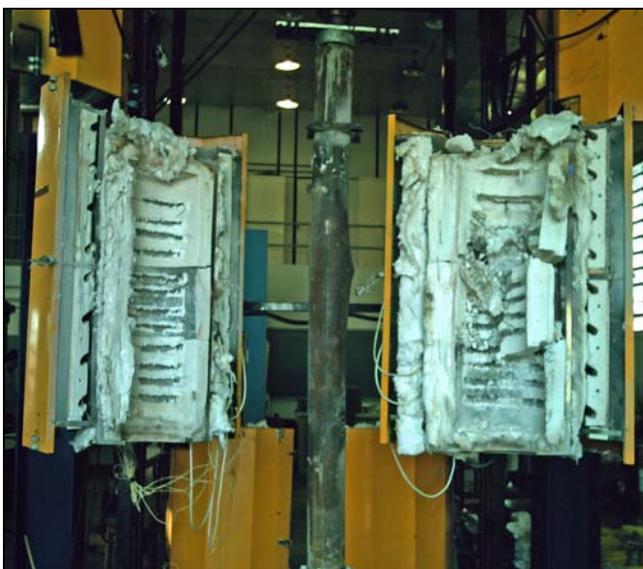
##### **4.4.2.2.1 – Colunas T168-C75-30-1 e T168-C75-30-2**

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 30% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 586,55 kN.

No ensaio dessas colunas, dois problemas distintos ocorreram.

No ensaio da coluna T168-C75-30-1, o ensaio foi finalizado e o tempo obtido de resistência ao fogo foi de 41,03 minutos, porém, quando esse tempo foi atingido, houve uma grande explosão no interior do forno que danificou grande parte das resistências, conforme ilustrado na Figura 95.

Essa explosão por pouco não causou um acidente grave, pois nesse momento o autor deste trabalho e o técnico do laboratório estavam próximos ao forno, onde o primeiro anotava as temperaturas obtidas pelos termopares e o segundo operava a célula de carga para a manutenção da carga axial aplicada.



situação do forno após o ensaio



resistências danificadas

Figura 95 – Forno após a explosão da coluna T168-C75-30-1

No ensaio da coluna T168-C75-30-2, repetiu-se o procedimento de instrumentação interna do núcleo de concreto com termopares de ponta, seguindo-se os mesmos procedimentos relatados no ensaio da coluna T114-C75-30-2.

No ensaio dessa coluna, o problema ocorrido foi a queima de parte das resistências do lado esquerdo. Esse fato ocorreu após o reparo desse forno em função do acidente ocorrido com a coluna T168-C75-30-1.

Devido a queima das resistências, o aquecimento da coluna T168-C75-30-2 foi muito mais lento que o esperado, ou seja, as temperaturas durante o ensaio ficaram muito abaixo daquelas esperadas segundo a ISO 834 (1999).

A título de curiosidade, como o ensaio já estava em andamento, prosseguiu-se o ensaio na tentativa de se atingir a ruína da coluna mesmo com uma temperatura inferior a desejada.

O ensaio prosseguiu até aproximadamente 1 hora e quinze minutos e até então, a coluna não havia atingido a ruína. Optou-se então, por desligar o forno, pois o prosseguimento do ensaio poderia causar danos novamente e acabar comprometendo os demais ensaios previstos.

Após a abertura do forno, a coluna T168-C75-30-2 apresentava um aspecto luminoso (Figura 96) e depois do resfriamento, constatou-se que os termopares utilizados no ensaio estavam muito danificados, não sendo possível se registrar com precisão as temperaturas obtidas no decorrer desse ensaio.

Na Figura 97 são mostradas as condições das resistências dos dois lados do forno, após o término do ensaio. Nessa figura, nota-se pela intensidade luminosa, que as resistências do lado direito atrás da coluna estão a uma temperatura muito superior àquelas localizadas do lado esquerdo.

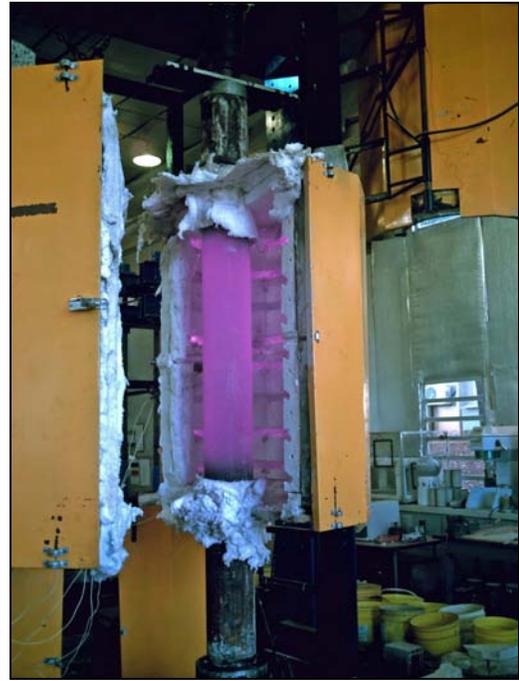
Na Figura 98 são apresentadas as evoluções das temperaturas obtidas no ensaio da coluna T168-C75-30-1 e nas Figuras 99 e 100 um aspecto final das colunas ensaiadas.



Figura 96 – Aspecto luminoso da coluna T168-C75-30-2 após o encerramento do ensaio



resistências do lado esquerdo



resistências do lado direito atrás da coluna

Figura 97 – Resistências após o encerramento do ensaio da coluna T168-C75-30-2

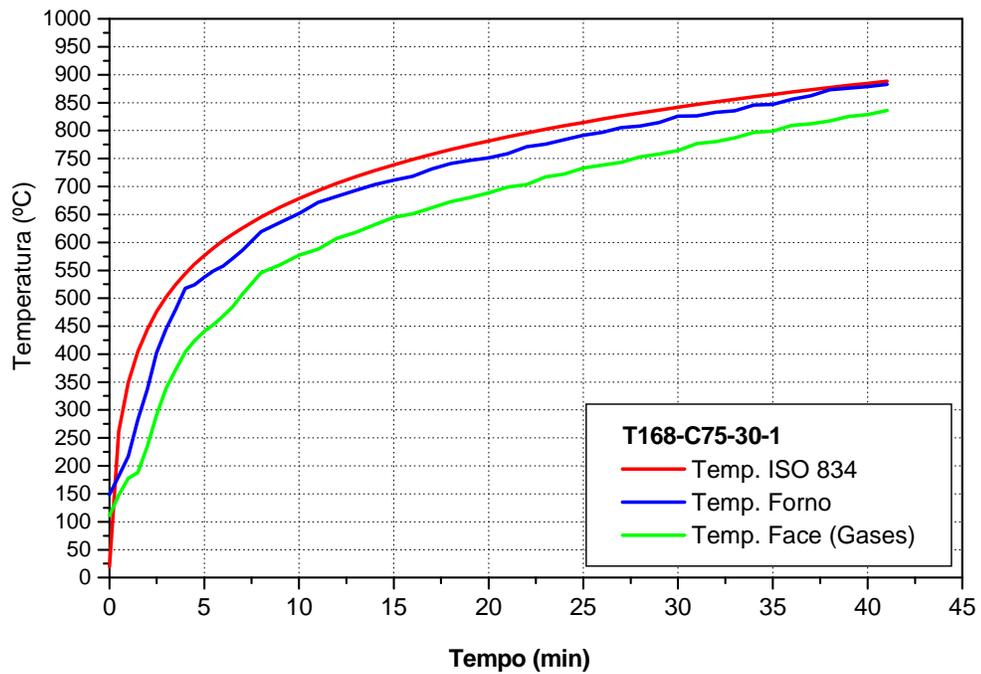


Figura 98 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-30-1



configuração final



corte no perfil



detalhe interno

Figura 99 – Situação da coluna T168-C75-30-1 após o ensaio com detalhe da ruína localizada do tubo de aço



Figura 100 – Situação da coluna T168-C75-30-2 após o encerramento do ensaio

#### 4.4.2.2.2 – Colunas T168-C75-50-1 e T168-C75-50-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 50% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 977,58 kN.

Os tempos obtidos de resistência ao fogo foram de 22,43 minutos para a coluna T168-C75-50-1 e de 22,24 minutos para a coluna T168-C75-50-2.

Nas Figuras 101 e 102 são apresentadas respectivamente as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T168-C75-50-1 e T168-C75-50-2 e na Figura 103 um aspecto final das colunas ensaiadas.

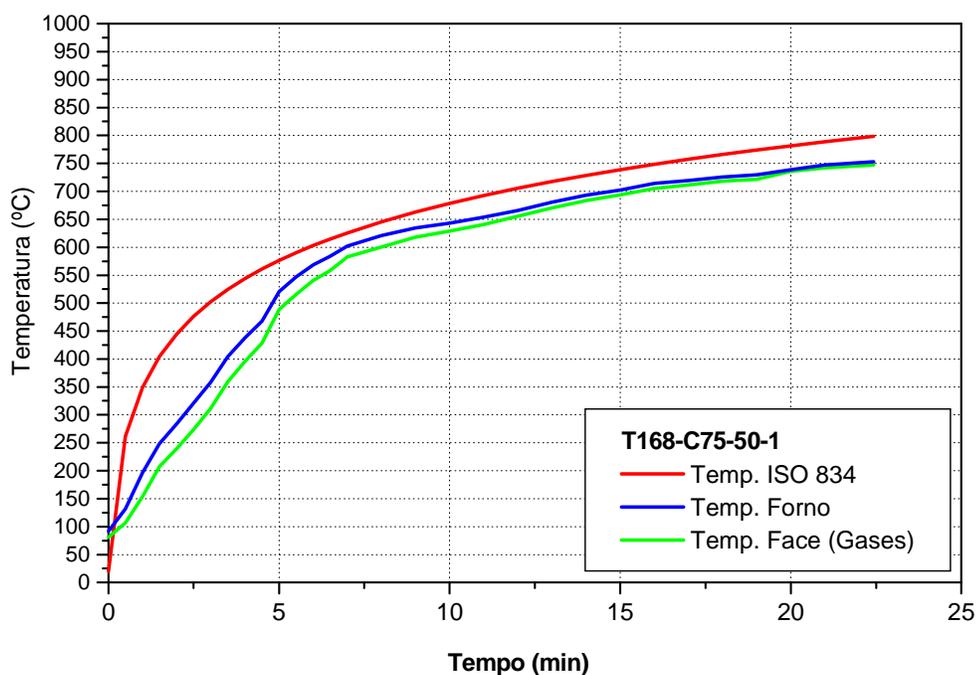


Figura 101 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-50-1

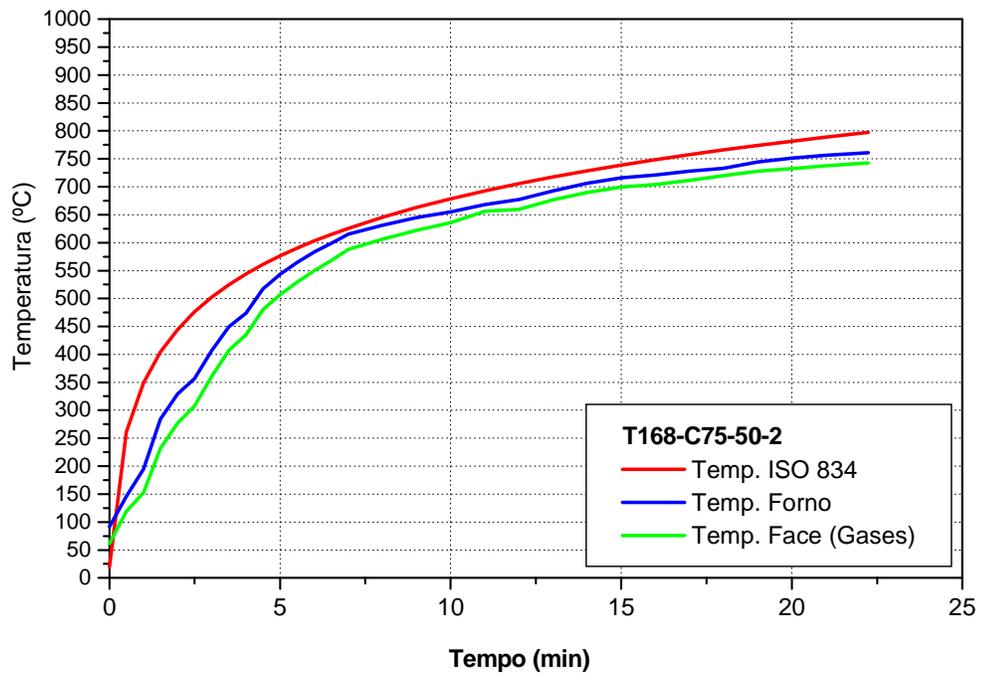


Figura 102 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-50-2



T168-C75-50-1



T168-C75-50-2

Figura 103 – Colunas T168-C75-50-1 e 2 após os ensaios

#### 4.4.2.2.3 – Colunas T168-C75-70-1 e T168-C75-70-2

Cada uma dessas colunas foi submetida a uma carga axial que correspondeu a 70% do valor da sua carga média última obtida nos ensaios à temperatura ambiente, no caso 1368,61 kN.

Os tempos obtidos de resistência ao fogo foram de 14,40 minutos para a coluna T168-C75-70-1 e de 16,24 minutos para a coluna T168-C75-70-2.

Nas Figuras 104 e 105 são apresentadas respectivamente as evoluções das temperaturas em função dos tempos obtidos nos ensaios das colunas T168-C75-70-1 e T168-C75-70-2 e na Figura 106 um aspecto final das colunas ensaiadas.

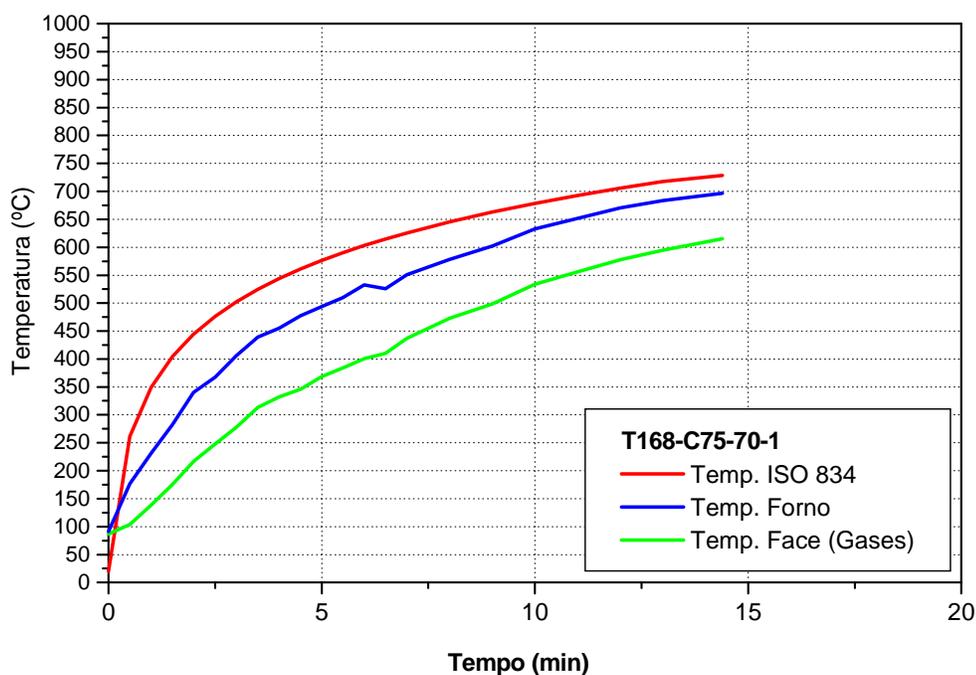


Figura 104 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-70-1

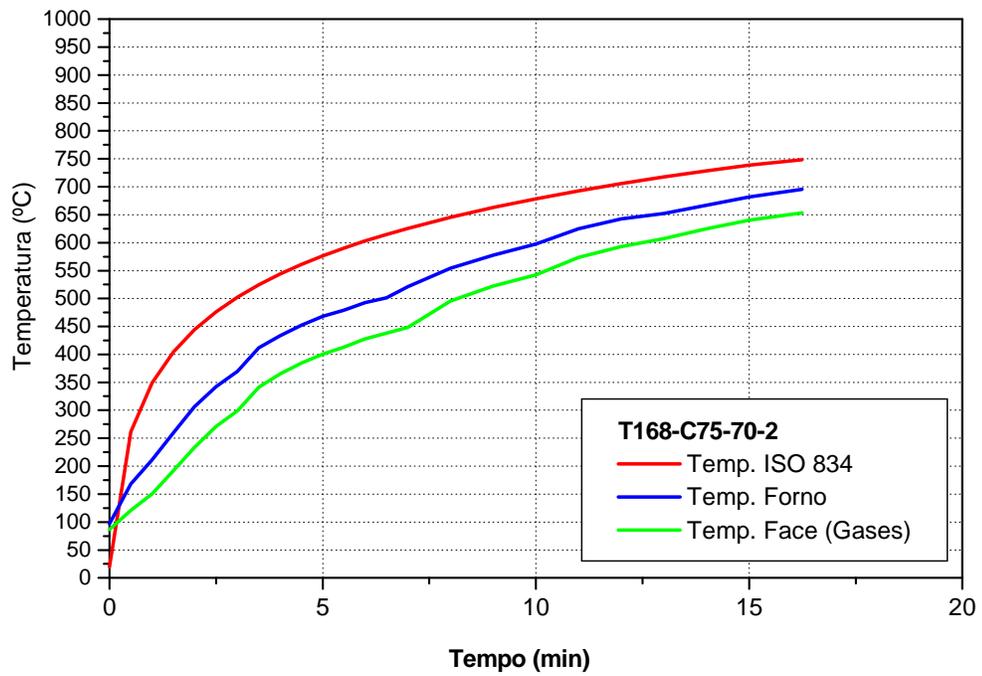
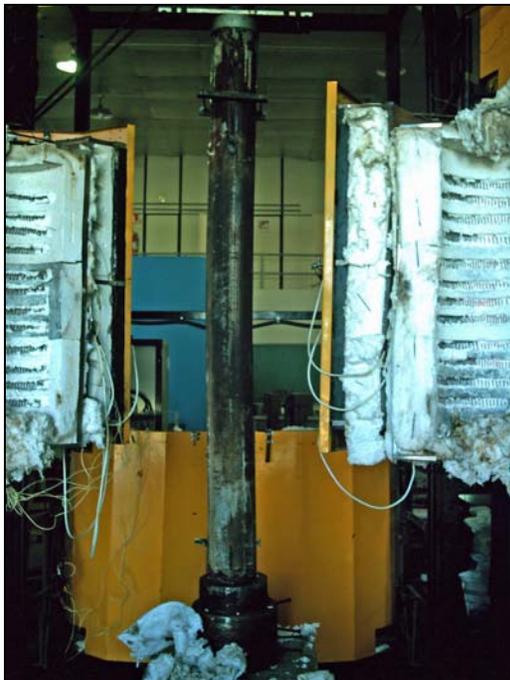


Figura 105 – Curva tempo x temperatura da coluna T168-C75-70-2



T168-C75-70-1



T168-C75-70-2

Figura 106 – Colunas T168-C75-70-1 e 2 após os ensaios



Figura 107 – Colunas de diâmetro 168,3 mm após os ensaios

#### **4.4.3 – Forma de ruína das colunas em situação de incêndio**

Todas as colunas, preenchidas ou não, atingiram a ruína por instabilidade global, exceto a coluna T168-C75-30-1, que teve a sua ruína por instabilidade local, conforme ilustrado na Figura 99.

#### **4.4.4 – Deslocamentos axiais em situação de incêndio**

Os comportamentos de todas as colunas em situação de incêndio foram muito parecidos com relação aos deslocamentos axiais.

Como relatado no Capítulo 2, em função de ensaios realizados por outros pesquisadores, nos minutos iniciais dos ensaios, verificou-se um alongamento axial da coluna com o aumento da temperatura. Isso foi constatado pelas leituras dos transdutores de deslocamento situados no topo de cada coluna e pela aquisitora de dados que passa a registrar cargas mais altas, mesmo com a manutenção do carregamento constante.

Como a proposta deste trabalho foi a manutenção do carregamento constante, nesse momento foi preciso contar com a habilidade do operador (técnico do laboratório) em se realizar tal procedimento, aliviando-se o carregamento imposto a coluna na medida adequada.

Com o decorrer do ensaio, a carga voltou a se manter constante sem a necessidade de intervenção do operador e a coluna passou a apresentar encurtamentos axiais sucessivos até a sua ruína, que foi caracterizada pela evidente queda no carregamento registrada pelo aquisitor de dados, associado a célula de carga.

Todas as colunas ensaiadas em situação de incêndio foram instrumentadas com os transdutores automáticos de deslocamento. Posteriormente, esses transdutores foram retirados quando a coluna indicava indícios de ruína.

O motivo da retirada dos transdutores foi em função da sensibilidade desses equipamentos, que é de 50°, e, caso a coluna atingisse a ruína, a vedação superior do forno ficaria comprometida e o calor afetaria o funcionamento desses transdutores, todavia, nos ensaios de duas colunas, esses transdutores foram mantidos até o final. Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 108 e 109.

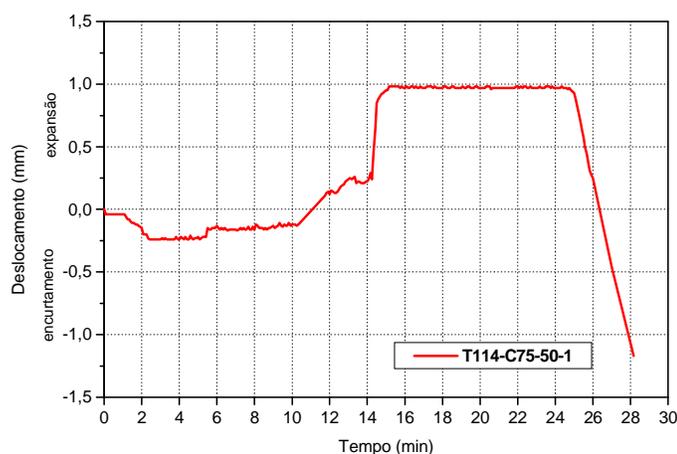


Figura 108 – Deslocamento axial da coluna T114-C75-50-1

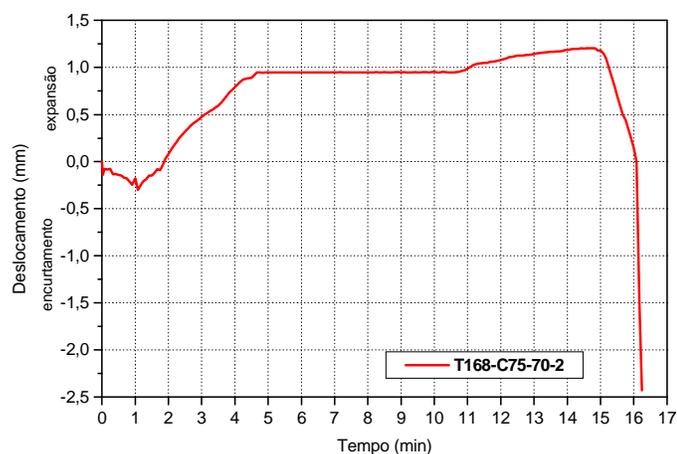


Figura 109 – Deslocamento axial da coluna T168-C75-70-2

## **CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Neste Capítulo os resultados experimentais deste trabalho são analisados. Esses resultados, sempre que possível, foram comparados àqueles obtidos pelos outros pesquisadores citados no Capítulo 2 e àqueles determinados segundo as Normas de dimensionamento citadas no Capítulo 1.

Os resultados inicialmente analisados foram aqueles obtidos a temperatura ambiente para as colunas sem preenchimento e preenchidas com concreto de alta resistência, onde procurou-se relacioná-los com as variáveis envolvidas nos ensaios dessas colunas.

Em situação de incêndio, comparação similar também foi realizada para as colunas preenchidas e sem preenchimento, porém, além das variáveis consideradas nas análises a temperatura ambiente, os níveis de carga também foram abordados.

### **5.1 – RESULTADOS À TEMPERATURA AMBIENTE**

#### **5.1.1 – Capacidade resistente das colunas à compressão axial**

Analisando-se a Tabela 37, verificou-se que o preenchimento com concreto de alta resistência das colunas propiciou um aumento significativo das resistências últimas. Esses ganhos foram de 85,80 % para as colunas de diâmetro 114,3 mm e de 88,14 % para as colunas de diâmetro 168,3 mm.

Outro ganho significativo ocorreu por ocasião do incremento do diâmetro das colunas. Nesse caso, os respectivos acréscimos de resistência última verificados, foram de 77,29 % para as colunas sem preenchimento e de 79,52 % para as colunas preenchidas com concreto de alta resistência.

Outra análise interessante foi o considerável aumento de resistência também observado nas colunas esbeltas, de mesmo diâmetro e índice de esbeltez relativo, quando variou-se a resistência do concreto de preenchimento.

Comparando-se os resultados experimentais deste trabalho com aqueles obtidos por GOMIDE (2008), constatou-se que a substituição do concreto de resistência usual (25 MPa) por um concreto de alta resistência (75 MPa) propiciou um aumento médio na capacidade resistente à compressão de 40,86 % para as colunas de diâmetro 114,3 mm e de 31,81 % para as colunas de 168,3 mm de diâmetro, conforme ilustrado na Figura 110. Com base nesses resultados obtidos, e mantendo-se o índice de esbeltez relativo, constatou-se que o preenchimento da coluna com concreto de resistência usual é uma boa alternativa para o aumento da capacidade resistente da coluna, porém, essa situação mostrou-se muito mais satisfatória quando o concreto de preenchimento foi de alta resistência.

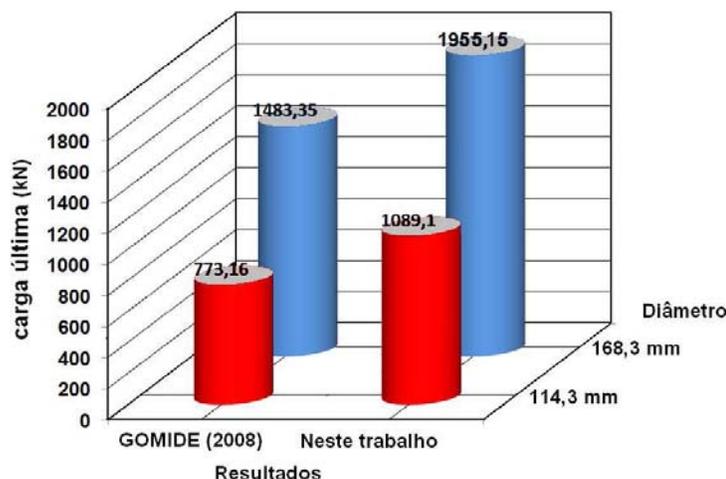


Figura 110 – Comparação entre os resultados obtidos por GOMIDE (2008) e neste trabalho

### **5.1.2 – Dimensionamento à temperatura ambiente das colunas segundo as propostas do EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003)**

Na determinação das normais resistentes das colunas à temperatura ambiente, foram utilizados os valores obtidos experimentalmente para a resistência ao escoamento do aço, para a resistência à compressão do concreto e seus respectivos módulos de deformação longitudinal. Os coeficientes de minoração das resistências dos materiais foram suprimidos nos cálculos.

Os valores experimentais obtidos para a resistência do concreto de preenchimento das colunas foram de 72,8 MPa para as colunas de 114,3 mm de diâmetro e de 74,78 MPa para as colunas de 168,3 mm.

No caso do aço, dois valores foram utilizados para a resistência ao escoamento, 30,3 kN/cm<sup>2</sup> para as colunas de diâmetro de 114,3 mm e 34,0 kN/cm<sup>2</sup> para as colunas de diâmetro de 168,3 mm.

Os módulos de elasticidade foram iguais a 3775 kN/cm<sup>2</sup> e 20500 kN/cm<sup>2</sup> respectivamente para o concreto de preenchimento e para o aço dos tubos.

Com esses valores, foram realizados os cálculos das normais resistentes das colunas sem preenchimento e preenchidas, utilizando-se, respectivamente, as formulações propostas pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) e EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003), ambas apresentadas no Capítulo 1 deste trabalho. Na Tabela 39, esses resultados foram confrontados com aqueles obtidos experimentalmente.

Tabela 39 – Relações entre as cargas experimentais e aquelas calculadas segundo as propostas do EUROCODE 3 e 4 para as colunas em situação ambiente

<b>Coluna</b>	<b>(1) Média entre as cargas experimentais últimas (kN)</b>	<b>(2) Cargas segundo o EUROCODE 3 e 4 (kN)</b>	<b><math>\frac{(1)}{(2)}</math></b>
<b>T114-C00</b>	586,16	592,93	<b>0,99</b>
<b>T114-C75</b>	1089,10	1116,77	<b>0,98</b>
<b>T168-C00</b>	1039,20	985,02	<b>1,06</b>
<b>T168-C75</b>	1955,15	2248,96	<b>0,87</b>

Analisando-se a Tabela 39, nota-se que a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) para a determinação da carga axial última das colunas sem preenchimento à temperatura ambiente, mostrou-se bastante satisfatória, uma vez que os resultados experimentais médios se aproximaram bastante dos resultados teóricos.

No entanto, para as colunas preenchidas com concreto de alta resistência, considerando-se a média dos resultados e de acordo com a Tabela 39, a formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) mostrou-se satisfatória para as colunas preenchidas de menor diâmetro (T114-C75).

Para as colunas de maior diâmetro (T168-C75), a média dos resultados experimentais obtidos ficou bem abaixo do valor teórico previsto. De acordo com a revisão bibliográfica, tal fato não era esperado. Como relatado no Capítulo 2, OLIVEIRA (2008), que investigou colunas curtas com diversas relações “L/D”, obteve resultados satisfatórios quando o efeito do confinamento do concreto foi desconsiderado em seus cálculos. Particularmente, para as suas colunas mais esbeltas “L/D = 10” e preenchidas com concreto de alta resistência, onde os efeitos do confinamento do concreto são menos significativos, os valores calculados segundo o EUROCODE 4, com e sem o efeito do confinamento foram muito próximos dos experimentais e entre si.

ZEGUICHE e CHAOI (2005) e, posteriormente GOMIDE (2008) investigaram colunas mistas esbeltas preenchidas com concreto de resistência usual. No caso específico dos pesquisadores ZEGUICHE e CHAOI (2005), além dessas colunas, foram investigadas, também, colunas mistas esbeltas preenchidas com concreto de alta resistência e todos os resultados foram satisfatórios para esses pesquisadores, independentemente da resistência do concreto de preenchimento.

A razão dos valores experimentais das colunas deste trabalho de diâmetro 168,3 mm e preenchidas com concreto de alta resistência terem ficado bem abaixo do valor esperado é atribuída a nova célula de carga que precisou ser adaptada particularmente para esses ensaios. Essa adaptação ocorreu pelos motivos citados no Capítulo 3.

Apesar dessa célula de carga ter sido aferida por um técnico do laboratório antes dos ensaios, ela também não apresentou resultados satisfatórios em ensaios posteriores de outros pesquisadores. Em face desses acontecimentos, os técnicos do laboratório optaram por retirá-la do pórtico e recolocaram a célula de carga antiga para a realização de outros ensaios a serem executados.

### **5.1.3 – Forma de ruína das colunas à temperatura ambiente**

Todas as colunas ensaiadas à temperatura ambiente tiveram a sua ruína por instabilidade global, conforme apresentado nas Figuras 59 a 62. Esse tipo de ruína já era esperado em função de todas as colunas deste trabalho serem esbeltas. Além do mais, como apresentado no Capítulo 2, segundo SHANMUGAM e LAKSHMI (2001), que realizaram a compilação de diversos artigos sobre pilares e colunas mistas, nos elementos esbeltos, a ruína por instabilidade local passa a ser improvável. Nesse caso, quase sempre a ruína é atingida pela instabilidade global do elemento.

#### **5.1.4 – Deslocamentos axiais à temperatura ambiente**

Conforme mostrado nas Figuras 64 a 67, duas colunas, (colunas T114-C00-1 e T114-C75-1) não tiveram seus resultados apresentados em função de problemas ocorridos nesses ensaios, porém, as colunas que constituíam seus respectivos pares tiveram deslocamentos axiais praticamente lineares.

Com relação às demais colunas que tiveram seus resultados apresentados aos pares, sejam elas preenchidas ou não, os deslocamentos axiais também foram praticamente lineares e muito similares com a evolução dos ensaios.

Isso comprova a eficiência do posicionamento das colunas para os ensaios, além da instrumentação realizada. Conforme relatado no Capítulo 3, o posicionamento das colunas em nível e prumo mereceu atenção especial, e, antes de cada ensaio, foi aplicada uma carga de pequena intensidade, a fim de verificar a centralização dessa carga e o funcionamento adequado dos instrumentos de medição.

#### **5.1.5 – Deslocamentos transversais à temperatura ambiente**

O acompanhamento dos deslocamentos transversais das colunas foi realizado até valores próximos às forças axiais últimas de cálculo.

Realizando-se uma análise dos resultados, até o ponto em que esses transdutores foram retirados, os valores não apresentaram grandes variações e, por essa razão, não foram apresentados neste trabalho.

### **5.1.6 – Deformações específicas axiais à temperatura ambiente**

Analisando-se as Figuras 68 a 71, constatou-se que, da mesma forma que o ocorrido para os deslocamentos axiais, as leituras dos extensômetros elétricos não apresentaram grandes variações, registrando deformações específicas axiais praticamente similares e lineares para todas as colunas ensaiadas, até que a ruína fosse atingida.

## **5.2 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Todas as colunas deste trabalho, em situação de incêndio, foram ensaiadas segundo a metodologia proposta no Capítulo 3. Na Tabela 40, foram sintetizados os resultados obtidos de resistência ao fogo dessas colunas, bem como os cálculos, de acordo com a formulação apresentada no Capítulo 3, dos desvios percentuais ( $d_e$ ), que foram verificados segundo a Norma ISO 834 (1999) e segundo a Norma Brasileira NBR 5628 (1980) para que o ensaio fosse validado.

Tabela 40 – Resistência ao fogo das colunas e desvios percentuais

Coluna	Carga de ensaio (kN)	Resistência ao fogo (min)		Desvios percentuais (%)									Verificação para o final do ensaio	
				de <sub>(10)</sub>			de <sub>(30)</sub>			de <sub>(final)</sub>				
		Ensaio	Média	Exp (%)	ISO 834 ≤ 15%	NBR 5628 ≤ 15%	Exp (%)	ISO 834 ≤ 5%	NBR 5628 ≤ 10%	Exp (%)	NBR 5628 (%)	ISO 834 (%)	NBR 5628 (%)	ISO 834 (%)
T114-C00-30-1	175,85	19,50	<b>19,00</b>	16*	não	não	-	-	-	8	10	10	ok	ok
T114-C00-30-2	175,85	18,50		12	ok	ok	-	-	-	6	10	10	ok	ok
T114-C00-50-1	293,08	-	<b>14,00</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T114-C00-50-2	293,08	14,00		12	ok	ok	-	-	-	9	13	10	ok	ok
T114-C00-70-1	410,31	-	<b>12,00</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T114-C00-70-2	410,31	12,00		10	ok	ok	-	-	-	8	14	10	ok	ok
T114-C75-30-1	326,73	43,46	<b>41,97</b>	15	ok	ok	9*	não	ok	7*	4	5	não	não
T114-C75-30-2	326,73	40,47		15	ok	ok	7*	não	ok	6*	4	5	não	não
T114-C75-50-1	544,55	28,17	27,79	29*	não	não	-	-	-	19*	5	10	não	não
T114-C75-50-2	544,55	<b>27,41</b>		14	ok	ok	-	-	-	5	6	10	ok	ok
T114-C75-70-1	762,37	20,21	<b>18,71</b>	10	ok	ok	-	-	-	9	11	10	ok	ok
T114-C75-70-2	762,37	17,21		14	ok	ok	-	-	-	10	11	10	ok	ok
T168-C00-30-1	311,76	16,00	<b>16,70</b>	10	ok	ok	-	-	-	7	12	10	ok	ok
T168-C00-30-2	311,76	17,40		14	ok	ok	-	-	-	7	11	10	ok	ok
T168-C00-50-1	519,60	10,50	<b>10,75</b>	14	ok	ok	-	-	-	14*	14	10	ok	não
T168-C00-50-2	519,60	11,00		11	ok	ok	-	-	-	11*	14	10	ok	não
T168-C00-70-1	727,44	6,50	<b>6,50</b>	-	-	-	-	-	-	14	15	15	ok	ok
T168-C00-70-2	727,44	6,50		-	-	-	-	-	-	15	15	15	ok	ok

T168-C75-30-1	586,55	41,03	<b>41,03</b>	9	ok	ok	4,7	ok	ok	3	4	5	ok	ok
T168-C75-30-2	586,55	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T168-C75-50-1	977,58	22,43	<b>22,34</b>	14	ok	ok	-	-	-	8	8	10	ok	ok
T168-C75-50-2	977,58	22,24		10	ok	ok	-	-	-	6	8	10	ok	ok
T168-C75-70-1	1368,61	<b>14,40</b>	15,32	14	ok	ok	-	-	-	11*	12	10	ok	não
T168-C75-70-2	1368,61	16,24		19	não	não	-	-	-	14*	11	10	não	não

$de_{(10)}$  = desvio percentual para o tempo de 10 minutos;

$de_{(30)}$  = desvio percentual para o tempo de 30 minutos;

$de_{(final)}$  = desvio percentual para o tempo final do ensaio;

Exp = Resultado Experimental

Os desvios percentuais experimentais marcados com (\*) superaram o limite teórico estabelecido por pelo menos uma das Normas.

Analisando-se os valores dos desvios percentuais da Tabela 40, os resultados de 8 das 24 colunas ensaiadas, não satisfazem, pelo menos algum valor de desvio percentual estipulado por pelo menos uma das Normas citadas.

Nos casos específicos das colunas T114-C75-50-1 e T168-C75-70-2, os valores dos desvios percentuais experimentais ficaram bem acima do valor teórico, principalmente nos primeiros 10 minutos, e em função desse fato, esses resultados não foram relacionados nas análises que serão feitas adiante, porém, no caso específico da coluna T114-C75-50-1, apesar do desvio percentual experimental ter ficado bem acima do correspondente valor teórico, seu tempo de resistência ao fogo foi somente 45,6 segundos superior ao tempo obtido para a sua coluna idêntica, T114-C75-50-2.

A explicação para esse fato, é que a resistência ao fogo dependeu fundamentalmente da temperatura máxima dos gases ao redor da coluna no final do ensaio, que no caso específico dessas duas colunas foi de apenas 77°C. Os valores dos desvios percentuais levam em conta a elevação da temperatura em função do tempo durante todo o ensaio, e, nesse caso, se for feita a comparação entre as colunas T114-C75-50-1 e 2, constata-se que o aquecimento da coluna T114-C75-50-1, não se mostrou eficiente, principalmente nos primeiros 10 minutos, fato esse que determinou o descarte dessa coluna por não atender as prescrições das Normas ISO 834 (1999) e da NBR 5628 (1980).

Com base nos resultados obtidos na Tabela 40, observou-se diferenças significativas nos limites pré-estabelecidos para os desvios percentuais entre as Normas ISO 834 (1999) e a NBR 5628 (1980), principalmente nos primeiros 30 minutos de ensaio. A NBR 5628 (1980) estipula que o desvio percentual máximo possui um valor fixo de  $\pm 10\%$  para esse tempo, enquanto a Norma ISO 834 (1999) reduz progressivamente o valor do desvio percentual em função do tempo decorrido de ensaio, chegando a  $\pm 5\%$  para 30 minutos.

Outra observação constatada, e que interfere diretamente nos cálculos dos valores dos desvios percentuais, foi com relação a tolerância estipulada para a distância entre os termopares no interior do forno e a face da coluna.

No caso da ISO 834 (1999), a distância permitida é de  $10 \pm 5$  cm. Em ensaios preliminares, observou-se que esses 10 cm de tolerância fizeram muita diferença nas leituras das temperaturas obtidas pelos termopares. Em função dessa sensibilidade, optou-se pelo descarte somente das duas colunas já citadas, onde nesses casos, os desvios percentuais teóricos e experimentais foram bastante discrepantes.

## **5.3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM AS COLUNAS DE AÇO SEM PREENCHIMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

### **5.3.1 – Elevação da temperatura no aço**

Conforme relatado no Capítulo 1, em perfis tubulares de aço, submetidos a aquecimento em todas as faces, segundo a curva-padrão ISO 834 (1999), a diferença entre a temperatura nessa curva e aquela determinada no aço é considerável, principalmente nos primeiros minutos de ensaio.

Com a finalidade de se realizar tal verificação, as colunas de aço sem preenchimento deste trabalho tiveram as suas temperaturas determinadas, segundo as equações propostas pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) e apresentadas no item 1.8.1 deste trabalho.

Nas Figuras 111 a 115 são apresentadas as evoluções das temperaturas no aço durante os ensaios.

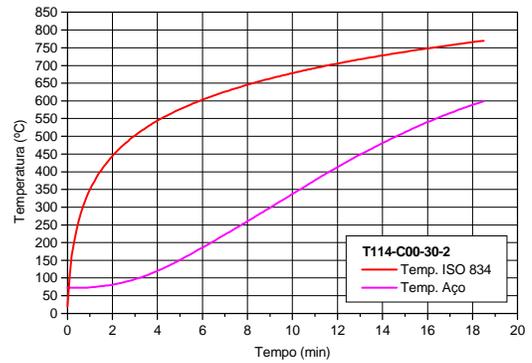
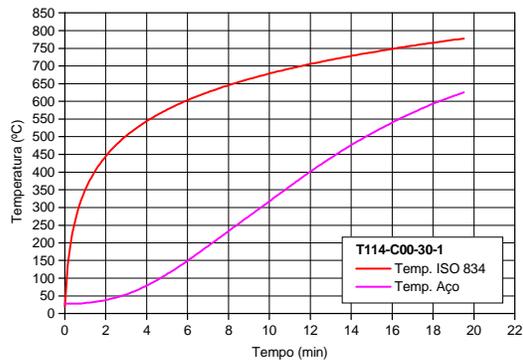


Figura 111 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T114-C00-30-1 e T114-C00-30-2

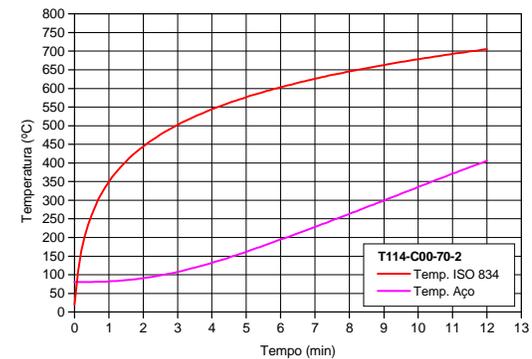
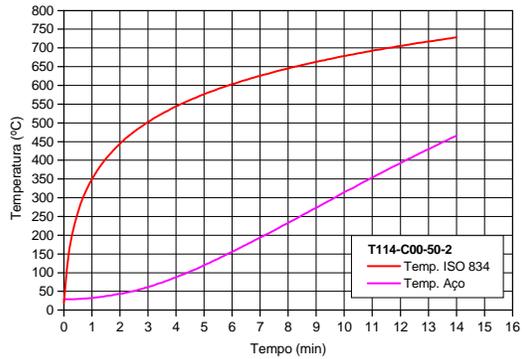


Figura 112 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T114-C00-50-2 e T114-C00-70-2

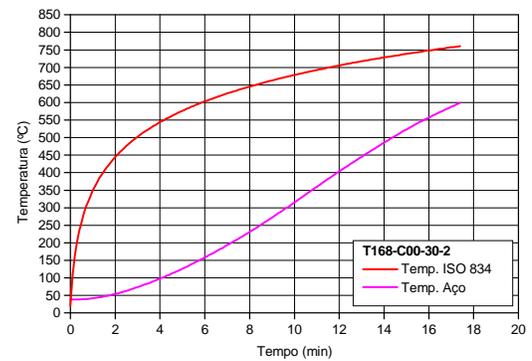
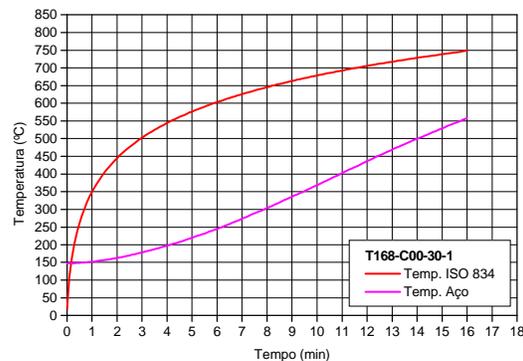


Figura 113 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T168-C00-30-1 e T168-C00-30-2

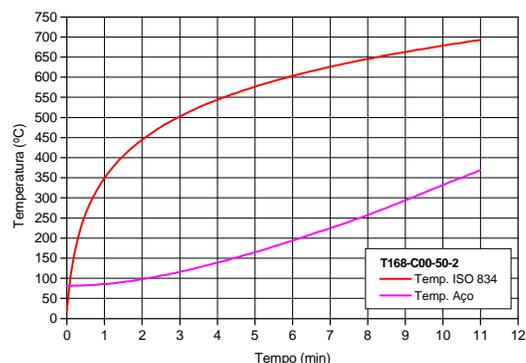
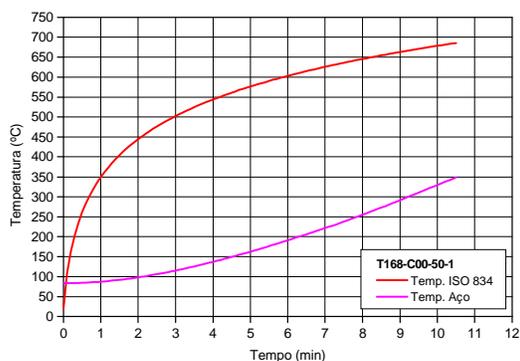


Figura 114 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T168-C00-50-1 e T168-C00-50-2

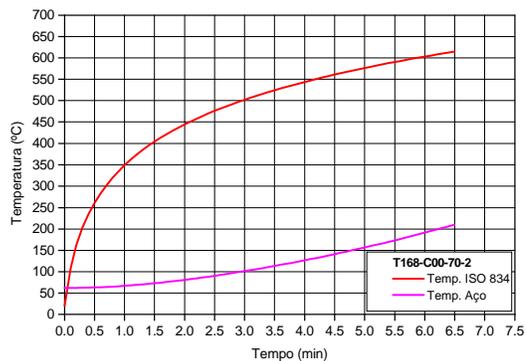
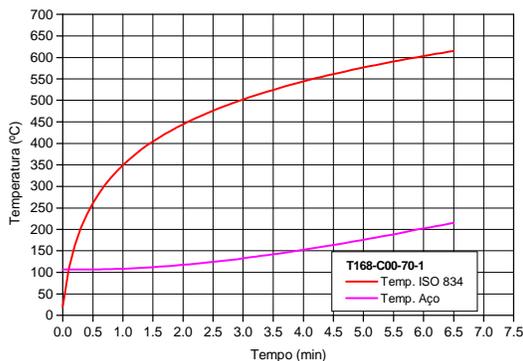


Figura 115 – Evolução das temperaturas no aço das colunas T168-C00-70-1 e T168-C00-70-2

De acordo com as Figuras 111 a 115, e, conforme SILVA (2004) e VELARDE (2008), constatou-se que, de forma geral, ocorreu uma diferença considerável nos primeiros minutos de ensaio entre a temperatura obtida, segundo a Norma ISO 834 (1999) e aquela determinada no perfil de aço, porém, como verificado nessas Figuras e relatado por esses dois autores, essa diferença, apesar de acentuada nos primeiros minutos, tendeu a diminuir com a evolução do ensaio.

### 5.3.2 – Capacidade resistente das colunas de aço à compressão axial em situação de incêndio segundo o EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002)

Com o intuito de avaliar a formulação apresentada no Capítulo 1, que foi proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), para a determinação da normal última da coluna de aço em situação de incêndio, os resultados experimentais foram comparados àqueles obtidos por meio da utilização das equações propostas pela referida Norma. Os resultados obtidos nessa comparação são apresentados na Tabela 41 e representados graficamente nas Figuras 116 e 117. Os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço das colunas foram obtidos interpolando-se os valores da Tabela 5 apresentada no Capítulo 1 deste trabalho, onde para a determinação desses valores utilizou-se as temperaturas máximas obtidas nos perfis de aço das colunas.

Tabela 41 – Comparação entre os resultados experimentais e aqueles obtidos pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) para as colunas de aço sem preenchimento

Coluna	Temp. (°C)	$k_{y,e}$	$k_{E,e}$	Ensaio (kN) (1)	EUROCODE 3 (kN) (2)	$\frac{(1)}{(2)}$
T114-C00-30-1	625,1	0,4097	0,2648	175,85	169,94	<b>1,04</b>
T114-C00-30-2	599,3	0,4723	0,3122	175,85	196,89	<b>0,89</b>
T114-C00-50-2	465,6	0,8557	0,6344	293,08	368,54	<b>0,80</b>
T114-C00-70-2	405,5	0,9878	0,6945	410,31	419,23	<b>0,98</b>
T168-C00-30-1	557,6	0,6014	0,4330	311,76	426,26	<b>0,73</b>
T168-C00-30-2	598,9	0,4735	0,3132	311,76	326,93	<b>0,95</b>
T168-C00-50-1	348,4	1,0000	0,3132	519,60	717,77	<b>0,72</b>
T168-C00-50-2	368,7	1,0000	0,7516	519,60	712,06	<b>0,73</b>
T168-C00-70-1	215,2	1,0000	0,7313	727,44	750,09	<b>0,97</b>
T168-C00-70-2	209,9	1,0000	0,8901	727,44	751,22	<b>0,97</b>

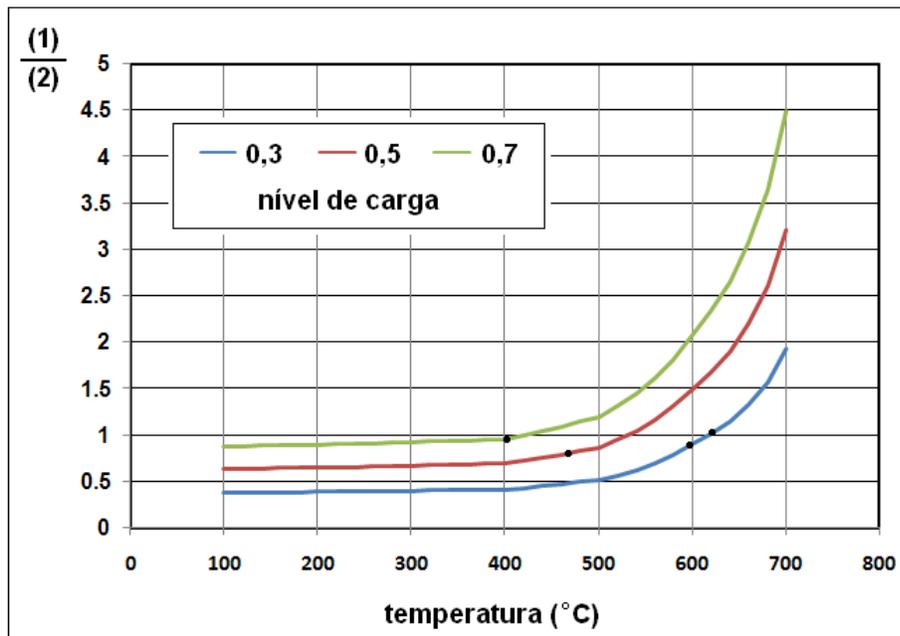


Figura 116 – Relações entre as cargas experimentais (1) e teóricas (2) em função dos níveis de carga para as colunas de aço com diâmetro de 114,3 mm.

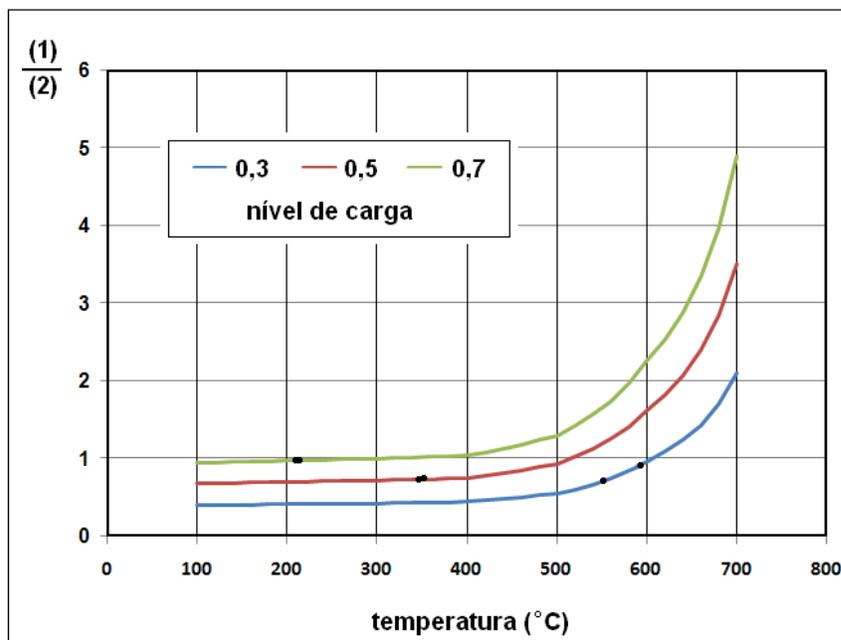


Figura 117 – Relações entre as cargas experimentais (1) e teóricas (2) em função dos níveis de carga para as colunas de aço com diâmetro de 168,3 mm.

Analisando-se os resultados da Tabela 41, verificou-se que, com exceção do resultado obtido para a coluna T114-C00-30-1, todos os demais resultados foram desfavoráveis a segurança e, além do mais, o par dessa coluna, T114-C00-30-2 também não teve o seu resultado satisfatório. Além desses resultados estarem contra a segurança, particularmente para os níveis de carga de 50%, os resultados obtidos experimentalmente ficaram muito distantes daqueles obtidos teoricamente.

Os únicos resultados que apresentaram uma diferença menor foram aqueles obtidos para o nível de carga mais elevado, 70%.

Com base nesses resultados, constatou-se que a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002), para a determinação da carga última em situação de incêndio, não se mostrou satisfatória para as colunas analisadas deste trabalho.

A razão para essa incompatibilidade de valores obtidos está no fato de se trabalhar com tempos de resistência ao fogo muito reduzidos, inferiores a 30 minutos. Conforme apresentado no Capítulo 1, esse valor mínimo é considerado tanto no EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) quanto na norma Brasileira NBR 14432 (2000).

Os procedimentos de norma foram ajustados com base em resultados experimentais com tempos de resistência ao fogo superiores, na maioria das vezes, a 30 minutos. Além do mais, as maiores dispersões entre os resultados ocorreram nesses primeiros minutos dos ensaios, onde, segundo a Norma ISO 834 (1999), a temperatura deve elevar-se rapidamente devido ao trecho inclinado da curva (tempo x temperatura), chegando essa temperatura, a se elevar em mais de 100°C em intervalos de tempo de apenas um minuto. As colunas T114-C00-30-1 e T114-C00-30-2, exemplificam essa dispersão citada. De acordo com a Tabela 41 e a Figura 116, a diferença da temperatura no aço entre essas colunas ao final dos ensaios foi de apenas 25,8°C, e, nesse caso, a primeira resultou em um valor 4% a favor da segurança enquanto a segunda ficou 11% contra a segurança.

### **5.3.3 – Níveis de carga considerados para as colunas de aço em situação de incêndio**

Analisando-se os resultados obtidos para os dois diâmetros estudados, verificou-se, em todos os casos, uma diminuição no tempo de resistência ao fogo, com o incremento da carga axial aplicada.

Como especificado no Capítulo 3, as cargas axiais aplicadas foram obtidas a partir de níveis de carga pré-estabelecidos e considerados na realização dos ensaios.

Para a coluna de diâmetro 114,3 mm, verificou-se uma diminuição média no tempo de resistência ao fogo de 26,32% quando o nível de carga variou de 30% para 50% e de 14,29% quando a variação foi de 50% para 70%. A amplitude dos resultados, ou seja, quando o nível de carga variou de 30% para 70%, o declínio registrado foi de 36,84%. A Figura 118 ilustra essa situação.

Para a coluna de diâmetro 168,3 mm, quando a mesma análise foi realizada, constatou-se que houve uma diminuição média no tempo de resistência ao fogo de 35,63% quando o nível de carga variou de 30% para 50% e de 39,53% quando o nível de carga considerado variou de 50% para 70%. Nesse caso, a diminuição no tempo de resistência ao fogo considerando-se a variação de 30% para 70% foi de 61,08%. Esses valores também foram representados na Figura 118.

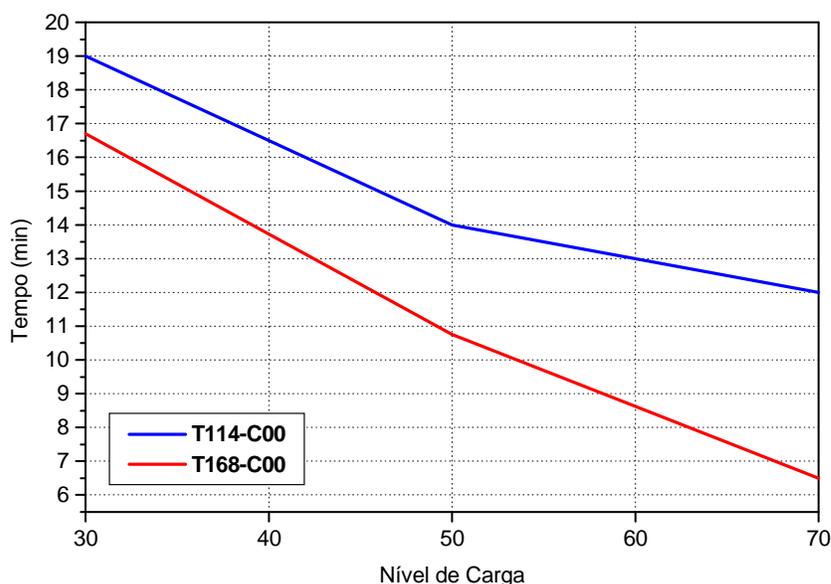


Figura 118 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para as colunas T114-C00 e T168-C00

Analisando-se os resultados obtidos para as colunas de aço sem preenchimento, constatou-se que, além de nenhuma delas ter atingido o tempo mínimo de resistência ao fogo, o incremento do valor do nível de carga diminuiu consideravelmente a resistência ao fogo dessas colunas. Como exemplo dessa diminuição, e considerando-se os valores extremos, para a coluna de 168,3 mm de diâmetro, quando ocorreu uma solicitação de 70 % de sua carga última, esse elemento estrutural teve sua resistência ao fogo diminuída em quase 40 % quando comparada a essa mesma coluna submetida ao nível de carga de 30 %.

#### 5.3.4 – Forma de ruína das colunas de aço em situação de incêndio

Todas as colunas de aço ensaiadas em situação de incêndio tiveram a sua ruína por instabilidade global, conforme apresentado no Capítulo 4. Da mesma forma que ocorreu à temperatura ambiente, esse tipo de ruína também já era esperado em função de se tratar em todos os casos de colunas esbeltas.

## **5.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM AS COLUNAS DE AÇO PREENCHIDAS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Da mesma forma que foi realizada para as colunas de aço sem preenchimento, para as colunas preenchidas com concreto de alta resistência os resultados obtidos experimentalmente foram analisados.

Essas análises envolveram: resistência ao fogo em função dos níveis de carga considerados, capacidade resistente das colunas, a realização de análises numéricas por meio de dois *softwares* (SuperTempCalc e PotFire), as formas de ruína das colunas e os deslocamentos axiais em situação de incêndio.

Os resultados experimentais, para as colunas preenchidas com concreto de alta resistência, sempre que possível, também foram comparados àqueles obtidos na literatura em geral.

### **5.4.1 – Resistência ao fogo das colunas mistas em função dos níveis de carga**

Essas análises foram realizadas em duas etapas, ou seja, cada diâmetro foi analisado separadamente, e, posteriormente, a análise foi feita em conjunto, onde nesse caso, foram incorporados os resultados obtidos por GOMIDE (2008).

Essas análises foram importantes, uma vez que, no Capítulo 2, foram relatados estudos teóricos realizados por LIE et al (1991), e, posteriormente por LIE e KODUR (1996), onde os autores afirmam que o diâmetro da seção, o nível de carga e o comprimento de flambagem dos pilares exercem grande influência no comportamento desses elementos frente ao fogo.

Estudos experimentais posteriores realizados por HAN et al (2003) e (2003b), também mostraram que o incremento da dimensão da seção transversal da estrutura mista proporcionou uma maior região submetida a menores temperaturas e, nesse caso, foi capaz de suportar o carregamento imposto por mais tempo.

#### **5.4.1.1 – Análise em separado**

Analisando-se separadamente os resultados obtidos para os dois diâmetros estudados, da mesma forma que foi constatado para as colunas de aço sem preenchimento, verificou-se uma diminuição no tempo de resistência ao fogo com o incremento da carga axial aplicada.

Para a coluna mista de diâmetro 114,3 mm, verificou-se uma diminuição média no tempo de resistência ao fogo de 34,69% quando o nível de carga variou de 30% para 50% e de 31,74% quando a variação foi de 50% para 70%. A amplitude dos resultados, ou seja, quando o nível de carga variou de 30% para 70%, o declínio registrado foi de 55,42%. A Figura 119 ilustra essa situação.

Para a coluna de diâmetro 168,3 mm, quando a mesma análise foi realizada, constatou-se que houve uma diminuição média no tempo de resistência ao fogo de 45,55% quando o nível de carga variou de 30% para 50%, e de 35,54%, quando o nível de carga considerado variou de 50% para 70%. Nesse caso, a amplitude dos resultados, considerando-se a variação de 30% para 70%, foi de 64,90%. A Figura 120 ilustra essa situação.

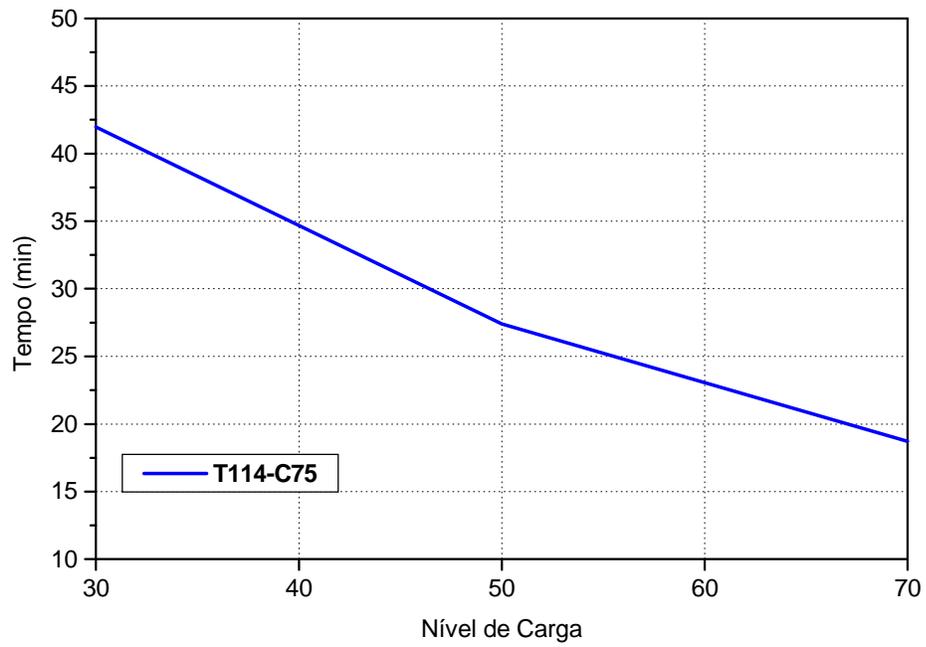


Figura 119 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para a coluna T114-C75

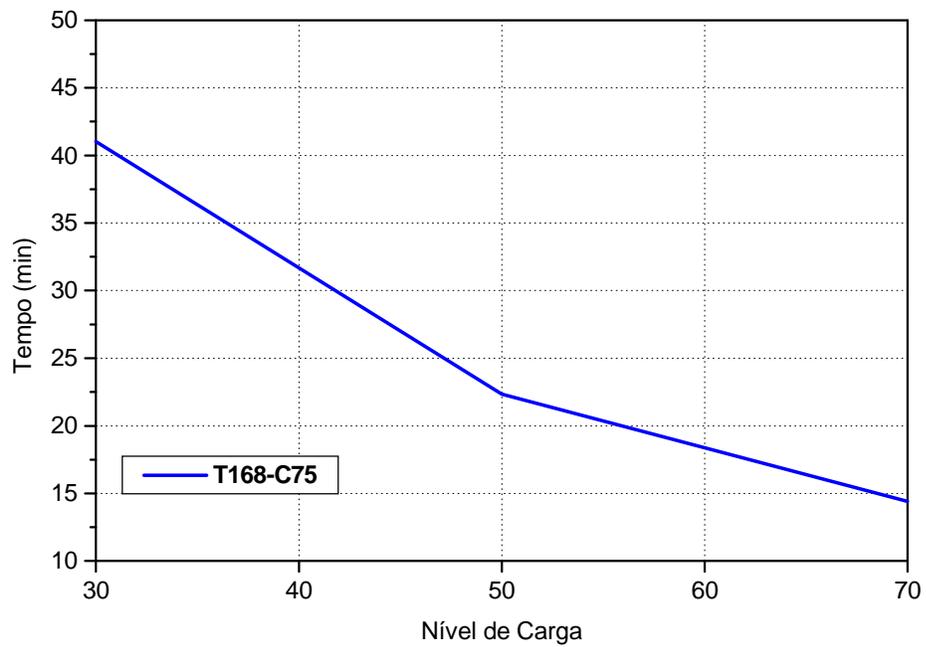


Figura 120 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para a coluna T168-C75

### 5.4.1.2 – Análise em conjunto

Na análise conjunta das colunas preenchidas, para o mesmo índice de esbeltez relativo, os resultados obtidos foram inversamente proporcionais, ou seja, quando se incrementou o diâmetro, os tempos médios de resistência ao fogo para essas colunas diminuiriam respectivamente nas seguintes proporções: 2,24% para o nível de carga de 30%, 18,50% para o nível de carga de 50% e 23,04% para o nível de carga de 70%. A Figura 121 ilustra essa situação.

Incorporando-se os resultados obtidos por GOMIDE (2008) na Figura 121, que preencheu as colunas de seu trabalho com concreto de resistência usual, constatou-se essa mesma ocorrência, ou seja, houve uma diminuição nos tempos de resistência ao fogo com o incremento do diâmetro da seção transversal.

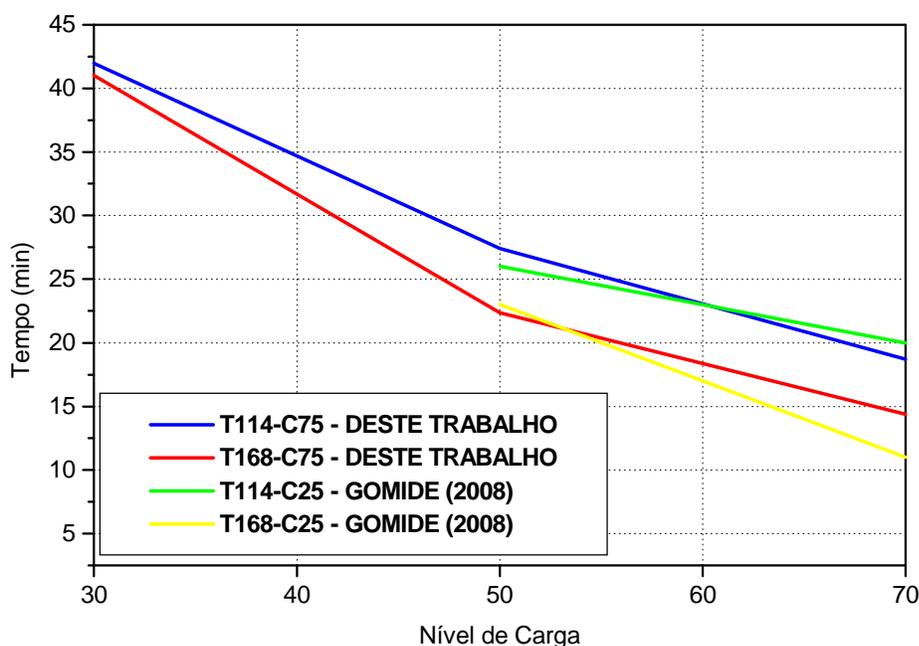


Figura 121 – Resistência ao fogo em função do nível de carga para as colunas deste trabalho e do trabalho de GOMIDE (2008)

Com base nos resultados da Figura 121, e de acordo com o relatado por LIE et al (1991), posteriormente por LIE e KODUR (1996), constatou-se que o incremento do valor do nível de carga para as colunas de mesmo diâmetro exerceu grande influência sobre os tempos de resistência ao fogo, diminuindo-os consideravelmente.

Constatou-se também, para todas as colunas mistas preenchidas, independentemente da resistência à compressão do concreto de preenchimento e do nível de carga considerado, que os resultados obtidos dos tempos de resistência ao fogo foram inversamente proporcionais ao incremento do valor do diâmetro da coluna. Esse fato ocorreu em todos os casos considerando-se as colunas deste trabalho e aquelas investigadas por GOMIDE (2008).

Esses resultados obtidos podem, a princípio, contrapor as informações obtidas a partir da revisão bibliográfica realizada, onde os resultados experimentais obtidos por HAN et al (2003) e (2003b) mostraram que o incremento da dimensão da seção transversal da estrutura mista proporcionou uma maior região da estrutura submetida a menores temperaturas e, nesse caso, foi capaz de suportar o carregamento imposto por mais tempo.

Porém, a diferença fundamental entre os ensaios realizados neste trabalho e por GOMIDE (2008) com aqueles realizados por HAN et al (2003) e (2003b), é que no caso dos dois primeiros autores, com a finalidade de se respeitar a metodologia experimental proposta inicialmente, quando incrementou-se o diâmetro, houve a necessidade de se aumentar as alturas das colunas para que o valor do índice de esbeltez relativo permanecesse constante. No caso dos ensaios realizados por HAN et al (2003) e (2003b), ocorreu também a variação da dimensão da seção transversal, porém as alturas de todos os pilares e colunas foram mantidas fixas em 3810 mm.

Com base nesses resultados, assim como ocorreu para as colunas de aço sem preenchimento, constatou-se que a variação da altura das colunas preenchidas com concreto de alta resistência exerceu mais influência na resistência ao fogo da coluna que a variação da dimensão da seção transversal, ou seja, o comprimento efetivo de flambagem exerceu maior influência quando comparado ao diâmetro da coluna.

#### **5.4.2 – Resistência ao fogo das colunas mistas em função do preenchimento com concreto de alta resistência**

Analisando-se os resultados obtidos, constatou-se que em todas as colunas, o preenchimento com concreto de alta resistência propiciou melhorias significativas na resistência ao fogo.

Como relatado anteriormente, GOMIDE (2008) realizou estudo similar, preenchendo suas colunas com concreto de resistência usual. Esses resultados também foram incorporados às análises.

Para as colunas de diâmetro 114,3 mm, os acréscimos obtidos na resistência ao fogo em função do preenchimento com concreto de alta resistência foram iguais a 120,90%, 95,79% e 55,92%, respectivamente para os níveis de carga de 30%, 50% e 70%. Essa situação é mostrada na Figura 122.

Para as colunas de diâmetro 168,3 mm deste trabalho, os acréscimos obtidos na resistência ao fogo foram iguais a 145,69%, 107,81% e 121,53%, respectivamente para os níveis de carga de 30%, 50% e 70%. Essa situação também é mostrada na Figura 122.

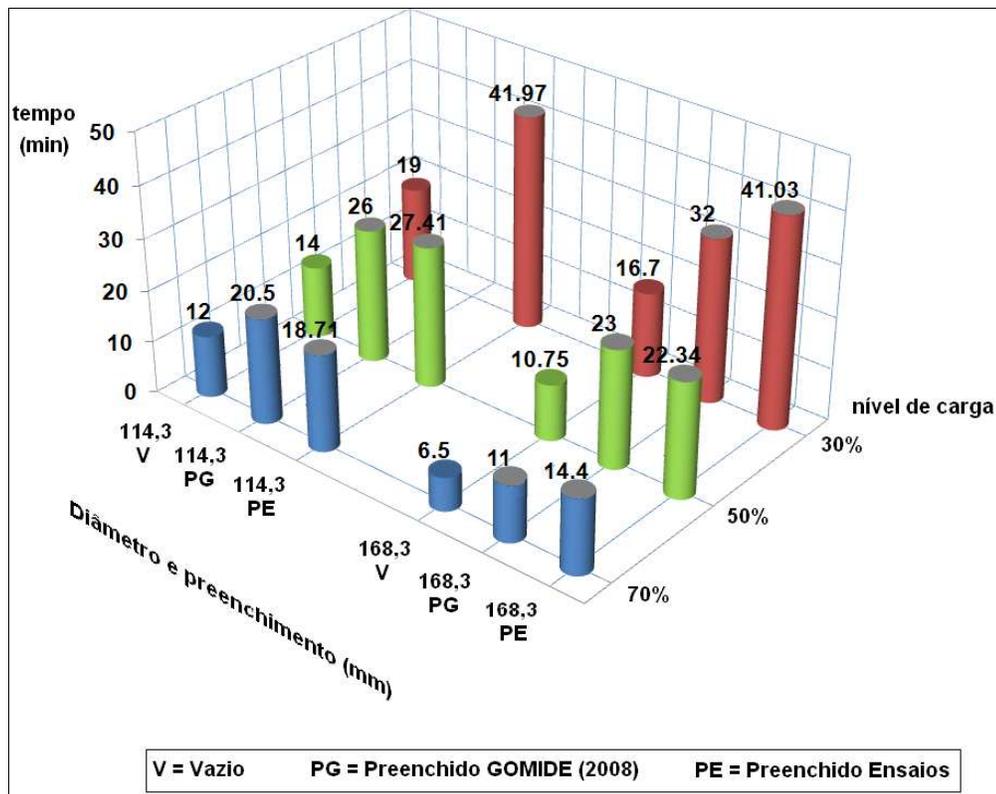


Figura 122 – Resistência ao fogo das colunas em função do preenchimento e dos níveis de carga deste trabalho e de GOMIDE (2008)

A representação dos resultados na Figura 122 permite observar primeiramente o decréscimo na resistência ao fogo da coluna, sendo ela preenchida ou não com o incremento do nível de carga considerado. Outra constatação importante foi os benefícios ocasionados na resistência ao fogo das colunas em função do preenchimento do núcleo com concreto de resistência usual ou de alta resistência.

Comparando-se os resultados obtidos pelos dois autores, constata-se que para o mesmo diâmetro e índice de esbeltez relativo associados aos níveis de carga extremos, as colunas de diâmetro 168,3 mm preenchidas com concreto de alta resistência obtiveram resistência ao fogo bem superiores em relação às colunas equivalentes preenchidas com concreto de resistência usual, sendo esse acréscimo de 28,22 % e 30,90% respectivamente para os níveis de carga de 30% e 70%.

Em função das colunas de diâmetro 114,3 mm associadas ao nível de carga de 30 % dos ensaios de GOMIDE (2008) terem sido descartadas, a comparação para essa situação não pôde ser realizada, porém, as colunas deste trabalho para essa situação também apresentaram bons resultados, ou seja, tiveram sua resistência média ao fogo igual a 41,97 minutos.

Para os demais níveis de carga, houve uma tendência de equilíbrio entre os tempos de resistência ao fogo, porém, essa comparação direta dos valores deve ser analisada com ressalvas, uma vez que, apesar das colunas possuírem o mesmo diâmetro e índice de esbeltez relativo, em ambos os casos, conforme relatado na metodologia experimental deste trabalho, as cargas axiais que foram aplicadas às colunas em situação de incêndio foram definidas a partir dos resultados obtidos nos ensaios das mesmas à temperatura ambiente, e, nesse caso, as colunas preenchidas com concreto de alta resistência apresentaram cargas últimas muito superiores a aquelas obtidas nos ensaios das colunas preenchidas com concreto de resistência usual, ou seja, em todos os ensaios, as colunas preenchidas com concreto de alta resistência foram submetidas a cargas axiais muito mais elevadas.

Esses resultados demonstraram que o preenchimento das colunas de aço com concreto de resistência usual ou de alta resistência foi uma alternativa viável para o aumento da resistência ao fogo da coluna, porém, cabe salientar, que os resultados experimentais obtidos em situação de incêndio e para níveis de carga superiores a 30%, foram inferiores ao tempo mínimo de resistência ao fogo, que é de 30 minutos segundo as Normas NBR 14432 (2000) e pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002). Com base nesses resultados, essas colunas não poderiam ser empregadas em estruturas onde houvesse a necessidade da verificação em situação de incêndio.

As únicas colunas que atingiram o tempo mínimo requerido foram aquelas preenchidas com concreto e submetidas ao menor nível de carga (30%). Nesse caso, como relatado anteriormente, as colunas de 114,3 mm de diâmetro tiveram sua resistência ao fogo aumentada em 120,90% em função do seu preenchimento com concreto de alta resistência.

A coluna de diâmetro de 168,3 mm e preenchida com concreto de alta resistência, obteve resistência ao fogo 28,22% superior em relação a coluna preenchida com concreto de resistência usual e 145,69% em relação a coluna equivalente sem preenchimento.

### **5.4.3 – Capacidade resistente das colunas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em situação de incêndio**

Neste tópico, as normais resistentes das colunas serão determinadas de três formas: segundo as propostas de HAN et al (2003), por meio da instrumentação interna com termopares da coluna T114-C75-30-2 e segundo o *software* SuperTempCalc. Posteriormente, esses valores serão comparados aos experimentais.

#### **5.4.3.1 – Capacidade resistente segundo HAN et al (2003)**

Com o intuito de avaliar a formulação apresentada por HAN et al (2003) no Capítulo 2, foram utilizados os tempos de resistência ao fogo obtidos experimentalmente. As cargas teóricas axiais em situação de incêndio obtidas com esse equacionamento foram comparadas àquelas aplicadas às colunas mistas nessa mesma situação. Os resultados obtidos nessa comparação foram apresentados na Tabela 42.

### **5.4.3.2 – Capacidade resistente da coluna mista em função da temperatura do núcleo de concreto**

Conforme relatado no Capítulo 3, as colunas T114-C75-30-2 e T168-C75-30-2 tiveram o núcleo de concreto instrumentado com termopares. Esse procedimento teve como objetivo a determinação das temperaturas internas dessas colunas que foram submetidas ao menor nível de carga, e, teoricamente alcançariam a maior resistência ao fogo.

Essa análise não teria caráter conclusivo em função do reduzido número de ensaios propostos, ou seja, seriam analisadas apenas duas colunas de GOMIDE (2008) e duas colunas deste trabalho.

Essa situação ainda ficou ainda mais agravada em função do descarte dos resultados das colunas de GOMIDE (2008) pelos motivos citados no Capítulo 3 e também pelo fato de uma das colunas, do presente trabalho onde se pretendia tal procedimento, ter o seu ensaio comprometido em função da queima de parte das resistências durante o ensaio.

No ensaio da coluna T114-C75-30-2, os resultados obtidos foram utilizados nas equações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e a carga teórica obtida com esse equacionamento foi comparada a experimental. Essa comparação se encontra na Tabela 42.

Os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço das colunas foram obtidos interpolando-se os valores da Tabela 5 apresentada no Capítulo 1 deste trabalho.

No caso do concreto, procedeu-se da mesma forma, utilizando-se nesse caso, os valores da Tabela 6.

Os valores de temperatura utilizados nos cálculos foram aqueles máximos obtidos na superfície do aço e aqueles determinados no núcleo do concreto conforme a instrumentação da coluna apresentada no Capítulo 3.

#### **5.4.3.3 – Capacidade resistente da coluna mista segundo o *software* SuperTempCalc (STC)**

Em função dos problemas ocorridos nos ensaios das colunas onde se pretendia a instrumentação do núcleo de concreto, as verificações das capacidades resistentes dessas colunas em situação de incêndio foram realizadas por meio de análises numéricas. Essas verificações ocorreram por meio de dois *softwares*, o SuperTempCalc e o PotFire. Ambos os *softwares* foram desenvolvidos com base nas prescrições do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002).

No caso específico do SuperTempCalc, a análise numérica é baseada nos mecanismos de transferência de calor entre os gases quentes distribuídos nas faces das colunas e a seção mista. Para o seu desenvolvimento, são informadas ao *software*, as propriedades mecânicas dos materiais, concreto e aço, que compõem a seção mista, a geometria e dimensões das colunas, além da curva de elevação da temperatura na face de cada coluna. Os campos de temperaturas obtidos são apresentados no anexo deste trabalho. Esses resultados foram obtidos no laboratório computacional da faculdade de engenharia civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Para a determinação das normais teóricas segundo o EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) foram utilizadas as temperaturas em três pontos da seção transversal, ou seja, no aço do perfil, na metade do raio da seção transversal de concreto e no centro dessa seção. Essas temperaturas foram consideradas no instante final de cada ensaio. Posteriormente, as normais experimentais e teóricas foram comparadas e os resultados dessa comparação são apresentados na Tabela 42.

Tabela 42 – Comparação de resultados: GOMIDE (2008) e Deste trabalho x HAN et al (2003), GOMIDE (2008) e Deste trabalho x STC

Ensaio	Coluna	Tempo Exp (min)	Carga Exp (kN)	Carga HAN (kN)	Carga STC (kN)	$\frac{N_{R,Exp}}{N_{R,HAN}}$	$\frac{N_{R,Exp}}{N_{R,STC}}$
<b>GOMIDE (2008)</b>	T114-C25-50-1	25,0	386,58	291,00	311,70	<b>1,33</b>	<b>1,24</b>
	T114-C25-50-2	27,0	386,58	249,23	331,48	<b>1,55</b>	<b>1,17</b>
	T114-C25-70-1	20,5	541,21	467,11	345,23	<b>1,16</b>	<b>1,57</b>
	T114-C25-70-2	20,5	541,21	467,11	385,83	<b>1,16</b>	<b>1,40</b>
	T168-C25-30-1	32,0	445,01	401,57	529,61	<b>1,11</b>	0,84
	T168-C25-50-1	25,0	741,68	606,29	721,20	<b>1,22</b>	<b>1,03</b>
	T168-C25-50-2	21,0	741,68	866,67	947,11	0,86	0,78
	T168-C25-70-1	9,0	1038,35	1380,05	1234,08	0,75	0,84
	T168-C25-70-2	13,0	1038,35	1248,92	1116,09	0,83	0,93
<b>DESTE TRABALHO</b>	T114-C75-30-1	43,4	326,73	203,90	260,93	<b>1,60</b>	<b>1,25</b>
	T114-C75-30-2	40,5	326,73	225,24	256,07	<b>1,45</b>	<b>1,28 (1,58)</b>
	T114-C75-50-2	27,4	544,55	407,58	499,67	<b>1,34</b>	<b>1,09</b>
	T114-C75-70-1	20,2	762,37	727,90	896,32	<b>1,05</b>	0,85
	T114-C75-70-2	17,2	762,37	817,61	952,82	0,93	0,80
	T168-C75-30-1	41,0	586,55	478,57	569,22	<b>1,23</b>	<b>1,03</b>
	T168-C75-50-1	22,4	977,58	1218,03	1321,59	0,80	0,74
	T168-C75-50-2	22,2	977,58	1230,13	1303,41	0,79	0,75
	T168-C75-70-1	14,4	1368,61	1624,65	1824,45	0,84	0,75

Tempo<sub>EXP</sub> e Carga<sub>EXP</sub> = Tempo Experimental e Carga Experimental respectivamente;  
 Carga HAN e Carga STC = Carga teórica segundo HAN et al (2003) e Carga teórica segundo o *software* SuperTempCalc respectivamente;  
 N<sub>R,EXP</sub> = Normal Experimental;  
 N<sub>R,HAN</sub> = Normal segundo HAN et al (2003);  
 N<sub>R,STC</sub> = Normal segundo o *software* SuperTempCalc;  
 O valor (1,58) marcado para a coluna T114-C75-30-2 corresponde a relação entre a Normal Experimental e aquela obtida por meio da instrumentação do núcleo de concreto.

Analisando-se a Tabela 42, verificou-se que os resultados segundo HAN et al (2003), independentemente do valor da resistência à compressão do concreto de preenchimento, foram praticamente os mesmos, ou seja, para o diâmetro de 114,3 mm, que situa-se fora do intervalo de validade da formulação proposta, houve uma aproximação satisfatória dos resultados. Para as colunas de diâmetro 168,3 mm que pertencem ao intervalo de validade das equações utilizadas, os resultados foram satisfatórios para o menor nível de carregamento (30%), onde, nesses casos, obteve-se os maiores tempos de resistência ao fogo. Nos demais casos, que corresponderam aos níveis de carga mais elevados, e, onde em geral se obteve os menores tempos, os resultados experimentais foram cerca de 80% dos valores calculados segundo o equacionamento proposto por HAN et al (2003).

Com base nesses resultados, constatou-se que as equações propostas por HAN et al (2003) podem ser utilizadas para as seções com diâmetro de 114,3 mm independentemente da resistência do concreto de preenchimento. Esse equacionamento mostrou-se satisfatório também para o diâmetro de 168,3 mm associado a um nível baixo de carregamento (30%), onde, nesses casos, também se conseguiu um tempo superior a 30 minutos, que é o valor mínimo de resistência ao fogo estipulado tanto pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), quanto pela norma Brasileira NBR 14432 (2000).

Com relação a coluna T114-C75-30-2 que teve o seu núcleo de concreto instrumentado, o resultado experimental superou aquele obtido segundo as equações propostas pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) em 58 %, ou seja, apesar de muito superior, conferiu segurança ao procedimento de cálculo. No entanto, esse resultado não tem caráter conclusivo em função de só ter sido possível a realização dessa única verificação.

Os resultados obtidos com o uso do *software* SuperTempCalc, foram satisfatórios para as colunas de diâmetro de 114,3 mm preenchidas com concreto de resistência usual. No caso das colunas de 168,3 mm de diâmetro, o tempo de resistência ao fogo também teve importância fundamental.

A coluna T168-C25-50-2, que teve seu tempo de resistência ao fogo igual a 21 minutos, teve seu resultado contra a segurança, enquanto a coluna idêntica a essa, coluna T168-C25-50-1, que obteve um tempo maior de resistência ao fogo, 25 minutos, teve seu resultado experimental superior ao teórico.

No caso das colunas preenchidas com concreto de alta resistência, os resultados também foram satisfatórios para as colunas que obtiveram os maiores tempos de resistência ao fogo, no caso, as colunas submetidas ao nível de carga de 30%, além daquela de 114,3 mm submetida ao nível de carga de 50%.

Com base nos resultados obtidos na Tabela 42, constatou-se que em geral, para o mesmo diâmetro analisado e independentemente da resistência do concreto de preenchimento, os resultados foram mais satisfatórios para as colunas que obtiveram os maiores tempos de resistência ao fogo.

#### **5.4.3.4 – Resistência ao fogo segundo KODUR (1999) e segundo o *software* PotFire**

Os resultados experimentais deste trabalho e do trabalho de GOMIDE (2008) foram confrontados com aqueles obtidos utilizando-se as equações propostas por KODUR (1999).

Essa mesma análise foi realizada com os resultados obtidos por meio de um *software* denominado PotFire, que foi desenvolvido pelo Comitê Internacional CIDECT.

Para o seu desenvolvimento, são informadas ao *software*, as propriedades mecânicas dos materiais, concreto e aço, que compõem a seção mista, a geometria e dimensões das colunas, além da carga axial imposta a cada coluna. Com esses dados, o *software* fornece o tempo de resistência ao fogo obtido para cada coluna. Esses resultados foram apresentados na Tabela 43.

Para a obtenção do tempo teórico de resistência ao fogo segundo KODUR (1999), em ambos os casos, utilizou-se a Equação 61, e o coeficiente “ $f = 0,07$ ” foi obtido na Tabela 20. As cargas axiais utilizadas foram aquelas aplicadas em situação de incêndio.

As resistências à compressão do concreto utilizadas nos cálculos foram aquelas obtidas experimentalmente. No caso específico das colunas deste trabalho, essas resistências encontram-se descritas no Capítulo 4.

Tabela 43 – Comparação de resultados: Deste trabalho x KODUR (1999) e  
Deste trabalho x PotFire

<b>Ensaio</b>	<b>Coluna</b>	<b>Tempo Exp (min)</b>	<b>Tempo KODUR (min)</b>	<b>Tempo PotFire (min)</b>	$\frac{T_{EXP}}{T_{KODUR}}$	$\frac{T_{EXP}}{T_{PotFire}}$
<b>GOMIDE (2008)</b>	T114-C25-50-1	25,0	32,2	21	0,78	<b>1,19</b>
	T114-C25-50-2	27,0	32,2	21	0,84	<b>1,29</b>
	T114-C25-70-1	20,5	27,3	16	0,75	<b>1,28</b>
	T114-C25-70-2	20,5	27,3	16	0,75	<b>1,28</b>
	T168-C25-30-1	32,0	44,4	33	0,72	<b>0,97</b>
	T168-C25-50-1	25,0	34,4	25	0,73	<b>1,00</b>
	T168-C25-50-2	21,0	34,4	25	0,61	0,84
	T168-C25-70-1	9,0	29,1	20	0,31	0,45
	T168-C25-70-2	13,0	29,1	20	0,45	0,65
<b>DESTE TRABALHO</b>	T114-C75-30-1	43,4	114,08	27	0,38	<b>1,61</b>
	T114-C75-30-2	40,5	114,08	27	0,36	<b>1,50</b>
	T114-C75-50-2	27,4	88,37	22	0,31	<b>1,25</b>
	T114-C75-70-1	20,2	74,68	18	0,27	<b>1,12</b>
	T114-C75-70-2	17,2	74,68	18	0,23	<b>0,96</b>
	T168-C75-30-1	41,0	100,66	40	0,41	<b>1,03</b>
	T168-C75-50-1	22,4	77,97	30	0,29	0,75
	T168-C75-50-2	22,2	77,97	30	0,29	0,74
	T168-C75-70-1	14,4	65,90	24	0,22	0,60

T<sub>EXP</sub> = Tempo Experimental;  
T<sub>KODUR</sub> = Tempo segundo KODUR (1999);  
T<sub>PotFire</sub> = Tempo teórico segundo o *software* PotFire.

Analisando-se a Tabela 43, verificou-se que os resultados, independentemente do valor da resistência à compressão do concreto de preenchimento, foram praticamente os mesmos, ou seja, a equação proposta por KODUR (1999) foi bastante desfavorável à segurança das colunas, resultando em tempos superiores aos tempos obtidos experimentalmente. Essa discrepância de valores é atribuída ao fato, conforme relatado no Capítulo 2, da equação ter sido desenvolvida com base em resultados experimentais realizados com colunas e pilares mistos submetidos a níveis de carga bastante reduzidos, entre 10% e 45% do valor da carga última determinada a temperatura ambiente.

Para as colunas de diâmetro 114,3 mm, os resultados obtidos com a utilização do *software* PotFire foram satisfatórios para os dois concretos de preenchimento, porém, segundo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), que serviu de base para a elaboração desse *software*, esse diâmetro e o concreto de alta resistência utilizado neste trabalho estão fora do intervalo de validade dessa formulação.

Para as colunas de diâmetro 168,3 mm, os resultados obtidos pelo *software* aproximam-se bastante dos resultados experimentais, quando o nível de carga é considerado baixo, até 30%. Nos demais casos, que corresponderam aos níveis de carga mais elevados, e, onde em geral, se obteve os menores tempos, os resultados obtidos foram contra a segurança para os dois concretos de preenchimento.

Com base nesses resultados, constatou-se que a utilização do *software* PotFire pode ser estendida a seções com diâmetro de 114,3 mm independentemente da resistência do concreto de preenchimento. Esse equacionamento mostrou-se satisfatório também para o diâmetro de 168,3 mm associado a um nível baixo de carregamento (30%), nesses casos, se conseguiu um tempo superior a 30 minutos para as colunas mistas, independentemente do valor da resistência à compressão do concreto utilizado no preenchimento.

#### **5.4.4 – Forma de ruína das colunas mistas em situação de incêndio**

Todas as colunas preenchidas com concreto deste trabalho, exceto a coluna T168-C75-30-1 tiveram a sua ruína por instabilidade global, conforme apresentado no Capítulo 4.

No caso específico da coluna T168-C75-30-1, a ruína se deu por instabilidade local, conforme ilustrado na Figura 99. Nesse caso, a elevada pressão interna no núcleo de concreto devido a alta temperatura, associada a carga axial aplicada causou a ruína na parede de aço do perfil, caracterizando dessa forma a ruína por instabilidade local.

#### **5.4.5 – Análise dos deslocamentos axiais em situação de incêndio**

Os comportamentos de todas as colunas, preenchidas ou não com concreto de alta resistência em situação de incêndio foram muito parecidos em relação aos deslocamentos axiais.

Analisando-se as Figuras 108 e 109, constatou-se que nos minutos iniciais dos ensaios, houve uma tendência de um alongamento axial da coluna com o aumento da temperatura, e, passada essa fase, a coluna passou a apresentar encurtamentos axiais sucessivos até a sua ruína que ficou caracterizada pela evidente queda no carregamento.

Essa ocorrência já era esperada em função do relato desse comportamento por alguns pesquisadores citados no Capítulo 2 deste trabalho, tais como: LIE e CHABOT (1998), KODUR e LATOUR (2005) e GOMIDE (2008).

## **CAPÍTULO 6 – ASPECTOS GERAIS E CONCLUSÕES**

### **6.1 – ASPECTOS GERAIS E DIFICULDADES ENCONTRADAS NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS**

A principal consequência da ocorrência de um incêndio em um edifício é a possibilidade da perda de vidas humanas. Porém, as consequências se estendem também a grandes prejuízos financeiros devido aos danos causados às propriedades. Em edifícios industriais e comerciais devido à interrupção das atividades, o prejuízo pode ser ainda maior, isso sem contar o problema do impacto ambiental causado pela combustão dos gases liberados pelo fogo durante o incêndio.

Com a finalidade principal da preservação da vida humana, os centros de pesquisa de diversos países buscam conhecer melhor o comportamento estrutural frente ao fogo dos elementos estruturais que compõem as edificações, e, nesse caso, enquadram-se as colunas mistas em função desses elementos desempenharem papel fundamental na capacidade resistente da estrutura.

Como foi apresentado no Capítulo 2 deste trabalho, diversos pesquisadores realizam investigações experimentais com pilares e colunas mistas à temperatura ambiente e, além de relatarem diversas recomendações construtivas, constataram diversas vantagens em função da utilização desses elementos nas edificações, porém, quanto ao comportamento desse tipo de estrutura em situação de incêndio, os trabalhos são muito mais escassos.

Essa situação pode ser justificada em virtude dessas investigações necessitarem de consideráveis investimentos financeiros que possibilitem a aquisição de novos equipamentos por parte dos centros de pesquisa. No entanto, em alguns países, nota-se que essa linha de pesquisa está muito desenvolvida. Como exemplo, podem-se citar os ensaios reais que foram simulados em Cardington na Inglaterra, na Universidade de Stuttgart-Vaihingen na Alemanha, além daqueles realizados na Austrália pela “Broken Hill Proprietary – BHP”, onde estruturas reais foram construídas especialmente para essa finalidade.

No Brasil, este trabalho é o primeiro de pós-graduação com caráter experimental que abordou as colunas mistas esbeltas preenchidas com concreto de alta resistência em situação de incêndio, e, em função disso, toda a infra-estrutura que possibilitou essa investigação teve que ser montada em laboratório. Nessa montagem, houve muitas dificuldades, uma vez que, quando se recorre à literatura internacional, os autores não descrevem o que deu errado em seus procedimentos, apenas relatam o que deu certo.

Na prática, as dificuldades encontradas foram muitas em todos os aspectos. Como exemplo, podem-se citar: o posicionamento manual das colunas em nível e prumo sobre as rótulas, procedimento esse associado a checagem do funcionamento dos equipamentos de medição utilizados, isolamento térmico minucioso das colunas para a garantia da eficiência do ensaio, além da leitura dos dados experimentais que por muitas vezes teve que ser feita por um operador sob uma coluna extremamente carregada e submetida a temperaturas muito elevadas. Apesar de todas essas dificuldades, conforme relatado no Capítulo 4 houve somente um incidente no ensaio da coluna T168-C75-30-1 devido a explosão ocorrida no interior do forno, porém, apesar dessa ser a única ocorrência, em função das condições extremas citadas, esse fato poderia ter causado conseqüências graves as pessoas envolvidas.

## **6.2 – CONCLUSÕES OBTIDAS NOS ENSAIOS À TEMPERATURA AMBIENTE**

A associação de uma coluna de aço preenchida com concreto de alta resistência propicia uma série de vantagens arquitetônicas, econômicas e estruturais. Os benefícios arquitetônicos são: a perfeição dimensional, além da idéia de arrojo e modernidade. Como aspectos econômicos, podem-se citar a ausência de fôrmas, a redução do desperdício de materiais e do prazo de execução da obra proporcionando uma antecipação do retorno do capital investido. Como característica principal, essa associação propicia aspectos estruturais importantíssimos, tais como: a elevada resistência obtida em função preenchimento da coluna com concreto, principalmente se esse concreto for de alta resistência e maiores vãos livres, com a possibilidade da eliminação e/ou redução do número de colunas, principalmente nos primeiros pavimentos dos edifícios, situação essa tão desejada nos padrões construtivos atuais.

Os benefícios obtidos na capacidade resistente da coluna em função do preenchimento com concreto de alta resistência foram evidentes na revisão bibliográfica realizada, haja vista que alguns edifícios que possuíam pilares e colunas mistas citados por UY (1998) e apresentados na Figura 3 deste trabalho figuram entre os maiores do mundo.

Os resultados obtidos deste trabalho mostraram que o preenchimento do núcleo de uma coluna de aço com concreto de resistência usual aumentou consideravelmente a capacidade resistente da seção. Esse procedimento tornou-se interessante do ponto de vista estrutural, uma vez que o concreto é um material relativamente barato, quando comparado ao custo do aço. Porém, esse benefício ocasionado na capacidade resistente da coluna foi muito mais evidente quando o concreto de preenchimento do núcleo foi de alta resistência. Esse fato ficou comprovado nos resultados experimentais deste trabalho.

Uma desvantagem que pode ser atribuída ao concreto de alta resistência é o fato desse tipo de concreto necessitar de altas taxas de armadura para que seja conseguido um certo grau de ductilidade, e, dessa forma, minimizar os efeitos indesejáveis de uma ruína frágil. Em face dessa situação, já que altas taxas de armadura são requeridas, a utilização da coluna de aço preenchida com concreto de alta resistência melhora também a forma de ruína desse elemento, onde, além do melhor aproveitamento dos dois materiais, o aço da coluna confere a ductilidade desejada.

Com relação ao dimensionamento à temperatura ambiente das colunas esbeltas de aço sem preenchimento, a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-1:2001) mostrou-se bastante satisfatória, uma vez que os resultados experimentais se aproximaram bastante dos resultados teóricos. No entanto, para as colunas esbeltas preenchidas com concreto de alta resistência, a formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-1:2003) mostrou-se satisfatória somente para as colunas preenchidas de 114,3 mm de diâmetro. Para as colunas de 168,3 mm de diâmetro, os resultados experimentais ficaram bem abaixo do valor teórico previsto em função da célula de carga que precisou ser adaptada particularmente para esses ensaios. Essa mesma célula de carga não apresentou resultados satisfatórios em ensaios posteriores de outros pesquisadores. Em função disso, as normas de dimensionamento utilizadas apresentaram propostas bastante condizentes com o comportamento real das colunas de aço sem preenchimento e aquelas de diâmetro de 114,3 mm preenchidas com concreto de alta resistência. Para as colunas preenchidas com concreto de alta resistência de 168,3 mm, não se pôde fazer uma análise consistente da formulação empregada em função do problema ocorrido com a célula de carga utilizada nesses ensaios.

Com relação à forma de ruína das colunas à temperatura ambiente, preenchidas ou não, todas elas atingiram a ruína por instabilidade global. Esse tipo de ruína já era esperado, uma vez que para as colunas esbeltas, a ruína por instabilidade local passa a ser improvável, conforme relatado por SHANMUGAM e LAKSHMI (2001).

Com relação aos deslocamentos axiais das colunas à temperatura ambiente até a ruína, esses foram praticamente lineares e muito similares com a evolução dos ensaios. Esse fato comprovou a eficiência do posicionamento e da instrumentação realizada, pois, conforme relatado no Capítulo 3, esses procedimentos receberam atenção especial. Além do mais, cada ensaio só foi iniciado após ter sido aplicada uma carga de pequena intensidade a fim de verificar a centralização dessa carga e o funcionamento adequado dos instrumentos de medição.

### **6.3 – COLUNAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Todas as colunas em situação de incêndio tiveram calculados os seus desvios percentuais e os resultados de duas colunas precisaram ser descartados em função de seus valores terem ficado bem acima do valor teórico.

Os valores dos desvios percentuais possuem diferentes limites entre as Normas utilizadas, principalmente nos primeiros minutos de ensaio. Esses limites são diretamente afetados, também pela tolerância estipulada para a distância entre os termopares no interior do forno e a face da coluna, que no caso da ISO 834 (1999), foi de  $10 \pm 5$  cm. Em ensaios preliminares, constatou-se que esses 10 cm de tolerância fizeram muita diferença nas leituras das temperaturas.

Com relação a formulação proposta pelo EUROCODE 3 (prEN 1993-1-2:2002) para a determinação da normal última da coluna de aço em situação de incêndio, os resultados foram em sua maioria contra a segurança, quando comparados aos experimentais. A razão para essa incompatibilidade de valores obtidos está no fato de se trabalhar com tempos de resistência ao fogo muito reduzidos, inferiores a 30 minutos.

Os procedimentos de norma foram ajustados com base em resultados experimentais com tempo de resistência ao fogo superiores, na maioria das vezes, a 30 minutos. Além do mais, como mostrado no Capítulo 5, as maiores dispersões entre os resultados ocorrem nos primeiros minutos, onde, segundo a Norma ISO 834 (1999), a temperatura deve elevar-se rapidamente devido ao trecho inclinado da curva (tempo x temperatura), onde uma pequena diferença de tempo gera diferenças de temperaturas muito grandes.

#### **6.4 – COLUNAS DE AÇO PREENCHIDAS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

A análise dos resultados da capacidade resistente das colunas de aço preenchidas com concreto foi realizada inicialmente por meio da comparação entre as normais experimentais e teóricas segundo as equações propostas pelo pesquisador HAN et al (2003). Posteriormente, essa comparação foi realizada com os resultados obtidos por meio da instrumentação do núcleo de concreto de uma única coluna, e finalmente, os resultados foram comparados àqueles obtidos por meio do *software* SuperTempCalc.

Outras comparações complementares foram com os tempos de resistência ao fogo experimentais e teóricos. Essas comparações foram realizadas segundo a equação proposta pelo pesquisador KODUR (1999) e por meio do *software* PotFire.

Com base em todos os resultados obtidos, exceto para a equação proposta por KODUR (1999), que resultou em valores contra a segurança em todos os casos analisados, constatou-se que, em geral, os resultados foram mais satisfatórios para as colunas preenchidas com concreto de alta resistência que obtiveram os maiores tempos de resistência ao fogo.

Somente três colunas preenchidas com concreto de alta resistência deste trabalho atingiram o tempo mínimo de 30 minutos, e nesses casos, as comparações realizadas que tiveram por base as prescrições do EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) apresentaram resultados satisfatórios. Para as demais colunas, os resultados obtidos foram inferiores ao estipulado pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002) e pela NBR 14432 (2000) que foi de 30 minutos. Com base nesses resultados, esses elementos estruturais não podem ser utilizados em estruturas nas quais há a necessidade da verificação estrutural em situação de incêndio, porém, a partir da revisão bibliográfica, algumas soluções podem ser empregadas para que essas mesmas colunas consigam atingir esse tempo mínimo exigido. Como exemplo, pode-se citar o uso de materiais de revestimento térmico, e/ou a incorporação de fibras ao concreto de preenchimento.

Particularmente para as 3 colunas deste trabalho preenchidas com concreto de alta resistência que alcançaram o tempo mínimo de 30 minutos, com exceção do método proposto por KODUR (1999), todos os demais métodos resultaram em valores a favor da segurança, porém, muita cautela deve ser empregada na utilização das formulações propostas pelos pesquisadores citados, uma vez que, essas formulações são ajustadas inicialmente aos resultados dos ensaios de cada um deles.

Os resultados obtidos para as 3 colunas que alcançaram o tempo mínimo de 30 minutos, ou seja, resultados a partir da instrumentação interna e com a utilização dos dois *softwares*, tiveram como base a formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN 1994-1-2:2002), e foram em todos os casos, a favor da segurança, indicando dessa forma, que a formulação proposta é condizente com o comportamento real das colunas de aço esbeltas preenchidas com concreto de alta resistência.

Todas as colunas em situação de incêndio, preenchidas ou não, conforme já esperado, tiveram sua resistência ao fogo diminuída em função do incremento nos níveis de carga.

Outra constatação importante foram os benefícios ocasionados na resistência ao fogo das colunas em função do preenchimento do núcleo com concreto de alta resistência. Como exemplo, podem-se citar as colunas submetidas ao nível de carga de 30%, onde esse preenchimento aumentou o tempo de resistência ao fogo dessas colunas em 120,90% e 145,69%, respectivamente para os diâmetros de 114,3 mm e 168,3 mm. Esses benefícios, quando aplicados nas estruturas reais, possibilitam, por exemplo, um tempo maior de combate ao fogo por parte do corpo de bombeiros, além de propiciar a desocupação de um número maior de pessoas de uma edificação em situação de incêndio.

Com relação aos deslocamentos axiais, os comportamentos de todas as colunas, preenchidas ou não com concreto em situação de incêndio, foram muito similares, ou seja, nos minutos iniciais dos ensaios, houve uma tendência de um alongamento axial da coluna com o aumento da temperatura, e, passada essa fase, a coluna passou a apresentar encurtamentos axiais sucessivos até a sua ruína, que ficou caracterizada pela evidente queda no carregamento. Essa ocorrência de certa forma já era esperada em função do relato desse comportamento de diversos autores em situação de incêndio, tais como: LIE e CHABOT (1998), KODUR e LATOUR (2005) e GOMIDE (2008).

Com relação a ruína, todas as colunas em situação de incêndio e sem preenchimento, deste trabalho, atingiram a ruína por instabilidade global. Situação similar também ocorreu no caso das colunas preenchidas com concreto, exceto para a coluna T168-C75-30-1. No caso específico da coluna T168-C75-30-1, a ruína se deu por instabilidade local. Nesse caso, a elevada pressão interna no núcleo de concreto devido a alta temperatura, associada a carga axial aplicada causou a ruína na parede de aço do perfil, caracterizando dessa forma a ruína dessa coluna por instabilidade local. Da mesma forma que ocorreu à temperatura ambiente, a ruína por instabilidade global na maioria dos casos já era esperada em função de se tratar em todos os casos de colunas esbeltas.

Finalmente, cabe enaltecer os esforços da comunidade acadêmico-científica da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FEC-UNICAMP – em investigar experimentalmente o comportamento das colunas e pilares mistos esbeltos de aço preenchidos com concreto à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Teve este trabalho, a finalidade de divulgar os primeiros e recentes resultados experimentais obtidos com o emprego de colunas mistas esbeltas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em temperatura ambiente e em situação de incêndio, o que, certamente, será de grande valia no sentido de prover a comunidade técnico/científica nacional do desejado avanço científico nessa área de conhecimento.

## SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após a conclusão deste trabalho percebeu-se que um primeiro passo foi dado com relação às investigações experimentais de colunas mistas esbeltas de aço preenchidas com concreto de alta resistência em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Porém, ainda há muito o que ser estudado. No sentido ainda de suprir algumas questões experimentais pendentes, sugere-se:

- Ensaiar a temperatura ambiente, um número maior de colunas esbeltas com as mesmas características daquelas de diâmetro de 168,3 mm investigadas neste trabalho, e, posteriormente, comparar esses resultados com aqueles obtidos a partir da formulação proposta pelo EUROCODE 4 (prEN1994-1-1:2003);
- Aumentar a variabilidade de diâmetros das colunas;
- Estudar novas seções transversais segundo o EUROCODE 4 (prEN1994-1-1:2003);
- Variar a esbeltez das colunas e pilares, mantendo-se a altura;
- Aplicação de carregamentos excêntricos;
- Aplicação de revestimentos contra-fogo e/ou adicionar fibras ao concreto de preenchimento nos perfis de aço e avaliar as suas conseqüências.

Com esses procedimentos, consegue-se suprir inicialmente a comunidade técnico/científica com 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.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P. C. – **“Concreto de alto desempenho”** – Tradução de Geraldo G. Serra. Editora Pini. São Paulo – SP, 2000.

ALVA, G. M. S. – **“Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto”** - São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

AMERICAN INSTITUTION OF STEEL CONSTRUCTION (AISC-LRFD) – **“Load and resistance factor design specification for structural steel buildings”**, 1999.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **“Standard test methods for tension testing of metallic materials (metric)”** - ASTM A370, 1992.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM E-119-00a) – **“Standard test methods for fire tests of building constructions and material”** - West Conshohocken (USA), 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Ações e segurança nas estruturas - Procedimento”** - NBR 8681, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Agregados: Determinação da composição granulométrica”** - NBR 7217, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Agregados: Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman”** - NBR 9776, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Agregado em estado solto: determinação da massa específica”** - NBR 7251, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Agregado para concreto”** - NBR 7211, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Argamassas e concretos – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos”** - NBR 7222, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo”** - NBR 5628, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto”** - NBR 5739, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento”**. NBR 14432, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Projeto de Estruturas de Concreto”** – NBR 6118 (2003).

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”** - NBR 8800, abril de 2006.

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”** - NBR 14323, agosto de 2003.

BRIDGE, R. Q. – **“Concrete-filled steel tubular columns”** - Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, CE18. P. 127-133, Australia: 1976.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5400, part 5: - **“Steel, concrete and composite bridges”**: Code of practice for design of composite bridges. London, 1979.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5950 - **“Structural use of steelwork in building – Part 1”** - Code of practice for design in simple and continuous construction: hot rolled section. London, 1990.

CAMPOS, A. S. – **“Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto”** - Campinas, Brasil: UNICAMP, FEC, 2006. Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual de Campinas, 2006. 158 p.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION – **“CAN/CSA-S16-01 Limit states design of steel structures”** – Toronto, 2001.

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.

CLARET, A. M. (2000) – **“Resistência ao fogo de Estruturas: Alternativas Técnicas para Redução do Custo da Proteção Passiva”** - Relatório Interno L01/2000. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

DE NARDIN, S. – **“Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência”** - São Carlos, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

DE NARDIN, S. – **“Pilares mistos aço-concreto: novos procedimentos e recomendações normativas no Brasil”** – Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural – Campinas, Maio / 2006.

DE NARDIN, S. – **“Pilares mistos preenchidos: Estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar”** - São Carlos - Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

DE NARDIN, S. – **“Procedimentos para dimensionamento de pilares mistos aço-concreto submetidos a flexo-compressão”** – 48º Congresso Brasileiro do Concreto – Rio de Janeiro, 2006b.

DRYSDALE, R. G.; HUGGINS, M. W. – **“Sustained biaxial load on slender concrete columns”** - Journal of Structural Engineering, ASCE, 1971.

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 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, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). EUROCODE 2: “**Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design**” - prEN 1992-1-2. Brussels, 2003.

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 3: “**Design of steel structures – Part 1.2: General Rules – Structural fire design**” - prEN 1993-1-2. Brussels, 2002.

FERREIRA, F. A. – “**Contribuição ao estabelecimento de um método simplificado para dimensionamento ao fogo da proteção parcial de colunas de aço**” - Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas, Dissertação de Mestrado, 2006.

FIGUEIREDO, L.M.B. – “**Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**” - São Carlos - Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

GE, H.; USAMI, T. – “**Strength of concrete-filled thin walled steel Box columns: experiment**” - Journal of Structural Engineering, ASCE, 1992.

GOMIDE, K, A. – “**Colunas esbeltas de pequeno diâmetro mistas de aço preenchidas com concreto em situação de incêndio**” – Universidade Estadual de Campinas – Dissertação (Mestrado), Campinas-SP (2008).

GRIFFIS, L. G. – “**The 1994 T.R. High lecture: Composite frame construction**” In: NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, Pittsburgh, Pennsylvania, Proceedings. New York, AISC, 1994.

HAN, L. H.; HUO, J. S. – **“Concrete-Filled Hollow Structural Steel Columns after Exposure to ISO-834 Fire Standard”** - Journal of Structural Engineering, 2003.

HAN, L. H.; YANG, Y. F.; XU, L. – **“An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns”** - Journal of Constructional Steel Research, p. 427-452, 2003b.

HAN, L. H.; 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, p. 346 – 356, 2003.

HAYASHI, N.; INONO, T.; FUKUMOTO, T.; UKADA, T - **“Shear-flexural behavior of concrete-filled square steel tubular columns using high-strength material”** - In: PSSC'95 4th Pacific Structural Steel Conference, Steel-Concrete Composite Structures, 1995.

ISO 834-1 – **“Fire-resistance tests – Elements of building construction - Part 1: General requirements”** - International Standard, Genève, 1999.

KIRCHHOF, L. D. – **“Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio”** – Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

KNOWLES, R. B.; PARK, R. – **“Strength of concrete filled steel tubular columns”** - Journal of the Structural Division, ASCE, 1969.

KODUR, V.K.R., – **“Achieving fire resistance in steel columns through concrete filling”** – Concrete Engineering International, v. 8, no. 4, Winter, pp. 50-53, 2004.

KODUR, V.K.R. – **“Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns”** - Journal Constructional Steel Research, 1999.

KODUR, V.K.R. – **“Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire”** - Journal of Structural Engineering, 1998.

KODUR, V.K.R., LATOUR, J.C. – **“Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with high-strength concrete”** – Research Report, 2005.

KONNO, K.; KEI, T.; NAGASHIMA, T. – **“Behavior of concrete-filled square steel columns”** - International Association for Bridge and Structural Engineering Conference, Brussels: 1990.

KVEDARAS, A. K.; BLAZEVICIUS, Z. – **“Experimental evaluation of compression resistance of HC-FST columns after fire”** - Fourth International Workshop – Structures in fire – Aveiro, Portugal, 2006.

LAHLOU, K., AİTCIN, P. C. e CHAALLAL, O. – **“Behavior of High Strength Concret Under Confined Stress”** - Cement & Concrete Composites 14, Elsevier Science Publishers Ltd. London - UK. 1992.

LIE, T. T.; CHABOT, M. – **“Concrete filling: fire protection for steel columns”** - Construction practice. [http://www.nrc.ca/irc/practice/fir3\\_E.html](http://www.nrc.ca/irc/practice/fir3_E.html) (6 October), 1998.

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.; KODUR, V. K. R. – **“Fire resistance of steel columns filled with bar reinforced concrete”** – Journal of Structural Engineering, January, 1996.

LIE, T. T.; WHITE, R. H. – **“Structural Fire Protection”**. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, 1992.

MATSUI, C.; TSUDA, K.; ISHIBASHI, Y. – **“Slender concrete filled steel tubular columns under combined compression and bending”** - In: PSSC'95 4th Pacific Structural Steel Conference, Steel-Concrete Composite Structures, 1995.

MEYER, K. F – **“Construções com tubos”** – KM Engenharia Ltda, ISBN 85-900101-4-7, Belo Horizonte, 2002.

NAKANISHI, K.; KITADA, T., NAKAI, H. – **“Experimental study on ultimate strength and ductility of concrete filled steel columns under strong earthquake”** - Journal of Constructional Steel Research, 1999.

NEVILLE, A. M – **“Propriedades do concreto”** - Editora Pini, 2ª edição. São Paulo – SP, 1997.

OLIVEIRA, W, L, A. – **“Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular”** - São Carlos - Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008.

PRION, H. G. L.; BOEHME, J – **“Beam column behavior of steel tubes filled with high strength concrete”** – Canadian Journal of Civil Engineering, 1994.

REAL, P. M. M. V – **“Dimensionamento de Estruturas Metálicas em Situação de Incêndio segundo o EC3”** – Universidade Nova de Lisboa (Palestra técnica) – 2004.

SCHAUMANN, P; KODUR, V.; BAHR. O. – **“Fire Resistance of High-Strength Concrete-Filled Steel Columns”** - In: Anis does Fourth International Workshop: Structures in Fire – Sift. Aver, p 837 – 848, 2006.

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.

SHANMUGAM, N. E.; LAKSHMI, B – **“State of the art report on steel-concrete composite columns”** - Journal of Constructional Steel Research, 2001.

SHAKIR-KALIL, H.; AL-RAWDAN, A. – **“Composite construction in steel and concrete 3”** - In: Buckner, D.; Shahrooz, B.M., editors, ASCE, New York: 1994.

SHAKIR-KHALIL, H.; MOULI, M. – **“Further tests on concrete-filled rectangular hollow section columns”** - The Structural Engineer, 1990.

SILVA, R. D. – **“Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos”** São Carlos. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

SILVA, V. P. – **“Estruturas de aço em situação de incêndio”** - ISBN 85-85570-04-0. Editora Zigurate. São Paulo. 2001. Re-edição. 2004.

SILVA, V. P. – **“Considerações sobre as estruturas de aço em situação de incêndio, Parte II”** – “Wiki do “Calculistas-BA””, 2006 – Disponível em: <http://calculistas-ba.wetpaint.com/page/valdir%2302.2006> – Acesso em: janeiro/2008, 2006 b.

SILVA, V. P. – **“Considerações sobre as normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio”** – Revista incêndio, nº 46, 2007.

UY, B. – **“Local and post-local buckling of concrete-filled steel welded box columns”** - Journal of Constructional Steel Research, 1998.

UY, B.; DAS, S. – **“Behavior and design of concrete-filled fabricated steel box columns”** - In: Proceedings of 15th Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, Melbourne: 1997.

UY, B.; DAS S. – **“Wet concrete loading of thin-walled steel box columns during the construction of a tall building”** - Journal of Constructional Steel Research, v. 42, n.2, p. 95-119, 1997 b.

VALLENILLA, C. R.; BJORHOVDE, R. – **“Behavior of composite frames during construction”** - Journal of Constructional Steel Research, v. 15, n. 1-2, p. 3-21, 1990.

VELARDE, J. S. S – **“Sobre o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio”** - Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

WANG, Y. C. – **“Some Considerations in the Design of Unprotected Concrete-Filled Steel Tubular Columns Under Fire Conditions”** - Journal of Constructional Steel Research, 1997.

WANG, Y. C. – **“Tests on slender composite columns”** - Journal of Constructional Steel Research, 1999.

WANG, Y.C.; MOORE, D. B. – **“A design method for concrete-filled hollow section composite columns”** - The Structured Engineer, 1997.

ZEGHICHE, J.; CHAOU, K. – **“An experimental behavior of concrete-filled steel tubular columns”** – Journal of Constructional Steel Research, v.61, p.53-66, 2005.

## ANEXO – CAMPOS DE TEMPERATURAS DAS COLUNAS AO FINAL DOS ENSAIOS

Nas Figuras 123 a 131 são apresentados os campos de temperaturas obtidos por meio do *software* SuperTempCalc, ao final dos ensaios, para cada coluna mista esbelta deste trabalho, em situação de incêndio.

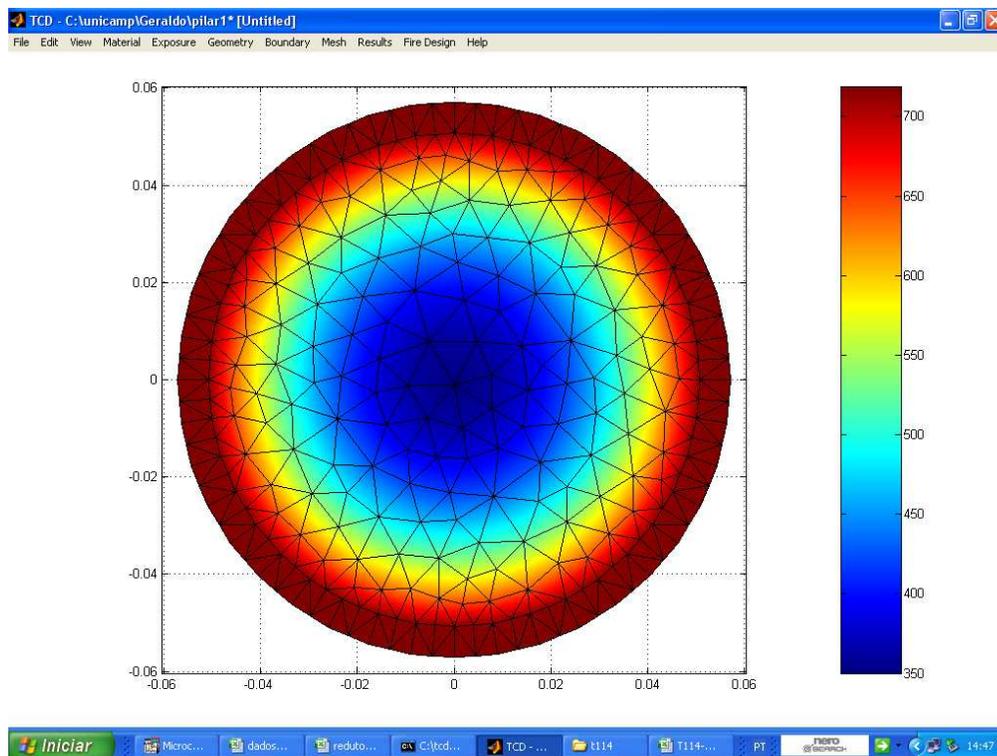


Figura 123 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-30-1

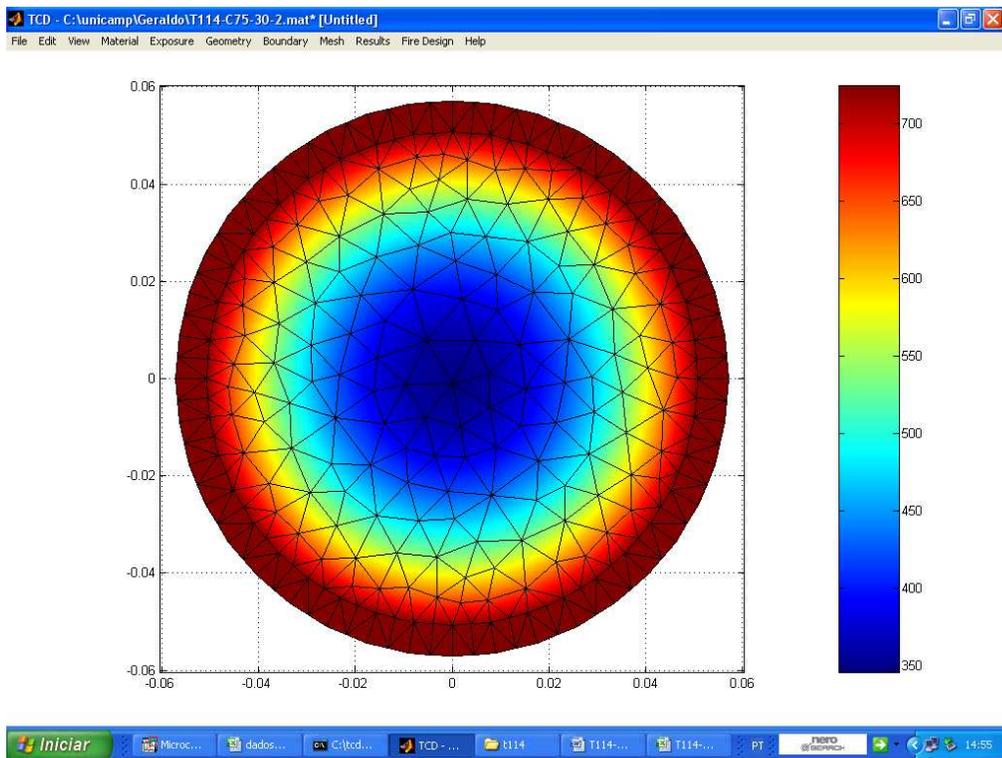


Figura 124 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-30-2

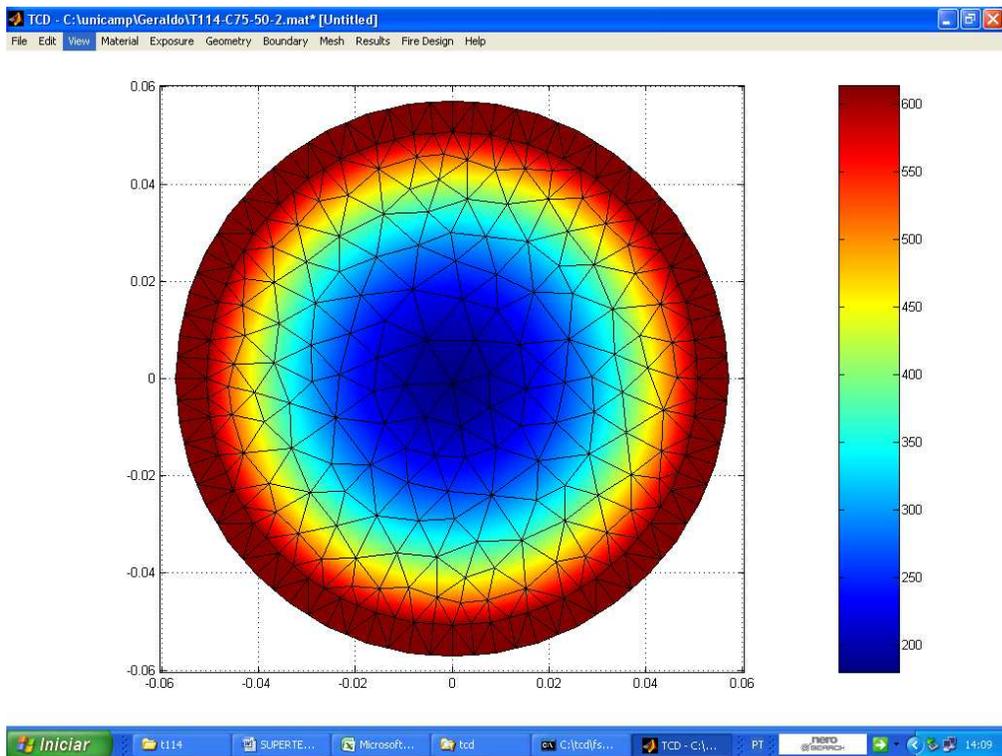


Figura 125 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-50-2

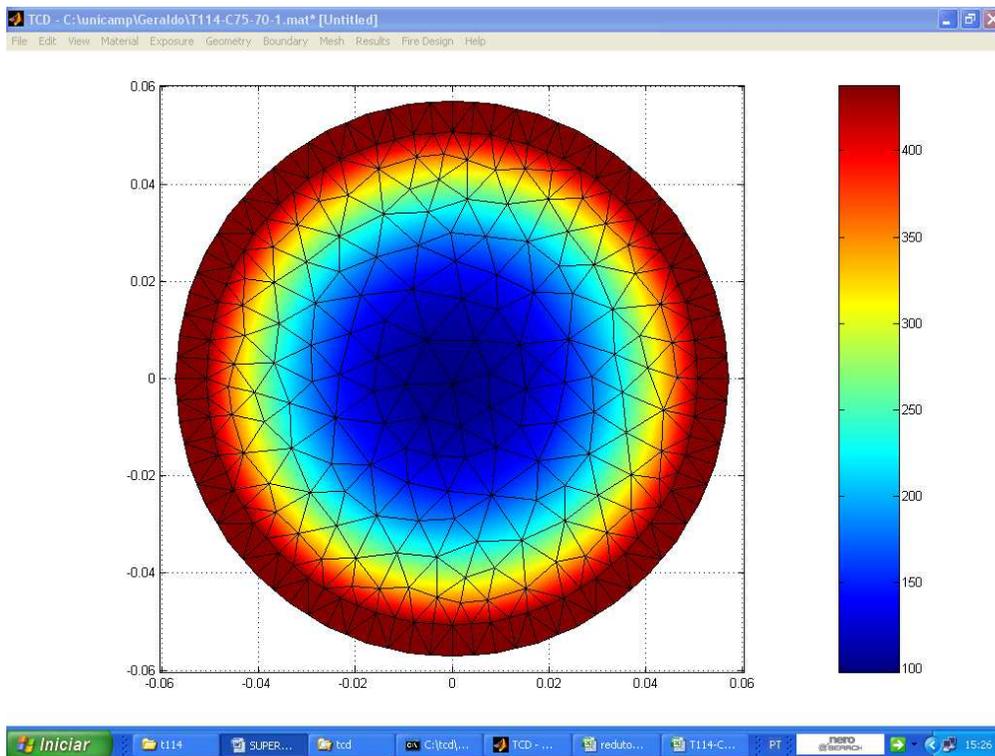


Figura 126 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-70-1

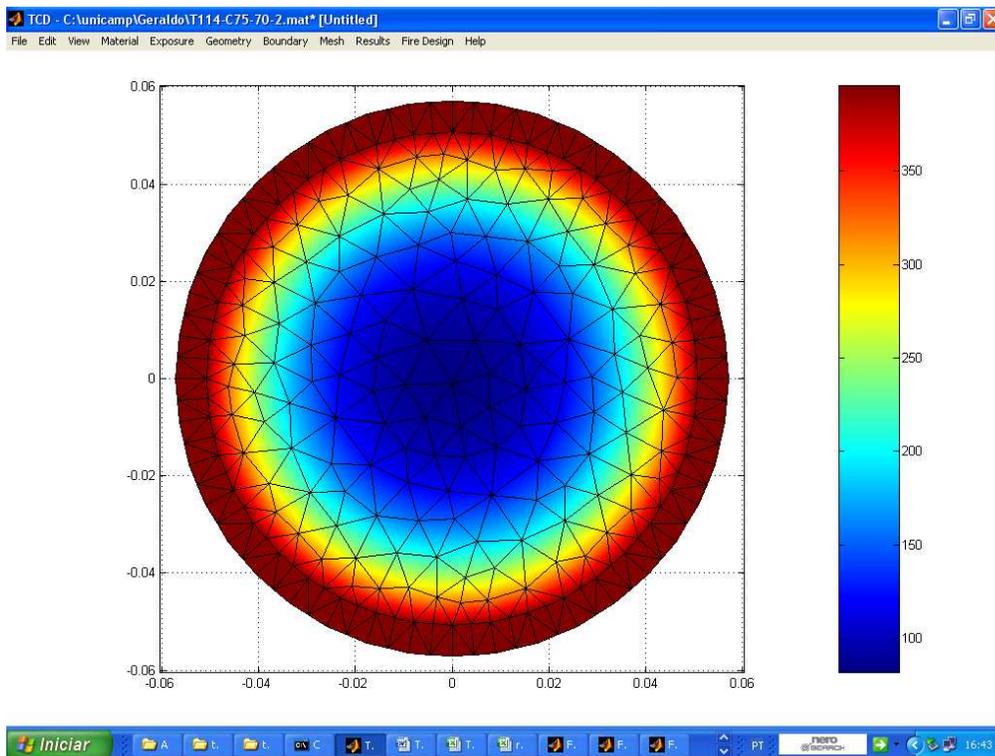


Figura 127 – Campos de temperaturas da coluna T114-C75-70-2

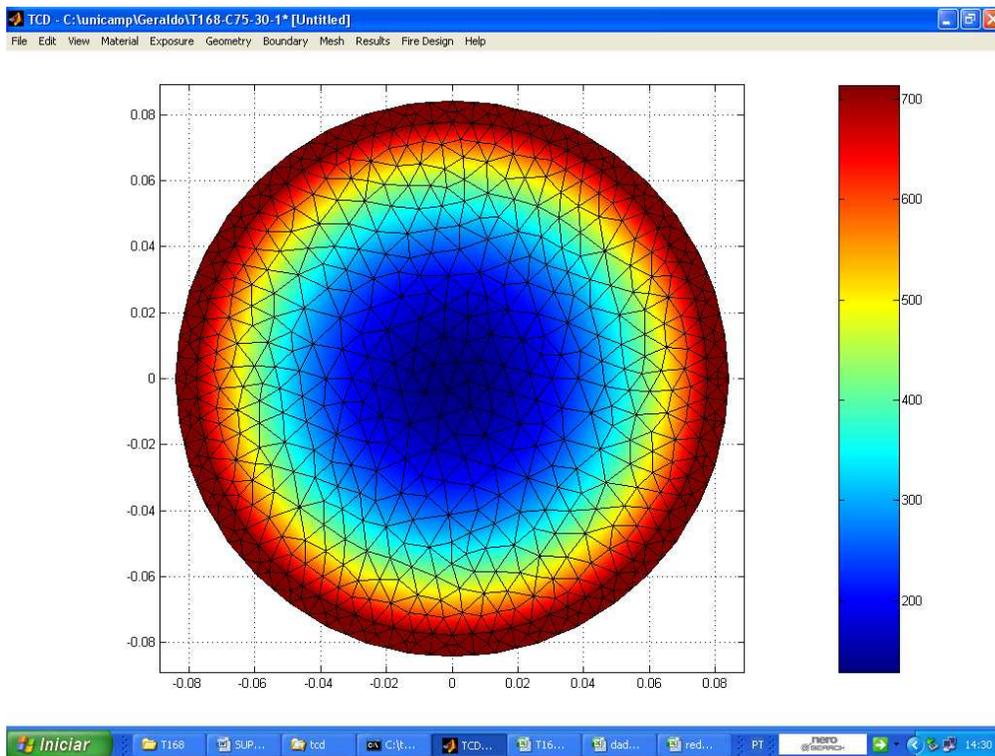


Figura 128 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-30-1

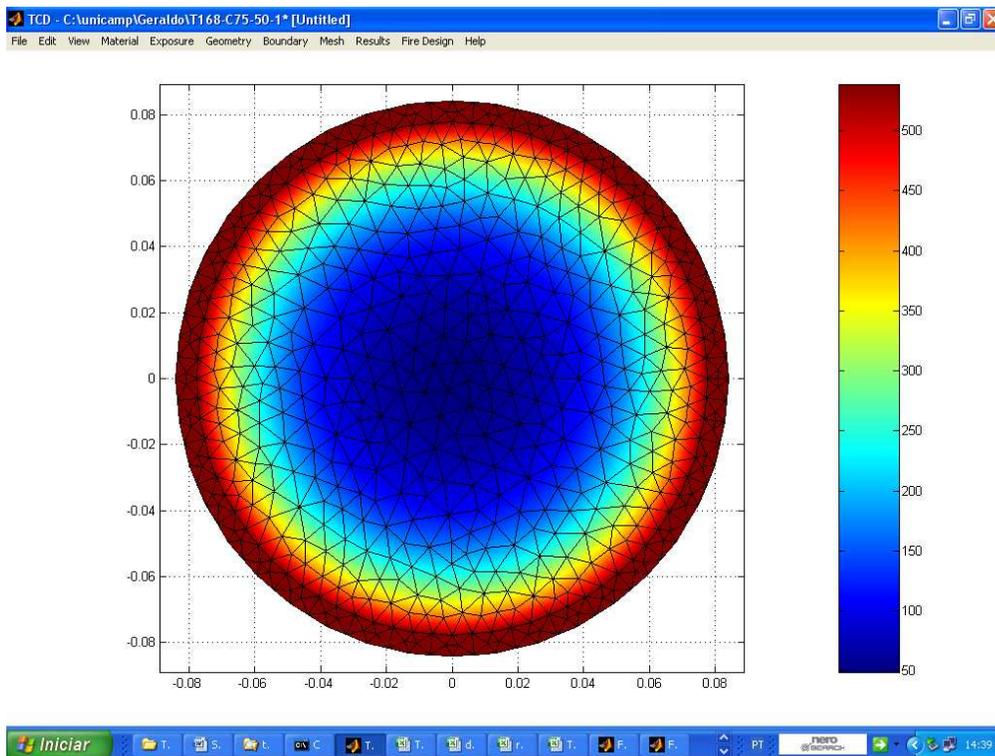


Figura 129 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-50-1

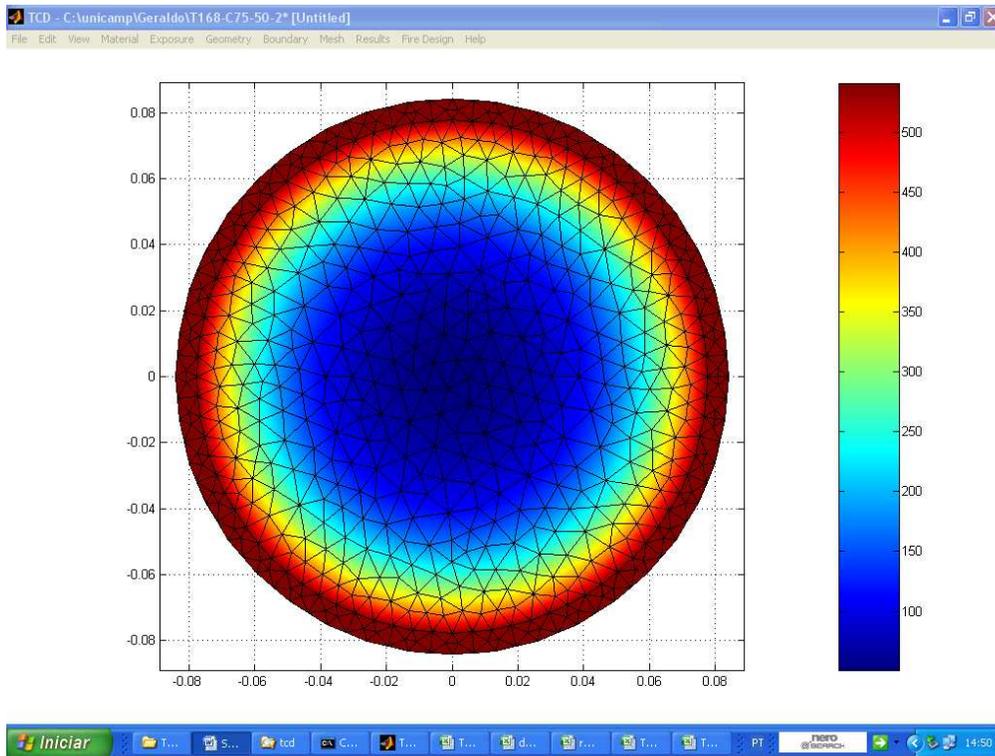


Figura 130 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-50-2

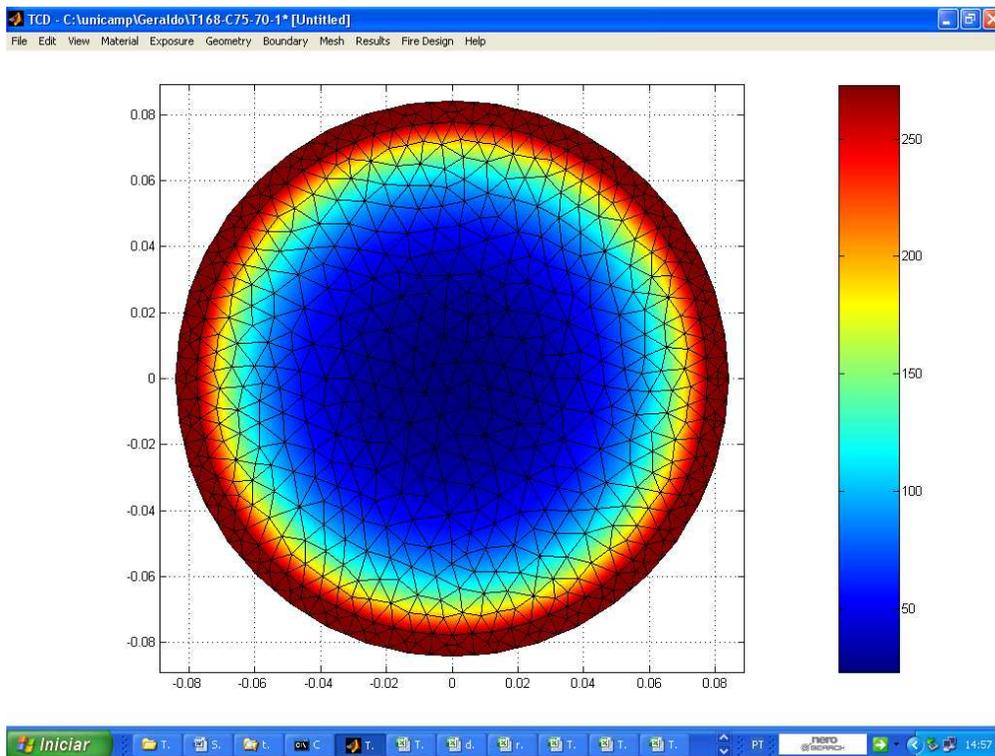


Figura 131 – Campos de temperaturas da coluna T168-C75-70-1

# 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](#)