



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

**Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura
e Urbanismo**

**Sistemas de Proteção Para Concreto Reforçado com CFRP
em Situação de Incêndio**

Clayton Reis de Oliveira

Campinas, SP

2012



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

**Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura
e Urbanismo**

**Sistemas de Proteção Para Concreto Reforçado com CFRP
em Situação de Incêndio**

Clayton Reis de Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior

Tese 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

2012

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

OL4s Oliveira, Clayton Reis de
 Sistemas de proteção para concreto reforçado com
 CFRP em situação de incêndio / Clayton Reis de
 Oliveira. --Campinas, SP: [s.n.], 2012.

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

 1. Engenharia de estruturas. 2. Polímeros. 3.
 Concreto. 4. Incêndio. 5. Resistência ao fogo. I.
 Moreno Junior, Armando Lopes . II. Universidade
 Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil,
 Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Fire protection systems for CFRP reinforced concrete

Palavras-chave em Inglês: Structures engineering, Polymers, Concrete, Fire, Fire
resistance

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Isaías Vizotto, Jorge Munaiar Neto, Poliana Dias de
Moraes, Julio Soriano

Data da defesa: 29-02-2012

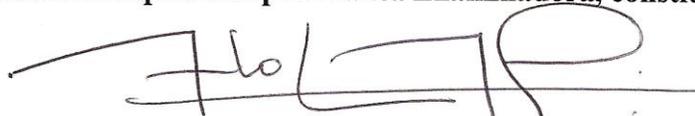
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

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

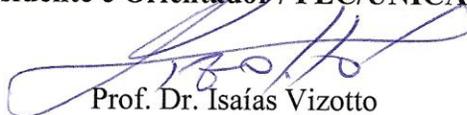
**Sistemas de proteção para concreto reforçado com CFRP em
situação de incêndio**

Clayton Reis de Oliveira

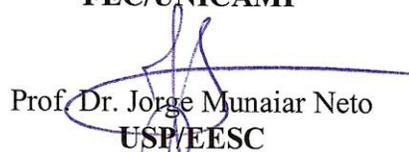
Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



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



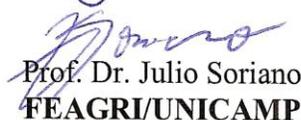
Prof. Dr. Isaías Vizotto
FEC/UNICAMP



Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto
USP/EESC



Prof. Dr. Poliana Dias de Moraes
UFSC



Prof. Dr. Julio Soriano
FEAGRI/UNICAMP

Campinas, 29 de fevereiro de 2012

RESUMO

OLIVEIRA, C. R. **Sistemas de Proteção Para Concreto Reforçado com CFRP em Situação de Incêndio**. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, p. 313, 2012.

A técnica de polímeros reforçados com fibras (FRP) vem sendo cada vez mais utilizada como alternativa de reforço estrutural, com o objetivo de aumentar a resistência e a ductilidade das estruturas de concreto armado. Entretanto, o desempenho desses sistemas em situação de incêndio é uma séria preocupação devido ao fato dos materiais de FRPs serem combustíveis. Informações a esse respeito ainda estão restritas à literatura internacional e, mesmo assim, ainda são escassas e limitadas. Assim, antes de serem utilizados, com segurança, em reforços estruturais no interior de edifícios, os FRPs devem ter seu comportamento avaliado em situação de incêndio, verificando tanto o cumprimento dos critérios de resistência ao fogo, especificados em códigos normativos nacionais, quanto procedimentos de dimensionamento dessas estruturas contra a ação do fogo. Este trabalho, inicialmente, reuniu informações disponíveis na literatura internacional sobre os principais efeitos da exposição à altas temperaturas de cada material componente do compósito e, na mesma linha, sobre o comportamento de elementos estruturais reforçados com fibra de carbono em situação de incêndio. A parte experimental do trabalho consistiu na avaliação em laboratório do comportamento de corpos de prova de concreto reforçados com fibra de carbono. As variáveis em análise foram a temperatura limite de exposição do reforço e o tipo de revestimento de proteção ao fogo desses elementos reforçados. Os resultados mostraram que o reforço perde sua eficiência já nos primeiros minutos de exposição ao fogo e que os materiais de proteção, usuais na proteção de elementos de aço, são ineficazes em manter a segurança do sistema FRP em situação de incêndio. Uma simulação computacional via Elementos Finitos, utilizando o software TCD foi feita. Ao final, os resultados deste trabalho confirmaram procedimentos normativos internacionais vigentes que, por unanimidade, enfatizam que durante o incêndio a resistência proporcionada pelo reforço de compósito FRP deve ser desprezada.

Palavras-Chave: estruturas, polímeros, concreto, incêndio, resistência ao fogo.

ABSTRACT

OLIVEIRA, C. R. **Fire Protection Systems for CFRP Reinforced Concrete**. Doctoral Thesis. College of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, State University of Campinas. Campinas, p. 313, 2012.

The fiber technique reinforced polymer (FRP) has been used as alternative of structural reinforcement, with the objective to increase the resistance and ductilidade of the reinforcement concrete structures. However, the performance of these systems in fire situation is a serious concern due to the fact of the FRP materials to be combustible. Information to this respect still remain restricted to international literature and, eventhose, still scarced and limited. Thus, before being used, with safety, in structural reinforcements in the interior of buildings, the FRPs must have its behaviour evaluated in fire situation. This paper analyzed the main effects of exposure to high temperatures in FRP systems and investigated this material at laboratory. The main parameter evaluated were the critical temperature of fire exposed and the type of fire coating. The results showed that the reinforcement has lost its efficacy in the first minutes of exposure to fire and protection materials evaluated were ineffective in maintaining the security of the system under fire. Using the software TCD, a computer simulation was generated. At the end, the study confirmed that current code procedures unanimously emphasize: the additional resistance provided by the FRP can not be considered on fire safety design concrete structures.

Keywords: *structures, polymers, concrete, fire, resistance to the fire*

AGRADECIMENTOS

A Deus pela sua imensa graça.

Ao meu orientador Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior, pela orientação, ensinamentos e profissionalismo durante todas as etapas do trabalho.

A TEXIGLASS Indústria e Comércio Têxtil, pela doação dos tecidos de fibra de carbono;

A PCF Soluções em Engenharia pela doação e aplicação dos materiais de proteção contra fogo.

SUMÁRIO

	RESUMO.....	iv
	ABSTRACT.....	v
	AGRADECIMENTOS.....	vi
	SUMÁRIO.....	vii
	LISTA DE FIGURAS.....	xvi
	LISTA DE TABELAS	xxv
1 –	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivos Gerais.....	3
1.2	Objetivos Específicos.....	3
1.3	Organização do Texto.....	4
2 –	MATERIAIS COMPÓSITOS.....	7
2.1	Fibras.....	10
2.1.1	Fibras de carbono.....	10
2.1.2	Fibras de vidro.....	13
2.1.3	Fibras de aramida.....	14
2.2	Materiais da matriz.....	15
2.3	Procedimentos para aplicação do reforço.....	17
3 –	CRITÉRIOS DE RUPTURA DOS MATERIAIS.....	19
3.1	Conceitos da mecânica dos sólidos.....	19
3.1.1	Conceito de tensão.....	19
3.1.2	Tensões Octaédricas.....	28

3.1.3	Espaço de Haigh-Westergaard.....	29
3.2	Critérios de ruptura do concreto.....	31
3.2.1	Critério de Mohr-Coulomb.....	31
3.2.2	Critério de Drucker-Prager.....	32
3.2.3	Critério de Ottosen.....	33
3.3	Critérios de ruptura para materiais compósitos.....	34
3.3.1	Preliminares.....	34
3.3.2	Critério da Tensão Máxima.....	37
3.3.3	Critério da Deformação Máxima.....	38
3.3.4	Critério de Tsai-Hill.....	39
3.3.5	Critério de Azzi-Tsai-Hill.....	40
3.3.6	Critério de Tsai-Wu.....	40
4 –	CONFINAMENTO PASSIVO DO CONCRETO.....	43
4.1	Definições	43
4.2	Modelos teóricos de confinamento.....	46
4.2.1	Modelos de confinamento com aço.....	48
4.2.1.1	<i>Modelo de MANDER, PRIESTLEY e PARK (1988).....</i>	48
4.2.1.2	<i>Modelo de SAATCIOGLU e RAZVI (1992).....</i>	56
4.2.2	Modelos de confinamento com compósitos.....	64
4.2.2.1	<i>Modelo de SAMAN et al. (1998)</i>	64
4.2.2.2	<i>Modelo de MIYAUCHI et al. (1997)</i>	68
4.2.2.3	<i>Modelo de SAADATMANESH e EHSANI (1994)</i>	70

5 –	INCÊNDIO E O COMPORTAMENTO DO CONCRETO ARMADO FRENTE AO FOGO.....	75
5.1	Modos de transmissão de calor.....	81
5.2	Resistência ao fogo.....	84
5.3	Efeito do fogo no concreto armado.....	86
5.3.1	Efeito do fogo no pasta.....	88
5.3.2	Efeito do fogo nos agregados.....	89
5.3.3	Efeito do fogo nas armaduras.....	89
5.4	Alterações das propriedades térmicas e mecânicas do concreto em função da temperatura.....	90
5.4.1	Calor específico do concreto.....	90
5.4.2	Condutividade térmica do concreto.....	91
5.4.3	Densidade do concreto.....	91
5.4.4	Deformação específica do concreto.....	94
5.4.5	Relação <i>Tensão x Deformação</i> e redução da resistência à compressão do concreto em altas temperaturas.....	95
5.4.6	Módulo de elasticidade do concreto em altas temperaturas.....	98
5.5	Alterações das propriedades térmicas e mecânicas do aço em função da temperatura.....	99
5.5.1	Calor específico do aço.....	100
5.5.2	Condutividade térmica do aço.....	101
5.5.3	Resistência do aço em temperaturas elevadas	102
5.5.4	Módulo de elasticidade do aço em altas temperaturas.....	103
5.5.5	Alongamento relativo do aço.....	105
6 –	COMPORTAMENTO DE MATERIAIS COMPÓSITOS COM MATRIZ POLIMÉRICA FRENTE AO FOGO.....	109
6.1	Comportamento dos Polímeros nos estágios de um incêndio.....	110

6.1.1	Potencial de propagação da chama e inflamabilidade	113
6.1.2	Fumaça densa e toxilidade.....	114
6.2	Comportamento global da matriz frente à altas temperaturas.....	116
6.3	Degradação das fibras.....	120
6.3.1	Redução da resistência e do módulo de elasticidade das fibras.....	121
6.4	Degradações do sistema sinérgico matriz/fibras em altas temperaturas.....	127
6.4.1	Propriedades térmicas dos sistemas FRP em altas temperaturas.....	128
6.4.1.1	<i>Condutividade térmica dos sistemas FRP.....</i>	128
6.4.1.2	<i>Calor específico e densidade.....</i>	129
6.4.2	Propriedades mecânicas dos sistemas FRP em altas temperaturas – resistência e módulo de elasticidade.....	130
7 –	MEDIDAS DE PROTEÇÃO AO FOGO.....	133
7.1	Sistemas de Proteção.....	135
7.1.1	Materiais Projetados.....	137
7.1.1.1	<i>Argamassas cimentícias.....</i>	138
7.1.1.2	<i>Argamassas vermiculita.....</i>	139
7.1.1.3	<i>Fibras Projetadas.....</i>	140
7.1.2	Elementos em forma de placas.....	141
7.1.3	Mantas.....	142
7.1.4	Tintas intumescentes.....	143
7.2	Espessura dos materiais de proteção.....	145
7.3	Custos da proteção contra fogo.....	148
7.4	Avaliação de cada sistema de isolamento	150

8 –	ABORDAGEM GERAL DE PESQUISAS SOBRE O EFEITO DO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO REFORÇADAS COM FRP.....	151
8.1	JI, G.; LI, G.; LI, X.; RANDY JONES, S. (2008).....	151
8.2	FOSTER, S.K.; BISBY, L.A. (2005).....	154
8.3	CLEARY, D.B.; CASSINO, C.D.; TORTORICE, R. (2003).....	156
8.4	CHOWDHURY, E.U.; BISBY, L. A.; GREEN, M.F.; KODUR, V.K.R. (2007).....	156
8.5	WILLIAMS, B; BISBY, L.; KODUR, V.K.R.; GREEN, M.; CHOWDHURY, E. (2006).....	159
8.6	MOHAMED SAAFI (2002).....	162
8.7	Pesquisas nacionais sobre o uso de compósitos PRF em submetidos às altas temperaturas.....	165
8.7.1	LIMA, R.C.A. (2001).....	165
8.8	Avaliação geral das pesquisas sobre o comportamento, em situação de incêndio, dos elementos estruturais de concreto reforçados com compósitos	165
9 –	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	167
9.1	Aspectos Gerais.....	167
9.2	Metodologia utilizada no programa experimental.....	167
9.3	Confecção das amostras.....	169
9.3.1	Corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.....	169
9.3.2	Corpos de prova de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.....	169
9.4	Ensaio de caracterização.....	171
9.4.1	Ensaio de caracterização dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro.....	171
9.4.2	Ensaio de caracterização dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro.....	171
9.5	Aplicação do reforço.....	172
9.5.1	Ensaio de caracterização do compósito e sistemas de proteção.....	174
9.6	Aplicação do sistema de proteção contra fogo.....	174

9.6.1	Ensaio dos sistemas de proteção contra fogo.....	175
9.7	Espessura da camada de proteção.....	176
9.8	Equipamentos e instrumentação.....	176
9.8.1	Controle de temperatura nos ensaios.....	180
9.9	Parâmetros envolvidos nos ensaios.....	182
9.9.1	Parâmetros constantes nos ensaios dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro....	182
9.9.2	Parâmetros que sofreram variações nos ensaios dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro.	182
9.9.3	Parâmetros constantes nos ensaios dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro....	183
9.9.4	Parâmetros que sofreram variações nos ensaios dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro.....	183
9.10	Procedimentos adotados nos ensaios.....	183
9.10.1	Testes de resistência à compressão e módulo de elasticidade.....	184
9.10.2	Testes de verificação da temperatura crítica e resistência residual (Corpos de prova de 10 cm de diâmetro).....	185
9.10.3	Testes de verificação da eficiência dos sistemas de proteção contra fogo (Corpos de prova de 15 cm de diâmetro)	185
10 –	RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO.....	187
10.1	Resultados da caracterização dos materiais constituintes do concreto dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.....	187
10.2	Resultados da caracterização dos materiais constituintes do concreto dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.....	188
10.2.1	Agregado miúdo.....	188
10.2.2	Agregado graúdo.....	192
10.2.3	Módulo de elasticidade do concreto e abatimento.....	194
10.3	Resultados da caracterização dos materiais constituintes do compósito.....	194
10.4	Resultados da caracterização dos materiais de proteção contra fogo.....	195
10.4.1	Tinta intumescente (Sika Unitherm Topas)	195

10.4.2	Argamassa projetada (Cafco 300)	196
11 –	RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS PRINCIPAIS.....	197
11.1	Determinação da Temperatura Crítica da Perda de Eficiência do sistema e resistência residual (corpos de prova de 10 cm de diâmetro)	197
11.1.1	Análise Visual dos Corpos de Prova.....	197
11.1.2	Resistência à Compressão.....	198
11.1.3	Temperatura Crítica de Exposição ao Fogo Resistência ao Fogo e Resistência....	198
11.1.4	Evolução da Temperatura nos Cps (sem proteção contra fogo)	202
11.2	Avaliação de sistemas de proteção contra fogo aplicados em FRP (corpos de prova de 15 cm de diâmetro)	204
11.2.1	Ensaio com proteção utilizando tinta intumescente.....	204
11.2.1.1	<i>Análise Visual dos Corpos de Prova (Protegidos com Tinta).....</i>	<i>204</i>
11.2.1.2	<i>Resistência à Compressão (Protegidos com Tinta).....</i>	<i>209</i>
11.2.1.3	<i>Evolução da Temperatura nos Cps (Protegidos com Tinta)</i>	<i>212</i>
11.3.1	Ensaio com proteção utilizando argamassa projetada.....	215
11.3.1.1	<i>Análise Visual dos Corpos de Prova (Protegidos com argamassa).....</i>	<i>215</i>
11.3.1.2	<i>Resistência à Compressão (Protegidos com argamassa).....</i>	<i>221</i>
11.3.1.3	<i>Evolução da Temperatura nos Cps (Protegidos com argamassa).....</i>	<i>222</i>
11.4	Discussão dos resultados à luz de trabalhos já realizados.....	225
12 –	SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL.....	231
12.1	Metodologia adotada nas simulações.....	231
12.2	Elemento Finito utilizado.....	233
12.3	Propriedades térmicas dos materiais utilizados na simulação.....	233
12.4	Simulações.....	235

12.4.1	Simulação da seção sem proteção contra fogo.....	235
12.4.1.1	<i>Geração da geometria e malha da seção sem proteção contra fogo.....</i>	235
12.4.1.2	<i>Resultados e discussões da simulação da seção sem proteção.....</i>	237
12.4.2	Simulação dos corpos de prova com proteção contra fogo.....	240
12.4.2.1	<i>Geração da geometria e malha da seção com proteção contra fogo.....</i>	240
12.4.2.2	<i>Resultados e discussões da simulação da seção sem proteção.....</i>	242
12.5	Considerações gerais sobre as simulações.....	246
13 –	CONCLUSÃO.....	247
	PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS.....	253
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	255
	ANEXOS.....	269
A –	MODELO MATEMÁTICO UTILIZADO PELO TCD.....	271
A.1	Fluxo de calor.....	271
A.2	Relações constitutivas.....	272
A.3	A equação que rege o problema de temperatura em regime transiente.....	273
A.4	Tipos de Condições de Contorno.....	274
A.4.1	Forma Forte.....	275
A.4.2	Forma Fraca.....	275
A.5	Aproximação por Elementos Finitos.....	276
A.6	Condições de Contorno utilizadas pelo TCD.....	280
A.6.1	Temperatura dos gases.....	281
A.6.2	Recinto.....	282

A.7	Discretização do domínio no Tempo.....	283
A.8	Equação dos Elementos Finitos de 3 nós.....	285
A.8.1	Contribuição do Contorno.....	286

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Sistema de reforço com chapas pultrudadas [LIMA (2001)].....	11
Figura 2.2 – Sistema de reforço fios enrolados sob tensão [LIMA (2001)].....	12
Figura 2.3 – Sistema de reforço com tecidos de fibra de carbono [LIMA (2001)]	12
Figura 2.4 – Camadas que compõe o sistema FRP [adaptado de Degussa (2004, apud GAMINO, 2007)].....	18
Figura 3.1 – Sólido em equilíbrio.....	20
Figura 3.2 – Sólido em equilíbrio sob a ação de forças.....	20
Figura 3.3 – Sistema triortogonal de eixos.....	21
Figura 3.4 – Tensões no corpo de forma cúbica.....	22
Figura 3.5 – Plano Octaédrico.....	28
Figura 3.6 – Representação do Espaço Haigh-Westergaard.....	29
Figura 3.7 – Plano desviatório.....	30
Figura 3.8 – Envoltória de ruptura de Morh-Coulomb.....	32
Figura 3.9 – Superfície de ruptura do concreto [FIB (1999)].....	34
Figura 3.10 – Parâmetros de resistência dos materiais compósitos [OLIVEIRA JR. (2006)].....	35
Figura 3.11 – Orientação das fibras no laminado [OLIVEIRA JR. (2006)].....	37
Figura 4.1 - Pilar carregado.....	43
Figura 4.2 - Pilar confinado com uma carga (P) aplicada.....	44
Figura 4.3 - Corte na seção transversal do pilar confinado.....	45
Figura 4.4 - Curva <i>Tensão x Deformação</i> do concreto confinado com aço e com FRP [BECQUE (2000)].....	47
Figura 4.5 - Diagrama <i>Tensão x Deformação</i> proposto por MANDER <i>et al.</i> em 1988 [SAADATMANESH e EHSANI (1994)].....	48

Figura 4.6 - Confinamento de uma coluna [adaptado de SAADATMANESH e EHSANI (1994)].....	51
Figura 4.7 - Distribuição de áreas inefetivas na seção transversal de pilares de seção quadrada e retangular [CARRAZEDO (2002)].....	53
Figura 4.8 - Determinação do ganho de resistência do concreto confinado para seções retangulares de MANDER <i>et al.</i> (1988) [CARRAZEDO (2002)].....	54
Figura 4.9 - Valores de k_1 [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)].....	58
Figura 4.10 - Pressão lateral de confinamento em pilares de seção circular [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)].....	58
Figura 4.11 - Pressão de confinamento passivo: (a) desenvolvimento da pressão em seção quadrada; (b) variação da pressão segundo o arranjo da armadura; (c) pressão lateral uniforme em seção circular; (d) pressão uniforme equivalente em seção quadrada; (e) pressão de confinamento em pressão retangular [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)].....	59
Figura 4.12 - Diagrama <i>Tensão x Deformação</i> para o concreto confinado e não confinado [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)].....	62
Figura 4.13 - Diagrama <i>Tensão x Deformação</i> [SAMAAN <i>et al.</i> (1998)].....	65
Figura 4.14 - Diagrama <i>Tensão x Deformação</i> [MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)].....	70
Figura 4.15 - Ação do confinamento do compósito FRP [SAADATMANESH e EHSANI (1994)].....	71
Figura 5.1 – Curva temperatura - tempo de um incêndio real [VARGAS e SILVA (2003)].....	77
Figura 5.2 – Modelo de incêndio natural (curvas parametrizadas).....	79
Figura 5.3 – Curva padrão ISO 834 [CUOGHI (2006)].....	80
Figura 5.4 – Superposição das curvas [VARGAS E SILVA (2003)].....	81
Figura 5.5 – Variação do calor específico do concreto em função da temperatura [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)].....	91
Figura 5.6 – Condutividade térmica do concreto [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)].....	92
Figura 5.7 – Variação da densidade do concreto em função da temperatura	94

[PIERIN (2009)].....	
Figura 5.8 – Deformação específica do concreto [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)].....	95
Figura 5.9 – Relações <i>Tensão x Deformação</i> do concreto em altas temperaturas (EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)...).....	96
Figura 5.10 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)].....	98
Figura 5.11 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura [ABNT NBR 15200 (2004)].....	99
Figura 5.12 – Calor específico do aço [ABNT NBR 14323 (1999)].....	101
Figura 5.13 – Condutividade térmica do aço [ABNT NBR 14323 (1999)].....	102
Figura 5.14 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura [ABNT NBR 15200 (2004)].....	103
Figura 5.15 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura [ABNT NBR 15200 (2004)].....	104
Figura 5.16 – Alongamento relativo do aço com a temperatura [ABNT NBR 14323 (1999)].....	107
Figura 6.1 – Estágios de um incêndio [MOURITZ e GIBSON (2006)].....	111
Figura 6.2 - Densidade de fumaça gerada de vários compósitos de fibras de carbono [MOURITZ e GIBSON (2006)].....	115
Figura 6.3 – Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas dos materiais compósitos [Adaptado de YU e ZHOU (2009)].....	118
Figura 6.4 – Resistência da <i>Aderência x Temperatura</i> no epóxi [GAMAGE <i>et al.</i> (2005)].....	119
Figura 6.5 - Relação da resistência com a temperatura de uma variedade de fibras [KODUR <i>et al.</i> (2005)].....	121
Figura 6.6 - Variação do módulo de elasticidade devido à temperatura nas fibras: (a) carbono (b) vidro e aramida [BISBY <i>et al.</i> (2005)]	122
Figura 6.7 - Visão microscópica do FRP antes do teste [JI <i>et al.</i> (2008)].....	123
Figura 6.8 - Visão microscópica do FRP após o teste (JI <i>et al.</i> (2008)	123

Figura 6.9 - Fator de redução da resistência com a temperatura [MOHAMED SAAFI (2002)].....	126
Figura 6.10 - Fator de redução do módulo de elasticidade com a temperatura [MOHAMED SAAFI, (2002)]	127
Figura 6.11 - Variação do calor específico, condutividade térmica e densidade com a temperatura para compósitos carbono/epóxi [KONDUR <i>et al</i> (2005)]	130
Figura 7.1 - Proteção clássica das estruturas de aço em incêndio [MARTINS, (2000)].....	135
Figura 7.2 - Revestimento tipo contorno e tipo caixa [MARTINS (2000)].....	137
Figura 7.3 - Argamassas cimentícias: (a) de média densidade; (b) de alta densidade; (c) de alta densidade desempenada e (d) de baixa densidade [MENDES (2004)].....	138
Figura 7.4 - Argamassa à base de vermiculita [SILVA (2001)].....	140
Figura 7.5 - Fibra projetada [PANONNI (2008)].....	141
Figura 7.6 - Edifício Palácio do Comércio, São Paulo, 1959: vista geral e detalhe do revestimento com placas rígidas com 25 mm de espessura. Dias, (2002, <i>apud</i> MENDES, 2004).....	142
Figura 7.7 - Centro Empresarial do Aço protegido por manta de fibra cerâmica, São Paulo – SP: vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica em perfil soldado tipo I, por meio de pinos e arruelas de pressão. Dias, (2002, <i>apud</i> MENDES, 2004).....	143
Figura 7.8 - Tinta Intumescente [PANONNI (2008)].....	144
Figura 7.9 – Comparativo de custos de alguns sistemas de proteção [PCF Soluções (2011)].....	149
Figura 7.10 – Percentual do consumo de materiais de proteção contra fogo nos E.UA. [PCF Soluções (2011)]	149
Figura 8.1 – (A) Posicionamento dos termopares. (B) Sistema de proteção aplicado ao corpo de prova (A) Esquema de montagem do sistema. (B) Corpo de prova submetido ao teste de fogo [JI <i>et al.</i> (2008)].....	152
Figura 8.2 – Comportamento do tubo sem proteção após os vários períodos de exposição ao fogo [JI <i>et al.</i> (2008)].....	153

Figura 8.3 – Comportamento do tubo com proteção após os vários períodos de exposição ao fogo [JI <i>et al.</i> (2008)].....	154
Figura 8.4 – Perda de massa com a temperatura registrada durante análise termogravimétrica da resina epóxi, CFRP, GFRP, fibras de carbono e fibras de vidro, [adapato de FOSTER e BISBY (2005)].....	155
Figura 8.5 – Detalhes das colunas ensaiadas [CHOWDHURY <i>et al.</i> (2007)]	157
Figura 8.6 – Posição dos termopares; (a) termopares na superfície da coluna 3, (b) termopares na superfície da coluna 4, (c) termopares nas armaduras das colunas 3 e 4 [CHOWDHURY <i>et al.</i> (2007)].....	158
Figura 8.7 – Coluna no forno; (a) antes do teste, (b) imediatamente depois do teste [CHOWDHURY <i>et al.</i> (2007)].....	159
Figura 8.8 – Esquema das lajes ensaiadas [WILLIAMS <i>et al.</i> (2006)].....	160
Figura 8.9 – Proposta de espessura da proteção contra fogo em FRP [adaptado de WILLIAMS <i>et al.</i> (2006)]	162
Figura 8.10 – Efeito do tempo de exposição na resistência à flexão [MOHAMED SAAFI (2002)].....	163
Figura 8.11 – Efeito do tempo de exposição na resistência ao cisalhamento [MOHAMED SAAFI (2002)].....	164
Figura 8.12 – Efeito do tempo de exposição na resistência ao cisalhamento [MOHAMED SAAFI (2002)].....	164
Figura 9.1 – Moldagem dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro.....	170
Figura 9.2 – Amostras com superfícies impermeabilizadas.....	172
Figura 9.3 – Aplicação do tecido de fibra de carbono.....	173
Figura 9.4 – Amostras reforçadas.....	173
Figura 9.5 – Corpos de prova protegido com tinta intumescente.....	175
Figura 9.6 – Corpos de prova protegido com argamassa projetada.....	175
Figura 9.7 – Esquema de aquisição de dados.....	177
Figura 9.8 – Forno elétrico utilizado nos ensaios.....	177

Figura 9.9 – Esquema do posicionamento dos termopares nos ensaios sem proteção contra fogo	178
Figura 9.10 – Posicionamento dos termopares nos corpos de prova protegidos com tinta intumescente.....	179
Figura 9.11 – Posicionamento dos termopares nos corpos de prova protegidos com argamassa projetada.....	180
Figura 9.12 – Prensa utilizada nos ensaios de compressão.....	182
Figura 9.13 – Detalhe da lâã cerâmica na face superior do corpo de prova.....	186
Figura 10.1 – Composição granulométrica do agregado miúdo (zona utilizável)..	190
Figura 10.2 – Composição granulométrica do agregado miúdo (zona ótima).....	191
Figura 10.3 – Composição granulométrica do agregado miúdo (limites inferiores)	191
Figura 10.4 – Composição granulométrica do agregado miúdo (limites superiores)	192
Figura 10.5 – Zona granulométrica do agregado graúdo.....	194
Figura 11.1 – Aspecto dos corpos de provas expostos ao incêndio-padrão – (A) amostras expostas a 400 °C, (B) amostras expostas a 700 °C e (C) amostras expostas a 1050 °C.....	197
Figura 11.2 – Ensaio à compressão de corpo de prova de concreto reforçado com fibra de carbono	198
Figura 11.3 – Resistência à compressão das amostras ensaiadas à quente e depois de resfriadas.....	200
Figura 11.4 – Superfície do corpo de prova exposto ao incêndio-padrão.....	201
Figura 11.5 – Detalhe da interface do compósito do corpo de prova exposto ao incêndio-padrão.....	202
Figura 11.6 – Corpo de prova aquecido a 500 °C (protegido com tinta).....	204
Figura 11.7 – Corpo de prova aquecido à 600 °C (protegido com tinta).....	205
Figura 11.8 – Corpo de prova aquecido à 600 °C, protegido com tinta no momento da ruptura.....	205

Figura 11.9 – Corpo de prova aquecido à 700 °C (protegido com tinta)	206
Figura 11.10 – Corpo de prova aquecido à 800 °C (protegido com tinta)	206
Figura 11.11 – Detalhe da fumaça gerada.....	207
Figura 11.12 – Corpo de prova aquecido à 800 °C – fumaça gerada no rompimento.....	207
Figura 11.13 – Corpo de prova aquecido à 1050 °C (detalhe dos aspectos embranquecido da tinta, provenientes de queima do sistema de proteção).....	208
Figura 11.14 – Corpo de prova aquecido à 1050 °C (detalhe da delaminação da tinta).....	208
Figura 11.15 – Corpo de prova aquecido à 1050 °C (detalhe da fibra não sublimada).....	209
Figura 11.16 – Ensaio à compressão: (A) Sem reforço. (B) Reforçado, no momento do ensaio. (C) Rompimento do corpo de prova reforçado.....	210
Figura 11.17 – Aspecto amarelado da resina em estado gelatinoso após o ensaio a 800 °C (protegido com tinta).....	211
Figura 11.18 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 500 °C (Protegido com tinta).....	212
Figura 11.19 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 600 °C (Protegido com tinta).....	212
Figura 11.20 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 700 °C (Protegido com tinta)	213
Figura 11.21 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 800 °C (Protegido com tinta)	213
Figura 11.22 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 1050 °C (Protegido com tinta)	214
Figura 11.23 – Corpo de prova aquecido à 500 °C (Protegido com argamassa) ...	215
Figura 11.24 – Corpo de prova aquecido à 700 °C (Protegido com argamassa) ...	216
Figura 11.25 – Detalhe gelatinoso da resina remanescente.....	217
Figura 11.26 – <i>Spalling</i> no corpo de prova aquecido à 1150 °C.....	218

Figura 11.27 – Corpo de prova dividido em duas partes devido ao <i>Spalling</i>	218
Figura 11.28 – Rompimento do corpo de prova aquecido à 1050 °C (<i>Spalling</i> na ruptura)	219
Figura 11.29 – Fragmentos do corpo de prova aquecido à 1050 °C.....	219
Figura 11.30 – Estilhaços do corpo de prova aquecido à 1050 °C.....	220
Figura 11.31 – Detalhe da não uniformidade da camada de proteção.....	221
Figura 11.32 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 500 °C (Protegido com argamassa).....	222
Figura 11.33 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 700 °C (Protegido com argamassa).....	223
Figura 11.34 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 1050 °C (Protegido com argamassa).....	224
Figura 11.35 – Comparativo das resistências obtidas nos ensaios (com proteção)	225
Figura 12.1 – Seção do corpo de prova sem proteção contra fogo (dimensões em milímetros).....	232
Figura 12.2 – Seção do corpo de prova com proteção contra fogo (dimensões em milímetros)	232
Figura 12.3 – Elemento Finito utilizado.....	233
Figura 12.4 – Propriedades térmicas do CFRP utilizadas nas simulações [BISBY <i>et al.</i> (2005)]......	234
Figura 12.5 – Geometria gerada pelo TCD para a seção sem proteção.....	236
Figura 12.6 – Malha gerada para a seção sem proteção.....	236
Figura 12.7 – Exposição à 2 horas de incêndio-padrão (sem proteção)	237
Figura 12.8 – Temperatura na interface FRP/concreto do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (sem proteção) – 1050 °C.....	238
Figura 12.9 – Temperatura na superfície do FRP do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (sem proteção) – 1050 °C.....	238
Figura 12.10 – Temperatura no núcleo do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (sem proteção) – 1050 °C.....	239

Figura 12.11 – Temperaturas Experimentais <i>versus</i> Simuladas.....	239
Figura 12.12 – Geometria gerada pelo TCD para a seção.....	241
Figura 12.13 – Malha gerada para a seção com proteção.....	241
Figura 12.14 – Seção exposta à duas horas ao incêndio-padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.....	242
Figura 12.15 – Temperatura no núcleo do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.....	243
Figura 12.16 – Temperatura na interface FRP/concreto do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C	243
Figura 12.17 – Temperatura na superfície (proteção contra fogo) do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.....	244
Figura 12.18 – Resultados <i>Simulados x Experimentais</i>	244
Figura 12.19 – Pequena ignição na matriz do compósito.....	245
Figura A.1 – Fluxo de calor no contorno [TCD (2005)]	272
Figura A.2 – Corpo de área <i>A</i> e contorno <i>l</i> [TCD (2005)]	273

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fibras de vidro comercializadas.....	14
Tabela 5.1 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), [ABNT NBR 14432 (2000)].....	85
Tabela 5.2 – Calor específico de pico ($c_{p,pico}$).....	91
Tabela 5.3 – Valores das relações <i>Tensão x Deformação</i> do concreto em altas temperaturas [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)].....	97
Tabela 5.4 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva [ABNT NBR 15200 (2004)].....	105
Tabela 6.1 - Condutividade térmica para vários FRPs unidirecionais [Mallick (1988, <i>apud</i> KONDUR <i>et al.</i> 2005)]	128
Tabela 6.2 - Constantes elásticas de laminados CFRP em função da temperatura [KODUR e BAINGO (1998)].....	132
Tabela 7.1 – Espessura de argamassa projetada Cafco 300, para temperatura crítica de 620 °C [CAFECO INTERNATIONAL (2011)].....	146
Tabela 7.2 – Espessura de argamassa projetada Cafco 300, para temperatura crítica de 550 °C [CAFECO INTERNATIONAL (2011)].....	147
Tabela 7.3 – Espessura da argamassa MK6 para temperatura crítica de 550 °C [SILVA (2001)].....	148
Tabela 7.4 – Espessura da película de tinta intumescente Calatherm 600°, para seção I e temperatura crítica de 550 °C [www.tintascalamar.com.br/produtos.htm]....	148
Tabela 9.1 – Quantidade de corpos de prova por nível de temperatura.....	168
Tabela 9.2 – Quantidade de amostras para estudo do isolamento térmico.....	168
Tabela 9.3 – Quantidade de amostras para estudo do isolamento térmico.....	184
Tabela 10.1 – Composição química do cimento CP V ARI RS [SOUZA (2005)].	187
Tabela 10.2 – Caracterização físico-mecânica do cimento CP V ARI RS [SOUZA (2005)]	187
Tabela 10.3 – Ensaio físicos em agregados – Areia Fina [SOUZA (2005)].....	188

Tabela 10.4 – Ensaio físicos em agregados – Pedrisco Misto [SOUZA (2005)]..	188
Tabela 10.5 – Ensaio físicos em agregados – Basalto [SOUZA (2005)]	188
Tabela 10.6 – Massa unitária do agregado miúdo.....	189
Tabela 10.7 – Massa específica agregado miúdo por meio do Frasco de Chapman.....	189
Tabela 10.8 – Composição granulométrica do agregado miúdo.....	190
Tabela 10.9 – Massa unitária do agregado graúdo.....	192
Tabela 10.10 – Absorção de água, massas específica seca e saturada e porosidade do agregado graúdo.....	193
Tabela 10.11 – Composição granulométrica do agregado graúdo.....	193
Tabela 10.12 – Propriedades do “primer” (resina de impermeabilização do substrato) [Fornecedor Avipol].....	194
Tabela 10.13 – Propriedades da matriz (resina de impregnação) [Fornecedor Avipol].....	195
Tabela 10.14 – Propriedades do tecido de fibra [Fornecedor TEXIGLASS]	195
Tabela 11.1 – Resistências obtidas nos ensaios (sem proteção).....	199
Tabela 11.2 – Temperaturas registradas durante os ensaios (sem proteção).....	203
Tabela 11.3 - Limites para temperatura durante um ensaio (ensaio sem proteção)	203
Tabela 11.4 – Resistências obtidas nos ensaios (tinta).....	210
Tabela 11.5 - Limites para temperatura durante um ensaio (tinta).....	214
Tabela 11.6 – Resistências obtidas nos ensaios (argamassa).....	221
Tabela 11.7 - Limites para temperatura durante um ensaio (argamassa).....	224
Tabela 12.1 – Calor específico do concreto (utilizado na simulação).....	234
Tabela 12.2 – Condutividade térmica do concreto (utilizada nas simulações).....	235
Tabela 12.3: Calor específico, Condutividade térmica e densidade da Argamassa projetada Cafco 300.....	240

1 – INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a crescente necessidade de reforço e reabilitação das estruturas de concreto armado tem exigido que a engenharia estrutural desenvolva novos procedimentos e técnicas eficientes nessa área. Dentre essas técnicas, os polímeros reforçados com fibras (FRP) vêm sendo cada vez mais utilizados como alternativa de reforço estrutural, com o objetivo de aumentar a capacidade resistente e a ductilidade dessas estruturas.

Segundo VAZ *et al.* (2005), o reforço por adição de armaduras exteriores através da aplicação de compósitos de fibras é, atualmente, a técnica de utilização mais generalizada e com maior potencial, pelo fato de que em muitos casos, a aplicação de compósitos pode significar um meio de aumentar a vida útil de uma estrutura que possivelmente não poderia ser reforçada utilizando materiais convencionais.

Embora o reforço de estruturas de concreto com materiais compósitos seja uma técnica muito difundida, vale enfatizar que o desempenho desses sistemas em situação de incêndio é uma séria preocupação, uma vez que os materiais de FRP são combustíveis.

Em geral, os elementos de concreto armado apresentam um bom desempenho quando são submetidos à situação de incêndio por possuir um elevado fator massividade. Por outro lado, esses elementos, quando reforçados com fibras, e submetidos a altas temperaturas, ainda não tem o seu comportamento completamente descrito e avaliado em nosso País. As informações a esse respeito ainda estão restritas à literatura internacional e, mesmo assim, ainda são escassas e limitadas.

A falta de conhecimentos técnicos necessários exige que antes de serem utilizados, com segurança, em reforços estruturais no interior de edifícios, os FRPs devem ter seu comportamento

avaliado em situação de incêndio, verificando tanto o cumprimento dos critérios de resistência ao fogo, especificados em códigos normativos nacionais, quanto procedimentos de dimensionamento destas estruturas contra a ação do fogo.

Nessa perspectiva, NIGRO (2009) ressalta que na atualidade, diversos códigos normativos sobre construções dispõem de critérios e recomendações acerca do dimensionamento de estruturas de concreto reforçadas com FRP, não obstante, acerca do comportamento estrutural dessas estruturas, sob a ação do fogo, em nenhum desses códigos faz referências sobre modelos de cálculo ou procedimentos necessários para projeto. Conseqüentemente, o conhecimento do desempenho desses sistemas quando submetidos ao fogo é bastante limitado.

Segundo KODUR *et al.* (2005), por volta de 1982 foi levantado o risco significativo dos elementos de concreto reforçados com FRP, frente ao fogo. Aspectos como inflamabilidade da matriz polimérica e suas consequências para as estruturas reforçadas. Nessa mesma época foi sugerido o uso de aditivos retardadores de chamas e enchimentos na matriz, com a finalidade de melhorar o desempenho do sistema frente ao fogo. Entretanto, não se realizaram ensaios para avaliar essa proposta. Após quase trinta anos, é importante observar que poucos estudos foram realizados para avaliar a resistência ao fogo de sistemas FRPs aplicados em elementos estruturais de concreto.

Atualmente existe uma variedade de sistemas de proteção contra fogo para estruturas de aço, todavia para estruturas com FRP ainda não existem materiais nem especificações técnicas que tratam desse assunto.

Por outro lado, estruturas reforçadas com compósitos, que foram submetidas a um incêndio também não têm seu comportamento avaliado, no que diz respeito à resistência remanescente.

Em situação de incêndio, uma vez desocupada a edificação com sucesso, o foco principal é impedir o colapso estrutural quando as atividades de combate ao incêndio estão sendo tomadas. Vale salientar que a integridade estrutural de um elemento não depende especificamente da

resistência individual dos materiais que o constitui, mas sim da resistência do elemento estrutural como um todo. Dessa forma, é possível que elementos reforçados com FRP cumpram satisfatoriamente essa função estrutural? E após o incêndio, quanto tempo a estrutura se mantém estável? Existem mecanismos para atenuar os efeitos do fogo nessas estruturas?

Para responder questões como estas que este trabalho se propõe e, justifica-se no sentido de que pesquisas sobre esses sistemas são necessárias, antes de propor recomendações e diretrizes de projeto para dimensionamento de estruturas reforçadas com compósitos frente ao fogo. Além disso, a repetibilidade de resultados experimentais é de extrema importância em fornecer subsídios numéricos para simulações e desenvolvimentos de materiais que possam ser usados com segurança em estruturas.

Dessa maneira, este trabalho investiga os principais efeitos da exposição à altas temperaturas nas estruturas de concreto armado reforçadas com polímeros. Analisa experimentalmente as degradações na matriz, nas fibras e as mudanças nas propriedades mecânicas do compósito, através do ensaio de incêndio-padrão *International Organization for Standardization* – ISO 834 (1999), em corpos de prova de concreto reforçados com fibras de carbono, com e sem sistemas suplementares de proteção contra fogo. Nesta investigação, a pesquisa tem os seguintes objetivos apresentados na seqüência.

1.1 Objetivo Geral

Avaliar experimentalmente o efeito do fogo em corpos de prova de concreto reforçados com fibras de carbono.

1.2 Objetivos Específicos

- Descrever sobre os sistemas de reforços de estruturas com materiais compósitos;

- Descrever sobre incêndio nos edifícios;
- Avaliar a temperatura em que ocorre a perda de eficiência estrutural em sistemas FRP;
- Investigar a resistência residual de corpos de prova de concreto reforçados com FRP, dotados e não, de sistemas de proteção contra fogo, submetidos ao incêndio - padrão; e
- Avaliar experimentalmente a eficiência de dois sistemas de proteção contra fogo aplicados em sistemas FRP;

1.3 Organização do Texto

Para cumprir para os objetivos, o trabalho está dividido da seguinte maneira:

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO: contextualiza o tema e apresenta os objetivos.

Capítulo 2 – MATERIAIS COMPÓSITOS: apresenta as principais definições sobre sistemas compósitos.

Capítulo 3 – CRITÉRIOS DE RUPTURA DOS MATERIAIS: descreve sobre as principais teorias de ruptura do concreto e das fibras.

Capítulo 4 – CONFINAMENTO PASSIVO DO CONCRETO: Aborda o sistema de confinamento do concreto e os modelos teóricos aplicados em pilares.

Capítulo 5 – INCÊNDIO E O COMPORTAMENTO DO CONCRETO ARMADO FRENTE AO FOGO: apresenta os principais conceitos do incêndio e os efeitos desse, nos elementos de concreto armado.

Capítulo 6 – COMPORTAMENTO DE MATERIAIS COMPÓSITOS COM MATRIZ POLIMÉRICA FRENTE AO FOGO: aborda os aspectos mais importantes sobre o

comportamento de polímeros e de estruturas reforçadas com FRP em função da elevação da temperatura.

Capítulo 7 – MEDIDAS DE PROTEÇÃO AO FOGO: descreve sobre os sistemas de proteção contra fogo em estruturas.

Capítulo 8 – ABORDAGEM GERAL DE PESQUISAS SOBRE O EFEITO DO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO REFORÇADAS COM FRP: apresenta trabalhos realizados sobre elementos de concreto reforçados com sistemas FRP, dotados e não, de proteção contra fogo.

Capítulo 9 – PROGRAMA EXPERIMENTAL: descreve a metodologia adotada nos ensaios.

Capítulo 10 – RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO: apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais.

Capítulo 11 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS PRINCIPAIS: apresenta os resultados dos ensaios de corpos de prova submetidos ao incêndio – padrão.

Capítulo 12 – SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL: apresenta os resultados de uma simulação computacional via software TCD.

Capítulo 13 – CONCLUSÃO: conclui o trabalho e apresenta propostas para trabalhos futuros.

Anexos – MODELO MATEMÁTICO UTILIZADO PELO TCD: descreve o tratamento matemático utilizado pelo software TCD.

2 - MATERIAIS COMPÓSITOS

Por compósitos, entende-se que são produtos heterogêneos, constituídos por dois ou mais materiais diferentes, claramente identificáveis, cujas propriedades em conjunto são superiores às que possuem isoladamente, ou seja, são materiais que, quando associados podem desempenhar funções estruturais que cada um, isoladamente, não poderia.

Um compósito estrutural é basicamente formado por um sistema de materiais de duas ou mais fases, sendo uma delas mais rígida, descontínua e mais forte denominada “fibra”, e uma outra fase menos rígida e mais fraca denominada de “matriz”. A fibra apresenta uma grande resistência, elevado módulo de elasticidade e tem forma de filamentos de pequeno diâmetro. Já a matriz, é relativamente dúctil, e envolve completamente a fibra, permitindo boa transferência de tensões entre as fibras interlaminares.

A própria natureza nos revela a origem dos materiais compósitos. Ao observar as árvores pode-se perceber que elas são suportadas por troncos, que por sua vez são constituídos de fibras de celulose unidas por uma resina natural, denominada lignina.

Segundo CARRAZEDO (2002), o homem conhece há muito tempo a utilidade dos compósitos, em construções da antiguidade, empregava-se fibras naturais em blocos cerâmicos para reduzir a retração.

Nessa mesma linha de raciocínio, de acordo com OLIVEIRA JR. (2006), o uso de material compósito data dos anos bíblicos. As construções do Egito antigo eram caracterizadas pelo uso de tijolos de argila reforçados com palha.

Ainda, segundo OLIVEIRA JR. (2006), já no século XX, por volta do ano de 1942, foi construído o primeiro barco de fibra de vidro, sendo que fibras reforçadas já estavam sendo utilizadas em componentes de aeronaves, e por volta do ano de 1950, mísseis já eram construídos com materiais compósitos. Entretanto a grande expansão do uso de materiais compósitos ocorreu no início dos anos 1970.

(STROG, 1989 *apud* MARTINS (2000)) reitera que um dos maiores avanços em materiais para aeronaves aconteceu com a descoberta dos modernos materiais compósitos.

Observando NURNBERG E MASCIA (2006), pode-se constatar que os materiais compósitos foram utilizados inicialmente dentro do campo da engenharia aeronáutica, por volta de 1960. Esse tipo de sistema, devido a sua grande utilidade e características mecânicas, se espalhou rapidamente por todos os demais campos da engenharia, devido à necessidade cada vez maior de se obter materiais com elevada rigidez e resistência. Atualmente os sistemas laminados são utilizados desde a indústria aeroespacial a artigos esportivos, passando pela automobilística e militar.

MELLO (2005) ressalta que compósitos de diversos tipos já foram estudados e incluem, por exemplo, as ligas metálicas, as cerâmicas e os polímeros multifásicos. Em projetos de materiais compósitos, cientistas e engenheiros combinam de maneira criteriosa vários metais, cerâmicas e polímeros para produzir uma nova geração de materiais com características próprias. A maioria dos compósitos foi criada para melhorar combinações de características mecânicas, tais como a rigidez, tenacidade e resistência nas condições ambientes e elevadas temperaturas.

No que se refere à aplicação de materiais compósitos em estruturas de concreto armado com o objetivo de promover o reforço das mesmas, é relativamente recente quando comparada a outras técnicas de reforço. A utilização de compósitos nessas estruturas iniciou-se na década de 1950.

De acordo com SOUZA e RIPPER (1998), perante a ameaça de um violento sismo no distrito de Kanto, que inclui a cidade de Tóquio, o governo japonês tomou a decisão de preparar as construções existentes, em particular as estruturas do sistema viário. Assim, a partir da conjugação de esforços entre entidades públicas e privadas daquele país no sentido de investigarem novas tecnologias para o reforço das estruturas, surgiu a idéia de se adequar à utilização de compósitos de fibras de carbono, material largamente utilizado em soluções de reforço de alto desempenho, particularmente nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística, ao reforço das estruturas em concreto armado, tirando o melhor partido de um produto muito resistente, de simples aplicação e que não traria às estruturas, os problemas de durabilidade como os que hoje são associados à corrosão de armaduras.

Segundo SOUZA e RIPPER (1998), o reforço com compósito de fibras de carbono vem sendo utilizado cada vez mais para melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos, dado que os ensaios disponíveis apontam para um notável aumento da ductilidade destes elementos quando reforçados, em sistema confinante, pelas folhas flexíveis de fibras de carbono, que são perfeitamente capazes de se moldar à sua superfície lateral.

Como as principais vantagens no uso de sistemas FRP na reabilitação de elementos estruturais em concreto armado, os seguintes aspectos podem ser observados:

- ✓ *Aumento das resistências mecânicas;*
- ✓ *Manutenção das seções das peças reforçadas, se comparada às originais;*
- ✓ *Facilidade de manuseio, instalação e limpeza da obra;*
- ✓ *Velocidade de execução do reparo; e*
- ✓ *Maior durabilidade e qualidade das peças reforçadas*

A seguir serão descritos as principais fases constituintes dos materiais compósitos utilizados em reforços estruturais.

2.1 Fibras

De acordo com a ASTM (1984), fibras são materiais alongados com dimensões na razão de, pelo menos, 10/1, com uma seção transversal de $5 \times 10^{-2} \text{ mm}^2$ e espessura máxima de 0,25 mm.

Nos materiais compósitos, as fibras representam as componentes de resistência e rigidez, sendo muito importantes seu critério de seleção.

SANTOS (2006) reitera que as fibras são materiais de comportamento perfeitamente elástico. As fibras longas (contínuas) e de pequeno diâmetro são as mais apropriadas para o reforço de estruturas de concreto armado, devido à ótima capacidade de transferência de tensões e de aproveitamento de suas propriedades.

As principais fibras aplicadas em sistemas de engenharia são as fibras de carbono, as fibras de vidro e as fibras de aramida.

2.1.1 Fibras de carbono

Segundo SILVA (2002), o desenvolvimento técnico das fibras de carbono iniciou-se quando Thomas Edison, em 1879, tentou utilizar fibras de celulose carbonizadas como fios incandescentes da lâmpada elétrica. No entanto, esses fios eram muito porosos e extremamente quebradiços, conseqüentemente muito sensíveis às solicitações mecânicas.

Ainda, conforme SILVA (2002), atualmente as fibras de carbono são usadas como reforço em compósitos em muitas áreas técnicas, tais como aeronáutica e aeroespacial. Assim, o desenvolvimento de naves espaciais como a COLUMBIA e DISCOVERY seriam inconcebíveis sem a utilização de fibras de carbono nos elementos estruturais primários.

O autor supracitado reitera ainda que, nos dias atuais, todos os novos modelos de aviões possuem peças reforçadas com fibras de carbono. Nos últimos anos têm surgido no mercado cada vez mais artigos esportivos como raquete de tênis, tacos de golfe, esqui e até varas de pescar, que contém estruturas reforçadas com fibras de carbono. Cerca de 40% da produção mundial anual de

fibras de carbono é utilizada atualmente em artigos esportivos, e uma quantia igual é usada nas indústrias aeronáutica e aeroespacial.

Segundo SAADATMANESH *et al.* (1994), com base no módulo de elasticidade, as fibras de carbono são classificadas em quatro grupos de acordo com seu desempenho: “módulo normal, módulo intermediário, alto módulo e as fibras de piche”.

As fibras de módulo normal possuem módulo de elasticidade variando de 2,4 a 3,1 GPa e deformação de ruptura entre 1,4 a 1,8%. As de módulo intermediário, 274 a 315 GPa e deformação de ruptura entre 1,5 a 2,0%. As fibras de alto módulo possuem módulo de elasticidade acima de 345 GPa e é caracterizada pela baixa deformação de ruptura entre 0,3 a 0,5%. Já as fibras de piche, podem apresentar módulo de elasticidade da ordem de até 825 GPa e também uma baixa deformação de ruptura entre 0,3 a 0,5%.

Do ponto de vista do reforço estrutural com as fibras de carbono, Robery e Innes (1997, *apud* LIMA, 2001), enfatizam que existem três sistemas, a saber: “reforço com chapas pultrudadas, reforço com fios enrolados sob tensão e reforço com tecidos pré-impregnados”.

O reforço com chapas pultrudadas, apresentado na Figura 2.1, consiste em chapas de fibra de carbono impregnadas com adesivo epóxi e que apresentam elevada resistência. O reforço é realizado através da colagem das mesmas na superfície do elemento estrutural.



Figura 2.1 – Sistema de reforço com chapas pultrudadas [LIMA (2001)]

O reforço com fios enrolados sob tensão, conforme mostrado na Figura 2.2, consiste em filamentos de fibra de carbono colados à superfície do elemento estrutural ou enrolados a seco e, após, curados a quente.

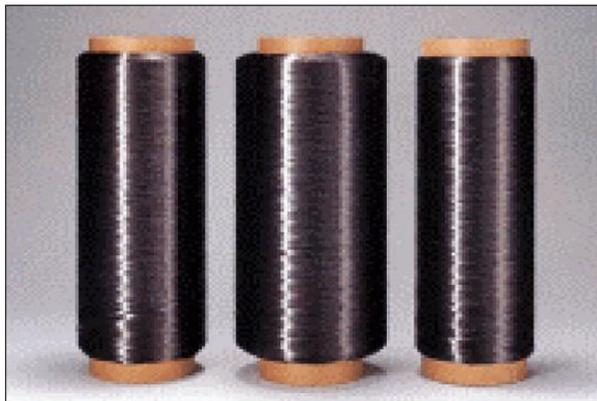


Figura 2.2 – Sistema de reforço fios enrolados sob tensão [LIMA (2001)]

Já o reforço com tecidos pré-impregnados, mostrado na Figura 2.3, consistem em filamentos de fibra de carbono previamente alinhados e agrupados em forma de um tecido que são colados à superfície do elemento estrutural com adesivo epóxi.

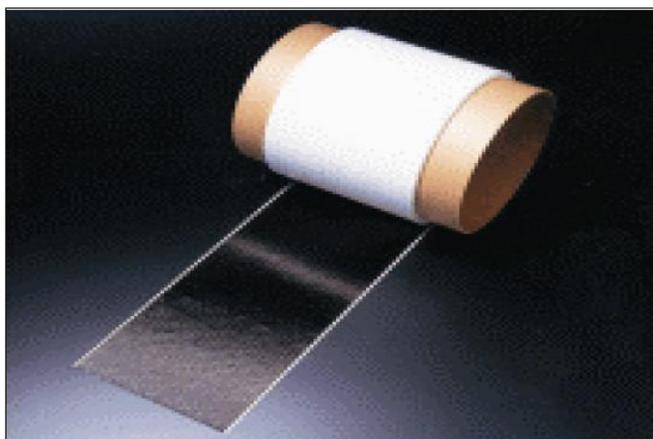


Figura 2.3 – Sistema de reforço com tecidos de fibra de carbono [LIMA (2001)]

As principais vantagens do uso das fibras de carbono se mostram no fato de ser extremamente leve, possuir baixos valores de coeficiente de dilatação térmica tanto na direção longitudinal, quanto na transversal, além de apresentar grande resistência aos meios agressivos. Entretanto, sua desvantagem se caracteriza por possuir uma baixa resistência a ações de impacto

que se traduz pela baixa deformação de ruptura e em determinadas circunstâncias pode ter restrições na aplicação por ser um material com boas propriedades térmicas e elétricas.

Os compósitos formados com fibras de carbono recebem a terminologia CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer).

2.1.2 Fibras de vidro

A utilização de fibras de vidro é muito comum em vários segmentos da indústria. SAADATMANESH *et al.* (1994) destacam uma acentuada aplicação dessas fibras nos campos automotivos, marinhos, esportivos e aeroespaciais.

No campo da engenharia civil, de acordo com SILVA (2002), essas fibras têm sido utilizadas com bastante frequência, pois, apresentam interessantes relações custo-benefício. Elas são feitas com composições variadas de diversos elementos químicos, e pelo fato de o vidro ser um material fluido que permite uma melhor adaptação às cargas dinâmicas, possuindo deformações últimas, maiores que as fibras de carbono.

Os compósitos formados com fibras de vidro recebem a terminologia GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) e dividem-se em: E-Glass, S-Glass e C-Glass.

- E-Glass: possui composição química à base de cálcio, alumina e silicatos, com bastante utilização no campo das aplicações elétricas, respondendo por 80 a 90% da produção comercial de fibras de vidro. Sua formulação química resulta em uma grande resistência à corrosão pela maioria dos ácidos;
- S-Glass: possui composição química à base de magnésio e alumino-silicato, conferindo elevada resistência à tração e boas performances a altas temperaturas. Tem custos mais elevados que as fibras E-Glass, e sua produção é resultado de um específico controle de qualidade, atendendo a determinados procedimentos e especificações da área militar;

- C-Glass: possuiu composição química à base de boro-silicato, é freqüentemente utilizada em indústrias químicas onde é exigido um contato com ácidos altamente corrosivos;

Como desvantagens, as fibras de vidro apresentam elevado peso específico, baixos módulos de elasticidades, baixa resistência, maiores sensibilidade à umidade, a agentes alcalinos e abrasivos, quando comparada a outras fibras. Do ponto de vista de comercialização, existem em diversos formatos como fitas, tramas e esteiras. A Tabela 2.1 descreve essas especificações.

Tabela 2.1 – Fibras de vidro comercializadas

Formato	descrição
Fitas	Fornecidas em rolos, sendo a forma mais básica de fibras contínuas
Trama	Consiste no entrelaçamento das fitas com direções pré-determinadas. Assim pode-se ter malhas ortogonais 0/90° e 45/45°, sendo comercializadas em função de seu peso por m ²
Esteira	Consiste num arranjo aleatório (em formato de folhas) de vários retalhos de fibras, moldados em uma matriz à base de vinil ou poliéster

2.1.3 Fibras de aramida

Fibras orgânicas de poliamida aromática são genericamente denominadas por fibras de aramida. Essas fibras são obtidas através de um polímero de solução líquido-cristalina, cujas moléculas são parcialmente orientadas. O resultado são fibras cujas moléculas são rígidas e alinhadas, proporcionando elevada resistência à tração, um alto módulo de elasticidade e boa tenacidade. Essas características contribuem para ótimos resultados em solicitações de impactos (choque), como nos casos balísticos, diferentemente das fibras de carbono e de vidro.

De acordo com SILVA (2002), dentre as fibras mais conhecidas pode-se citar a Kevlar, fabricada pela DuPont e a Twaron, fabricada pela Akzo Nobel.

As primeiras fibras de aramida foram desenvolvidas pela empresa norte americana DuPont. GIBSON (1994) observa que as fibras Kevlar foram inicialmente desenvolvidas para utilização em pneus radiais (Kevlar 29). Depois foram desenvolvidas fibras de maior módulo, como a Kevlar 49, utilizada para fins estruturais.

As principais desvantagens da fibra de aramida são seus custos elevados; as baixas resistências tanto à flexão como à compressão, em consequência da microestrutura fibrilar das fibras; o aumento da fluência devido à interação da água com as moléculas e com a cristalografia estrutural das fibras de aramida, quando expostas à umidade; a degradação das fibras provocadas por radiações ultravioletas. Como vantagem, vale enfatizar que sua densidade é metade da que possui a fibra de vidro.

2.2 Materiais da matriz

Como bem observa GIBSON (1994) é fato conhecido que muitos materiais apresentam sua mais alta resistência quando se encontram na forma de fibras. Este fato pode ter entre outras causas um melhor alinhamento das cadeias moleculares. Isto acontece com alguns polímeros como o grafite. No entanto a utilização direta das fibras nas estruturas é inviável, já que elas não podem resistir isoladamente à compressão longitudinal e nem mesmo a esforços transversais. Desta maneira, seu emprego torna-se possível apenas com a utilização de matrizes.

Pelo exposto, percebe-se que os materiais compósitos são constituídos essencialmente por duas fases. Uma dessas fases - as fibras - apresenta grande resistência e um elevado módulo de elasticidade, sendo formada por filamentos. A outra fase, designada por matriz é relativamente dúctil, sua característica principal é envolver a primeira fase, aglutinando as fibras e protegendo-as de ataques físicos e químicos atuantes no ambiente em que o sistema está inserido. Além disso, permite a transferência de tensões entre os filamentos. Dessa forma, a matriz possui características sinérgicas.

Os elementos constituintes das matrizes podem ser: metais, polímeros ou cerâmicas. Todavia esses elementos devem ser selecionados com base em parâmetros como: resistência, ductilidade, rigidez, tenacidade, resistência ao fogo, condutividades térmica e elétrica, agressividade química, desempenho à máxima temperatura de serviço e, além disso, devem formar uma matriz que seja compatível com as fibras, não ocorrendo reações entre matriz/fibra.

Do ponto de vista da matriz, segundo MARTINS (2000), os materiais compósitos são geralmente divididos em quatro grupos principais: Compósitos de Matriz Polimérica – CMP, Compósitos de Matriz Metálica – CMM, Compósito de Matriz Cerâmica – CMC e Compósitos de Carbono-Carbono – C/C.

Os Compósitos de Matriz Polimérica são os mais utilizados em reforços estruturais por serem extremamente leves quando comparados com outros materiais, e essa característica combinada com resistência e alta rigidez os fazem versáteis para aplicações em estruturas. São formados basicamente por resinas líquidas que tornam-se rígidas quando submetidas à cura.

As resinas que formam os CMP são classificadas em termofixas e termoplásticas. As resinas termoplásticas, desde que não sofram decomposição, podem se fundir e solidificar repetidas vezes ao serem aquecidas e resfriadas. Já as termofixas não regressam ao seu estado original após sofrerem aquecimento, devido a reações químicas ocorridas durante a fase de cura.

Os Compósitos de Matriz Metálica são reforços de alto desempenho em uma matriz metálica (alumínio, titânio, magnésio, cobre, etc.). Podem ser na forma de partículas, whiskers ou fibras. As fibras são geralmente grafite, carbetos de silício, boro ou óxido de alumínio.

Os Compósitos de Matriz Cerâmica são caracterizados por sua grande estabilidade térmica entre temperaturas de 1000 °C e 2000 °C . As cerâmicas são de difícil definição, são materiais sólidos, os quais têm íons positivos e negativos, e tipicamente exibem ligação iônica, embora algumas cerâmicas (SiC) têm ligações covalentes. Dessa forma, não possuem definição típica, ou seja, não são metálicas nem orgânicas. Assim, as matrizes cerâmicas típicas são: carbetos de silício, óxido de alumínio, carbetos de zircônio e nitreto de silício.

Segundo MARTINS (2000), os Compósitos Carbono-Carbono possuem a característica de poderem ser usados com temperaturas superiores à 2000°C, e são especialmente utilizados em freios de aeronaves, onde o calor gerado por fricção é extremamente elevado, e tubos de motores de foguetes, onde o desgaste por ablação (fluxo de fogo) se manifesta bastante acentuado. Do ponto de vista de sua classificação, é uma forma de compósito de matriz cerâmica,

mas devido às suas características únicas, eles são classificados em sua própria categoria. Os Compósitos Carbono-Carbono têm a mais alta energia de absorção do que qualquer outro material conhecido.

2.3 Procedimentos para aplicação do reforço

Antes da inserção de quaisquer constituintes, o procedimento preliminar é limpar a superfície que irá receber o reforço. Essa limpeza geralmente pode ser feita através de uma lixa e estopas.

Com o uso de um compressor de ar e de estopas procede-se a retirada da poeira, deixada pela lixação. É recomendável que a estopa seja levemente umedecida para remover eventuais resíduos de tinta que haja no elemento estrutural.

Preparado o substrato que irá receber o compósito, aplica-se então o *primer*, ou resina primária, isto é, uma pasta epóxi niveladora, cuja função é o preenchimento de pequenas cavidades e saliências presentes no substrato, a fim de proporcionar uma superfície lisa o suficiente para permitir uma boa aderência das camadas de fibras e prevenir contra a formação de bolhas de ar.

Após esses procedimentos, aplica-se sobre o *primer* a resina saturante. A resina saturante é utilizada para a fixação das camadas de fibras e é responsável para a transferência de esforços entre as camadas de fibras.

Esses procedimentos de aplicação sobre o substrato são ilustrados na Figura 2.4.

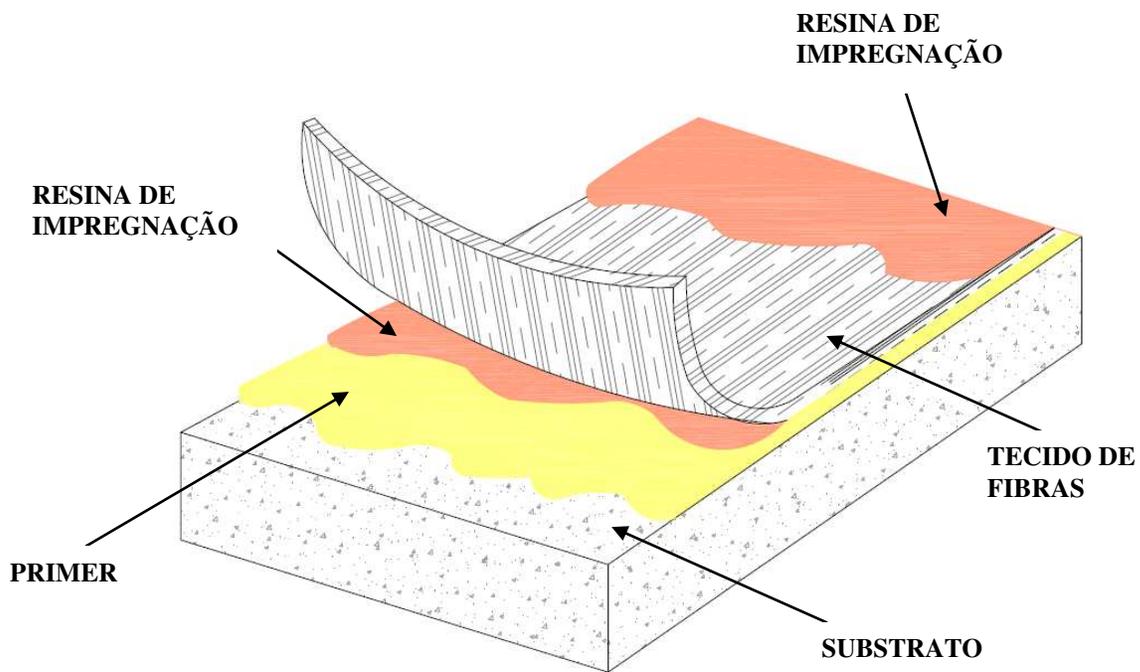


Figura 2.4 – Camadas que compõe o sistema FRP [adaptado de Degussa (2004, *apud* GAMINO, 2007)]

Depois de fixadas todas as camadas de fibra é aconselhável aplicar uma camada protetora contra eventuais ações ambientais, além de propiciar uma melhora do efeito estético.

Esses procedimentos são recomendados ACI 440.2R-08 *Committee* (2006).

3 – CRITÉRIOS DE RUPTURA DOS MATERIAIS

3.1 Conceitos da mecânica dos sólidos

Nos capítulos posteriores serão mostrados o princípio de funcionamento do reforço de elementos estruturais com FRP, bem como os procedimentos para dimensionamento, todavia para um bom entendimento desse critérios, é imprescindível que se tenha em mente a teoria de falência dos materiais, isto é, de sua ruína.

O conceito de ruína dos materiais é feito inicialmente com a apresentação dos principais conceitos da mecânica dos sólidos, como se segue:

3.1.1 Conceito de tensão

Considere-se um corpo sólido em equilíbrio sob ação de um sistema de forças. Dividindo o corpo em duas partes, 1 e 2, através de um plano que passe no ponto P , conforme ilustrado na Figura 3.1. A superfície S representa a intersecção do plano com o corpo.

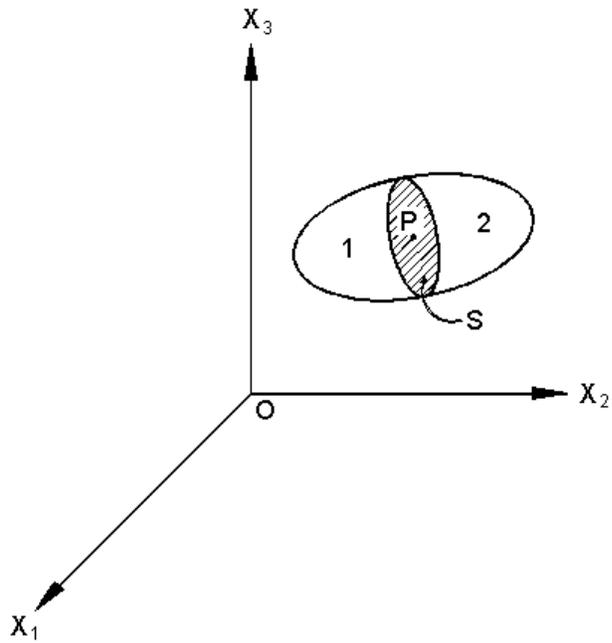


Figura 3.1 – Sólido em equilíbrio

Considerando apenas a parte 1, que se encontra em equilíbrio sob a ação das forças que sobre ela estavam aplicadas, mais as forças exercidas pela parte 2, através de S, conforme Figura 3.2.

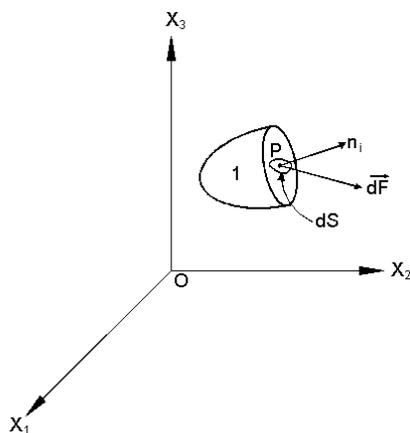


Figura 3.2 – Sólido em equilíbrio sob a ação de forças

Seja dS um elemento infinitesimal de superfície, n_i o vetor normal a dS que passa no ponto P e dF a resultante da ação da parte 2 sobre a parte 1. Define-se vetor tensão no ponto P , associado ao plano definido por n_i por:

$$t_i^{(n)} = \lim_{dS \rightarrow 0} \frac{df}{dS} \quad (3.1)$$

Para conhecer perfeitamente o estado de tensão num ponto P não basta conhecer apenas o vetor tensão. É suficiente, contudo conhecer três vetores de tensões nesse ponto, desde este esteja associado a três planos mutuamente ortogonais.

Seja o sistema cartesiano triortogonal de eixos, juntamente com os versores:

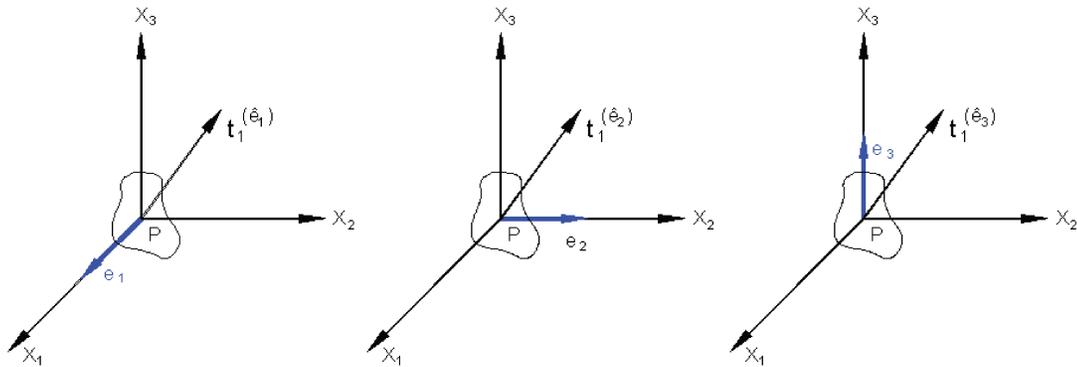


Figura 3.3 – Sistema triortogonal de eixos

O vetor tensão $\vec{t}_{(e)}$ em um ponto P qualquer, pode ser decomposto em três outros vetores, uma tensão normal, e duas tangenciais, segunda cada uma das direções.

$$\vec{t}_{(e_1)} = t_1^{(e_1)} \hat{e}_1 + t_2^{(e_1)} \hat{e}_2 + t_3^{(e_1)} \hat{e}_3$$

$$\vec{t}_{(e_2)} = t_1^{(e_2)} \hat{e}_1 + t_2^{(e_2)} \hat{e}_2 + t_3^{(e_2)} \hat{e}_3 \quad (3.2)$$

$$\vec{t}(\hat{e}_3) = t_1^{(\hat{e}_3)} \hat{e}_1 + t_2^{(\hat{e}_3)} \hat{e}_2 + t_3^{(\hat{e}_3)} \hat{e}_3$$

Na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \vec{t}(\hat{e}_1) \\ \vec{t}(\hat{e}_2) \\ \vec{t}(\hat{e}_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t_1^{(\hat{e}_1)} & t_2^{(\hat{e}_1)} & t_3^{(\hat{e}_1)} \\ t_1^{(\hat{e}_2)} & t_2^{(\hat{e}_2)} & t_3^{(\hat{e}_2)} \\ t_1^{(\hat{e}_3)} & t_2^{(\hat{e}_3)} & t_3^{(\hat{e}_3)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \hat{e}_1 \\ \hat{e}_2 \\ \hat{e}_3 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Usando a notação compacta:

$$\vec{t}(\hat{e}_i) = t_j^{(\hat{e}_i)} \hat{e}_j \quad (3.4)$$

Onde i é um índice livre e j um índice repetido.

Fazendo:

$$t_j^{(\hat{e}_i)} = \sigma_{ij} \quad (3.5)$$

Pode agora estender a mesma hipótese para um corpo de forma cúbica, conforme ilustrado na Figura 3.4.

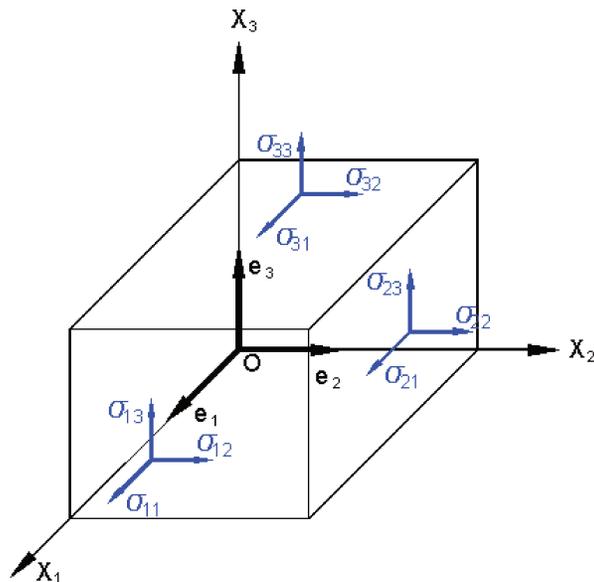


Figura 3.4 – Tensões no corpo de forma cúbica

A equação (3.4) pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\vec{t}_{(\hat{e}_i)} = \sigma_{ij} \hat{e}_j \quad (3.6)$$

onde $\vec{t}_{(\hat{e}_i)}$ é o vetor tensão em uma face de normal \hat{e}_i .

A matriz quadrada de ordem 3 que aparece em (3.3) é chamada de tensor cartesiano de tensões. Sendo constituído de 3 tensões normais e seis cisalhantes, conforme a direção dos eixos.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

ou,

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

Em termos de notação indicial, tem-se:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

A partir do Tensor das Tensões é possível obter a tensão no ponto P , qualquer que seja a orientação em um plano, n .

$$\vec{t}_i^{(n)} = t_i^{(\hat{e}_j)} n_j = \sigma_{ij} n_j \quad (3.9)$$

ou

$$\begin{bmatrix} t_1^{(n)} \\ t_2^{(n)} \\ t_3^{(n)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

ou ainda:

$$t_i^{(n)} = \sigma_{ij} n_j \quad (3.11)$$

ou

$$\begin{bmatrix} t_1^{(n)} \\ t_2^{(n)} \\ t_3^{(n)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

onde: n_1, n_2 e n_3 são os cossenos diretores

Para a determinação das tensões principais, parte de princípio que, se σ_{ji} for o tensor das tensões num ponto P , definido em um referencial x, y e z , pode sempre obter-se o vetor tensão em uma face cuja normal é dada pelo versor n , por meio da equação (3.11).

Para algumas orientações de n , verifica-se que os vetores n e $t^{(n)}$ são colineares. Assim, existem três faces ortogonais entre si em que o vetor tensão tem a direção da normal sendo nulas as tensões tangenciais. Ao plano no qual são nulas as tensões tangenciais chama-se plano principal, às tensões normais no plano principal chamam-se tensões principais e à direção da normal ao plano principal chama-se direção principal.

Para cada direção principal n , tem-se:

$$t_i^{(n)} = \sigma_{ij} n_j = \sigma \cdot n_i \quad (3.13)$$

O escalar σ designa-se por tensão principal associada à direção principal n .

Da Álgebra Linear, sabe-se que as matrizes simétricas são diagonalizáveis sendo os valores da diagonal designados por autovalores e as direções a que estão associados, por

autovetores. As componentes do tensor das tensões foram representadas por uma matriz simétrica sendo portanto legítimo pensar que os autovalores da matriz das tensões são as tensões principais e que os autovetores que lhe estão associados são as direções principais.

$$\sigma_{ji} - \delta_{ij}\sigma \vec{n}_j = 0 \quad (3.14)$$

Expandindo e considerando $\sigma_{ji} = \sigma_{ij}$

$$\begin{cases} \sigma_{11} - \sigma \vec{n}_1 + \sigma_{12}n_2 + \sigma_{13}n_3 = 0 \\ \sigma_{21}n_1 + \sigma_{22} - \sigma \vec{n}_2 + \sigma_{23}n_3 = 0 \\ \sigma_{31}n_1 + \sigma_{32}n_2 + \sigma_{33} - \sigma \vec{n}_3 = 0 \end{cases} \quad (3.15)$$

Para que o sistema de equações homogêneas tenha solução não trivial ($n_j=0$), é necessário que o determinante da matriz de coeficientes seja igual à zero.

$$\sigma_{ji} - \delta_{ij}\sigma = 0 \quad (3.16)$$

isto é:

$$\begin{vmatrix} (\sigma_{11} - \sigma) & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & (\sigma_{22} - \sigma) & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & (\sigma_{33} - \sigma) \end{vmatrix} = 0 \quad (3.17)$$

Desenvolvendo esse determinante chega se a uma equação polinomial cúbica em σ , conhecida por equação característica do tensor das tensões.

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 - I_2\sigma - I_3 = 0 \quad (3.18)$$

As raízes da equação característica (3.18) são as tensões principais.

Os coeficientes I_1 , I_2 e I_3 são chamados de primeiro, segundo e terceiro invariantes do tensor das tensões, respectivamente. E são expressos por:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} : (\text{é o traço, ou seja, soma dos elementos } \sigma_{ij} \text{ da diagonal principal}); \quad (3.19)$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \tau_{13} \\ \tau_{31} & \sigma_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} : (\text{soma dos cofatores dos } \sigma_{ij} \text{ termos da diagonal principal}); \quad (3.20)$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} : (\text{determinante do tensor } \sigma_{ij}). \quad (3.21)$$

As três direções principais constituem o referencial teórico principal do estado de tensão no ponto analisado. A ordem dos eixos deste referencial é escolhida de forma a obter um tensor das tensões principais ordenado:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

sendo $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

Em termos do tensor das tensões principais os invariantes são dados por:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (3.23)$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \quad (3.24)$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad (3.25)$$

É usual dividir o tensor de tensões em duas parcelas, a saber: o tensor desviatório e o tensor hidrostático, ou esférico como também é chamado. O tensor desviatório é o causador das deformações cisalhantes, já o tensor esférico é responsável pelas deformações normais. Dessa forma:

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + \sigma_m \cdot \delta_{ij} \quad (3.26)$$

onde:

s é o tensor desviatório;

σ_m é a tensão hidrostática, dada pelo valor médio das tensões principais:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (3.27)$$

e δ_{ij} é o delta de Kronecker, que assume valores 1 para $i=j$ e 0 para $i \neq j$.

Dessa forma, as tensões desviatórias são obtidas pela diferença entre o estado de tensão e as componentes esféricas:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \cdot \delta_{ij} \quad (3.28)$$

ou

$$s_{ij} = \begin{vmatrix} (\sigma_{11} - \sigma_m) & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & (\sigma_{22} - \sigma_m) & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & (\sigma_{33} - \sigma_m) \end{vmatrix} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

O tratamento matemático dado ao tensor das tensões principais pode ser feito para o tensor desviatório, determinando-se assim as tensões desviatórias.

$$s^3 - J_1 s^2 - J_2 s - J_3 = 0 \quad (3.30)$$

Os invariantes do tensor desviatório (J_i) podem ser determinados em função dos invariantes do tensor de tensões (I_i).

$$J_1 = 0 \quad (3.31)$$

$$J_2 = \frac{1}{3} (I_1^2 - 3I_2) \quad (3.32)$$

$$J_3 = \frac{1}{27} (I_1^3 - 9I_1I_2 + 27I_3) \quad (3.33)$$

3.1.2 Tensões Octaédricas

Seja um plano cujo vetor normal n_o , e equidistante dos três eixos coordenados, isto é:

$$n_o = \frac{\sqrt{3}}{3} \hat{e}_1 + \frac{\sqrt{3}}{3} \hat{e}_2 + \frac{\sqrt{3}}{3} \hat{e}_3 \quad (3.34)$$

Esse plano é chamado plano octaédrico, ou plano antiesférico, como mostrado na Figura 3.5.

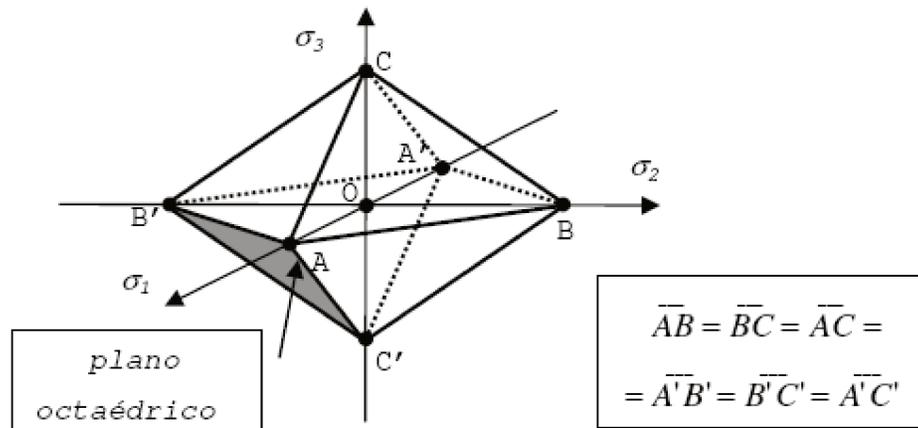


Figura 3.5 – Plano Octaédrico

A tensão normal e a tensão de cisalhamento no plano octaédrico são dadas por:

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3} \cdot I_1 = \sigma_m \quad (3.35)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot J_2 \quad (3.36)$$

Sendo a direção da componente de cisalhamento dada por:

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{\frac{3}{2}}} \quad (3.37)$$

3.1.3 Espaço de Haigh-Westergaard

Uma forma alternativa de representação do estado de tensões em um ponto é a utilização de um sistema de três eixos ortogonais, que tem como coordenadas às tensões principais. Este espaço é chamado de Espaço de Haigh-Westergaard, e pode ser representado na Figura 3.6.

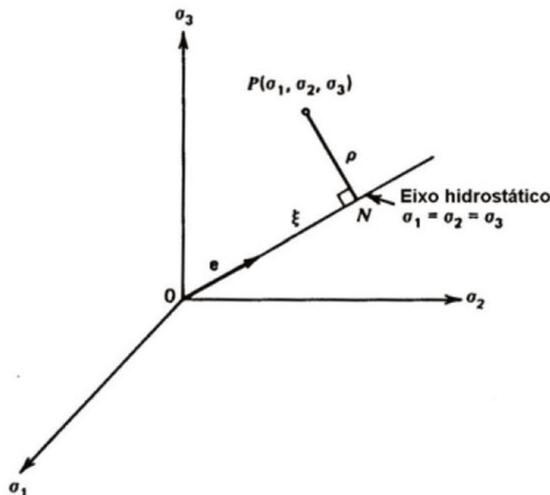


Figura 3.6 – Representação do Espaço Haigh-Westergaard

A reta \overline{ON} é chamada de eixo hidrostático (onde as tensões principais são todas iguais).

Qualquer plano perpendicular a \overline{ON} é chamado Plano Desviatório, cuja equação é:

$$\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sqrt{3}\xi \quad (3.38)$$

onde ξ é a distância à origem segundo \overline{ON} .

O plano desviatório que passa pela origem é chamado de π .

O estado de tensão representado pelo vetor \overline{OP} pode ser decomposto em duas componentes, a saber: hidrostática (ξ) e desviatória (ρ). Estas são obtidas por:

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 = \sqrt{3} \cdot \sigma_{oct} = \sqrt{3} \cdot \sigma_m \quad (3.39)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2} = \sqrt{3} \cdot \tau_{oct} = \sqrt{3} \cdot \tau_m \quad (3.40)$$

A Figura 3.7 representa a projeção do estado de tensões e os eixos do espaço de Haigh-Westergaard em um plano desviatório qualquer. Nesta figura apresenta-se também o ângulo de similaridade, que é contido no plano desviatório.

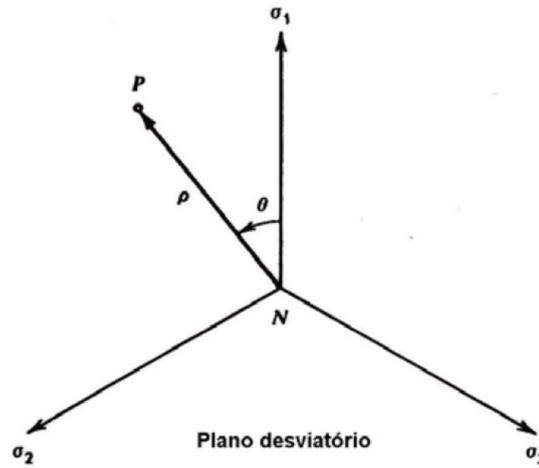


Figura 3.7 – Plano desviatório.

onde:

$$\cos \theta = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{s_1}{\sqrt{j_2}} = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{2\sqrt{3}\sqrt{J_2}} \quad (3.41)$$

3.2 Critérios de ruptura do concreto

Diante das definições da mecânica dos sólidos vários autores propuseram os critérios de falência dos materiais. A seguir serão comentados alguns desses critérios para o concreto e, posteriormente para materiais compósitos.

3.2.1 Critério de Mohr-Coulomb

Segundo FUSCO (1995) do ponto de vista macroscópico, a ruptura dos materiais sob ação de estados múltiplos de tensão pode ser classificada em ruptura por separação e ruptura por deslizamento. A ruptura por separação é uma “ruptura por tração”, isto é, ela apresenta uma superfície de fratura bastante nítida, tangente em cada ponto ao plano onde age a tensão principal maior. Já a ruptura por deslizamento não existe uma superfície nítida de fratura, o que faz com que o material sofra desagregação ao longo de uma faixa que acompanha a superfície média de deslizamento.

Rupturas por deslizamento, no concreto, são apenas aparentes. Pois, ao analisar criteriosamente esse tipo de ruptura, observa-se que ela ocorre somente depois de uma intensa desagregação do concreto por efeito de rupturas diagonais de separação na microestrutura do material.

Ainda, conforme FUSCO (1995), pelo fato de ambas as tensões de ruptura serem condicionadas apenas pelas duas tensões principais extremas, os estados de ruptura podem ser caracterizados num diagrama de coordenadas (σ, t) , em função de círculos de Mohr (σ_1, σ_3) , a partir de diferentes critérios de resistência.

Dessa forma, o critério de Mohr-Coulomb parte do princípio que a resistência do material dependa de dois parâmetros, o ângulo de atrito interno ϕ e a coesão c . Como mostra a equação (3.42) e representa a Figura 3.8.

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (3.42)$$

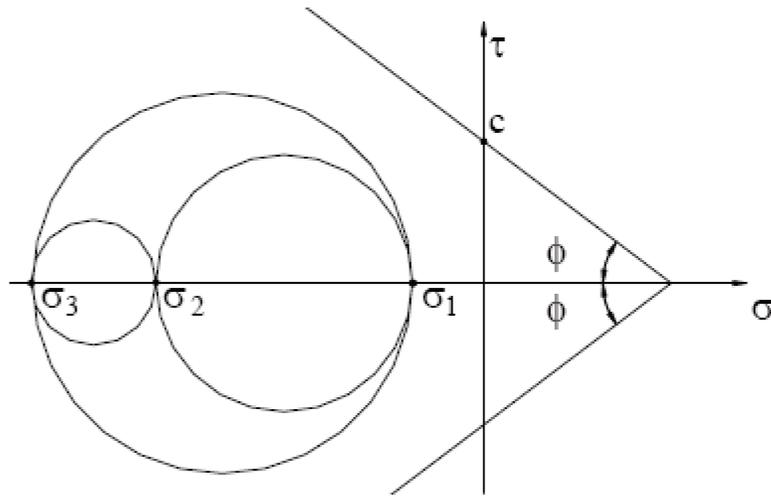


Figura 3.8 – Envoltória de ruptura de Morh-Coulomb

A ruptura ocorre quando o raio do círculo tangencia a envoltória de ruptura.

O critério pode ser representado em termos das tensões principais.

$$\sigma_1 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{2c \cos \phi} - \sigma_3 \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2c \cos \phi} = 1 \quad (3.43)$$

Em termos de seus invariantes, tem-se:

$$f(I_1, J_2, \theta) = \frac{1}{3} I_1 \cdot \operatorname{sen} \phi + \sqrt{J_2} \cdot \operatorname{sen} \left(\theta + \frac{1}{3} \pi \right) + \frac{\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \cdot \cos \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) \cdot \operatorname{sen} \phi - c \cdot \cos \phi = 0 \quad (3.44)$$

$$f(\xi, \rho, \theta) = \sqrt{2} \cdot \xi \cdot \operatorname{sen} \phi + \sqrt{3} \cdot \rho \cdot \operatorname{sen} \left(\theta + \frac{1}{3} \pi \right) + \rho \cdot \cos \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) \cdot \operatorname{sen} \phi - \sqrt{6} \cdot c \cdot \cos \phi = 0 \quad (3.45)$$

3.2.2 Critério de Drucker-Prager

No critério de Drucker-Prager é considerada a influência da pressão hidrostática e as duas constantes do adotadas por Morh-Coulomb passam a ser representadas por α e k .

$$f(I_1, J_2) = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3.46)$$

$$f(\xi, \rho) = \sqrt{6} \cdot \alpha \cdot \xi + \rho - \sqrt{2} \cdot k = 0 \quad (3.47)$$

3.2.3 Critério de Ottosen

Segundo OTTOSEN (1977), o critério de ruptura pode ser expresso por:

$$f(I_1, J_2, \cos 3\theta) = A \frac{J_2}{\sigma_c^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{\sigma_c} + B \frac{I_1}{\sigma} - 1 = 0 \quad (3.48)$$

onde:

A e B são parâmetros de cálculo, obtidos experimentalmente,

λ é uma função de $\cos 3\theta$, $\lambda = \lambda(\cos 3\theta) > 0$.

A função $\lambda = \lambda(\cos 3\theta)$ pode ser adequadamente representada da seguinte forma:

$$\lambda = k_1 \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(k_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{para } \cos 3\theta \geq 0; \quad (3.49)$$

$$\lambda = k_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(-k_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{para } \cos 3\theta \leq 0; \quad (3.50)$$

sendo k_1 e k_2 parâmetros que dependem das dimensões e da forma, respectivamente.

Este critério é adotado pelo FIB (1999), para estados múltiplos de tensão, conforme Figura 3.9.

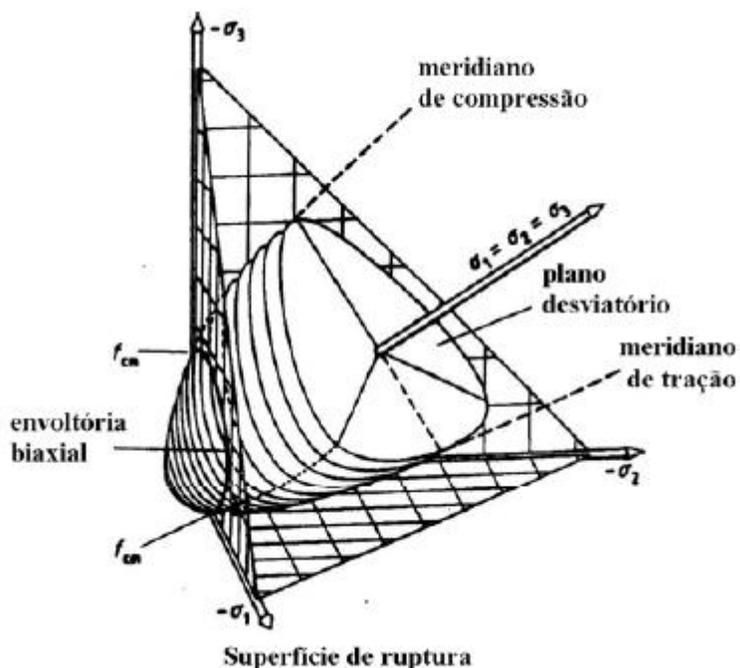


Figura 3.9 – Superfície de ruptura do concreto [FIB (1999)]

3.3 Critérios de ruptura para materiais compósitos

Neste item serão discutidos os principais critérios de ruptura utilizados para a verificação da integridade estrutural de materiais compósitos, com base na fundamentação teórica exposta por OLIVEIRA JR. (2006).

3.3.1 Preliminares

De acordo com as teorias de ruptura, estabelece-se uma função matemática, sendo o valor unitário o limite de falha. Para valores inferiores à unidade, indica-se que o material não falhou e para valores superiores a um, indica-se falha do material, como é estabelecido na equação (3.51).

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \tau_{23}, \tau_{13}, \tau_{12}, F_{1T}, F_{1C}, F_{2T}, F_{2C}, F_{12}) \begin{cases} < 1 \text{ não houve ruptura} \\ = 1 \text{ limite de ruptura} \\ > 1 \text{ ruptura do material} \end{cases} \quad (3.51)$$

Onde σ_1 , σ_2 , σ_3 , τ_{12} , τ_{23} e τ_{13} representam o estado de tensão em um ponto do material, F_{1C} a resistência à compressão na direção das fibras, F_{1T} a resistência à tração na direção das fibras, F_{2T} a resistência à tração na direção transversal às fibras, F_{2C} a resistência à compressão na direção transversal às fibras e F_{12} a resistência ao cisalhamento interlaminar. Na Figura 3.10, extraída de OLIVEIRA JR. (2006) são representados os parâmetros de resistências do material compósito unidirecional.

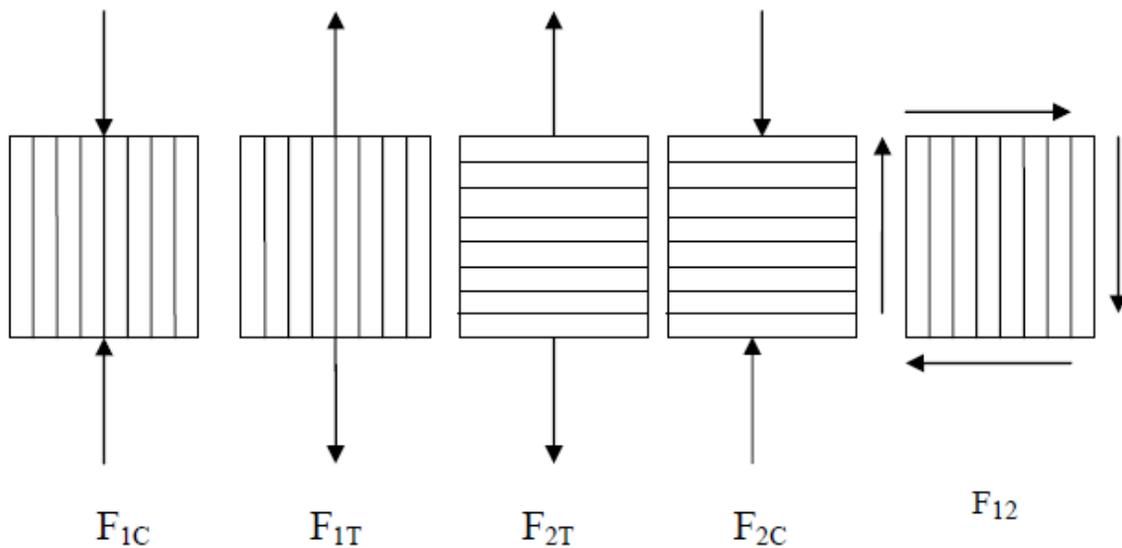


Figura 3.10 – Parâmetros de resistência dos materiais compósitos [OLIVEIRA JR. (2006)]

Os principais aspectos a serem abordados com relação às teorias clássicas (Tsai-Hill, Azzi-Tsai-Hill, Tensão Máxima e Deformação Máxima) são que estas não envolvem os detalhes específicos dos modos de falha micro-mecânicos, tais como, fissuração da matriz, quebra da fibra, flambagem na fibra e delaminação (separação das fibras em camadas adjacentes e sucessivas). Este último ocorre principalmente em regiões próximas a bordas livres.

Outras limitações associadas às chamadas teorias clássicas, são o fato de que cada critério fornece somente a primeira carga de falha (PCF), que ocorre quando a primeira camada de um laminado rompe. Quando o laminado atinge esse patamar de carregamento, ainda existem outras regiões consideradas intactas, que poderia suportar carregamentos superiores ao PCF.

Em estudos experimentais com vasos de pressão para determinar o PCF de laminados compósitos, verificou que quando o laminado é carregado com valores superiores a este, um

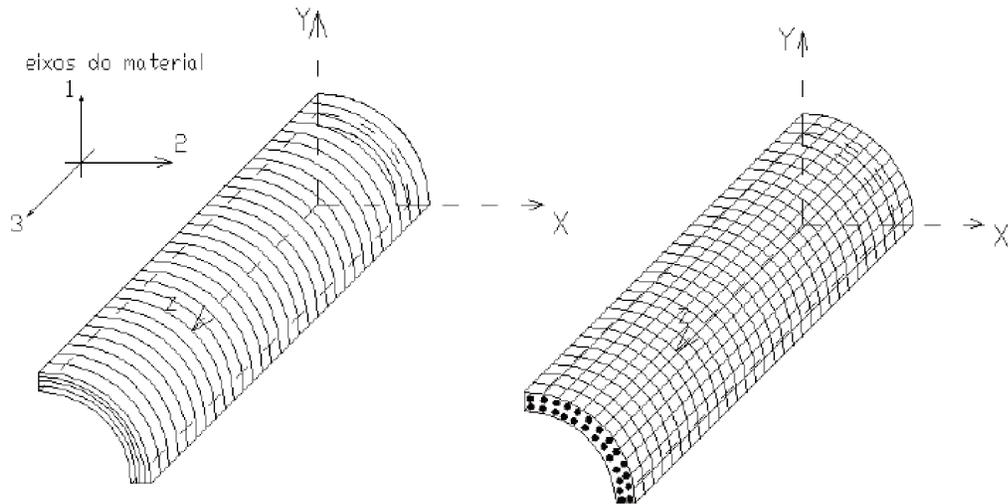
longo processo sucessivo de falhas ocorrerá em outros pontos e camadas do laminado, até um limite máximo em que ele atinge a ruptura ou última carga de falha (UCF). Entretanto, em geral, os projetistas são levados a considerar a PCF como carregamento limite para dimensionamento de estruturas, sendo esta obtida com o uso de todos os critérios, adotando-se o mais conservador como carga de projeto.

Além disso, esses critérios não se aplicam em regiões de compósitos próximos a descontinuidades, tais como, furos, fissuras e margens.

Entretanto, apesar das limitações no uso das teorias clássicas, OLIVEIRA JR. (2006) menciona que em uma pesquisa para identificar os critérios de falhas mais utilizados, 90% dos projetistas que responderam que usavam as teorias clássicas como critérios de ruptura.

Antes de focar as equações é importante destacar que admite-se o material compósito como ortotrópico, existindo três planos de simetria mutuamente perpendiculares com respeito ao alinhamento das fibras. Esses planos são paralelos aos eixos 1, 2 e 3 denominados eixos do material. Um eixo paralelo às fibras é denominado eixo longitudinal, já um eixo perpendicular às fibras é denominado eixo transversal. Na Figura 3.11 estão representadas um laminado unidirecional e outro bidirecional, através de um sistema de coordenadas cilíndricas, com as direções: 1 - radial, 2 - circunferencial e 3 - axial.

As tensões e deformações utilizadas para a avaliação dos critérios de falhas seguem esta orientação. Todos eles são baseados na hipótese de homogeneidade do material e na relação tensão-deformação linear até a ruptura.



(a) laminado unidirecional

(b)-laminado bidirecional

Figura 3.11 – Orientação das fibras no laminado [OLIVEIRA JR. (2006)]

Nos itens seguintes serão apresentadas as equações bidimensionais e tridimensionais dos critérios de falhas, expandidas de acordo com o sistema de eixos locais do material (Figura 3.11). No modelo com fibra unidirecional, as fibras estão orientadas na direção circunferencial, enquanto que no modelo com fibra bidirecional as fibras estão orientadas nas direções circunferencial e axial.

3.3.2 Critério da Tensão Máxima

De acordo com o critério da tensão máxima, a falha no material acontece quando pelo menos uma das componentes de tensão ao longo da direção dos eixos do material, σ_2 , σ_3 e τ_{23} (caso bidimensional) ou σ_1 , σ_2 , σ_3 , τ_{12} , τ_{13} e τ_{23} (caso tridimensional) ultrapassa a resistência na direção correspondente. A condição de falha é representada nas equações seguinte:

- Caso bidimensional

$$I_1 = \frac{\sigma_2}{X}, I_2 = \frac{\sigma_3}{Y}, I_3 = \frac{\tau_{23}}{T} \quad (3.52)$$

Para o caso tridimensional, além da equação (3.51) são verificadas as tensões interlaminares apresentadas nas equações seguintes.

$$I_4 = \frac{\sigma_1}{Z}, I_5 = \frac{\tau_{12}}{R}, I_6 = \frac{\tau_{13}}{S} \quad (3.53)$$

onde R, S e T são as resistências ao cisalhamento nos planos 1-2, 1-3 e 2-3.

No que diz respeito às resistências à tração e compressão dos materiais valem as considerações representadas nas seguintes condições:

- Se $\sigma_1 < 0$, $Z = Z_c$, onde Z_c representa a resistência à compressão na direção 1.
- Se $\sigma_1 > 0$, $Z = Z_t$, onde Z_t representa a resistência à tração na direção 1.
- Se $\sigma_2 < 0$, $X = X_c$, onde X_c representa a resistência à compressão na direção 2 (direção circunferencial).
- Se $\sigma_2 > 0$, $X = X_t$, onde X_t representa a resistência à tração na direção 2.
- Se $\sigma_3 < 0$, $Y = Y_c$, onde Y_c representa a resistência à compressão na direção 3.
- Se $\sigma_3 > 0$, $Y = Y_t$, onde Y_t representa a resistência à tração na direção 3.

A condição de falha seria representada pelos índices:

$$\text{Caso 2D} - R_1 = \text{máximo} \left(\frac{\sigma_2}{X}, \frac{\sigma_3}{Y}, \text{abs} \left(\frac{\tau_{23}}{T} \right) \right) > 1 \quad (3.54)$$

$$\text{Caso 3D} - R_1 = \text{máximo} \left(\frac{\sigma_2}{X}, \frac{\sigma_3}{Y}, \frac{\sigma_1}{Z}, \text{abs} \left(\frac{\tau_{12}}{R} \right), \text{abs} \left(\frac{\tau_{13}}{S} \right), \text{abs} \left(\frac{\tau_{23}}{T} \right) \right) > 1 \quad (3.55)$$

3.3.3 Critério da Deformação Máxima

De acordo com o critério de deformação máxima, a falha no material acontece quando pelo menos um dos componentes de deformação ao longo da direção dos eixos do material ε_2 , ε_3 e γ_{23} (caso bidimensional) e ε_1 , ε_2 , ε_3 , γ_{12} e γ_{23} (caso tridimensional) ultrapassa a deformação última na direção correspondente. A deformação última é definida como sendo a deformação máxima que o material pode suportar. A condição de falha é representada nas equações seguintes:

$$\text{- Caso bidimensional} \quad I_1 = \frac{\varepsilon_2}{X_e}, I_2 = \frac{\varepsilon_3}{Y_e}, I_3 = \frac{\tau_{23}}{T_e} \quad (3.56)$$

Para o caso tridimensional, além da equação (3.55), são verificadas as deformações e distorções interlaminares apresentadas na equação (3.57), seguinte.

$$I_4 = \frac{\varepsilon_1}{Z_e}, I_5 = \frac{\gamma_{12}}{R_e}, I_6 = \frac{\gamma_{13}}{S_e} \quad (3.57)$$

onde R_e , S_e e T_e representam as distorções admissíveis nos planos 1-2, 1-3 e 2-3, respectivamente.

No que diz respeito às deformações últimas do material valem as seguintes considerações representadas nas condições abaixo:

Se $\varepsilon_1 < 0$, $Z_e = Z_{cu}$, onde Z_{cu} representa a deformação última à compressão na direção 1.

- Se $\varepsilon_1 > 0$, $Z_e = Z_{tu}$, onde Z_{tu} representa a deformação última à tração na direção 1.

- Se $\varepsilon_2 < 0$, $X_e = X_{cu}$, onde X_{cu} representa a deformação última à compressão na direção 2.

- Se $\varepsilon_2 > 0$, $X_e = X_{tu}$, onde X_{tu} representa a deformação última à tração na direção 2 .

- Se $\varepsilon_3 < 0$, $Y_e = Y_{cu}$, onde Y_{cu} representa a deformação última à compressão na direção 3.

- Se $\varepsilon_3 > 0$, $Y_e = Y_{tu}$, onde Y_{tu} representa a deformação última à tração na direção 3 .

A condição de falha é representada pelos índices:

$$\text{Caso 2D} - R_1 = \text{máximo} \left(\frac{\varepsilon_2}{X}, \frac{\varepsilon_3}{Y}, \text{abs} \left(\frac{\gamma_{23}}{T} \right) \right) > 1 \quad (3.58)$$

$$\text{Caso 3D} - R_1 = \text{máximo} \left(\frac{\varepsilon_2}{X}, \frac{\varepsilon_3}{Y}, \frac{\varepsilon_1}{Z}, \text{abs} \left(\frac{\gamma_{12}}{R} \right), \text{abs} \left(\frac{\gamma_{13}}{S} \right), \text{abs} \left(\frac{\gamma_{23}}{T} \right) \right) > 1 \quad (3.59)$$

3.3.4 Critério de Tsai-Hill

A equação de Tsai-Hill na sua forma bidimensional é representada pela equação:

$$\left(\frac{\sigma_2}{X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_3}{Y} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{23}}{T} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_2 \sigma_3}{X^2} \right) = 1 \quad (3.60)$$

A expressão na forma tridimensional é dada pela equação:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\sigma_1}{Z}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_3}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{R}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{13}}{S}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{13}}{S}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{23}}{T}\right)^2 - \left(\frac{1}{X^2} + \frac{1}{Z^2} - \frac{1}{Y^2}\right)\sigma_1\sigma_2 \\ & - \left(\frac{1}{X^2} + \frac{1}{Y^2} - \frac{1}{Z^2}\right)\sigma_2\sigma_3 - \left(\frac{1}{Z^2} + \frac{1}{Y^2} - \frac{1}{X^2}\right)\sigma_1\sigma_3 = 1 \end{aligned} \quad (3.61)$$

Neste critério, não existe distinção na consideração dos sinais, caso a tensão atuante no material seja de tração ou compressão nas equações (3.60) e (3.61). Os valores apropriados de suas resistências à tração e compressão podem ser usados nas respectivas equações de acordo com as condições do Critério da Deformação Máxima.

3.3.5 Critério de Azzi-Tsai-Hill

A equação de Azzi-Tsai-Hill é derivada do critério de Tsai-Hill aplicada para materiais ortotrópicos (AZZI e TSAI (1965), TSAI e AZZI (1966)). A diferença entre os dois critérios é notável quando σ_2 e σ_3 têm sinais opostos para o caso bidimensional. O mesmo é válido para no caso tridimensional.

$$\left(\frac{\sigma_2}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_3}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{23}}{T}\right)^2 - abs\left(\frac{\sigma_2\sigma_3}{X^2}\right) = 1 \quad (3.62)$$

A expressão na forma tridimensional é dada pela equação:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\sigma_1}{Z}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_3}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{R}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{13}}{S}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{13}}{S}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{23}}{T}\right)^2 - \left(\frac{1}{X^2} + \frac{1}{Z^2} - \frac{1}{Y^2}\right)abs(\sigma_1\sigma_2) \\ & - \left(\frac{1}{X^2} + \frac{1}{Y^2} - \frac{1}{Z^2}\right)abs(\sigma_2\sigma_3) - \left(\frac{1}{Z^2} + \frac{1}{Y^2} - \frac{1}{X^2}\right)abs(\sigma_1\sigma_3) = 1 \end{aligned} \quad (3.63)$$

3.3.6 Critério de Tsai-Wu

O critério de Tsai-Wu na forma 2D apresenta boa correlação teórico-experimental quando expandido na forma 3D, adicionando os termos cisalhantes τ_{12} , τ_{13} e tensão normal ao longo da espessura (σ_1). Geralmente esses termos adicionais são insignificantes quando o material

compósito é usado em uma camada de estrutura sanduíche ou como parte de uma estrutura em forma de casca, onde as tensões no plano predominam e também quando utilizado em estruturas de paredes finas. A forma simplificada, que é largamente utilizada para laminados de compósito, inclui somente duas tensões normais e uma cisalhante. A equação geral para este critério é:

$$F_{ij} \cdot \sigma_i \cdot \sigma_j + F_i \cdot \sigma_i \geq 1 \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (3.64)$$

Onde: σ_{ij} são as tensões em cada ponto do material e F_{ij} são definidas de acordo com a resistência do material. Sendo que ocorre falha no material quando em um determinado ponto a equação (3.64) é satisfeita.

Um aspecto a ser mencionado é que a influência do coeficiente F_{12} , seguindo a orientação do material definido na equação original é desprezível. Um valor simplificado para o coeficiente F_{12} igual a -0,5. Este valor poderia ser usado desde que o material obedeça ao critério de Von Mises para material isotrópico.

Expandindo a equação (3.64) manipulando os índices 2 e 3 obtém-se a equação na forma bidimensional seguinte:

$$F_2 \sigma_2 + F_3 \sigma_3 + F_{22} \sigma_2^2 + F_{33} \sigma_3^2 + 2F_{23} \sigma_2 \sigma_3 + F_{66} \tau_{23}^2 = 1 \quad (3.65)$$

Novamente expande-se a equação (3.65) usando os índices 1, 2 e 3 e obtém-se a expressão do critério na forma tridimensional:

$$F_1 \sigma_1 + F_2 \sigma_2 + F_3 \sigma_3 + F_{11} \sigma_1^2 + F_{22} \sigma_2^2 + F_{33} \sigma_3^2 + 2F_{12} \sigma_1 \sigma_2 + 2F_{13} \sigma_1 \sigma_3 + 2F_{23} \sigma_2 \sigma_3 + F_{44} \tau_{12}^3 + F_{55} \tau_{13}^3 + F_{66} \tau_{23}^3 = 1 \quad (3.66)$$

onde:

$$F_1 = \frac{1}{Z_T} - \frac{1}{Z_C}, F_2 = \frac{1}{X_T} - \frac{1}{X_C}, F_3 = \frac{1}{Y_T} - \frac{1}{Y_C} \quad (3.67)$$

$$F_{11} = \frac{1}{(Z_T Z_C)}, F_{22} = \frac{1}{(X_T X_C)}, F_{33} = \frac{1}{(Y_T Y_C)} \quad (3.68)$$

$$F_{44} = \frac{1}{(R)^2}, F_{55} = \frac{1}{(S)^2}, F_{66} = \frac{1}{(T)^2} \quad (3.69)$$

$$F_{12} = \frac{-0.5}{\sqrt{(X_T X_C Z_T Z_C)}}, F_{13} = \frac{-0.5}{\sqrt{(Z_T Z_C Y_T Y_C)}}, F_{23} = \frac{-0.5}{\sqrt{(X_T X_C Y_T Y_C)}} \quad (3.70)$$

X_T é a resistência à tração do compósito na direção 2

X_C é a resistência à compressão do compósito na direção 2

Y_T é a resistência à tração do compósito na direção 3

Y_C é a resistência à compressão do compósito na direção 3

Z_T é a resistência à tração do compósito na direção 1

Z_C é a resistência à compressão do compósito na direção 1

R, S e T são as resistências ao cisalhamento nos planos 1-2, 1-3 e 2-3.

4 - CONFINAMENTO PASSIVO DO CONCRETO

4.1 Definições

Uma situação típica do concreto em estado múltiplos de tensão e através do confinamento. O confinamento do concreto pode ser entendido fazendo uma análise de um pilar de seção circular, circunscrito por um tubo de parede fina.

Inicialmente, suponha o pilar composto de um material, cujo comportamento é elástico-linear e está livre de quaisquer restrições laterais, como mostrado na Figura 4.1. Ao aplicar o esforço axial (P), ocorre um encurtamento do comprimento do pilar, proporcional ao valor do módulo de elasticidade (E) do material que o constitui, seguido de deformações radiais, provenientes da expansão lateral, produzidas devido ao efeito de Poisson, que resultam em uma deformação lateral do pilar, proporcional a $E\nu$, sendo ν o coeficiente de Poisson do material que constitui o pilar.

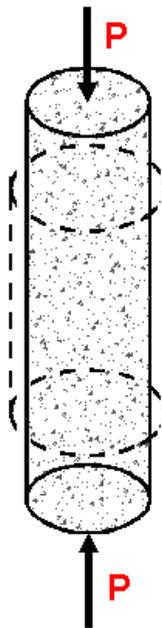


Figura 4.1- Pilar carregado

Agora, suponha esse mesmo pilar circunscrito por um tubo de parede fina. Esse tudo pode ser formado por espiras de aço ou por um material compósito, como mostrado na Figura 4.2 (1).

Quando o pilar é carregado com o esforço (P), em virtude do efeito de Poisson, o núcleo deste tende a se dilatar e, é impedido pelas restrições impostas pelo tubo. Dessa forma, estabelece-se um estado tripo de tensão, do qual se origina um acréscimo da resistência do núcleo.

Ao impedir o núcleo de se dilatar, desenvolve-se uma pressão interna (f_i), provocando tração na parede do tudo, conforme Figura 4.2 (2).

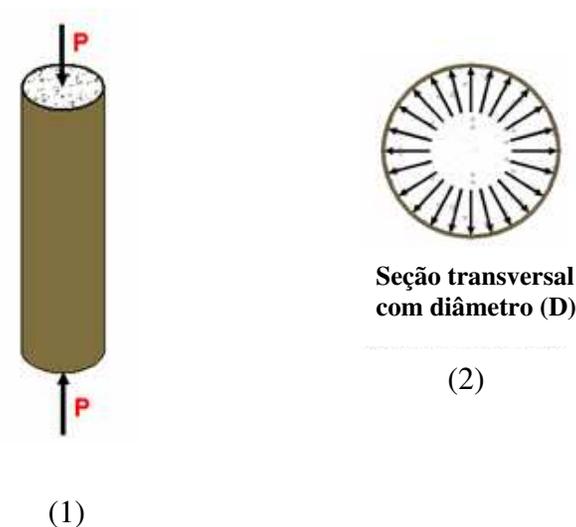


Figura 4.2 - Pilar confinado com uma carga (P) aplicada

Segundo SUDANO (2005) esse mecanismo é eficiente se o material de que é formado o tudo for capaz de resistir à esse esforço de tração produzido.

Fazendo um corte na seção transversal do pilar da Figura 4.2 verifica-se que a seção do pilar possui um diâmetro D e o confinamento é feito através de um material (utilizado como para o encamisamento) com uma espessura t_f .

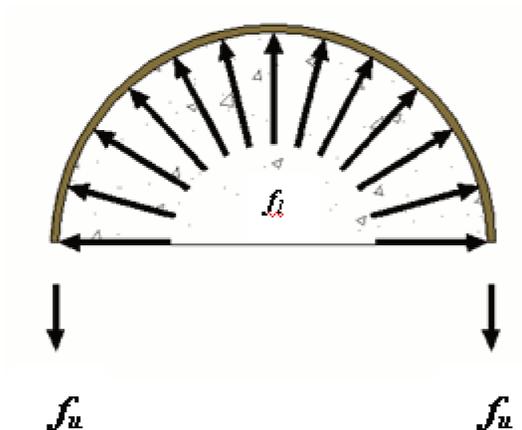


Figura 4.3- Corte na seção transversal do pilar confinado

Fazendo o equilíbrio de forças tem-se:

$$f_l D = 2 f_u t_f$$

$$f_l = \frac{2 f_u t_f}{D} \quad (4.1)$$

A área do pilar e do camisa são expressas por:

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.2)$$

$$A_c = \pi D t_f \quad (4.3)$$

Chamando a relação entre a área da camisa e a área do pilar de taxa volumétrica de confinamento (ρ_f), tem-se:

$$\rho_f = \frac{A_c}{A_p} \Rightarrow \rho_f = \frac{4 t_f}{D} \quad (4.4)$$

A deformação na camisa (ϵ_l), necessariamente deve ser igual à deformação no concreto (ϵ_c), tendo em vista a lei de Hooke, ($\sigma = E \cdot \epsilon$).

Dessa maneira, através da compatibilidade de deformações, fazendo a deformação ε_l na camisa igual à deformação lateral do concreto ε_l e, como $\sigma_f = E_f \varepsilon_f$, a equação (4.1) pode ser escrita da seguinte forma:

$$f_l = \frac{E_f \varepsilon_l \rho_f}{2} \quad (4.5)$$

A máxima pressão de confinamento ($f_{lmáx}$) é dada por:

$$f_{lmáx} = \frac{2f_f t_f}{D} \quad (4.6)$$

4.2 Modelos teóricos de confinamento

Segundo SAATCIOGLU E RAZVI (1999), a resistência do concreto sob um estado multiaxial de tensão, pode ser difícil de ser estabelecida teoricamente, devido a não linearidade e não homogeneidade do material. Assim, informações obtidas em ensaios laboratoriais são utilizadas para desenvolver modelos empíricos e semi-empíricos, para o tratamento do problema.

De acordo com SILVA (2002), os primeiros modelos surgiram das adaptações de modelos previamente elaborados, à partir de ensaios realizados em câmaras triaxiais para confinamento com aço. A partir de resultados de ensaios experimentais de cilindros de concreto confinados com FRP, vários modelos empíricos foram ajustados, utilizando-se mantas flexíveis e tubos rígidos de FRP.

Um fato pertinente que deve ser mencionado é que o comportamento do concreto confinado varia em virtude do tipo de material confinante. A Figura 4.4 apresenta o comportamento de um corpo de prova de concreto confinado com aço, comparado com um outro, similar ao primeiro, porém, confinado com FRP. Nesta figura são mostradas as relações axiais da relação *Tensão x Deformação* dos dois mecanismos do confinamento

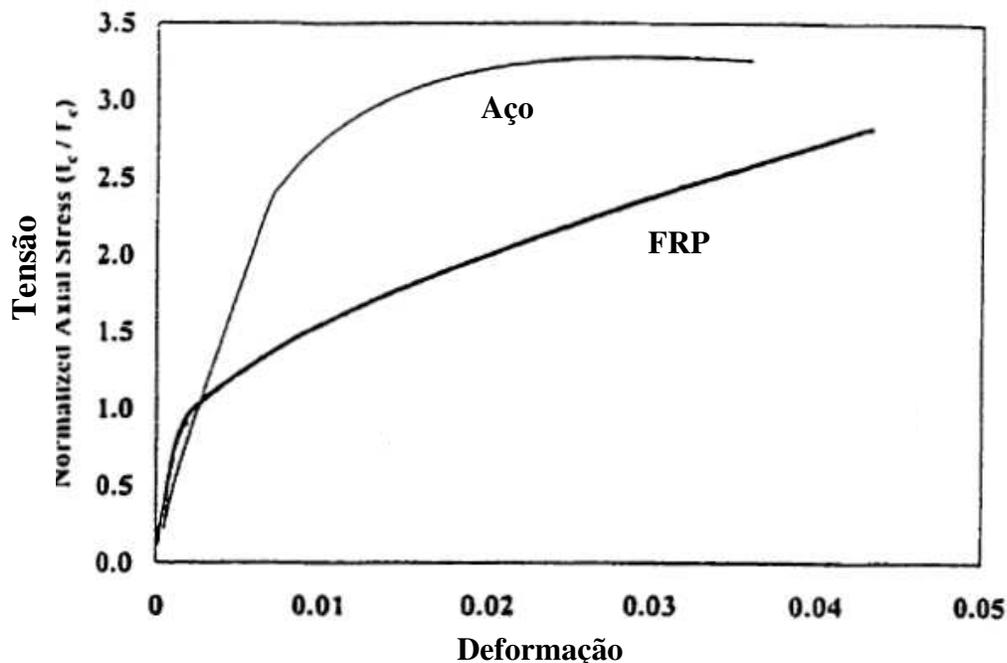


Figura 4.4 – Curva *Tensão x Deformação* do concreto confinado com aço e com FRP [BECQUE (2000)]

Como pode ser observado na Figura 4.4, em virtude das baixas deformações de ruptura e a falta de um patamar de escoamento definido, o material compósito possibilita uma pressão crescente até a sua ruptura, resultando num diagrama *Tensão x Deformação* bilinear, enquanto que no caso do concreto confinado com aço, os ensaios mostraram uma pequena suavização no diagrama *Tensão x Deformação*, antes de atingir a resistência máxima. O diagrama continua com o escoamento do aço até atingir a resistência máxima. Após alcançar a resistência máxima, a curva segue gradualmente num ramo descendente de pós-pico.

Fundamentados em informações como essas e com base na distribuição de pressões laterais, conforme apresentado pela equação (4.6), muitos pesquisadores propuseram modelos para o tratamento do problema do concreto em estados múltiplos de tensão em pilares. A seguir serão apresentados alguns desses modelos de confinamento.

4.2.1 Modelos de confinamento com aço

4.2.1.1 Modelo de MANDER, PRIESTLEY e PARK (1988)

MANDER, PRIESTLEY e PARK (1988) apresentaram um modelo teórico para o comportamento *Tensão x Deformação* do concreto confinado. Esse modelo foi desenvolvido para o cálculo de pilares confinados com armadura transversal de aço.

Os autores propuseram um diagrama *Tensão x Deformação*, para o concreto confinado, conforme mostrado a seguir.

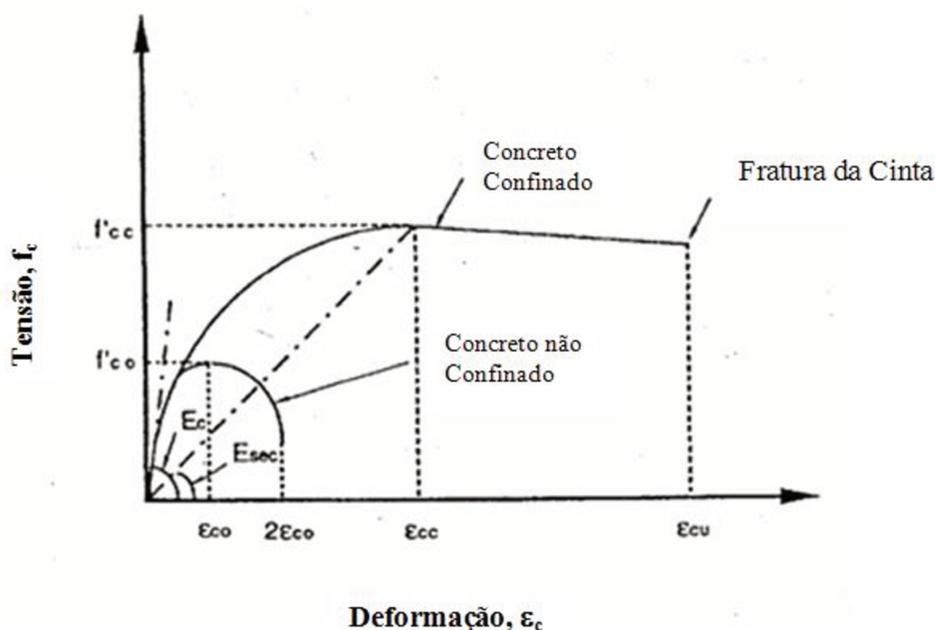


Figura 4.5 - Diagrama *Tensão x Deformação* proposto por MANDER *et al.* em 1988 [SAADATMANESH e EHSANI (1994)]

Com base na equação de POPOVICS (1973)* sobre a curva do diagrama, para um carregamento lento e monotônico, a resistência axial à compressão do concreto não confinado (f_c) é dada por:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (4.7)$$

*POPOVICS, S.; "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves for Concrete". Cement and Concrete Research, V.3, No. 5. pp. 583-599, 1973.

onde:

f_c é a resistência do concreto não confinado;

f_{cc} é a resistência do concreto confinado;

sendo:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.8)$$

onde:

ε_c é a deformação longitudinal do concreto;

ε_{cc} é a deformação do concreto confinado na máxima tensão resistida (tensão de pico do concreto confinado), expressa por:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left[\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right] \right] \quad (4.9)$$

e

(r), a seguinte relação:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.10)$$

e (e_{co}) é a máxima deformação do concreto não confinado ($e_{co} = 0,002$).

Assim, segundo MANDER *et al.* (1988) a resistência do concreto confinado é expressa por:

$$f_{cc} = f_{co} \left[-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f_l'}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l'}{f_{co}} \right] \quad (4.11)$$

sendo:

f_l' é a pressão de confinamento, calculada através da seguinte expressão:

$$f_l' = f_l \cdot K_e \quad (4.12)$$

A pressão de confinamento (f'_l) leva em consideração o fato de que no cintamento por laços parte da seção, ao longo do comprimento, não estará completamente confinada. Para corrigir esse problema, considera-se o coeficiente de eficácia (K_e), expresso por:

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (4.13)$$

onde:

A_e é a área do núcleo de concreto efetivamente confinado; e

A_{cc} é a área líquida de concreto, subtraindo a área proveniente da armadura longitudinal (A_s), expressa por:

$$A_{cc} = A_c - A_s \quad (4.14)$$

Para obter a área de concreto efetivamente confinada entre os laços, os autores utilizaram a técnica proposta por SHEIKH e UZUMERI (1982)*, que baseado na Figura 4.6, é assumida uma curvatura fictícia entre os laços em forma de uma parábola de segundo grau com tangente inicial de 45°. O concreto dentro dessa parábola é considerado não efetivo.

*SHEIKH, S.A.; UZUMERI, S.M.; "Analytical Model for Concrete confinement in tied columns". Journal of the Structural Division, December, v.108, p.2703-2722, 1982.

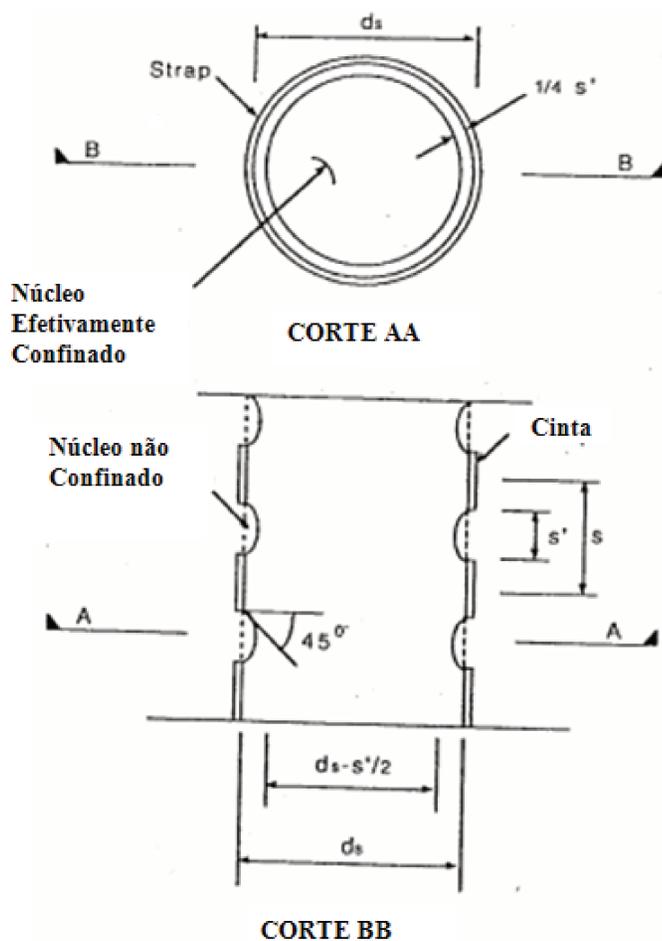


Figura 4.6 - Confinamento de uma coluna [adaptado de SAADATMANESH e EHSANI (1994)]

A menor área de concreto confinado ocorre no meio da distância entre laços (cinta). Sendo para seções circulares, determinada da seguinte forma:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (4.15)$$

onde:

s' é o espaçamento entre laços; e

d_s é o diâmetro da seção.

Dessa forma, para seções com estribos circulares o coeficiente de eficácia (K_e), pode ser expresso por:

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (4.16)$$

Onde ρ_{cc} é a taxa de armadura longitudinal do núcleo.

Já para seções com estribos em espirais:

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (4.17)$$

CARRAZEDO (2002) salienta que MANDER *et al.* (1988) admitem que seções quadradas ou retangulares sofram reduções no nível de confinamento tanto na direção longitudinal como transversal. A redução na direção longitudinal é análoga à de seções circulares e pode ser obtida por meio das equações (4.16) e (4.17).

Essa redução dentro da seção transversal ocorre devido à flexão das armaduras transversais, que possuem baixa rigidez. O tratamento para esses casos, se faz novamente delimitando-se a região confinada com uma parábola de declividade inicial de 45°. O efeito é considerado retirando as parábolas de concreto não confinado entre nós rígidos (encontro com as barras longitudinais). Dessa maneira, pode-se observar que a área inefetiva entre dois nós rígidos (barras longitudinais impedidas de deslocar-se lateralmente) com distância interna de w_i é dada por $(w_i)^{2/6}$ (vide Figura 4.7).

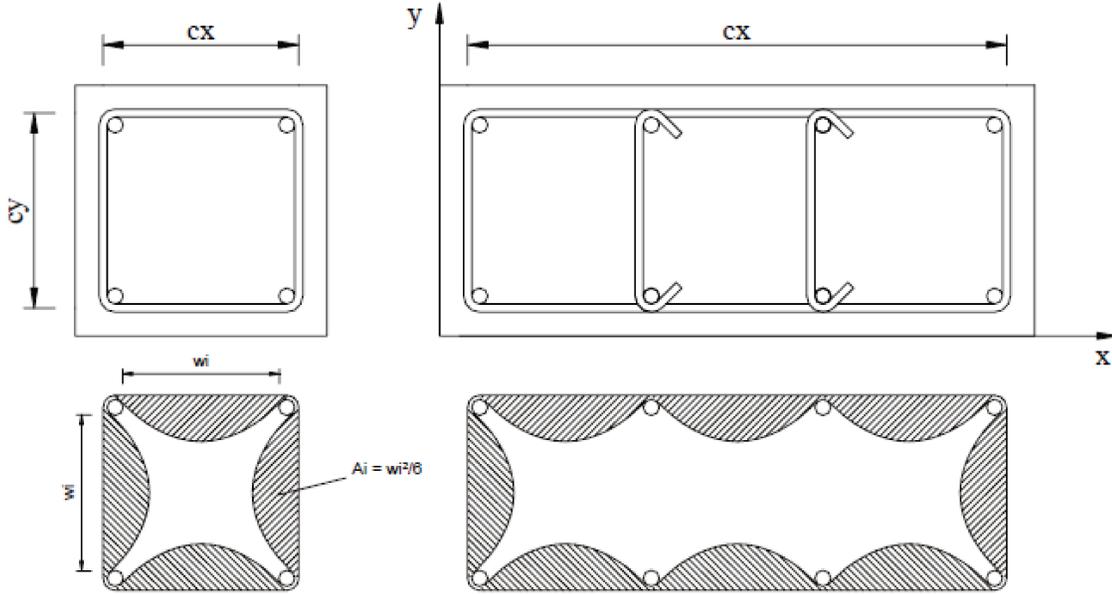


Figura 4.7 - Distribuição de áreas inefetivas na seção transversal de pilares de seção quadrada e retangular [CARRAZEDO (2002)]

A soma das áreas inefetivas é dada por:

$$A_I = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6} \quad (4.18)$$

Considerando-se a redução concomitantemente das áreas inefetivas longitudinais e transversais, a área efetiva para pilares com estribos retangulares é dada por:

$$A_e = \left(c_x \cdot c_y - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_y} \right) \quad (4.19)$$

sendo: c_x e c_y as dimensões da seção transversal.

Assim, o coeficiente de efetividade considerando todos os fatores é expresso por:

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6 \cdot c_x \cdot c_y} \right) \left(1 - \frac{s'}{2c_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_y} \right)}{(1 - \rho_l)} \quad (4.20)$$

Para diferentes taxas de armadura transversal nas direções x e y, tem-se:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot c_y} \quad (4.21)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot c_x} \quad (4.22)$$

Onde A_{sx} e A_{sy} são as áreas das armaduras transversais nas direções x e y, respectivamente.

Assim, as pressões nas direções x e y são respectivamente expressas por:

$$f'_{lx} = K_e \cdot \rho_x \cdot f_x \quad (4.23)$$

$$f'_{ly} = K_e \cdot \rho_y \cdot f_y \quad (4.24)$$

CARRAZEDO (2002) comenta que o modelo de MANDER *et al.* (1988) considera em separado os efeitos das duas pressões (f_{l1} e f_{l2}). Pelo ábaco da Figura 4.8, entra-se com as pressões laterais nas direções x e y obtendo-se o acréscimo de resistência do concreto confinado. Para o caso de espirais ou estribos circulares em que a pressão lateral é constante nas direções radiais, MANDER *et al.* (1988) sugerem uma solução baseada na superfície de ruptura multiaxial de cinco parâmetros (semelhante à indicada na Figura 4.8) dada por WILLIAN e WARNKE* *apud* MANDER *et al.* (1988):

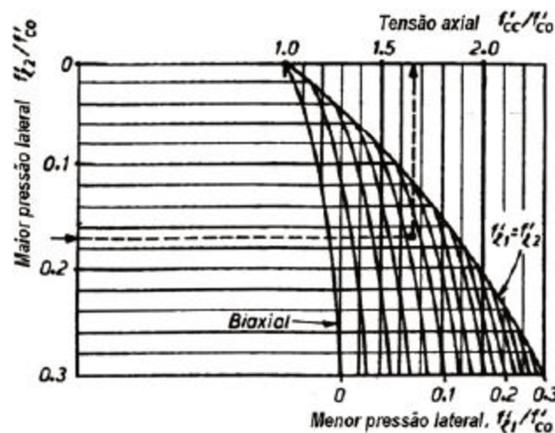


Figura 4.8 - Determinação do ganho de resistência do concreto confinado para seções retangulares de MANDER *et al.* (1988) [CARRAZEDO (2002)]

WILLIAN, K. J.; WARNKE, E. P.; "Constitutive Models for the Triaxial Behaviour for Concrete". International Association of Bridge and Structural Engineers Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stress. Paper III-1, Bergamo, Italy, May 17-19, pp. 1-30, 1974.

Segundo MANDER *et al.* (1988), a deformação última do concreto (ε_{cu}) é aquela em que a espiral rompe. Para o cálculo da mesma é feito uma aproximação baseada no balanço energético, onde admite-se que a ductilidade adicional seja proporcionada pela energia fornecida pelas cintas. Assim, o balanço é obtido pela seguinte relação:

$$U_{st} = U_{cc} + U_{sl} - U_{co} \quad (4.25)$$

onde:

U_{st} é a energia de deformação última da armadura transversal;

U_{cc} é energia correspondente à área sob o diagrama *Tensão x Deformação* do concreto confinado, expressa por:

$$U_{cc} = A_c \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon_c \quad (4.26)$$

U_{sl} é a energia de deformação da armadura longitudinal, expressa por:

$$U_{sl} = \rho_{cc} A_c \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_{sl} \quad (4.27)$$

U_{co} é energia correspondente à área sob o diagrama tensão-deformação do concreto não confinado, expressa por:

$$U_{co} = A_c \int_0^{2\varepsilon_{co}} f_{uc} d\varepsilon_c \quad (4.28)$$

4.2.1.2 Modelo de SAATCIOGLU e RAZVI (1992)

SAATCIOGLU e RAZVI (1992) analisando o efeito do confinamento em um material, suposto perfeitamente elástico e linear, verificaram que uma combinação de tensões axial e lateral neutraliza a tendência do material expandir-se lateralmente. Nessas condições, para as tensões uniaxial, triaxial e uma tensão em um plano lateral, tem se as seguintes relações.

$$\frac{-\nu\sigma_{1u}}{E} = \frac{\sigma_{2l} - \nu(\sigma_{2t} + \sigma_{1t})}{E} \quad (4.29)$$

onde:

u e l descrevem as direções axial e lateral, respectivamente;

ν é o coeficiente de Poisson; e

E é o módulo de elasticidade do material não confinado;

A equação (4.29) pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\sigma_{1l} = \sigma_{1u} + k'\sigma_{2t} \quad (4.30)$$

onde;

$$k' = \frac{1-\nu}{\nu} \quad (4.31)$$

No caso do concreto, a relação entre o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson varia com o carregamento, devido a não linearidade do material. Além disso, a microfissuração induz à anisotropia, de forma que as relações constitutivas como relações *Tensão x Deformação* e coeficiente de Poisson, podem apresentar características diferentes nos três sentidos ortogonais.

Dessa forma, os autores em 1992 reescreveram a equação (4.30), propondo a determinação da resistência do concreto em estado triaxial de tensões, isto é, confinado, expresso em função da resistência uniaxial do concreto não confinado e da pressão lateral:

$$f_{cc} = f_c + K_1 f_l \quad (4.32)$$

onde k_l é um coeficiente obtido através de dados experimentais.

Enquanto os coeficientes k' e k_l não são idênticos, SAATCIOGLU E RAZVI (1992) sugerem que, tanto k' como k_l , estão em função do coeficiente de Poisson e que tem valores baixos para elevados do coeficiente de Poisson. Uma vez que valores elevados de Poisson ocorrem próximos à ruptura do material, onde a pressão lateral é máxima, baixos valores de k_l correspondem a valores altos da pressão lateral.

Uma expressão que reflete a variação de k_l com pressão lateral foi obtida por RICHART (1928)*, baseado em análise de regressão de dados experimentais, como se segue:

$$K_1 = 6,7(f_l)^{-0,17} \quad (4.33)$$

Segundo SAATCIOGLU e RAZVI (1992), Richart em 1982*, aplicou uma relação similar à equação (4.32) ao concreto, levando em conta a não linearidade e a não uniformidade e sugeriu que o valor de k_l fosse tomado igual a 4,1.

* RICHART, F.E., BRANDTZAEG, A., AND BROWN, R.L. *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. Illinois University, Engineering Experimental Station, Bulletin 185, 1928.

A Figura 4.9 mostra que k_l apresenta valores baixos para valores elevados da pressão lateral, aproximando-se a um valor quase constante, ligeiramente maior que 4 para uma gama de valores altos da pressão.

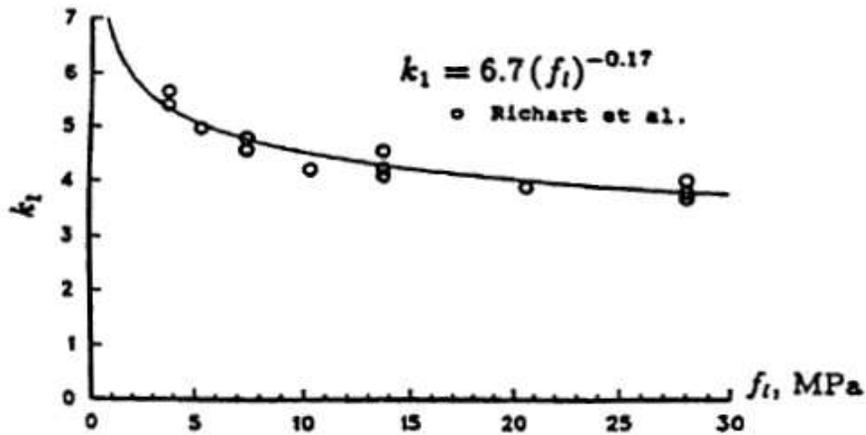


Figura 4.9 - Valores de k_l [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)]

Segundo RAMOS (2001), tendo-se f_c e k_l , o segredo do modelo desenvolvido por SAATCIOGLU e RAZVI (1992) está no cálculo da pressão lateral de confinamento (f_l), a qual depende do tipo de armadura transversal empregada nos pilares.

Para pilares com armadura transversal circular ou em espiral pouco espaçada, assume-se que a pressão lateral de confinamento seja uniforme sobre o perímetro do núcleo e, portanto, calculada segundo a equação de equilíbrio mostrada na Figura 4.10.

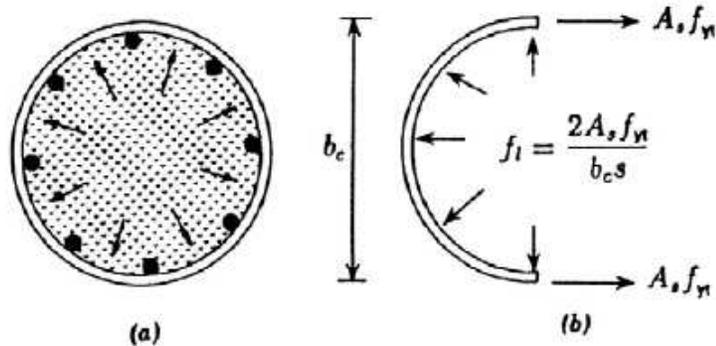


Figura 4.10 - Pressão lateral de confinamento em pilares de seção circular [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)]

Todavia a pressão lateral quando não se tem seção circular, não é uniforme, como ilustra a Figura 4.11.

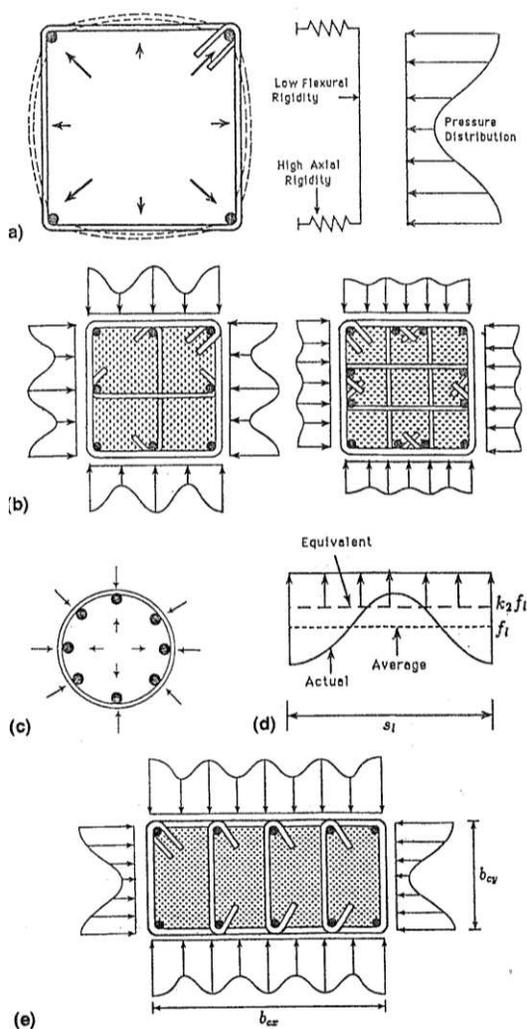


Figura 4.11 - Pressão de confinamento passivo: (a) desenvolvimento da pressão em seção quadrada; (b) variação da pressão segundo o arranjo da armadura; (c) pressão lateral uniforme em seção circular; (d) pressão uniforme equivalente em seção quadrada; (e) pressão de confinamento em seção retangular [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)]

Nos casos em que o arranjo das armaduras é feito com armaduras transversais pouco espaçadas e barras longitudinais próximas suportadas lateralmente por estribos, admiti-se ainda que a pressão lateral de confinamento possua distribuição uniforme e pode ser calculada através da equação 4.34:

$$f_l = \frac{\sum (A_s f_s \text{sen } \alpha) i}{s b_c} \quad (4.34)$$

onde:

A_s é a área da seção da barra da armadura transversal;

f_s é a resistência de escoamento do aço da armadura transversal;

b_c é a dimensão da seção transversal quadrada do núcleo;

s é o espaçamento entre a armadura transversal; e

α é o ângulo entre a armadura transversal e b_c .

Já nas situações em que o pilar possui barras longitudinais apenas nos cantos dos estribos quadrados e o espaçamento da armadura transversal é relativamente grande, a redução de pressão ao longo da direção longitudinal entre os estribos é bastante acentuada. Assim, o valor da pressão de confinamento, determinado segundo a equação (4.34), para esses casos, torna-se superestimado em relação ao valor real da pressão. Para contornar esse problema o modelo de SAATCIOGLU e RAZVI (1992) propõe uma pressão uniforme equivalente (f_{le}), conforme a equação 4.35:

$$f_{le} = k_2 \cdot f_l \quad (4.35)$$

onde k_2 é um coeficiente de efetividade que transforma a pressão real em pressão uniforme equivalente. Este coeficiente foi obtido através de regressões analíticas obtidas em análises laboratoriais e sua expressão empírica é dada por:

$$k_2 = 0,26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_1}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1 \quad (4.36)$$

onde:

s_l é o espaçamento das armaduras longitudinais amarradas a estribos que atravessam a seção transversal; e

f_l é a pressão lateral em MPa.

Dessa maneira, a expressão (4.32) pode reescrita da seguinte forma:

$$f_{cc} = f_c + K_1 f_{le} \quad (4.37)$$

Já para o caso de pilares com seção retangular, o cálculo da pressão lateral equivalente deve ser feito por meio da seguinte expressão:

$$f_{le} = \frac{f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (4.38)$$

onde b_{cx} e b_{cy} são as dimensões da seção transversal do núcleo do pilar nas direções x e y, respectivamente.

SAATCIOGLU e RAZVI (1992) propuseram um diagrama *Tensão x Deformação*, para o concreto confinado e não confinado, conforme mostrado a seguir.

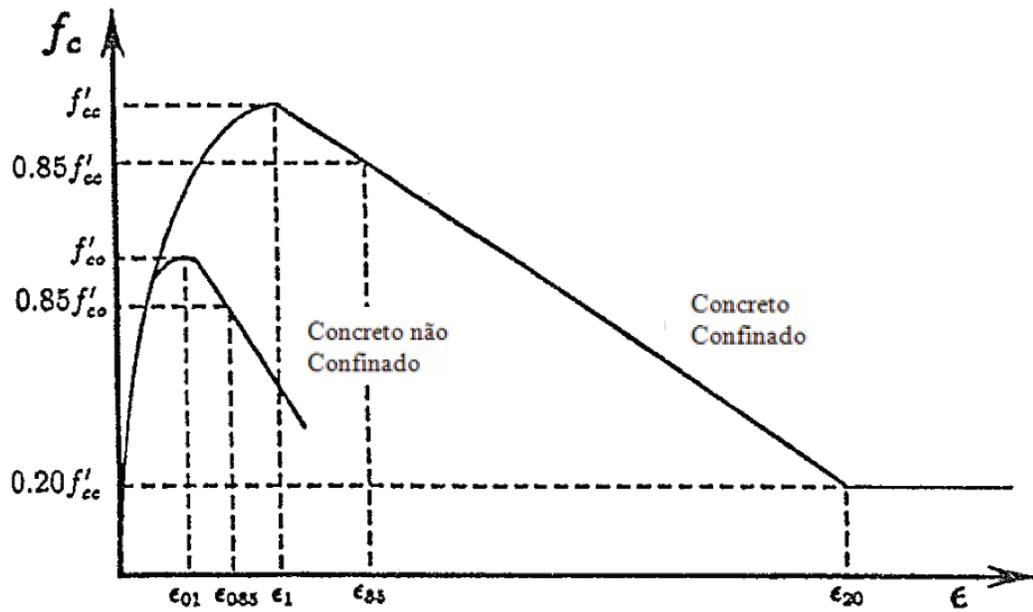


Figura 4.12 – Diagrama *Tensão x Deformação* para o concreto confinado e não confinado [SAATCIOGLU e RAZVI (1992)].

Na Figura 4.12, ε_{85} é a deformação pós-pico do concreto confinado correspondente à 85% da máxima resistência à compressão do concreto confinado, e é expressa por:

$$\varepsilon_{85} = 260 \cdot \rho \cdot \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (4.39)$$

sendo ρ a seguinte relação:

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cx})} \quad (4.40)$$

ε_{085} é a deformação pós-pico do concreto não confinado correspondente à 85% da máxima resistência à compressão do concreto não confinado, podendo ser tomado como $\varepsilon_{085} = 0,0038$.

Assim, o modelo de SAATCIOGLU e RAZVI (1992) pode ser expresso em termos de *Tensão x Deformação* da seguinte maneira:

$$f_c = f_{cc} \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{(1+2K)}} \leq f_{cc} \quad (4.41)$$

sendo: ε_l a deformação correspondente à máxima resistência à compressão do concreto confinado, expressa por:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{0l} \cdot (1 + 5K) \quad (4.42)$$

onde ε_0 é a deformação correspondente à máxima resistência à compressão do concreto não confinado, que pode ser tomada como $\varepsilon_{0l}=0,002$; e

K é a seguinte relação:

$$K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{f_{co}} \quad (4.43)$$

Deve ser observado que a tensão na armadura pode ser obtida através da equação:

$$f_s = E_s \left(0,0025 + 0,04 \sqrt[3]{\frac{K_2 \cdot \rho_c}{f_{co}}} \right) \leq f_{yt} \quad (4.44)$$

onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura transversal;

ρ_c é a taxa de armadura transversal (em relação à área de concreto);

f_{yt} é a tensão de escoamento do aço.

Em 1999 SAATCIOGLU e RAZVI adaptaram o modelo para avaliarem o concreto de alto desempenho. Segundo estes, o ganho absoluto de resistência ao confinamento independe da resistência do concreto não confinado. A ductilidade é definida pela deformação de pico e pela inclinação do trecho descendente, do diagrama mostrado na Figura 4.12. O trecho descendente do diagrama *Tensão x Deformação* é assumido como uma reta que passa pelos pontos $(\varepsilon_{cc}$ e $f_{cc})$ e $(\varepsilon_{85}$ e $0,85f_{cc})$. Entretanto, para validar a proposta foram inseridos os coeficientes k_3 e k_4 . Dessa maneira a deformação de pico do concreto confinado passou a ser:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot (1 + 5K_3 \cdot K_4) \quad (4.45)$$

onde:

$$K_3 = \frac{40}{f_{co}} \leq 1 \quad (4.46)$$

e

$$K_4 = \frac{f_{yr}}{500} \geq 1 \quad (4.47)$$

A deformação no trecho descendente correspondente a 85% da resistência do concreto confinado é obtida por:

$$\varepsilon_{85} = 260 \cdot \rho \cdot \varepsilon_{co} \cdot K_3 [1 + 0,5K_2(K_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad (4.48)$$

4.2.2 Modelos de confinamento com compósitos

4.2.2.1 Modelo de SAMAAAN *et al.* (1998)

SAMAAAN *et al.* (1998) propuseram uma relação *Tensão x Deformação* bi-linear do concreto confinado com PRF em pilares de seção circular, com um trecho de transição, conforme ilustra a Figura 4.13.

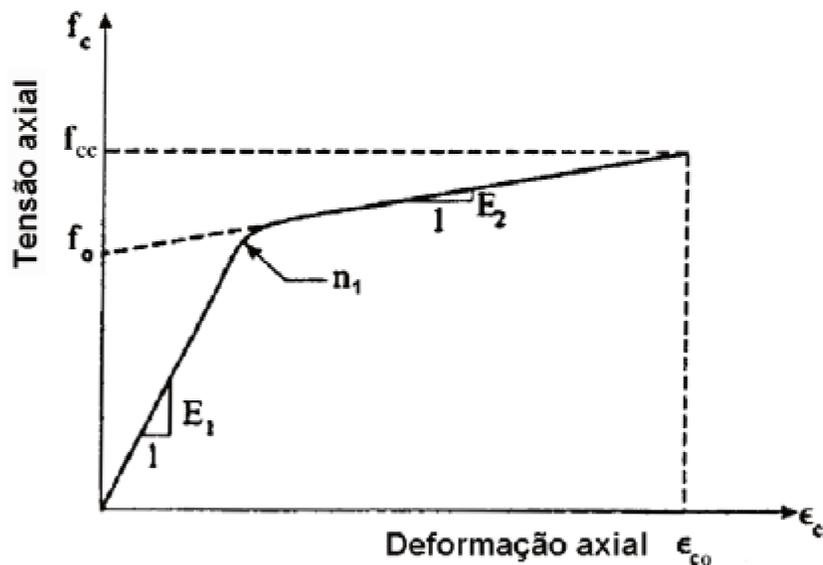


Figura 4.13 – Diagrama Tensão x Deformação [SAMAAN *et al* (1998)]

A tensão de confinamento é obtida através da seguinte equação:

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2) \cdot \varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2) \cdot \varepsilon_c}{f_o} \right)^{n_1} \right]^{\frac{1}{n_1}}} + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad (4.49)$$

onde n_1 é o parâmetro de forma da curva, que define o trecho de transição.

Nesse modelo utiliza-se a formulação, proposta por RICHART *et al.* (1928) e SAATCIOGLU e RAZVI (1992), com modificações no parâmetro k_1 . Baseando-se em resultados experimentais, os autores relacionaram k_1 com a pressão lateral pela seguinte expressão:

$$K_1 = 6,0(f_l)^{-0,3} \quad (4.50)$$

Dessa forma, substituindo-se a equação (4.50) na equação (4.32) obtém-se a relação entre a resistência do concreto confinado e a pressão lateral:

$$f_{cc} = f_c + 6,0f_l^{0,7} \quad (4.51)$$

No primeiro trecho do diagrama foi adotado para o módulo de elasticidade secante a equação:

$$E_1 = 3950 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.52)$$

Já a inclinação do segundo trecho é função da rigidez do elemento e da resistência do concreto não confinado dada por:

$$E_2 = 245,61 \cdot f_{co}^{0,2} + 1,3456 \cdot \frac{E_f \cdot t_f \cdot n}{D_c} \quad (4.53)$$

onde:

E_f é o módulo de elasticidade das fibras;

t_f é a espessura da camada de fibras; e

n é o número de camadas de fibras.

A intersecção f_0 é função da resistência do concreto não confinado e da pressão de confinamento, dada por:

$$f_0 = 0,872 \cdot f_{co} + 0,371 \cdot f_l + 6,258 \quad (4.54)$$

A deformação última do concreto confinado é dada por:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{f_{cc} - f_0}{E_2} \quad (4.55)$$

As relações válidas para deformações axiais podem ser estendidas para as deformações laterais:

$$f_c = \frac{(E_{1r} - E_{2r}) \cdot \varepsilon_r}{\left[1 + \left(\frac{(E_{1r} - E_{2r}) \cdot \varepsilon_r}{f_o} \right)^{n_r} \right]^{\frac{1}{n_1}}} + E_{2r} \cdot \varepsilon_r \quad (4.56)$$

onde o índice r indica a direção radial.

A inclinação do primeiro trecho linear é dada por:

$$E_{1r} = \frac{E_1}{\nu} \quad (4.57)$$

sendo ν o coeficiente de Poisson do concreto não confinado, adotado com valores entre 0,15 e 0,22.

Os demais parâmetros são obtidos com as taxas de dilatação $\mu_{m\acute{a}x}$ e com μ_u que são relacionadas à resistência do tubo (camisa).

$$\mu_{m\acute{a}x} = -0,977 \cdot \ln\left(\frac{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot n}{f_{co} \cdot D_c}\right) + 3,938 \quad (4.58)$$

$$\mu_u = -0,187 \cdot \ln\left(\frac{2 \cdot E_f \cdot t_f}{f_{co} \cdot D_c}\right) + 0,881 \quad (4.59)$$

O módulo de elasticidade radial do segundo trecho é dado por:

$$E_{2r} = \frac{E_2}{\mu_u} \quad (4.60)$$

O parâmetro de forma da curva é dado por:

$$n_r = \frac{n_1}{\mu_{máx}} \quad (4.61)$$

O intercepto é:

$$f_{or} = 0,636 \cdot f_{co} + 0,233 \cdot f_l + 4,651 \quad (4.62)$$

A deformação radial última é dada por:

$$\varepsilon_{nu} = \frac{f_{cc} - f_{or}}{E_{2r}} \quad (4.63)$$

onde f_{cc} é a tensão última do concreto confinado.

4.2.2.2 Modelo de MIYAUCHI *et al.* (1997)

Com base em informações em ensaios laboratoriais, através de corpos de prova cilíndricos de concreto confinados com compósitos, MIYAUCHI *et al.* (1997) propuseram para a resistência do concreto confinado uma equação semelhante à proposta por RICHART *et al.* (1929). Os autores implementaram um coeficiente de efetividade k_e , cujo valor é de 0,85, resultando em:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3,50 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (4.64)$$

Para a deformação última do concreto confinado, os autores propuseram expressões com funções exponenciais para dois níveis de resistência ensaiados, de 30 e 50 MPa.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 10,6 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,373} \quad \text{para } f_{co} = 30 \text{ MPa} \quad (4.65)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 10,5 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,525} \quad \text{para } f_{co} = 50 \text{ MPa} \quad (4.66)$$

O diagrama *Tensão x Deformação*, mostrado na Figura 4.14, é dividido em dois trechos. O primeiro é parabólico, seguindo o comportamento do concreto não confinado e o segundo é linear, tangenciando a parábola em um determinado ponto de intersecção (ε_{tan}). O equacionamento é dado a seguir:

$$f_c = f_{co} \cdot \left[2 \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{tan} \quad (4.67)$$

$$f_c = f_{co} - \lambda \cdot (\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c) \quad \text{para } \varepsilon_{tan} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (4.68)$$

sendo:

$$\varepsilon_{tan} = \varepsilon_{co} - \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{co}^2}{2 \cdot f_{co}} \quad (4.69)$$

$$\lambda = \frac{1}{\varepsilon_{co}^2} \cdot \left[2 \cdot f_{co} \cdot (\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}) + \sqrt{4 \cdot f_{co} \cdot (\varepsilon_{co} \cdot \varepsilon_{cc}^2 - 2 \cdot f_{co} \cdot \varepsilon_{co} \cdot \varepsilon_{cc} + f_{co} \cdot \varepsilon_{co}^2)} \right] \quad (4.70)$$

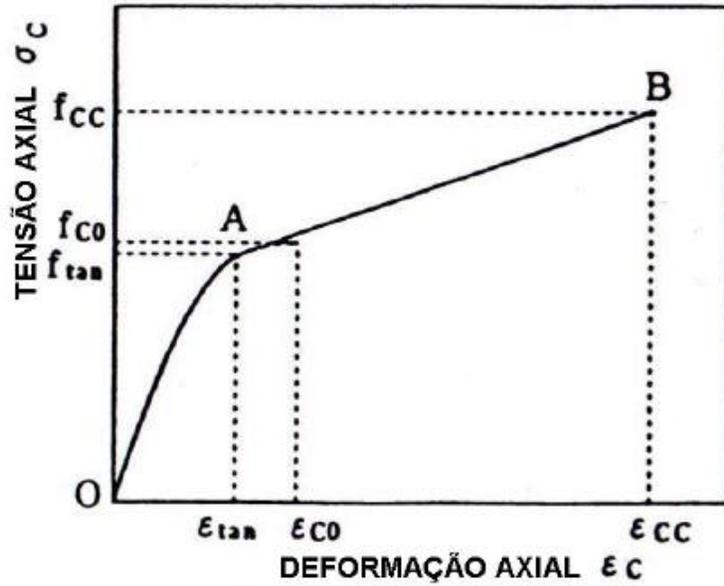


Figura 4.14 – Diagrama Tensão x Deformação [MIYAUCHI *et al.* (1997)]

4.2.2.3 Modelo de SAADATMANESH e EHSANI (1994)

SAADATMANESH e EHSANI (1994) adaptaram o modelo analítico de MANDER *et al.* (1988) e aplicaram em análises de pilares de seção circular e retangular reforçados com espirais de FRP e submetidos à flexo-compressão.

A adaptação foi feita com base na Figura 4.15, onde a expansão do concreto é impedida pela camisa de FRP.

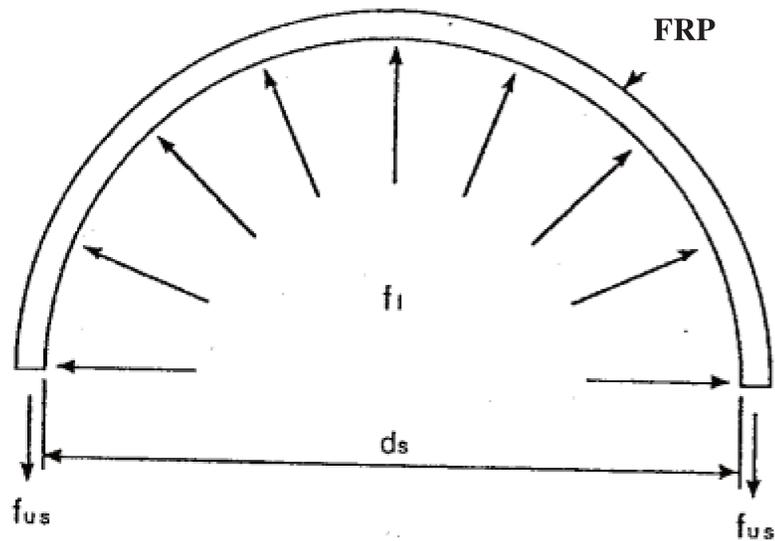


Figura 4.15 – Ação do confinamento do compósito FRP [SAADATMANESH e EHSANI (1994)]

Através do equilíbrio de forças, a pressão de confinamento (f_i) é dada por:

$$f_i = \frac{2f_{us}A_{st}}{d_s s} \quad (4.71)$$

onde:

f_i é a pressão de confinamento;

f_{us} é a resistência última do compósito;

A_{st} é área da seção do compósito

s é a espessura do compósito;

d_s é o diâmetro do núcleo confinado.

Chamando de razão volumétrica a relação entre o laço confinante e o núcleo do concreto (ρ_s), tem-se:

$$\rho_s = \frac{A_{st} \pi d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} = \frac{4A_{st}}{d_s s} \quad (4.72)$$

Logo:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s \cdot f_{us} \quad (4.73)$$

A energia de deformação última (U_{st}) por unidade de volume, do compósito de FRP, nessa adaptação é expressa por:

$$U_{st} = \rho_s A_c \int_0^{\varepsilon_{us}} f_{st} d\varepsilon_{st} \quad (4.74)$$

De posse dessa adaptação, a proposta dos autores foi de variar a resistência do concreto não confinado, a espessura dos laços de cintamento de FRP, o espaçamento livre entre estes laços e o tipo de fibras utilizadas, carbono e vidro.

Os autores observaram um ganho de resistência maior para concretos de menores resistências, todavia, não houve alteração na ductilidade das colunas. Outro aspecto observado é que o ganho de resistência à flexão foi menor que o ganho de resistência axial.

No aspecto do espaçamento entre os laços de cintamento foi observado que o aumento do mesmo causou redução na ductilidade e na resistência. Entretanto, aumentando-se a espessura da camada de compósito, um aumento tanto na resistência quanto na ductilidade foram verificados. Esse comportamento foi independente das seções dos pilares.

Já quando comparado à eficiência dos diferentes tipos de fibras (vidro e carbono), o trabalho mostrou que o reforço com fibras de vidro necessitou de uma espessura de 2,5 mm para

resistir a um mesmo carregamento que 1 mm de fibras de carbono. Todavia, a ductilidade obtida nos pilares reforçados com a fibra de vidro foi maior que a obtida com fibra de carbono.

Dessa forma, SAADATMANESH e EHSANI (1994) concluíram que, embora as fibras de vidro permitam maior alongamento de ruptura, as fibras de carbono têm uma maior capacidade de absorção de energia. Como resultado, um maior aumento de resistência e ductilidade para as mesmas proporções volumétricas de materiais.

5 – INCÊNDIO E O COMPORTAMENTO DO CONCRETO ARMADO FRENTE AO FOGO

Segundo SEITO *et al.* (2008), as seguintes definições dos códigos normativos brasileiro e internacional traduzem exatamente o que é o incêndio:

- Brasil: NBR 13860: O incêndio é o fogo fora de controle.
- “Internacional ISO 8421-1: Incêndio é a combustão rápida disseminando-se de forma descontrolada no tempo e no espaço”.

De acordo com KODUR *et al.* (2005), a ação do fogo representa uma das condições ambientais mais severas que as estruturas podem estar submetidas. Dessa forma, a provisão de medidas de segurança para os elementos estruturais é uma principal medida de segurança para o projeto de edifícios.

O fundamento para essas preocupações pode ser atribuído ao fato de que, em situações de incêndio, quando outras medidas para conter a ação do fogo forem tomadas, a integridade estrutural é a última linha de defesa para os ocupantes desocuparem os edifícios.

Nesse aspecto, LANDI (1986) ressalta que todos os regulamentos e códigos de edificações partem do princípio de que o incêndio sempre existe, e que é impraticável se construir um edifício absolutamente à prova de fogo. O enfoque deles é mais no sentido de restringir o incêndio ao local de origem e garantir a fuga das pessoas.

Nesse sentido, a ABNT NBR 15200 (2004) preconiza que os objetivos gerais da verificação de estruturas em situação de incêndio são:

- limitar o risco à vida humana;
- limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade;
- limitar o risco da propriedade exposta ao fogo.

Dessa forma, pode-se considerar que as preocupações de segurança em uma edificação sujeita a um incêndio estão associadas a proteção das vidas dos ocupantes, devido à exposição severa à fumaça ou ao calor; bem como dos bombeiros que nele tenham de atuar para combater o incêndio; a proteção dos bens existentes no edifício e das atividades que se desenvolvem em seu interior; e a proteção da própria edificação contra danos que o incêndio possa gerar nela ou em edificações a circunvizinham, como o desabamento.

De acordo com CUOGHI (2006), o maior progresso na área de segurança contra incêndio se deu a partir da segunda metade do século XIX, sendo que, deste período em diante, os incêndios começaram a se limitar aos edifícios. Porém, depois da Segunda Guerra Mundial, o desenvolvimento da industrialização gerou uma série de produtos que foram incorporados aos edifícios, muitos deles contribuindo para o aumento da carga de incêndio. A larga utilização de materiais sintéticos na construção civil, principalmente no acabamento e isolamento, traz outro agravante que é a grande quantidade de fumaça tóxica e asfixiante que a combustão destes materiais produz. Dessa forma, depois da Segunda Grande Guerra houve um aumento gradual da carga de incêndio nos edifícios.

Do ponto de vista do estudo das estruturas, segundo VARGAS e SILVA (2003), a principal característica de um incêndio é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio (Figura 5.1), visto que a partir dessa curva é possível calcular-se a ação térmica. Essa por sua vez, acarreta aumento de temperatura nos elementos estruturais, causando-lhes redução de capacidade resistente e aparecimento de esforços adicionais, devidos às deformações térmicas

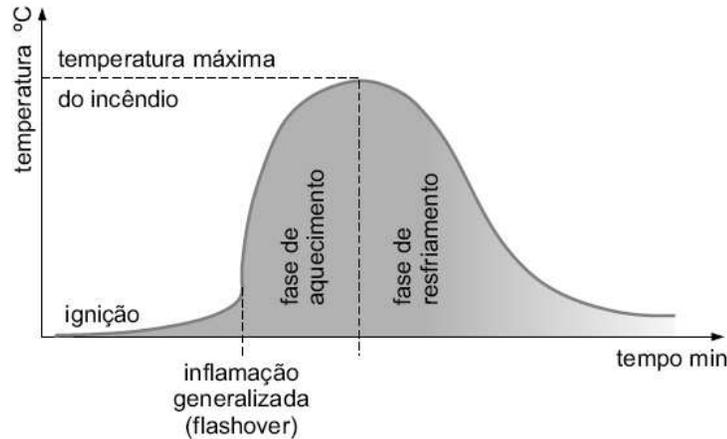


Figura 5.1 – Curva temperatura - tempo de um incêndio real [VARGAS e SILVA (2003)].

Esta curva pode ser entendida classificando o incêndio em três fases: ignição, aquecimento e resfriamento. Conforme CUOGHI (2006), no período inicial, conhecido como “pre-flashover”, ocorre o crescimento gradual da temperatura, quase sem influência das características do compartimento (taxa de ventilação, características do material de compartimentação, etc). O risco à vida humana ou ao patrimônio por colapso estrutural é muito baixo, sendo que se as medidas de proteção contra incêndio forem eficazes, o fogo será controlado facilmente. Num segundo momento ocorre o “*flashover*”. Nessa etapa acontece uma mudança súbita na temperatura, sendo que todo o material combustível do compartimento entra em combustão. A terceira fase de um incêndio compartimentado ocorre a partir do pico de máxima temperatura no ambiente, quando essa começa a se reduzir por todo o compartimento. Nessa fase existe ainda o risco de propagação do incêndio para outros compartimentos por radiação (penetração do calor nos elementos construtivos) ou ainda por convecção.

CUOGHI (2006) salienta que a primeira fase se inicia quando, por um motivo qualquer, se provoca a ignição de um combustível. A quantidade de calor gerado e, conseqüentemente, a variação da temperatura do ambiente é pequena na medida em que se tem pouco combustível queimando. A alimentação da reação através do oxigênio é ainda baixa em função de se ter, como regra geral, as janelas fechadas e as correntes de convecção ainda relativamente brandas. O calor gerado no foco do incêndio vai servindo principalmente para o aquecimento dos outros materiais constituintes do ambiente, que vão paulatinamente se aproximando de sua temperatura de ignição. Este processo vai se desenvolvendo até o ponto em que, tendo havido um considerável

desprendimento de gases combustíveis a partir dos materiais sólidos e estando esses já aquecidos o suficiente, esteja faltando unicamente a presença de oxigênio em quantidade apropriada para deflagrar um incêndio generalizado. É o que acontece quando, estando o ambiente em uma temperatura na ordem de 100 °C, os vidros estouram permitindo um farto acesso de oxigênio. Os gases combustíveis, em geral hidrocarbonetos, que se acumularam em certas regiões na forma de bolsões, iniciam uma violenta combustão que pode se dar inclusive na forma de explosões, e a temperatura então cresce rapidamente, até a temperatura de 400 °C a 600 °C, em que a maioria dos materiais sofre combustão espontânea.

Ainda, segundo CUOGHI (2006), normalmente, todos os esforços para o combate ao incêndio (como meios de proteção, brigada de incêndio, extintores, hidrantes, *sprinklers*, etc) são projetados para atuarem no “*pré-flashover*”, ou seja, eles são eficazes no momento da ocorrência do foco do incêndio. A etapa “*pré-flashover*” é, portanto, uma etapa importante no desenvolvimento do incêndio. Quanto mais longa for essa etapa, maiores serão as chances de escape do edifício e maior é o tempo disponível para chegada do Corpo de Bombeiros.

Após a inflamação generalizada, geralmente o controle do incêndio pelos bombeiros se faz no sentido de contê-lo dentro do edifício em que ele se iniciou, evitando-se, portanto, que o incêndio se propague para edificações circunvizinhas. As argamassas de proteção contra incêndio e outros revestimentos de proteção estrutural e de paredes de compartimentação atuam no “*pre-flashover*”, no “*flashover*” e no “*pos-flashover*”, uma vez que o objetivo desse tipo de proteção é aumentar a resistência das vedações e elementos estruturais a altas temperaturas.

Conhecendo-se a curva TEMPERATURA-TEMPO DE UM INCÊNDIO REAL, é possível calcular a temperatura atingida pelos componentes estruturais e sua correspondente resistência àquela temperatura. A curva do incêndio real é, pois é função de muitos parâmetros como: carga de incêndio (quantidade de material combustível do ambiente), grau de ventilação do ambiente em chamas, características térmicas dos materiais de vedação, entre outros. Dessa forma, nos casos práticos a aplicação do modelo do incêndio exige muita cautela, uma vez que a curva varia em cada caso analisado.

A curva real é de difícil determinação. Dessa forma, para fins de simplificação no dimensionamento, ela é comumente substituída por curvas parametrizadas que levam em consideração cargas de incêndio, grau de ventilação, entre outros. Segundo SEITO *et al.* (2008) essas curvas são chamadas de “curvas temperatura-tempo naturais”, conforme pode ser visto na Figura 5.2.

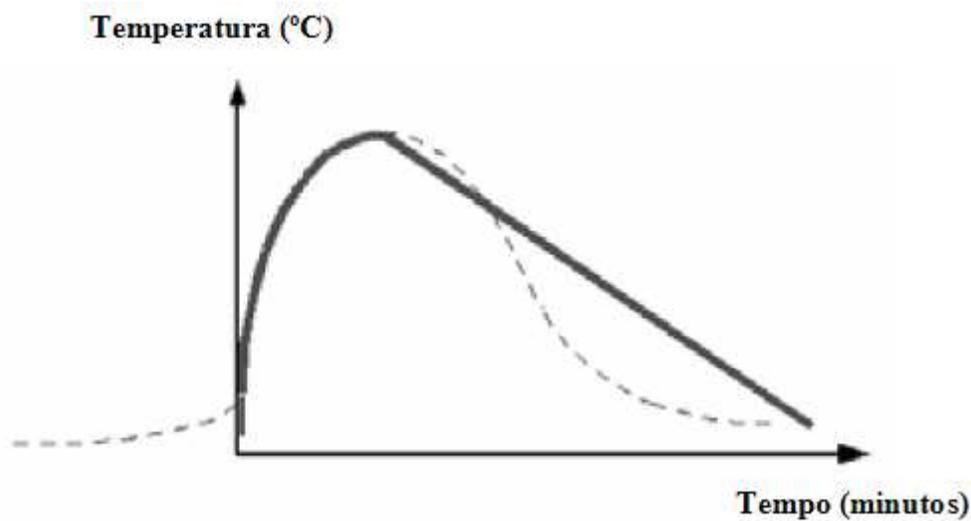


Figura 5.2 – Modelo de incêndio natural (curvas parametrizadas)

SEITO *et al.* (2008) observam que, tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio natural se altera, para cada situação estudada, convencionou-se adotar uma curva padronizada, como modelo para a análise experimental de estruturas, materiais de revestimento contra-fogo, portas corta-fogo, etc., em fornos de institutos de pesquisa. Na falta de estudos mais realísticos, essa curva padronizada para ensaios geralmente é adotada como curva temperatura-tempo dos gases. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio-padrão. A curva padronizada mais difundida internacionalmente é a recomendada pela ISO 834 (1999), conforme Figura 5.3, mas também podem ser citadas a ASTM E 119 (2000), a norma sueca SBN 67, a BS 476 (1987), entre outras. Todas são similares.

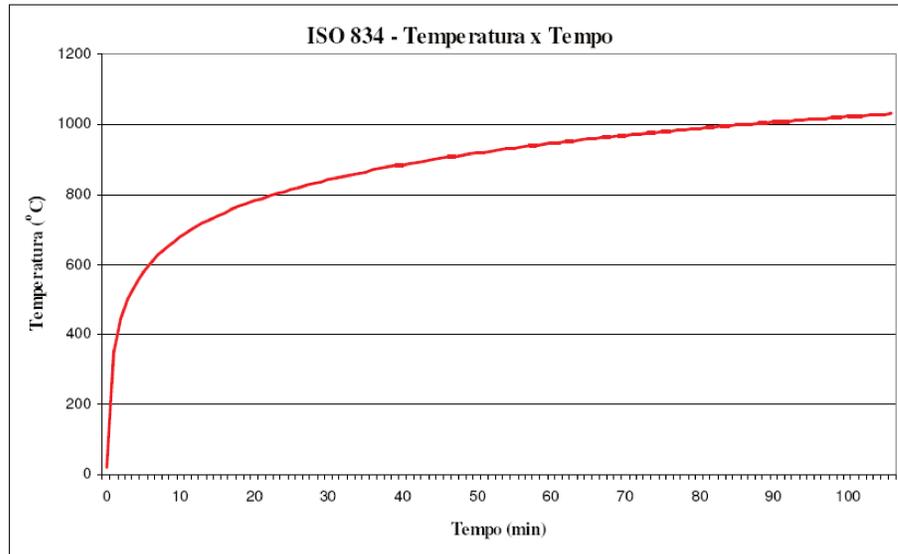


Figura 5.3 – Curva padrão ISO 834 [CUOGHI (2006)]

A curva padrão pode ser expressa pela seguinte relação:

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20^\circ C \quad (5.1)$$

onde t é o tempo em minutos.

Segundo COSTA *et al.* (2005) no Brasil, os procedimentos adotados em ensaios tem por base a curva ISO – 834 (1999).

VARGAS e SILVA (2003) ressaltam que é importante ter em mente, que essa curva não representa um incêndio real. Quaisquer conclusões que tenham por base essa curva devem ser analisadas com cuidado, pois não correspondem ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo. A Figura 5.4 mostra a superposição das curvas, onde a linha tracejada indica o incêndio real e a linha vermelha a curva padronizada.

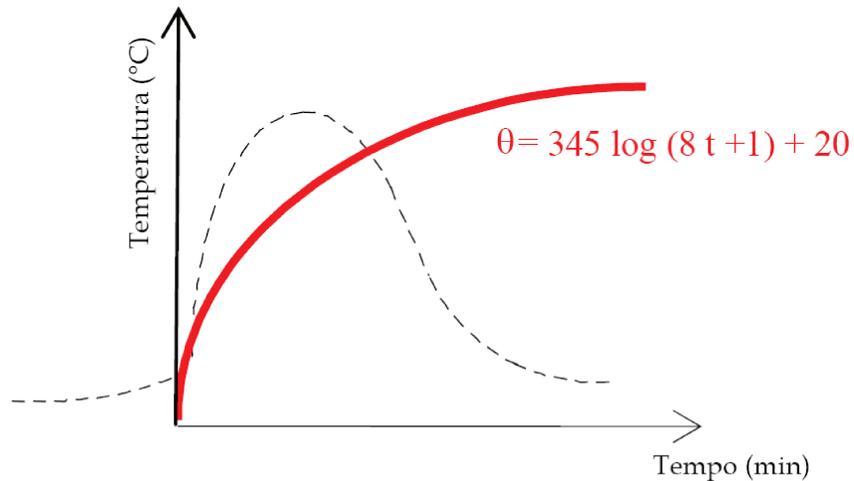


Figura 5.4 – Superposição das curvas [VARGAS e SILVA (2003)].

A definição de uma curva padrão possibilitou a criação de equipamentos de laboratórios que podem simular o mesmo incêndio – padrão em qualquer parte do mundo. Dessa forma, a padronização da curva se mostra extremamente profícua, servindo de base para determinações de grande importância nas técnicas de segurança contra incêndio. Graças a ela, o conhecimento científico e as regulamentações normativas têm evoluído significativamente.

5.1 Modos de transmissão de calor

Sempre que um sistema apresentar duas regiões com diferentes temperaturas, ocorrerá uma transferência de calor. Esta transferência de calor se dá através de três formas, a saber: condução, radiação e convecção.

Condução: processo pelo qual ocorre a transferência de energia de uma região de temperatura mais alta para uma região de temperatura mais baixa dentro de um meio físico (sólido, líquido ou gasoso) ou entre dois meios que estejam em contato físico direto. Esse processo por se entendido de acordo com a conhecida expressão de Fourier para o fluxo de calor na forma unidirecional:

$$\varphi = -\lambda \frac{dT}{dx} \quad (5.2)$$

sendo:

$\frac{dT}{dx}$ o gradiente de temperatura na direção do fluxo de calor ($^{\circ}\text{C}/\text{m}$); e

λ a condutividade térmica do material ($\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$);

Para o caso tridimensional tem-se:

$$\vec{\phi} = -\lambda \nabla T \quad (5.3)$$

onde ∇ é o operador gradiente, isto é $\nabla = \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right\}$.

Convecção: processo que permite a troca de energia por movimento dos constituintes de um sistema, podendo ser classificada com convecção natural, quando o movimento dos constituintes ocorre devido a uma diferença de densidade causadas por gradientes de temperatura, ou convecção forçada quando é usado um agente externo para que ocorra o movimento, como por exemplo um ventilador.

O fenômeno da convecção foi apresentado por Newton e ficou conhecido por *Lei de Newton do Resfriamento*, e é expresso através da seguinte equação empírica:

$$\phi = \alpha \cdot (\theta_f - \theta_m) \quad (5.4)$$

onde:

α é o coeficiente de transferência de calor por convecção em $\text{W}/\text{m}^2\text{C}$;

θ_f é a temperatura do fluido (meio onde o calor se propaga) em $^{\circ}\text{C}$; e

θ_m é a temperatura do material em $^{\circ}\text{C}$.

Radiação: processo de transmissão de calor por meio de ondas eletromagnéticas, que desta forma, não necessita de um meio para que ocorra, isto é, pode ocorrer até mesmo no vácuo. Esse processo é regido pela conhecida equação de Stefan-Boltzmann, como se segue.

$$\varphi = \varepsilon \cdot \sigma_b \cdot \theta_e^4 \quad (5.4)$$

onde:

ε é a emissividade do emissor;

σ_b é a constante de Stefan-Boltzmann que corresponde a $5,67 \cdot 10^{-8}$ (W/m. $^{\circ}$ C)

θ_e é a temperatura do emissor ($^{\circ}$ C)

A emissividade para gases ou chamas pode ser estimada por:

$$\varepsilon = 1 - e^{(-k \cdot l)} \quad (5.5)$$

sendo: k o coeficiente de absorção e l a espessura da chama.

Já para superfícies líquidas ou sólidas, a emissividade varia entre 0,6 e 1.

Vale ressaltar que nem toda energia irradiada incide diretamente sobre um alvo qualquer que esteja localizado a uma certa distância do emissor. Dessa maneira, a energia de radiação é influenciado por coeficiente chamado ϕ de fator de forma. Portanto, a energia de radiação incidente em um corpo ou ponto qualquer é expressa por:

$$\varphi = \phi \cdot \varepsilon \cdot \sigma_b \cdot \theta_e^4 \quad (5.6)$$

O coeficiente é chamado ϕ na literatura técnica de fator de forma e é obtido pela relação entre perímetro e a área da seção do corpo em estudo.

Na grande maioria das situações práticas ocorrem dois ou mais mecanismos de transferência de calor atuando ao mesmo tempo. Nos problemas da engenharia, quando um dos mecanismos domina quantitativamente, soluções aproximadas podem ser obtidas desprezando-se todos os outros, exceto o mecanismo dominante. Entretanto, REGOBELLO (2007) observa que a

decisão de qual o mecanismo de transferência de calor que deve ser levado em conta ficará a cargo do bom senso de quem efetuará a análise.

Todos os processos de transmissão de calor envolvem a transferência e conversão de energia, assim, devem obedecer à 1ª e à 2ª leis da termodinâmica. No entanto, a termodinâmica trata somente de sistemas em equilíbrio. Se um sistema está a uma temperatura T significa que todas as partes deste corpo estão a temperatura T. Desta forma, a termodinâmica não trata os detalhes do processo, quando o sistema está indo de um estado inicial (i) para um estado final (f), quando ocorrem desequilíbrios locais, mas sim da relação entre o sistema em equilíbrio no estado inicial e o sistema em equilíbrio no estado final.

Para se resolver problemas na engenharia são muitas vezes feitas aproximações para simplificar a obtenção da solução. Também é necessário que se façam suposições ou extrapolações. Para se assegurar que os resultados obtidos possam ser aplicados, utiliza-se o chamado fator de segurança.

5.2 Resistência ao fogo

Segundo Malhotra (1982, apud SAN MARTIN *et al.*, 1996) o conceito de resistência ao fogo foi modificado ao longo da evolução dos estudos sobre o fogo, seus mecanismos e os materiais empregados nas edificações. Durante um longo período, a resistência ao fogo era entendida como algo à prova de fogo. Falava-se muito em edifícios à prova de fogo, que suportariam o efeito do fogo. Após a publicação de uma norma americana ASTM intitulada “Teste Padrão para a Construção de Pavimentos à Prova de Fogo”, em 1907, o termo “à prova de fogo” passou a ter uma conotação mais abrangente, englobando também o conceito de resistência dos materiais ao fogo.

Ainda, segundo Malhotra (1982, apud SAN MARTIN *et al.*, 1996), em 1932, com a publicação da norma britânica BS 476, definiu-se a resistência ao fogo como “a propriedade ou virtude na qual um elemento de uma estrutura como um todo tenha um desempenho satisfatório

durante um especificado período de exposição a uma pré-estabelecida influência de calor e de carga”.

Atualmente, a resistência ao fogo de um elemento estrutural pode ser definida como o intervalo de tempo transcorrido desde o início de um incêndio normalizado, até ao momento em que o elemento atinge a sua temperatura crítica. Isto é, a temperatura a partir da qual esse elemento deixa de satisfazer as funções de suporte de cargas para que foi projetado, com o limite de segurança estabelecido.

Para fins de projeto e dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, as estruturas não são dimensionadas para resistirem a altas temperaturas durante todo o período do incêndio, mas sim para resistirem a um tempo mínimo a uma ação padronizada.

Esse tempo mínimo é denominado de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). Segundo a ABNT NBR 14432 (2000) é um tempo mínimo de resistência a altas temperaturas de um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio-padrão. A Tabela 5.1 mostra as recomendações de TRRF da referida norma, para algumas ocupações/uso e alturas de edificações.

Tabela 5.1 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) [ABNT NBR 14432 (2000)]

Ocupação/uso	Altura da Edificação				
	$h \leq 6m$	$6m \leq h \leq 12m$	$12m \leq h \leq 23m$	$23m \leq h \leq 30m$	$h > 30m$
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60	60	90	120
Supermercado	60	60	60	90	120
Escritório	30	60	60	90	120
Shopping	60	60	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Hospital	30	60	60	90	120
Igreja	60	60	60	90	120

Nesta tabela quando se propõe uma resistência ao fogo de 30 minutos, significa que a estrutura deve permanecer estável quando a atmosfera ao seu redor estiver a aproximadamente 842 °C, 1 hora significa 945 °C e 2 horas 1050 °C.

Quanto maior a resistência requerida, maior a temperatura que a estrutura deve resistir. Pode se perceber que à medida que o risco à vida humana é considerado maior, devido à ocupação, altura do edifício, etc., a exigência torna-se mais rigorosa e maior será o tempo requerido de resistência.

Nessa perspectiva, a resistência ao fogo pode ser entendida como a propriedade de um elemento estrutural resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, para as funções as quais foi concebido.

Por sua vez, as estruturas reforçadas também devem ser resistentes à ação do fogo e devem permanecer íntegras durante todo o tempo requerido de resistência ao fogo da edificação.

5.3 Efeito do fogo no concreto armado

O comportamento dos materiais frente ao fogo varia de acordo com as características e composição. Dessa maneira, uma análise de danos em elementos submetidos ao um incêndio, deve levar em consideração os seguintes aspectos:

- ✓ decomposição do material;
- ✓ alterações na densidade, mudança de volume, alterações na plasticidade, o derretimento e a perda de aderência;
- ✓ perda de resistência, alterações no módulo de elasticidade, aumento de tensões atuantes;
- ✓ condutividade térmica e o calor específico.

Nessa perspectiva, para avaliar o comportamento do concreto armado, quando exposto à altas temperaturas, a análise pode ser feita segundo as características químicas, físicas, mecânicas e térmicas de cada material que o constitui.

Quanto aos elementos estruturais constituídos pelo material concreto, segundo LIMA *et al.* (2004), pode ser considerado como consensual a noção de que a elevada resistência ao fogo é uma de suas vantagens primordiais, quando comparados aos demais elementos estruturais,

principalmente os fabricados em aço. Inclusive, em muitos projetos, o concreto é indicado para utilização como proteção das próprias estruturas em aço. Embora o concreto apresente uma redução de sua capacidade estrutural quando da exposição a temperaturas elevadas, o mesmo normalmente resiste à ação do calor, por um tempo considerável, sem chegar ao colapso.

Nesse sentido, MEHTA e MONTEIRO (1994), reiteram que o concreto tem boa reputação quanto a esse aspecto. Ao contrário da madeira e plásticos, o concreto é incombustível e não emite gases tóxicos quando exposto à altas temperaturas. Diferentemente do aço, quando sujeito às temperaturas da ordem de 700 °C a 800 °C, o concreto é capaz de manter resistência suficiente por períodos relativamente longos, permitindo assim operações de resgate pela redução do risco de colapso estrutural.

Isso posto, convém salientar que, sendo um material com comportamento homogêneo à temperatura ambiente, quando submetido a altas temperaturas, o concreto sofre degradações e passa a se comportar como um material heterogêneo. Segundo COSTA *et al.* (2002), a deterioração do concreto, ao ser exposto ao fogo, manifesta-se na forma de rachaduras, estalos (“pipocamentos”) e até lascamentos (“*spalling*”). Esses últimos podem ser explosivos ou não.

MEHTA e MONTEIRO (1994) advertem que a permeabilidade do concreto, o tamanho da peça e a taxa de aumento da temperatura são importantes porque governam o desenvolvimento de pressões internas dos produtos gasosos de decomposição.

Segundo NEVILLE (1997) pode se afirmar que o risco de descamamento explosivo é tanto maior, quanto menor a permeabilidade do concreto, enquanto maior a velocidade de aumento da temperatura. Testes de resistência ao fogo mostraram que esse fato é acompanhado pela observação de que a perda de resistência à temperatura elevada é maior em concretos saturados do que em concretos secos, e o responsável por essa diferença é o teor de umidade no momento da aplicação da carga.

A influência do teor de umidade na resistência do concreto se manifesta também nos ensaios ao fogo, em que a umidade excessiva no momento da exposição é causa primária do descamamento. Em geral, o teor de umidade do concreto é o fator mais importante do

comportamento estrutural a temperaturas elevadas. Em peças robustas de concreto, a movimentação de umidade é extremamente lenta, de modo que os efeitos da temperatura podem ser mais sérios do em peças delgadas, embora seja impedida a perda de água.

COSTA *et al.* (2002) salienta que a natureza polifásica do concreto armado, sendo constituído de pasta, agregados e aço, conduz à degradação diferencial, afetando as propriedades mecânicas por meio da redução da resistência e do módulo de elasticidade; há perda de rigidez da estrutura podendo levar as peças estruturais à ruína.

Dessa maneira, a composição do concreto é um dos principais fatores que devem ser considerados, quanto este é submetido ao fogo, uma vez que a pasta de cimento e os agregados que o constitui são alterados e sofrem decomposição, quando expostos ao fogo.

5.3.1 Efeito do fogo na pasta

Em linhas gerais, as alterações de comportamento do concreto quando aquecido são basicamente resultantes da evaporação da água presente na matriz cimentícia.

Segundo COSTA *et al.* (2002), entre 4 e 80 °C, os produtos de hidratação do cimento Portland comum permanecem quimicamente estáveis. As alterações na pasta de cimento são essencialmente físicas como: porosidade, crescimento de fissuras e energia de superfície. A água absorvida pelo concreto endurecido em virtude do ambiente é evaporada entre 65 °C e 80 °C e a água livre nos interstícios do concreto, entre 80 °C e 100 °C. Após os 100 °C, a água contida nos poros se perde e ocorre uma contração da pasta, provocando o aparecimento de microfissuras.

Durante o período de aquecimento o gel sofre um processo de desidratação a partir dos 100 °C, intensificando por volta dos 300 °C. Nessa temperatura a perda parcial de adesão química se acentua, causando o aparecimento de fissuras e quedas de resistência e módulo de elasticidade. O processo de desidratação do gel cessa a aproximadamente em 400 °C.

Entre temperaturas na faixa de 400 °C a 600 °C, grandes reações químicas ocorrem na pasta, a saber: dessecação dos poros, decomposição dos produtos de hidratação e destruição do

gel e reação de desidratação do hidróxido de cálcio. Essa última libera o óxido de cálcio e água. O resultado dessas reações químicas é a redução de volume, e o aumento de fissuras.

5.3.2 Efeito do fogo nos agregados

Segundo LIMA *et al.* (2004), os agregados ocupam de 60 a 80% do volume do concreto e, portanto a variação de suas propriedades durante o aquecimento pode influenciar significativamente as características do material. Em primeiro lugar, cabe lembrar que os diferentes agregados adicionados à mistura não apresentam o mesmo coeficiente de dilatação térmica, levando ao aparecimento de expansões internas com diferentes intensidades. Muitas vezes essas expansões são aumentadas por transformações estruturais ocorridas na estrutura interna de certos agregados, como é o caso dos silicosos contendo quartzo (granito, arenito e gnaisse), que sofrem expansão súbita e, conseqüentemente, causam o fissuramento da matriz cimentícia, em temperaturas próximas a 573 °C. Este fato é decorrente da transformação cristalina do quartzo da forma α para β .

NEVILLE (1997) salienta que a natureza mineralógica do agregado tem muita influência sobre a condutividade do concreto. Em termos gerais, o basalto e o traquito possuem uma baixa condutividade térmica, o dolomito e o calcáreo apresentam valores médios e o quartzo apresenta a condutividade elevada, que depende também da direção do fluxo de calor em relação à orientação dos cristais. Em geral a cristalinidade da rocha aumenta a condutividade.

5.3.3 Efeito do fogo nas armaduras

As armaduras presentes nos elementos de concreto apresentam algumas características que contribuem para o incremento do dano no elemento estrutural, em uma situação de incêndio. Em relação ao concreto (massa), o aço é um bom condutor térmico, e quando exposto a uma temperatura elevada, absorve melhor o calor, contribuindo para o aquecimento localizado nos elementos, por estarem mais próximos das faces da peça expostas à fonte de calor.

Dessa maneira, o calor irá se propagar rapidamente ao longo das armaduras, enquanto o concreto permanecerá com uma temperatura menor. A uniformização da temperatura no aço ocorrerá rapidamente, e esses sofrerão dilatações maiores que o concreto. O resultado é a instabilidade das barras, conduzindo a uma perda de aderência com o concreto e a possibilidade de destacamentos de cobrimentos de concreto, acentuando o efeito.

5.4 Alterações das propriedades térmicas e mecânicas do concreto em função da temperatura

A exposição do material concreto armado a altas temperaturas produz uma degeneração nas propriedades dos materiais que o constituem, isto é, o concreto e o aço. Essa degeneração gera alterações significativas nas propriedades térmicas e mecânicas.

O exposto a seguir é baseado nas recomendações do EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004), das Normas Brasileiras ABNT NBR 15200 (2004) e ABNT NBR 14323 (1999).

5.4.1 Calor específico do concreto

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004) o calor específico do concreto $c_p(\theta)$, varia com a temperatura e com o teor de umidade ($u = 0\%$). Para concreto com agregados silicosos, quanto calcáreos, pode ser determinado por:

$$c_p(\theta) = 900 \quad (\text{J/kg}^\circ\text{K}) \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.7)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \quad (\text{J/kg}^\circ\text{K}) \quad \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.8)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + \frac{(\theta - 200)}{2} \quad (\text{J/kg}^\circ\text{K}) \quad \text{para } 200 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.9)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad (\text{J/kg}^\circ\text{K}) \quad \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (5.10)$$

Para alguns teores de umidade, o calor específico pode ser tomado como um valor constante, chamado calor específico de pico ($c_{p,pico}$), conforme mostrado na Tabela 5.2. O $c_{p,pico}$ situa-se entre as faixas de temperatura de 100 °C e 115 °C com diminuição linear entre 115 °C e 200 °C, de acordo como mostrado na Figura 5.5.

Tabela 5.2 – Calor específico de pico ($c_{p,pico}$)

Teor de umidade	$c_{p,pico}$ (J/kg°C)
0%	900
1,5%	1470
3,0%	2020

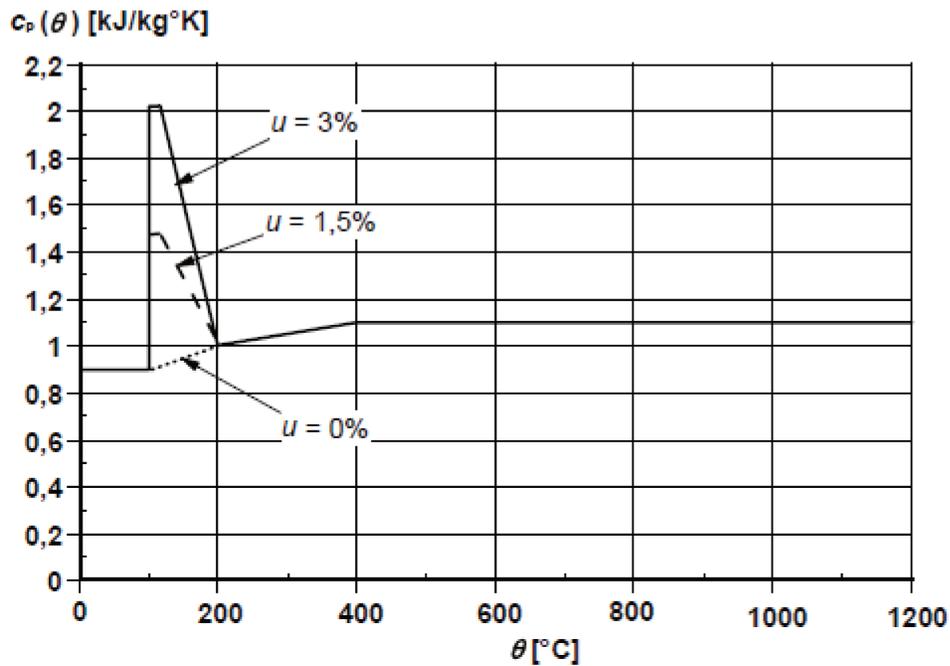


Figura 5.5 – Variação do calor específico do concreto em função da temperatura [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)]

5.4.2 Condutividade térmica do concreto

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004), a condutividade térmica do concreto, expressa por (λ_c), em (W/m°C) é independente do tipo de agregado utilizado para sua confecção

e é obtida em função da variação da temperatura. A condutividade térmica do concreto está compreendida em intervalo de valores com limites superior e inferior.

O limite superior da condutibilidade térmica do concreto (λ_c) de resistência normal pode ser determinado por:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \text{ W/m}^\circ\text{K} \quad \text{para: } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.11)$$

O limite inferior da condutibilidade térmica do concreto (λ_c) de resistência normal pode ser determinado por:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \text{ W/m}^\circ\text{K} \quad \text{para: } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.12)$$

A variação entre o limite superior e inferior da condutividade térmica do concreto é mostrada na Figura 5.6 a seguir

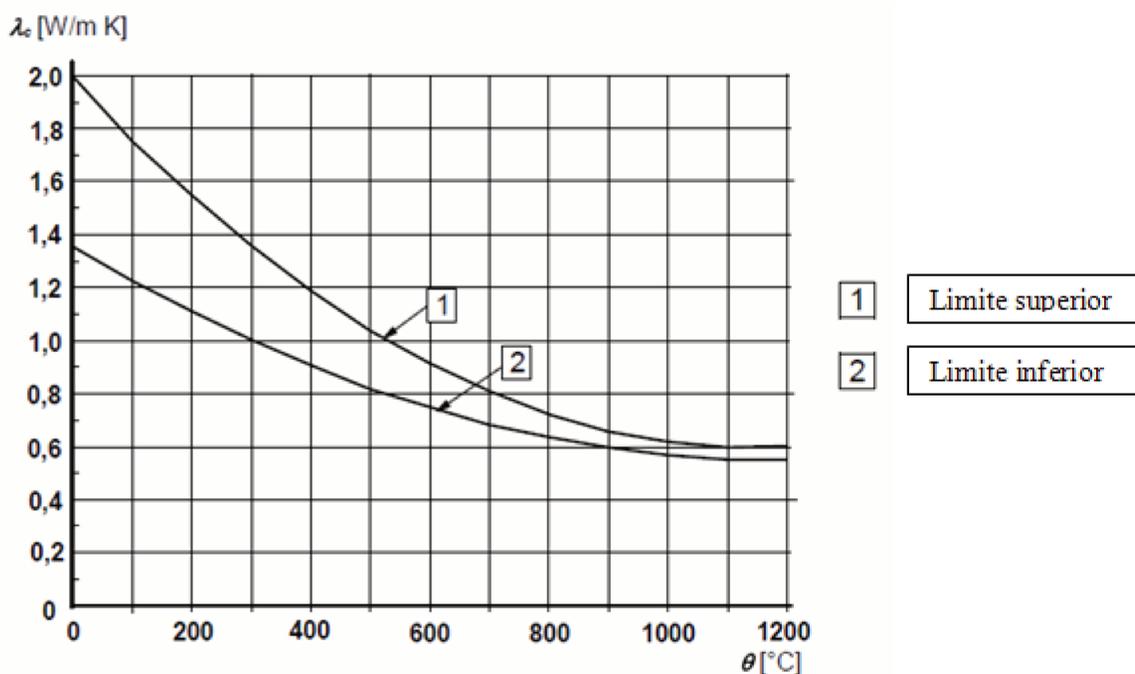


Figura 5.6 – Condutividade térmica do concreto [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)]

5.4.3 Densidade do concreto

A variação da densidade do concreto com a temperatura $\rho(\theta)$ é influenciada pela perda de água e é determinada como se segue:

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ C) \quad \text{para } 20^\circ C \leq \theta \leq 115^\circ C \quad (5.13)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ C) \cdot \left(1 - 0,02 \cdot \frac{(\theta - 115)}{85} \right) \quad \text{para } 115^\circ C \leq \theta \leq 200^\circ C \quad (5.14)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ C) \cdot \left(0,98 - 0,03 \cdot \frac{(\theta - 200)}{200} \right) \quad \text{para } 200^\circ C \leq \theta \leq 400^\circ C \quad (5.15)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ C) \cdot \left(0,95 - 0,07 \cdot \frac{(\theta - 400)}{800} \right) \quad \text{para } 400^\circ C \leq \theta \leq 1200^\circ C \quad (5.16)$$

Onde θ é a temperatura em $^\circ C$ e $\rho(20^\circ C)$ é a densidade do concreto a temperatura ambiente ($20^\circ C$).

A Figura 5.7 ilustra a variação da densidade do concreto em função da temperatura, considerando a densidade do concreto à temperatura ambiente igual a 2400 kg/m^3 .

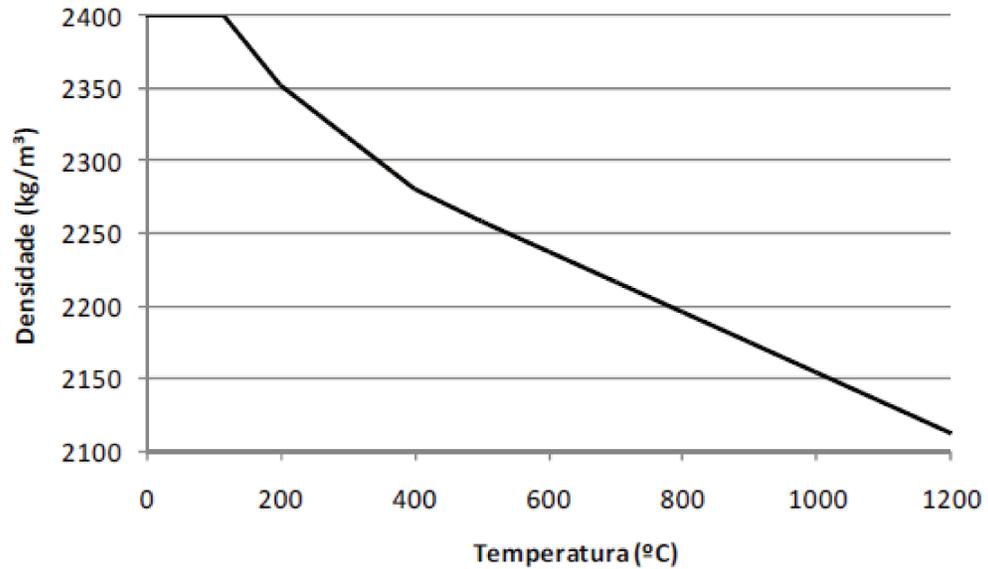


Figura 5.7 – Variação da densidade do concreto em função da temperatura [PIERIN (2009)].

5.4.4 Deformação específica do concreto

O EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004) preconiza que a deformação específica do concreto pode ser determinada da seguinte maneira:

✓ Para concreto com agregados silicosos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C} \quad (5.17)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 700 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C} \quad (5.18)$$

✓ Para concreto com agregados calcáreos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C} \quad (5.19)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 805 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C} \quad (5.20)$$

onde θ é a temperatura do concreto em °C.

A Figura 5.8 ilustra a deformação específica do concreto.

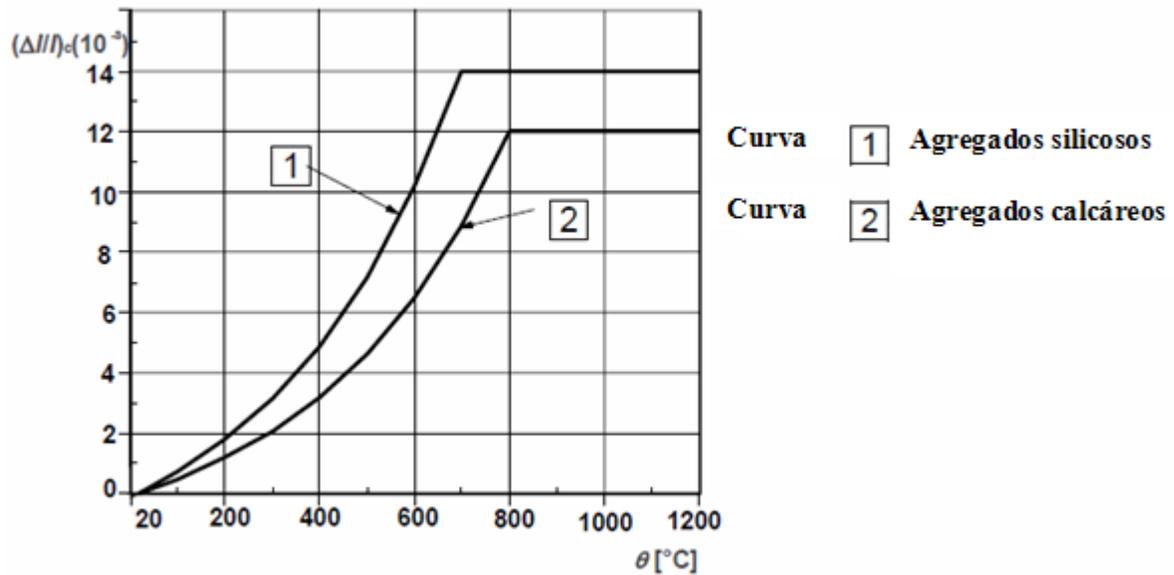
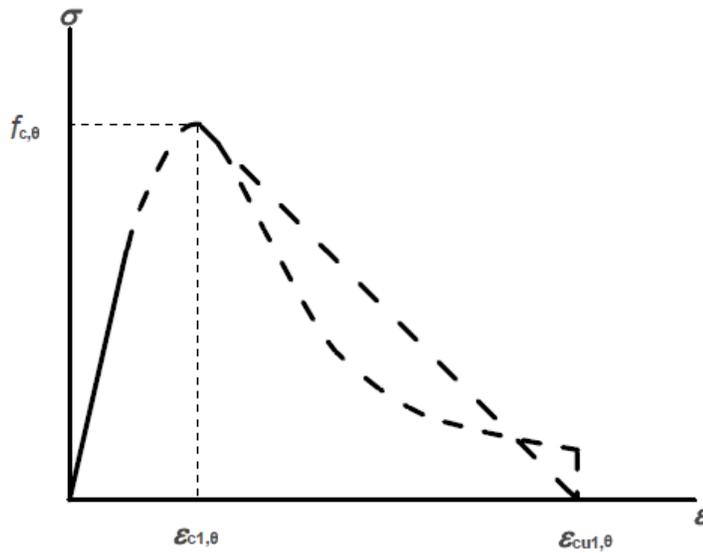


Figura 5.8 – Deformação específica do concreto [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)]

5.4.5 Relação Tensão x Deformação e redução da resistência à compressão do concreto em altas temperaturas

Segundo o EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004), as relações de tensão-deformação do concreto quando submetido ao fogo são mostradas na Figura 5.9 e são definidas por dois parâmetros, a saber:

- A resistência à compressão $f_{c,\theta}$.
- A deformação $\varepsilon_{c1,\theta}$ correspondente a $f_{c,\theta}$.



Faixa e	Tensão $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3 \epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (3.21)$
$\epsilon_{c1(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	Para finalidades numéricas um ramo descendente deve ser adotado. Modelos lineares ou não-lineares são permitidos.

Figura 5.9 – Relações *Tensão x Deformação* do concreto em altas temperaturas [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)]

Os valores para cada um desses parâmetros são dados na Tabela 5.3 em função das temperaturas no concreto. Para valores intermediários de temperaturas, interpolação linear pode ser usada.

Tabela 5.3 – Valores das relações *Tensão x Deformação* do concreto em altas temperaturas [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)]

Temperatura do concreto (θ)	Agregados Silicosos			Agregados Calcários		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
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	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	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	-	-

Os valores especificados na Tabela 5.3 podem ser usados para o concreto de resistência normal constituídos de agregados calcários ou silicosos (contendo em peso, pelo menos 80% de agregado calcário).

Conforme mostra a referida tabela, perceber-se que a resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (5.22)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$ é o coeficiente de redução da resistência do concreto na temperatura θ , que pode ser obtido conforme a Figura 5.10, seguinte.

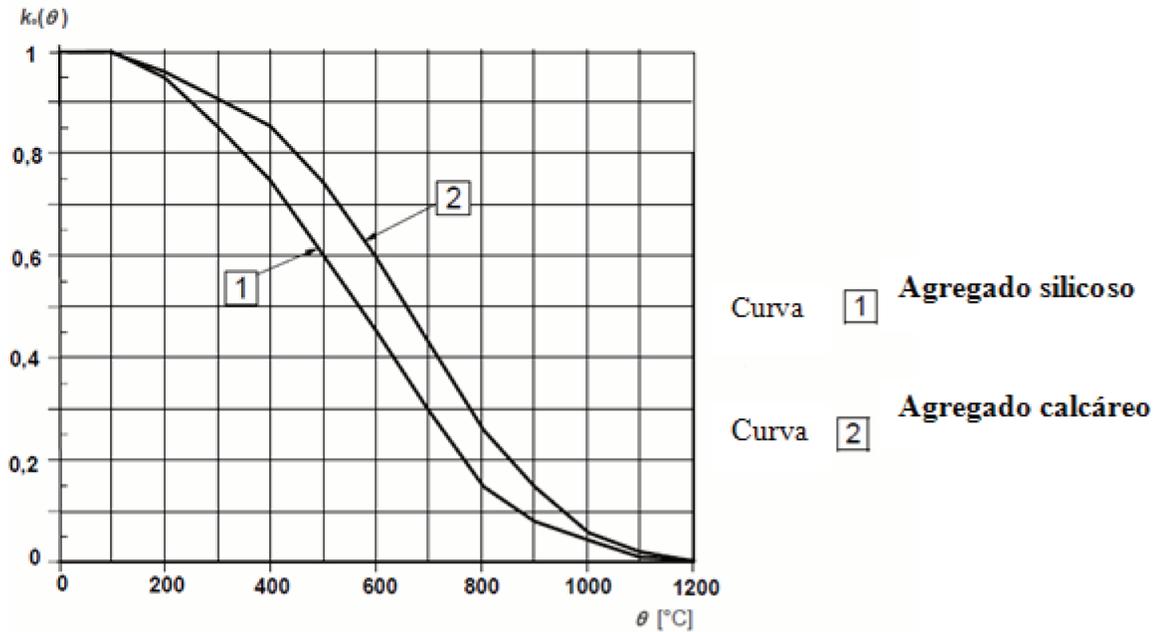


Figura 5.10 – Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto, em função da temperatura [EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004)]

5.4.6 Módulo de elasticidade do concreto em altas temperaturas

Segundo a ABNT NBR 15200 (2004), o módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 5.11, podendo ser obtido pela seguinte equação:

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} \cdot E_{ci} \quad (5.23)$$

onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal. Essa mesma expressão vale para o módulo secante E_{cs} ;

$k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ , conforme Figura 5.11.

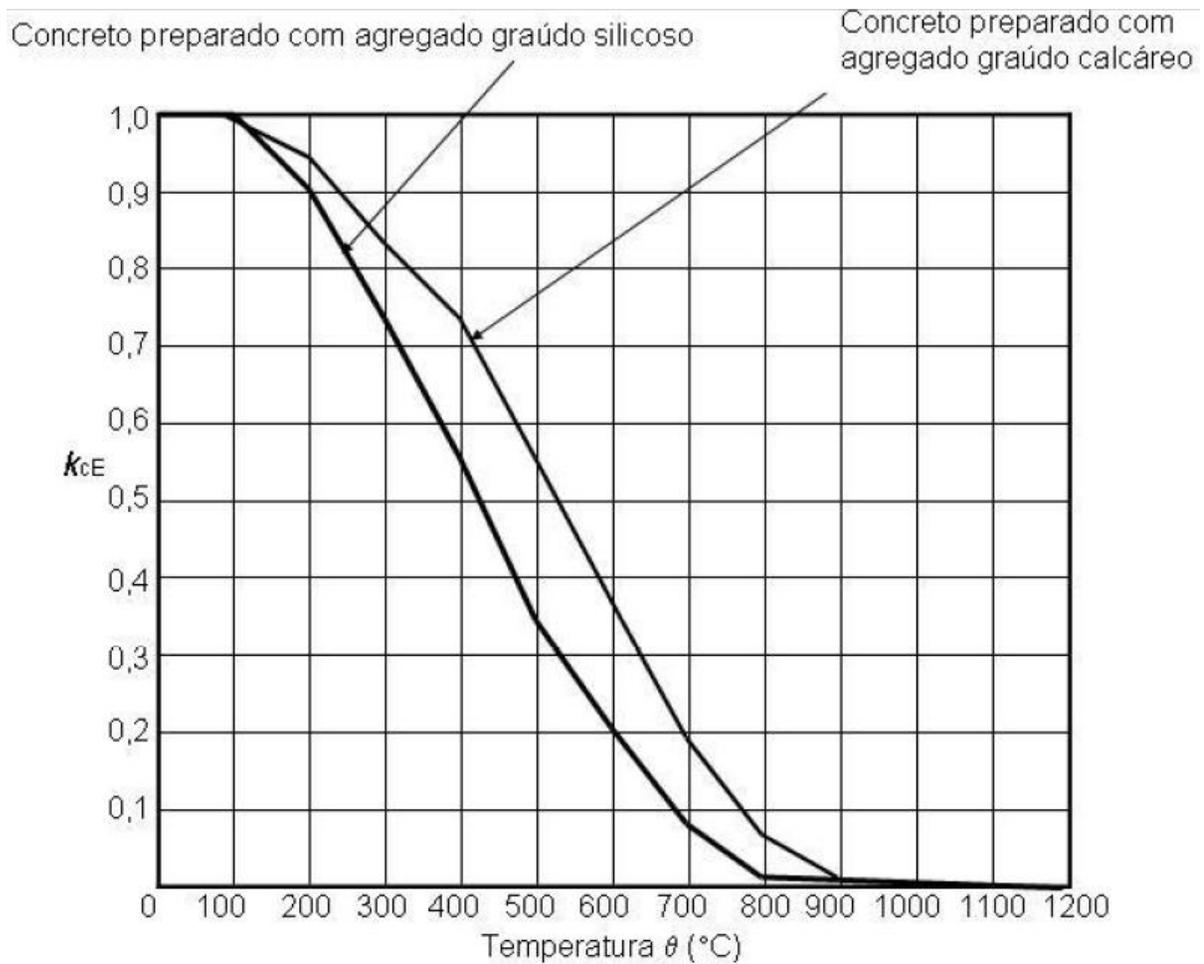


Figura 5.11 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura [ABNT NBR 15200 (2004)]

Assim, permite-se estimar a capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio a partir da resistência à compressão na temperatura θ .

5.5 Alterações das propriedades térmicas e mecânicas do aço em função da temperatura

Semelhantemente ao concreto, o aço quando exposto à altas temperaturas sofre alterações significativas nas propriedades térmicas e mecânicas.

5.5.1 Calor específico do aço

Segundo a ABNT NBR 14323 (1999) o calor específico do aço (C_a) pode ser determinado da seguinte maneira:

- para $20\text{ °C} \leq \theta_a < 600\text{ °C}$;

$$C_a = 425 + 7,73 \cdot 10^1 \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad (5.24)$$

- para $600\text{ °C} \leq \theta_a < 735\text{ °C}$;

$$C_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (5.25)$$

- para $735\text{ °C} \leq \theta_a < 900\text{ °C}$;

$$C_a = 735 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (5.26)$$

- para $900\text{ °C} \leq \theta_a < 1200\text{ °C}$;

$$C_a = 650 \quad (5.27)$$

A ABNT NBR 14323 (1999) permite que se empregue o método de cálculo simplificado, no qual o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço e pode ser considerado igual a $C_a = 600\text{ J/kg°C}$.

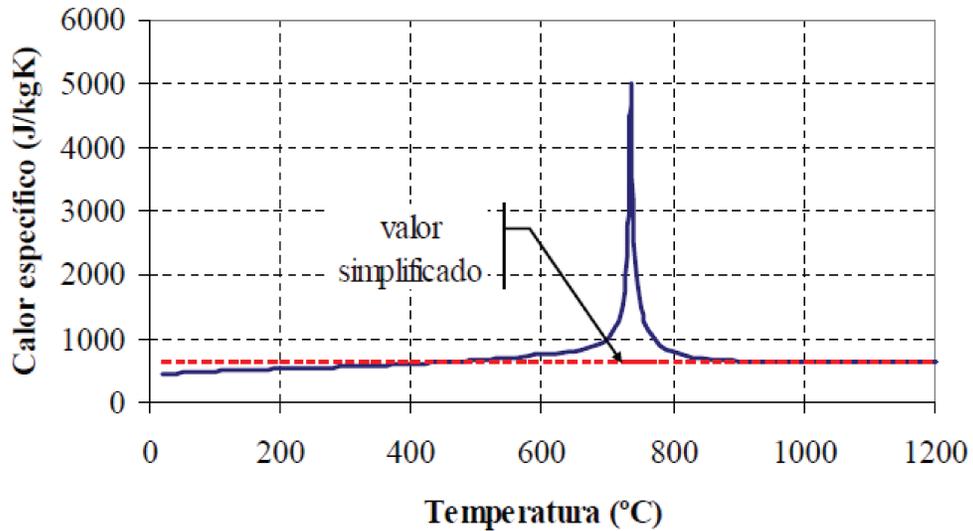


Figura 5.12 – Calor específico do aço [ABNT NBR 14323 (1999)]

5.5.2 Condutividade térmica do aço

A condutividade térmica do aço (λ_a) segundo a ABNT NBR 14323 (1999), pode ser determinada, considerando θ_a com a temperatura do aço (em °C), da seguinte forma:

- para $20\text{ °C} \leq \theta_a < 800\text{ °C}$;

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a \quad (5.28)$$

- para $800\text{ °C} \leq \theta_a < 1200\text{ °C}$;

$$\lambda_a = 27,3 \quad (5.29)$$

Semelhantemente ao caso do calor específico, a ABNT NBR 14323 (1999), permite que se empregue o método de cálculo simplificado, no qual o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do aço e pode ser considerado igual a $\lambda_a = 45\text{ W/m}^\circ\text{C}$.

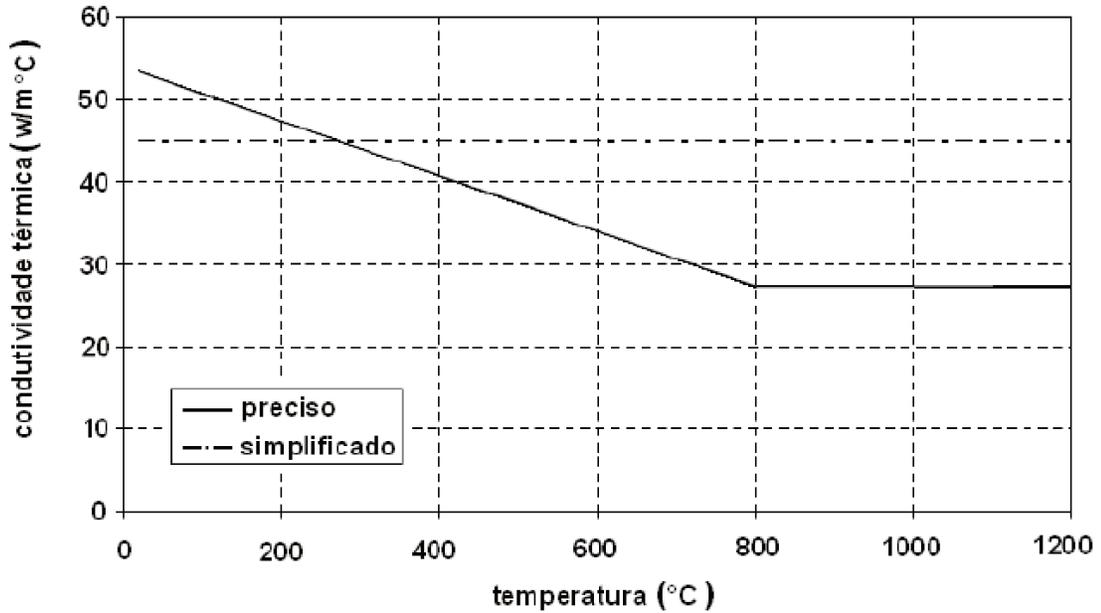


Figura 5.13 – Condutividade térmica do aço [ABNT NBR 14323 (1999)]

5.5.3 Resistência do aço em temperaturas elevadas

Segundo a ABNT NBR 15200 (2004), a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva ($f_{y\theta}$) decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 5.14, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (5.30)$$

onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme Figura 5.14,

sendo:

curva cheia: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes;

curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} < 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

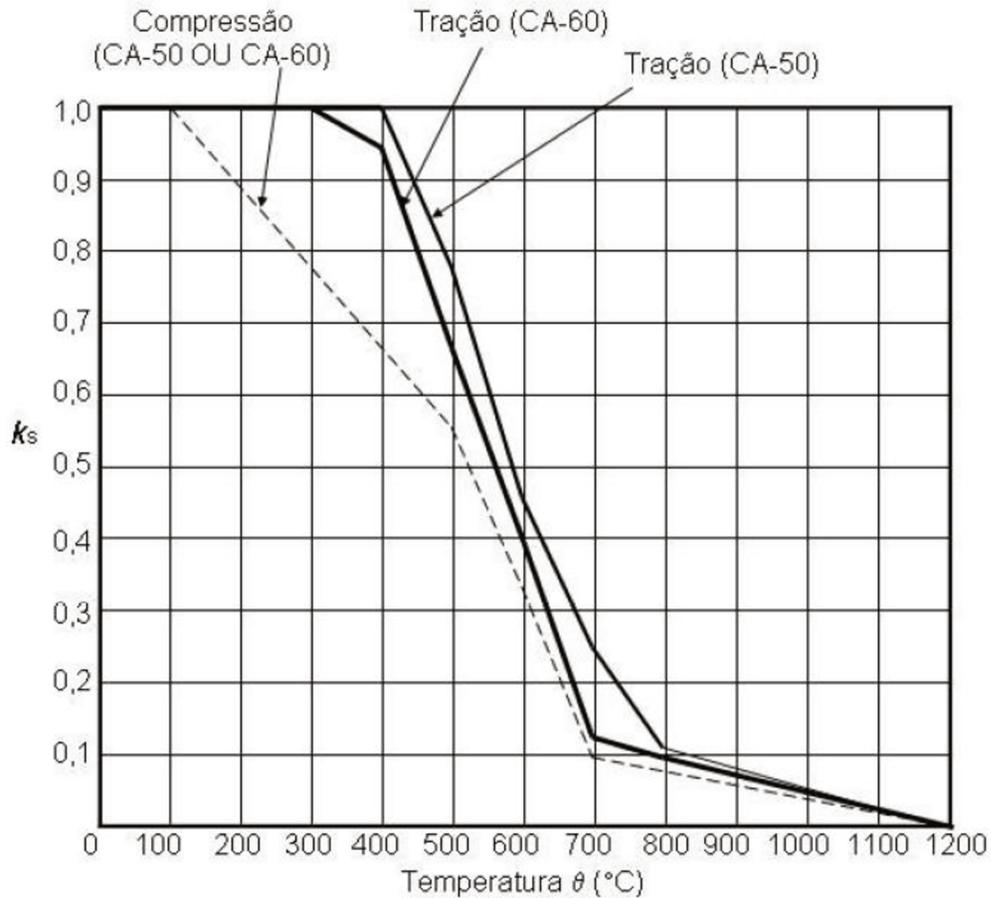


Figura 5.14 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura [ABNT NBR 15200 (2004)]

5.5.4 Módulo de elasticidade do aço em altas temperaturas

Semelhantemente à resistência, o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva ($E_{s,\theta}$) decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 5.15, podendo ser obtido pela expressão:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (5.31)$$

onde:

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

$k_{sE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , conforme Figura 5.15.

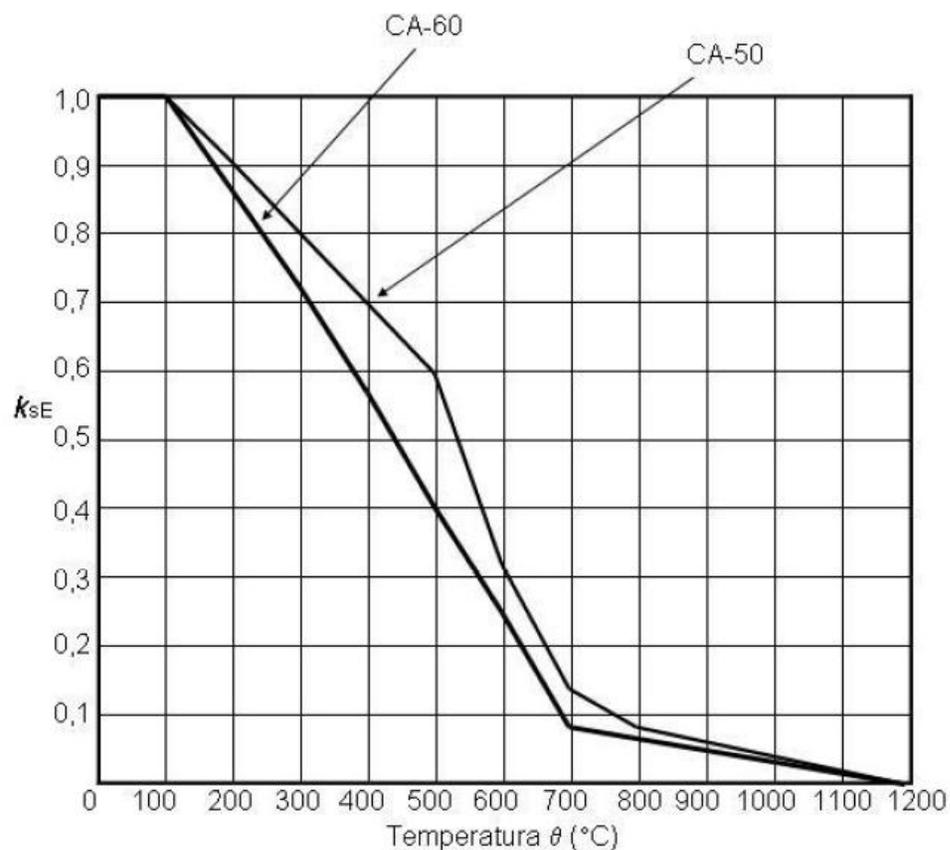


Figura 5.15 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura [ABNT NBR 15200 (2004)]

A Tabela 5.4, mostra as alterações das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura passiva a elevadas temperaturas.

Tabela 5.4 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva [ABNT NBR 15200 (2004)]

Temperatura do aço (θ)	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
[°C]	CA-50	CA-60	CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,90
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,80
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,70
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,60
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,31
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,13
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,09
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,07
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,04
1100	0,02	0,05	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Deve-se ressaltar que nessa tabela, valores intermediários de temperatura, podem ser obtidos através de feita interpolação linear.

5.5.5 Alongamento relativo do aço

O alongamento relativo do aço $\Delta l/l$ também varia com a temperatura e, segundo a ABNT NBR 14323 (1999) é expresso por:

-para $20\text{ °C} \leq \theta_a < 750\text{ °C}$;

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad (5.32)$$

-para $750\text{ °C} \leq \theta_a < 860\text{ °C}$;

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \cdot 10^{-2} \quad (5.33)$$

-para $860\text{ °C} \leq \theta_a < 1200\text{ °C}$;

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 6,2 \cdot 10^{-3} \quad (5.34)$$

Onde:

l é o comprimento a 20 °C ;

Δl é a expansão térmica provocada pela temperatura;

θ_a é a temperatura do aço, em graus Celsius.

A ABNT NBR 14323 (1999) permite que se empregue o método de cálculo simplificado, no qual a relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser considerada constante e igual a:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad (5.35)$$

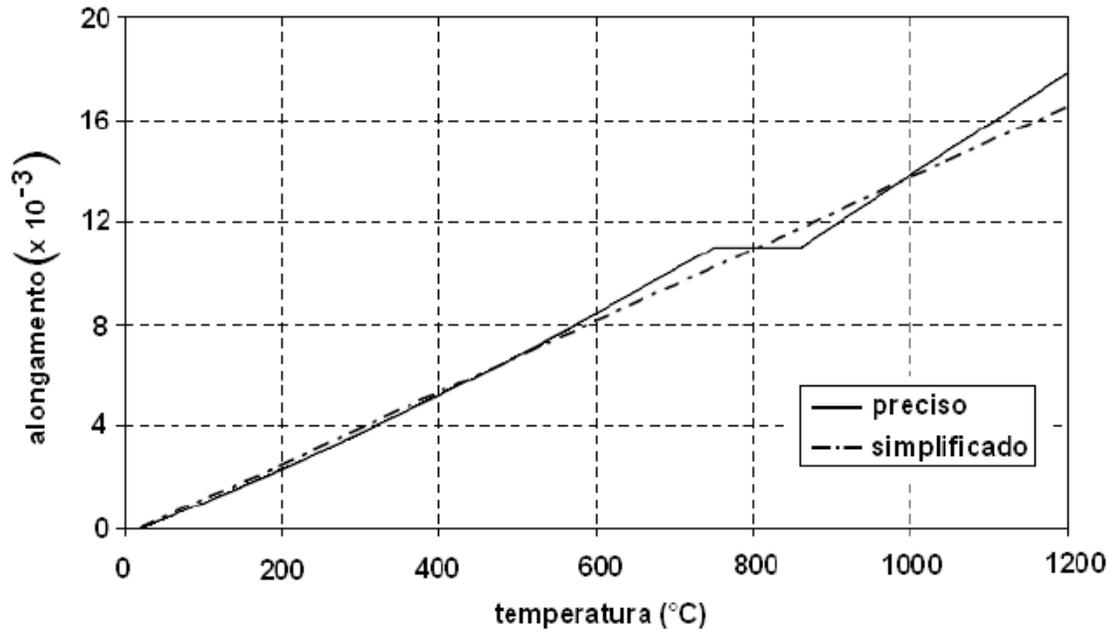


Figura 5.16 – Alongamento relativo do aço com a temperatura [ABNT NBR 14323 (1999)]

Após essa exposição do comportamento do concreto armado frente ao fogo, apresenta-se no capítulo seguinte o que ocorre nos materiais poliméricos utilizados em reforços estruturais, quando expostos à altas temperaturas. Assunto esse, vale reiterar, que é o foco deste trabalho.

6 – COMPORTAMENTO DE MATERIAIS COMPÓSITOS COM MATRIZ POLIMÉRICA FRENTE AO FOGO

Em temperatura ambiente, os materiais compósitos de FRP têm se mostrado uma eficiente técnica de reparo e reforço de estruturas de concreto armado. Entretanto, em temperaturas elevadas, como as que se alcançam durante um incêndio, pairam algumas dúvidas sobre o seu comportamento.

A combustão de sistemas de FRP se torna um problema principal em edifícios em situação de incêndio, devido ao potencial aumento das chamas e da carga combustível. Além da degradação e da perda de rigidez com o aumento da temperatura, outra preocupação estrutural está associada com o potencial dano no confinamento do concreto, proporcionado pelo FRP. Isso ocorre devido às expansões térmicas do compósito, geradas pelos gradientes de temperatura, conduzindo ao desenvolvimento de tensões térmicas que causam o desprendimento do reforço, neutralizando o confinamento oferecido pelo sistema.

Para iniciar uma investigação nessa área, após ter compreendido o arcabouço teórico que rege o mecanismo do confinamento e o comportamento do material - concreto armado, frente ao fogo, é necessário analisar o comportamento dos polímeros que constituem a matriz do sistema e as próprias fibras quando submetidos à elevação de temperatura. A compreensão desse comportamento é essencial para análises experimentais e analíticas dos critérios de resistência ao fogo de elementos estruturais reforçados com compósitos.

O comportamento dos compósitos de matriz polimérica utilizados em reforço de concreto, quando exposto ao fogo, é muito diferente do seu comportamento em temperatura ambiente. Esses são extremamente sensíveis aos efeitos do aumento da temperatura, pois, são esperadas severas reduções em suas propriedades mecânicas. Além disso, matrizes constituídas de polímeros orgânicos são combustíveis e se queimarão sob o efeito do fogo.

Ao contrário dos materiais convencionais utilizados em estruturas, como o aço e o concreto, que não são combustíveis e não contribuem para o aumento da carga de incêndio, os materiais poliméricos, além de serem combustíveis sob fogo, geram gases tóxicos e uma densa fumaça preta.

Em extenso levantamento de informações, KODUR *et al.* (2005) citam que o impacto de uma exposição severa ao fogo, de uma matriz polimérica desprotegida, pode ser substancial. A carbonização, o derretimento, a delaminação e a ignição podem ocorrer, dependendo da severidade do fogo.

6.1 Comportamento dos Polímeros nos estágios de um incêndio

No que diz respeito a um incêndio, segundo MOURITZ E GIBSON (2006), a iniciação e o crescimento do fogo são determinados por vários fatores como: o tipo e o volume da carga de incêndio (combustível), índice de oxigênio presente nas chamas, a velocidade do vento e o próprio ambiente, sendo um local aberto ou um espaço fechado. No caso dos compósitos poliméricos expostos ao fogo, o próprio polímero pode ser uma fonte de combustível, contribuindo para o aumento da temperatura e à propagação das chamas.

As preocupações tornam-se sérias quando o ambiente é um local fechado. Pois, nessas situações, o calor, a fumaça e os gases tóxicos comprometem seriamente o ambiente. MOURITZ e GIBSON (2006) ressaltam que o comportamento dos compósitos em um compartimento fechado, pode ser descrito sob a luz da curva de um incêndio natural. A Figura 6.1, extraída do trabalho dos autores, mostra o comportamento de um ambiente em chamas, sob o efeito da variação da temperatura, numa curva típica de incêndio real.



Figura 6.1 – Estágios de um incêndio [MOURITZ e GIBSON (2006)]

O incêndio se desenvolve em estágios. O primeiro estágio é a Ignição, seguida pelo Crescimento, Flashover e o Estágio Final.

A Ignição é o momento onde a fonte do combustível inflama, isto é, tem início o incêndio. No caso dos polímeros, de acordo com KODUR *et al.* (2005), a auto-ignição foi observada em compósitos de FRP expostos aos altos níveis de irradiação.

O estágio de Crescimento é onde as temperaturas aumentam constantemente no interior do ambiente em chamas. Esse aumento de temperatura ocorre na medida em que, combustíveis e oxigênio estão disponíveis. Nesse estágio, o comportamento de um material polimérico depende sobretudo, de seu potencial combustível.

Em temperaturas na faixa de 200 °C e 300 °C ocorre a pirólise - processo pelo qual os materiais orgânicos contínuos são convertidos em gás, líquidos, e em carvão animal contínuo - em materiais de matrizes orgânicas, e de acordo com KODUR *et al.* (2005), durante esse período, a matriz de FRP será responsável pelo maior risco de ignições, devido a seu índice elevado do carbono, hidrogênio e nitrogênio, que são inflamáveis.

Em temperaturas entre 350 a 500 °C, os compósitos se inflamarão. Nessa etapa, os polímeros podem fornecer uma rica fonte de combustível, provenientes de hidrocarbonetos que auxiliam no crescimento do incêndio. Além disso, em temperaturas da ordem de 350 a 600°C, as matrizes poliméricas iniciam a decomposição térmica, com produção de gases inflamáveis.

Segundo ZHANG (2004), quando um polímero se decompõe devido ao efeito térmico, os seguintes produtos podem ser liberados:

- (1) gases combustíveis;*
- (2) gases não combustíveis;*
- (3) líquidos (polímeros parcialmente degradados);*
- (4) partículas finas, que consistem dos fragmentos ou fuligem do polímero; e*
- (5) sólidos carbonizados sob a forma de resíduos ou de carvão.*

O estágio do Flashover, de acordo com MOURITZ e GIBSON (2006), ocorre quando o fogo se desenvolve inteiramente sobre todo o material combustível presente no compartimento (que inclui alguns materiais compósitos). O Flashover geralmente acontece quando a temperatura média excede 600 °C. Nesse estágio ocorre grande liberação do calor e a temperatura típica do compartimento pode estar entre 900 e 1000 °C, embora possa alcançar até 1200 °C.

O Estágio Final do incêndio ocorre quando são consumidos todos os materiais combustíveis (carga de incêndio), fazendo com que a temperatura no compartimento comece a cair gradualmente. Todavia, mesmo quando toda fonte original do fogo (do compartimento) tenha se esgotado os polímeros podem ainda fornecer combustível ao incêndio, devido à liberação de hidrocarbonetos.

Analisando esses estágios, percebe-se que a preocupação com os polímeros durante um incêndio está associado diretamente ao seu comportamento diante dos estágios de Crescimento e Flashover, haja visto que, nesses estágios podem ocorrer inflamabilidade, propagação da chama e a geração de fumaça. Nos subitens seguintes serão comentados esses aspectos.

6.1.1 Potencial de propagação da chama e inflamabilidade

Não apenas em edifícios, mas em estruturas como pontes e viadutos reforçados com materiais compósitos, são bastante vulneráveis a situações de incêndio. Na perspectiva de OHLEMILLER e SHIELDS (1999), essas estruturas podem ser expostas ao fogo devido a um acidente com derramamento de combustíveis. Nessas situações, a superfície de estrada será provavelmente projetada com materiais que sejam resistentes ao fogo, todavia, os materiais compósitos, utilizados no reforço, que estão localizados abaixo do tabuleiro, estarão sob sérias ameaças pelo fato do combustível derramado fluir para essas regiões, levando consigo a propagação das chamas.

De acordo com KODUR *et al.* (2005), quanto mais elevada for a relação do hidrogênio/carbono no polímero, maior é sua tendência de inflamar-se e propagar as chamas, e é por essa razão que diferentes matrizes poliméricas podem ter suscetibilidades inteiramente diferentes à ignição. Entretanto, apesar desta desvantagem, os materiais de matrizes poliméricas tendem a ter mais altas temperaturas de ignição do que a madeira ou os outros materiais de celulose.

A geração de grandes volumes de gases altamente inflamáveis tenderá a aumentar a inflamabilidade dos polímeros. Os produtos líquidos não são tão prontamente combustíveis quanto os produtos gasosos, mas os líquidos podem espalhar o calor às partes adjacentes da estrutura do polímero. Conseqüentemente, reduzir a quantidade, a velocidade da geração de gás combustível e impedir o espalhamento da chama são as estratégias básicas para conseguir a retardação da chama.

A maneira mais eficaz de impedir a combustão do polímero é projetar os polímeros com inerentes resistências ao fogo, com a estabilidade térmica elevada e a resistência à propagação das chamas. Entretanto, estes materiais são geralmente difíceis de processar e são muito caros. Uma outra estratégia é usar aditivos retardadores de chamas para inibir a combustão, tais como: hidróxido inorgânico retardadores de chamas, retardadores de chamas baseados em nitrogênio,

retardadores de chamas contendo silicone, entre outros. Mais informações desses produtos podem ser obtidas em ZHANG (2004).

Nesse aspecto, KODUR *et al.* (2005) salientam que estes aditivos, geralmente causam reduções nas propriedades mecânicas, fazendo que seu uso não seja aplicado em sistemas estruturais.

Ainda, segundo KODUR *et al.* (2005), testes indicam que matrizes à base de vinil éster e epóxi possuem características relativamente baixas de propagação da chama, quando comparados a outras matrizes à base de outros materiais.

6.1.2 Fumaça densa e toxicidade

Segundo SORATHIA e BECK (1995) a fumaça pode ser definida como uma suspensão visível, não luminosa, transportada por via aérea por partículas que originam em um processo da combustão. A fumaça em um compartimento em chamas afeta a visibilidade e impede os ocupantes de escaparem.

Para MOURITZ e GIBSON (2006), uma das principais razões que comprometem a segurança com compósitos de polímeros durante a exposição ao fogo se diz respeito à geração de uma densa fumaça. A fumaça gerada pela queima do compósito é uma mistura de pequenos fragmentos de fibras e partículas ultrafinas (fuligem) de carbono.

Segundo BISBY *et al.* (2005), estudos sobre a toxicidade e as características da fumaça gerada por uma variedade de materiais FRP para aplicações navais, mostraram que as resinas termofixas geram quantidades inaceitáveis de fumaça, e que elas têm potenciais relativamente baixos na propagação das chamas. Além disso, essas resinas geram grandes quantidades de monóxido de carbono, fluoreto de hidrogênio, cloreto de hidrogênio, sulfureto de hidrogênio, e cianido de hidrogênio. Todos esses compostos gerados na combustão são potencialmente prejudiciais à saúde humana.

Na concepção de MOURITZ e GIBSON (2006), uma pequena exposição de pessoas a essa fumaça não pode ser considerada como sérios perigos a saúde. Entretanto, a fumaça pode ser extremamente densa, reduzindo a visibilidade, causando desorientação e dificultando a ação contra o fogo. Por essas razões de segurança as propriedades dessa fumaça devem ser estudadas.

Enquanto as resinas termofixas geram grandes quantidades de fumaça, MOURITZ e GIBSON (2006) observam que as resinas termoplásticas geram baixas quantidades de fumaça. A Figura 6.2 mostra valores da densidade de fumaça gerada de vários compósitos de fibras de carbono.

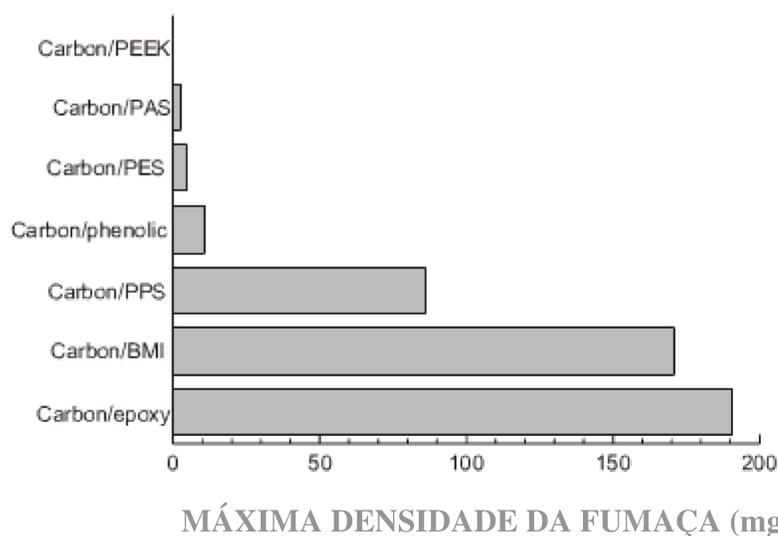


Figura 6.2 - Densidade de fumaça gerada de vários compósitos de fibras de carbono [MOURITZ e GIBSON (2006)]

Nota: Na Figura 6.2, lê-se:

- *Carbon/PEEK, fibras de carbono com resina (poli (éter-éter-cetona)),*
- *Carbon/PAS, fibras de carbono com resina (poli (aryl sulfona)),*
- *Carbon/PPS, fibras de carbono com resina (poli (sulfeto de fenileno)),*
- *Carbon/BMI, fibras de carbono com resina (bismaleimida),*
- *Carbon/epoxy, fibras de carbono com resina (epóxi),*
- *Carbon/phenolic, fibras de carbono com resina (fenólica),*
- *Carbon/PES, fibras de carbono com resina (poli (éter-sulfona)),*

Na Figura 6.2, pode observar claramente que o sistema carbono/epóxi é o que possui maior densidade de fumaça gerada. SORATHIA e OHLEMILLER (1997) ressaltam que esse sistema é o de maior utilização em reforços de estruturas de concreto.

6.2 Comportamento global da matriz frente à altas temperaturas

Atualmente, uma enorme variedade de materiais constituintes de matrizes é empregada nos sistemas de FRP. Dessa maneira, fica muito difícil elaborar uma teoria tão abrangente, que generalize seu comportamento em altas temperaturas. Todavia serão discutidas nessa seção algumas informações obtidas de trabalhos experimentais com esses materiais.

Segundo MOHAMED SAAFI (2002), o comportamento da matriz/resina pode variar em função da composição química e das propriedades químicas específicas dos componentes que a constitui, frente à temperatura. As propriedades térmicas e mecânicas da matriz são seriamente alteradas com a elevação de temperatura; temperatura que, em termos de incêndio – padrão, não são muito altas. Ou seja, o reforço de estruturas de concreto com FRP pode ser seriamente danificado já nos primeiros minutos de um incêndio.

KODUR *et al.* (2005) enfatizam que as principais perdas nas propriedades mecânicas de um elemento estrutural de concreto armado reforçado com FRP; como perda de rigidez e perda do efeito de confinamento do concreto em situação de incêndio, pode conduzir a deformações irreversíveis e levar o elemento ou até mesmo a estrutura ao colapso. A elevação da temperatura tem influência direta na matriz polimérica; alterando parâmetros como: resistência ao cisalhamento, resistência às tensões perpendiculares às fibras, à aderência entre fibra e concreto, dentre outros.

Segundo PAVLÍK *et al.* (2003) a preocupação com materiais compósitos frente ao fogo é justamente pelo fato de que eles foram desenvolvidos para melhorar as características mecânicas dos elementos a serem reforçados e, se os compósitos perdem essas características, eles se tornam

inúteis para cumprirem para com seu propósito e então o elemento reforçado está seriamente comprometido.

Durante a exposição ao fogo, a falta de oxigênio entre as superfícies aderidas do substrato/compósito fará, inicialmente, que as chamas sejam inibidas no FRP; entretanto, a resina iniciará um processo de “amolecimento”. O período crítico da exposição se dá quando, na superfície da armadura do FRP, ocorrer a temperatura de transição vítrea (T_g), ou seja, a temperatura correspondente à passagem da resina de um estado vítreo para um estado “maleável”, sem ocorrência de uma mudança estrutural.

MOHAMED SAAFI (2002) ressalta que a temperatura de transição vítrea é uma propriedade muito importante dos polímeros. É a temperatura em que as propriedades dos polímeros mostram uma mudança súbita. Materiais cristalinos mostram uma mudança descontínua ao derreter, enquanto os polímeros mudam suas propriedades gradualmente ao atingirem a T_g .

Em geral, a temperatura de transição vítrea é alcançada para temperaturas variando na faixa de 60 a 150 °C. Nessas circunstâncias, a matriz tornar-se-á borrachosa e viscosa. A evaporação da matriz é de temperaturas na ordem de 350 a 400 °C, onde se torna suscetível à combustão.

Nessa linha de raciocínio, MOHAMED SAAFI (2002) observa que valores típicos para a temperatura de transição vítrea de alguns termoplásticos são: 100, 105, 150 e 145 °C para o poliestireno, o polymethylmethacrylate, o policarbonato e o polyetheretherketon, respectivamente. Em uma temperatura mais elevada (temperatura de fluxo, T_f), o polímero torna-se inteiramente líquido. A diminuição das propriedades mecânicas em torno da T_g para materiais termofixos, depende da cadeia polimérica. Estruturas de cadeia muito densa mostram pequenas alterações nas propriedades mecânicas.

Ainda, segundo MOHAMED SAAFI (2002), os materiais termofixos têm geralmente uma resistência mais elevada à temperatura do que os materiais termoplásticos devido à ausência de

temperatura do fluxo. A máxima temperatura admissível para um material termofixo é sua temperatura de decomposição T_d na qual o material degrada.

Segundo YU e ZHOU (2009), as relações das propriedades mecânicas dos materiais compósitos frente à temperatura podem ser entendidas conforme esquema da Figura 6.3.

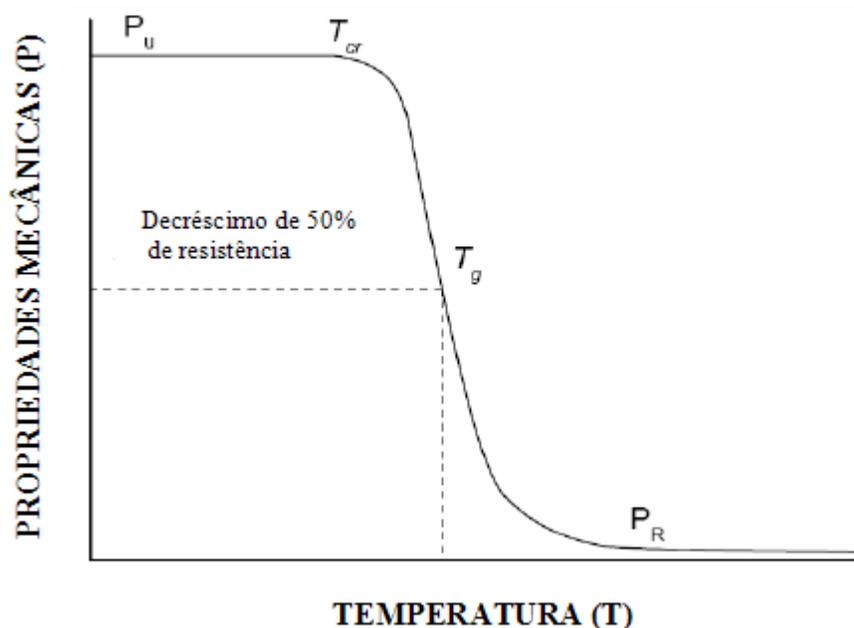


Figura 6.3 – Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas dos materiais compósitos [Adaptado de YU e ZHOU (2009)]

Na Figura 6.3 percebe-se que as propriedades mecânicas permanecem constantes, com os mesmos valores obtidos em temperatura ambiente (P_u), até que o compósito seja aquecido até uma temperatura crítica (T_{cr}), acima da qual, as propriedades mecânicas reduzem com o aumento da temperatura até um valor mínimo (P_R). Essa redução é devido ao amolecimento da matriz polimérica quando ela sofre transição vítrea (T_g). As propriedades mecânicas como módulo de elasticidade, resistências ao cisalhamento e compressão mostram dependências com a temperatura similares ao ilustrado nesta figura.

Ao alcançar a temperatura de transição vítrea, a resina deixa de transferir tensões entre as fibras, comprometendo a aderência com o substrato e, conseqüentemente o reforço. Os efeitos se

manifestam através de uma contínua fissuração e um aumento de deformações até a ruptura, com a provável degradação, também das fibras.

Ensaios de VAZ *et al.* (2005) em vigas de concreto armado de dimensões reduzidas e reforçadas com fibras de carbono em temperaturas variáveis, com uma resina constituída de adesivo Epóxi e T_g de aproximadamente 63 °C mostraram que, quando se aproxima e ultrapassa a temperatura de transição vítrea da resina iniciam-se descolagens do reforço. Com aumento da temperatura, o comportamento das vigas reforçadas com fibras tende a aproximar-se das vigas de concreto armado sem inclusão de reforço.

GAMAGE *et al.* (2005), avaliando a aderência entre fibras de carbono e resinas epóxi com o substrato do concreto, mostraram que em temperaturas da ordem de 22 °C a 36 °C a aderência não é comprometida, já em temperaturas entre 60 °C e 70 °C a resistência da aderência é inversamente proporcional ao aumento da temperatura, chegando até mesmo ao desprendimento das fibras em temperaturas superiores a essas. Os resultados são esquematizados na Figura 6.4.

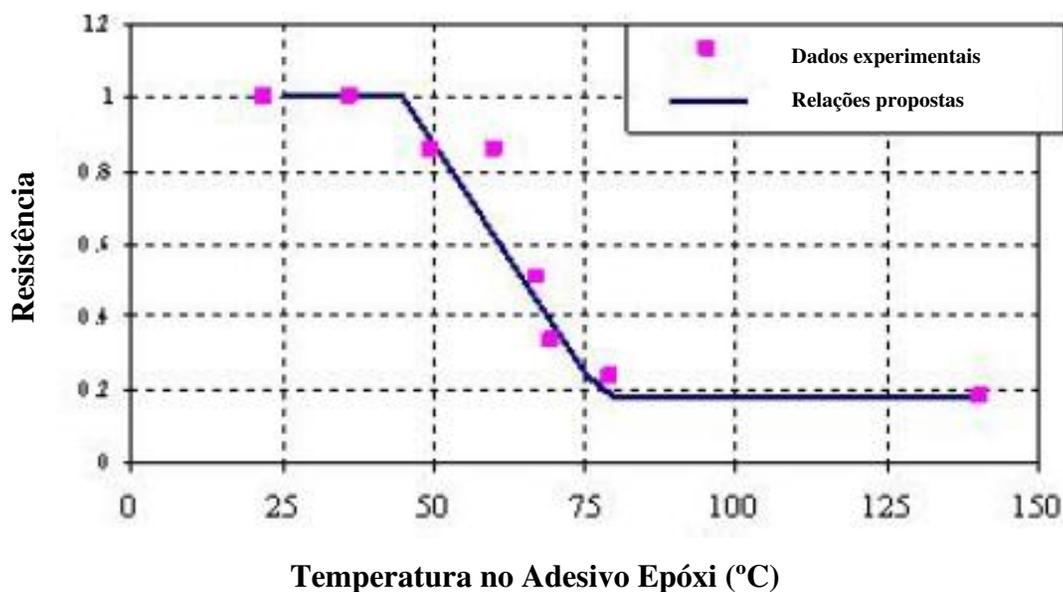


Figura 6.4 – Resistência da Aderência \times Temperatura no epóxi [GAMAGE *et al.* (2005)]

Como base nesses ensaios, os autores construíram a seguinte relação:

$$\text{se } T < 45 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \rho = 1 \quad (6.1)$$

$$\text{se } 45 \text{ }^{\circ}\text{C} < T < 75 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \rho = 2.0436 - 0.0236T \quad (6.2)$$

$$\text{se } T > 75 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \rho = 0.18 \quad (6.3)$$

onde:

ρ é a Resistência relativa da aderência compósito/epóxi;

T é a Temperatura no adesivo epóxi em $^{\circ}\text{C}$

Devido as temperaturas de transição vítrea de um polímero à base de epóxi ser relativamente baixas, FORTES e outros (2005) enfatizam a necessidade de avaliações da real possibilidade do emprego de materiais compósitos como forma de reforços estruturais em temperaturas de países tropicais, como é o caso do Brasil, em que facilmente encontram-se estruturas aparentes, com temperaturas próximas do limite dos materiais epoxídicos.

VAZ *et al.* (2005) observam que a Tg pode depender das condições de exposição ambiental, nomeadamente quando o polímero absorve umidade. Esta interação com a umidade envolvente pode resultar na diminuição da Tg. Dessa maneira, os autores salientam que é aconselhável que a matriz utilizada no reforço possua uma temperatura de transição vítrea 10 $^{\circ}\text{C}$ a 20 $^{\circ}\text{C}$ superior à temperatura máxima prevista no local.

6.3 Degradação das fibras

As fibras de aramida, com temperatura de serviço recomendada de aproximadamente 200 $^{\circ}\text{C}$, inicia-se o processo de degradação a aproximadamente 510 $^{\circ}\text{C}$, pela decomposição térmica de suas ligações, seguida da decomposição térmica dos anéis aromáticos a aproximadamente 525 $^{\circ}\text{C}$; sendo que a temperatura de degradação térmica completa ocorre a cerca de 575 $^{\circ}\text{C}$.

Já as fibras de vidro, por sua vez, têm uma temperatura de serviço recomendada de aproximadamente, 300 °C, mas se mantêm resistentes e rígidas até aproximadamente 600 °C.

Vale observar que as fibras de carbono podem resistir facilmente à temperaturas acima de 1000 °C.

6.3.1 Redução da resistência e do módulo de elasticidade das fibras

KODUR *et al.* (2005) em um extenso levantamento bibliográfico sobre o tema, apresentam na Figura 6.5 a relação da resistência com a temperatura de uma variedade de fibras, baseados em ensaios conduzidos por vários autores. Nesta figura, fica evidente que, enquanto todas as fibras parecerem ser afetadas por temperaturas elevadas (a aramida é a mais severamente afetada, com reduções da ordem de 50% em 500°C) a fibra de carbono é a que apresenta menores reduções, com menos de 5% a 500°C.

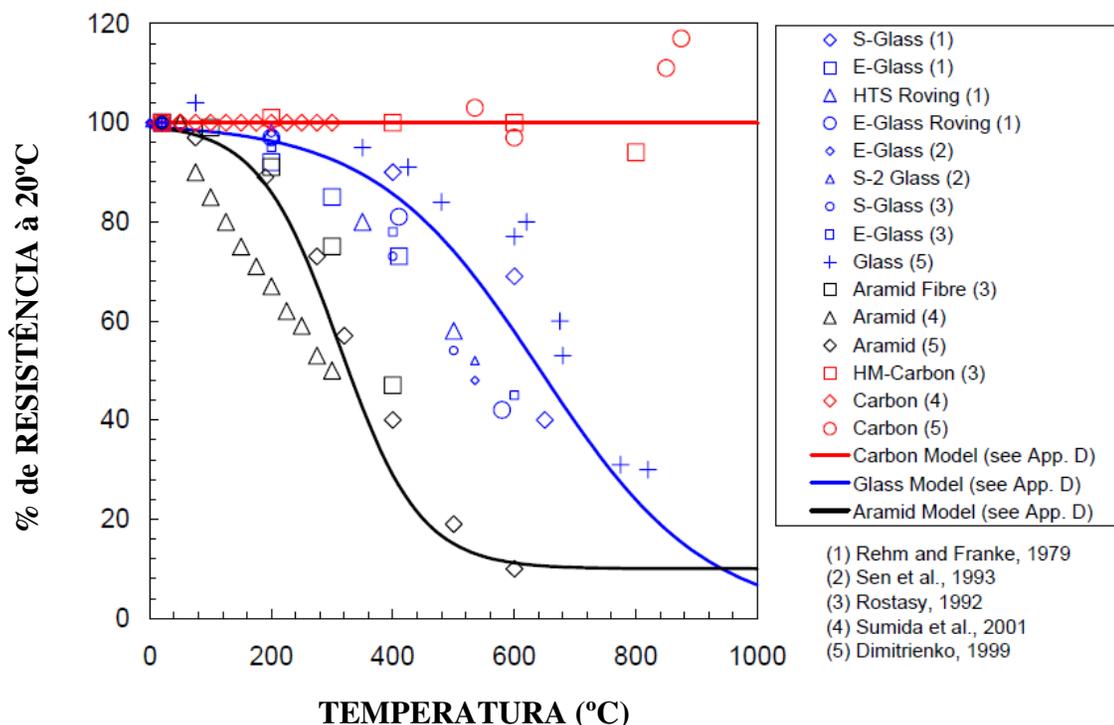


Figura 6.5 - Relação da resistência com a temperatura de uma variedade de fibras [KODUR *et al.* (2005)]

A Figura 6.6 (a e b), extraída de BISBY *et al.* (2005), mostra a variação no módulo de elasticidade das fibras de carbono, vidro e aramida, quando expostas à temperaturas elevadas.

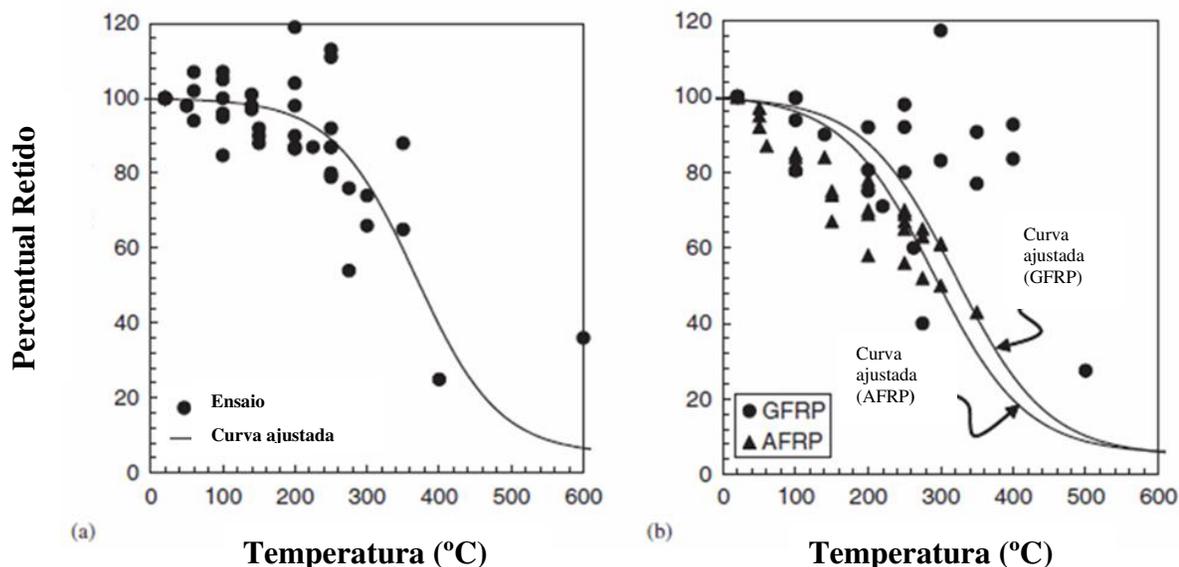


Figura 6.6 - Variação do módulo de elasticidade devido à temperatura nas fibras: (a) carbono (b) vidro e aramida [BISBY *et al.* (2005)]

Estes gráficos sugerem que as fibras do carbono são relativamente insensíveis às temperaturas elevadas, quando comparadas às fibras de vidro e de aramida, que apresentam maiores deteriorações na resistência e no módulo de elasticidade, frente ao fogo. Todavia essas deteriorações se manifestam à temperaturas bem superiores a T_g do compósito.

Nesse sentido, BISBY *et al.* (2005) ressaltam que a degradação de propriedades mecânicas com a elevação da temperatura em um compósito de FRP é governada tipicamente pelas propriedades da matriz do polímero, uma vez que as fibras geralmente são relativamente mais resistentes aos efeitos térmicos.

Assim, se a eficiência do reforço dependesse somente das propriedades das fibras frente à temperaturas elevadas, estruturas ou elementos reforçados com FRP seriam pouco afetados durante um incêndio. Todavia, devido à degradação da matriz, uma vez que a resina chega, facilmente, nos primeiros minutos de incêndio, à temperatura de transição vítrea, a redução na transferência de tensões entre as fibras individualmente e, principalmente, a perda na aderência

FRP/substrato, pode causar perda de resistência e rigidez que podem anular o reforço, fazendo com que a estrutura dependa, unicamente, de sua resistência ao fogo original, anterior ao reforço. Fato este, vale observar, considerado em diversos códigos normativos internacionais.

Nesse aspecto, de acordo com *JI et al.* (2008), o fenômeno de periculosidade dos materiais FRPs frente ao fogo é justamente devido ao consumo da resina que ocorre antes das fibras serem afetadas. Pois, a partir daí a estrutura perde completamente sua aderência com o compósito e passa a se comportar como se não existisse reforço.

As Figuras 6.7 e 6.8 seguintes, obtidas através do microscópio eletrônico de varredura mostram uma resina antes e depois de ser submetida a um teste de fogo.

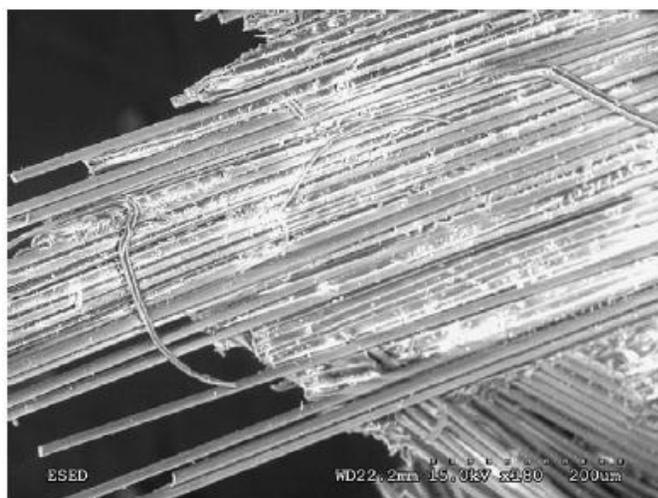


Figura 6.7 - Visão microscópica do FRP antes do teste [*JI et al.* (2008)]

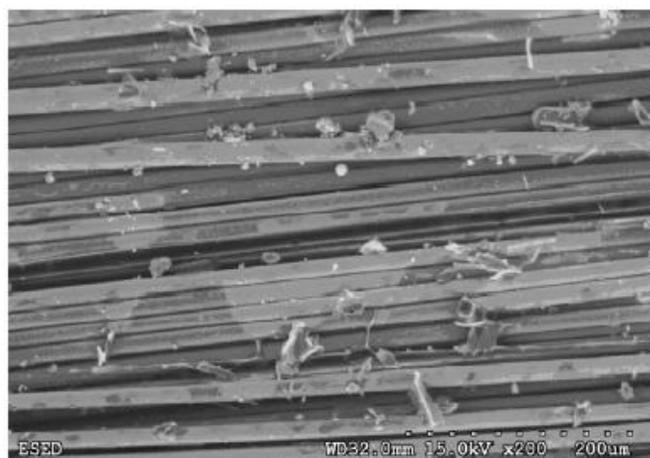


Figura 6.8 - Visão microscópica do FRP após o teste [*JI et al.* (2008)]

Na Figura 6.7 pode-se observar as fibras ligadas à resina, que estava intacta antes da elevação da temperatura, enquanto a Figura 6.8 mostra que a resina foi completamente queimada após 8 minutos de exposição ao fogo, com alguns resíduos carbonizados deixados na superfície das fibras. Nessa situação, o confinamento do sistema deixou de existir.

Ensaio de LIMA (2001) demonstraram que a perda de desempenho das propriedades mecânicas do reforço é crescente com o aumento da temperatura e é ocasionada principalmente pela volatilização da resina epóxi utilizada para a formação do elemento compósito.

Para o caso específico de FRP em barras, Blontrock *et al.* (1999, apud MOHAMED SAFFI, 2002) baseados numa coleção de estudos experimentais, propuseram as seguintes equações para a redução da resistência e módulo de elasticidades de barras constituídas de FRP. Essas propostas são:

$$\frac{f_{fuT}}{f_{fu20^{\circ}C}} = k_f \quad (6.4)$$

$$\frac{E_{fT}}{E_{f20^{\circ}C}} = k_E \quad (6.5)$$

Onde $f_{fu20^{\circ}C}$ e f_{fuT} são a resistência última da barra de FRP à 20 °C e à temperatura T °C, respectivamente. $E_{f20^{\circ}C}$ e E_{fT} são os módulos de elasticidade das barras de FRP à 20 °C e à temperatura T °C, respectivamente. Já k_f e k_E são os fatores de redução da resistência e do módulo de elasticidade devido à temperatura.

Para o fator de redução da resistência (k_f) tem-se:

➤ Para barras de fibras de vidro:

$$k_f = 1 - 0,0025T \quad \text{para } 0^{\circ}C \leq T \leq 400^{\circ}C \text{ (T em } ^{\circ}C) \quad (6.6)$$

$$k_f = 0 \quad \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \quad (6.7)$$

➤ Para barras de fibras de aramida:

$$k_f = 1 \quad \text{para } 0 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.8)$$

$$k_f = 1,333 - 0,00333T \quad \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.9)$$

$$k_f = 0 \quad \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \quad (6.10)$$

➤ Para barras de fibras de carbono:

$$k_f = 1 \quad \text{para } 0 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.11)$$

$$k_f = 1,267 - 0,00267T \quad \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 475 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.12)$$

$$k_f = 0 \quad \text{para } 475 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \quad (6.13)$$

Para o fator de redução do módulo de elasticidade (k_E) tem-se:

➤ Para barras de fibras de vidro e aramida:

$$k_E = 1 \quad \text{para } 0 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.14)$$

$$k_E = 1,25 - 0,0025T \quad \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 300 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.15)$$

$$k_E = 0 \quad \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \quad (6.16)$$

➤ Para barras de fibras de carbono:

$$k_E = 1 \quad \text{para } 0 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.17)$$

$$k_E = 1,175 - 0,00175T \quad \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 300 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.18)$$

$$k_E = 1,625 - 0,00325T \quad \text{para } 300 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 500 \text{ }^\circ\text{C} \quad (6.19)$$

$$k_E = 0 \quad \text{para } 500 \text{ }^\circ\text{C} \leq T \quad (6.20)$$

Os fatores de redução das barras de FRP comparadas com os do aço são mostrados nas Figuras 6.9 e 6.10.

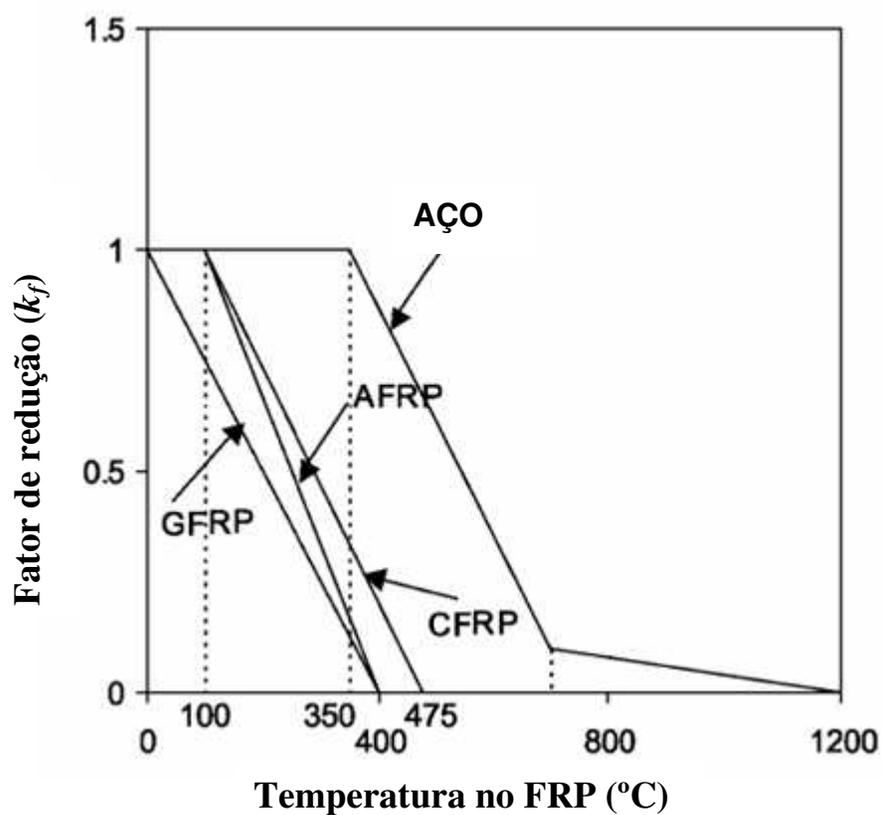


Figura 6.9 - Fator de redução da resistência com a temperatura [MOHAMED SAAFI (2002)]

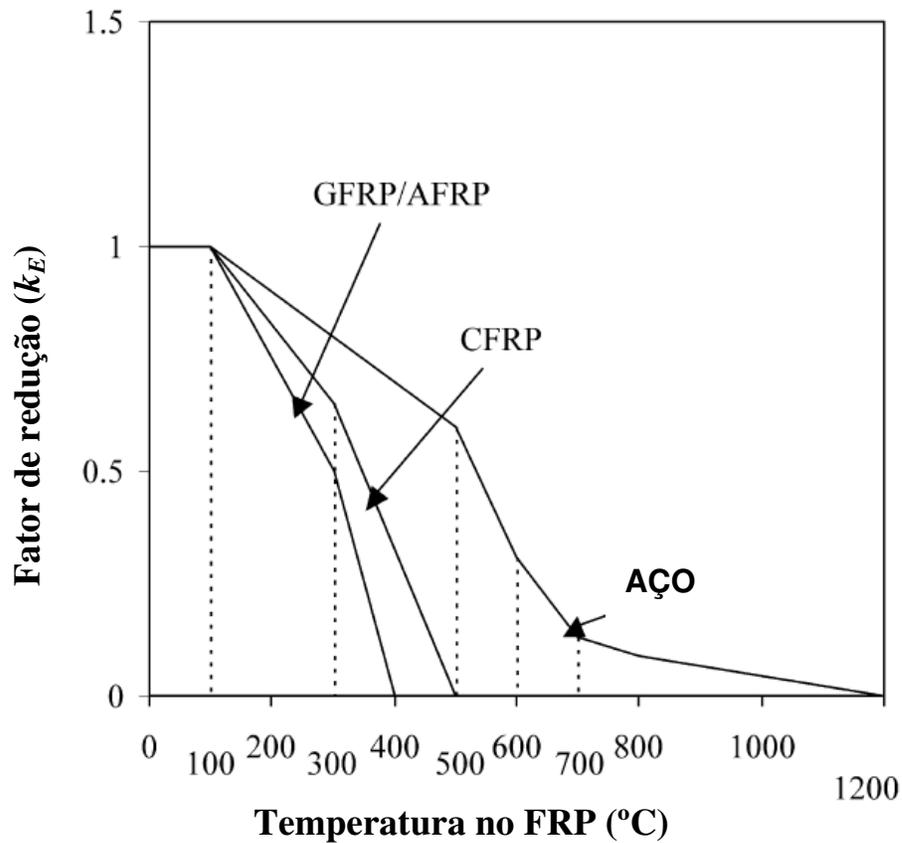


Figura 6.10 - Fator de redução do módulo de elasticidade com a temperatura [MOHAMED SAAFI (2002)]

6.4 Degradações do sistema sinérgico matriz/fibras em altas temperaturas

Segundo KODUR *et al.* (2005), sob o efeito de altas temperaturas, as propriedades de interesse para materiais estruturais podem ser divididas em duas categorias, a saber: térmicas e mecânicas. As propriedades térmicas importantes são: condutividade térmica, calor específico e a densidade. Enquanto as propriedades mecânicas são: expansões térmicas e relações tensão-deformação.

A seguir serão discutidas as principais propriedades termomecânicas dos materiais compósitos em função do aumento de temperatura, no sistema caracterizado pela ação conjunta da matriz/fibras.

6.4.1 Propriedades térmicas dos sistemas FRP em altas temperaturas

6.4.1.1 Condutividade térmica dos sistemas FRP

A contribuição da condutividade térmica de FRP em barras, na transferência de calor em um elemento estrutural de concreto, em situação de incêndio é insignificante tendo em vista que o volume da barra é muito pequeno em comparação com o volume de concreto. Todavia, quando usado externamente, o reforço de FRP pode atuar no sentido de isolamento do concreto, devido a sua baixa condutividade térmica transversal.

Mallick (1988, *apud* KODUR *et al.*, 2005), observam que, geralmente, materiais poliméricos têm condutividades térmicas comparativamente baixas. Razão pela qual, muitos polímeros são usados como materiais de isolamento para fios e cabos. A condutibilidade térmica de um FRP depende do tipo da resina, o tipo e a orientação da fibra e do volume das fibras presentes no compósito. Para os compósitos unidirecionais usados em aplicações de engenharia civil, as fibras controlam a condutibilidade térmica longitudinal e a matriz controla a condutividade térmica transversal. Alguns valores típicos de condutividades térmicas para vários materiais de FRP em temperaturas ambientes são mostrados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Condutividade térmica para vários FRPs unidirecionais [Mallick (1988, *apud* KODUR *et al.*, 2005)]

Material	Condutividade térmica (W.m.°C)	
	Longitudinal	Transversal
Vidro/Epóxi	3,46	0,35
Aramida/Epóxi	1,73	0,73
Carbono alto módulo/Epóxi	48,44 – 60,55	0,87
Carbono ultra módulo/Epóxi	121,1 – 129,8	0,04
Boro/Epóxi	1,73	1,04
Alumínio	138,4 – 216,3	
Aço	15,57 – 46,71	
Epóxi	0,346	

Com base na Tabela 6.1, percebe-se que as condutividades térmicas de FRPs são geralmente baixas, com a exceção do CFRPs no sentido de fibra (devido à condutividade térmica elevada das próprias fibras do carbono em si).

Nessa perspectiva, em trabalho de HWAN *et al.* (2002) sobre condutividade térmica em compósitos de fibras de carbono, verificou-se que no sentido longitudinal o valor dessa propriedade é muito superior ao da direção transversal.

MUTNURI (2006) apresentou resultados similares e observou que esse fenômeno é devido à natureza ortotrópica das fibras, que faz com que com propriedades como a condutividade térmica na direção longitudinal seja muito superior ao valor da condutividade no sentido transversal.

CUGNET *et al.* (2002) ensaiaram compósitos de fibras de vidro com diferentes orientações e percentuais de fibras na matriz de resina epóxi, e a própria resina epóxi foi testada, com a finalidade de avaliar a condutividade térmica dos materiais. Os resultados mostraram que, como previsto, a resina pura indicou o mais baixo valor de condutividade. Já as amostras dos compósitos indicaram que a condutividade térmica no sentido longitudinal é maior que nas outras direções e, quanto maior o volume de fibras presentes no compósito, mais elevado é o valor da condutividade. Através desses dados, os autores também verificaram o comportamento anisotrópico do compósito.

6.4.1.2 Calor específico e densidade

Na visão de KODUR *et al.* (2005), a taxa de transferência de calor através de um material depende na maior parte das vezes de seu calor específico. Pelo fato de que as reações químicas que ocorrem em um FRP quando submetido à altas temperaturas serem muito complexas, é extremamente difícil determinar a variabilidade do calor específico com a temperatura. Todavia, Griffis *et al.* (1984, *apud* KODUR, 2005) propuseram a variação do calor específico com a temperatura para sistemas de CRFP e epóxi, conforme as indicações da Figura 6.11.

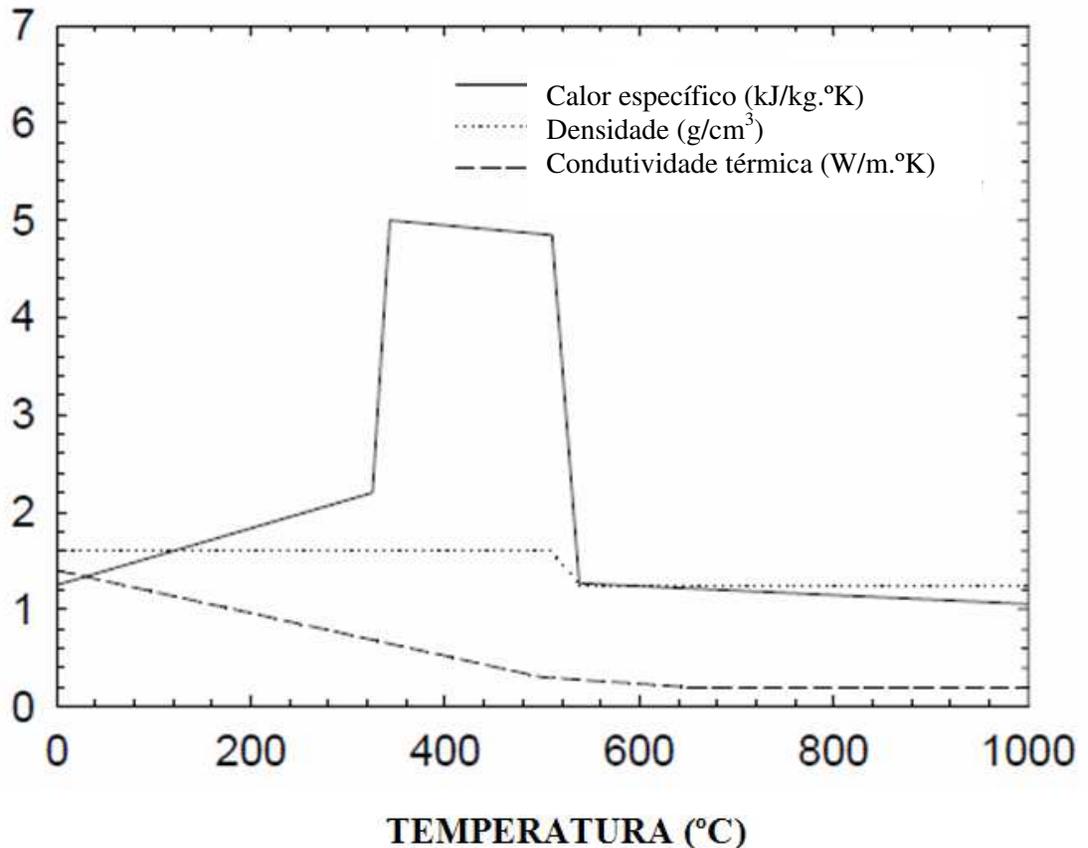


Figura 6.11 - Variação do calor específico, condutividade térmica e densidade com a temperatura para compósitos carbono/epóxi [KONDUR *et al.* (2005)]

No desenvolvimento desta curva, o calor específico sofre um considerável aumento na escala de temperatura, de 343 °C a 510 °C, para simular o efeito térmico da degradação do epóxi. Nesta mesma figura, pode verificar a variação da condutividade térmica (descrita no item anterior) e a densidade. Nota-se que essa última tem pouca variação durante a exposição ao fogo, com uma ligeira queda na faixa 500 °C aproximadamente.

6.4.2 Propriedades mecânicas dos sistemas FRP em altas temperaturas – resistência e módulo de elasticidade

Do mesmo modo que a maioria dos materiais utilizados em estruturas, os sistemas FRPs também sofrem degradações na suas propriedades mecânicas com o aumento da temperatura. Esse fato é de extrema importância para a segurança estrutural, pois reduções nos valores na

resistência e no módulo de elasticidade, em face de um incêndio podem conduzir a deformações excessivas e até mesmo o colapso estrutural.

De acordo com KODUR e BAINGO (1998), quando elementos de concreto armado com FRP são submetidos ao aquecimento sob taxas relativamente lentas, este aquecimento é uniforme pela superfície do material. Isto conduz uma gradual elevação de temperatura no reforço de FRP. Como resultado, a ruptura estrutural acontece frequentemente antes do derretimento ou temperatura de sublimação do reforço de FRP. Esta ruptura é causada pela degradação de propriedades mecânicas do reforço com o aumento da temperatura.

FORTES *et al.* (2003), avaliando a influência da temperatura na capacidade resistente de peças de concreto reforçadas com CFRP e matriz de resina epóxi, verificaram que a capacidade de carga das peças ensaiadas reduziu em cerca de 15% variando-se a temperatura de 30 °C para 70 °C, atingindo o valor máximo de aproximadamente 30%, quando alcançada a temperatura de 150 °C. Ao final, os pesquisadores mostraram que com aumento de temperatura, o decréscimo da resistência torna-se menor, indicando que o reforço vai diminuindo sua colaboração na resistência do conjunto e a capacidade resistente da peça reforçada vai, cada vez mais, se aproximando da capacidade resistente do concreto.

Ensaios de CHOWDHURY *et al.* (2008) em sistemas CFRP mostraram que em temperaturas variando na faixa de 116 °C e 200 °C as reduções de resistências foram de 20 a 60% da resistência em temperatura ambiente. Já, quanto ao módulo de elasticidade para essa mesma faixa de temperatura, as reduções foram de 20 a 40%.

Conforme KODUR e BAINGO (1998), ensaios em CFRP bidirecional, mostram que o módulo de elasticidade na direção longitudinal das fibras é relativamente insensível à temperaturas elevadas. Já o módulo de elasticidade na direção transversal e o módulo de distorção diminuem com o aumento da temperatura. Esse fato ocorre porque as fibras têm boa resistência à temperatura elevada e governam o comportamento mecânico da combinação dentro da direção longitudinal. Na direção transversal, o comportamento do compósito é controlado pela matriz que é sensível a temperatura crescente, ao atingir a temperatura de transição vítrea, sofre

alterações no comportamento mecânico. Já o coeficiente de Poisson é independente da variação de temperatura. A Tabela 6.2 mostra essas propriedades em função da temperatura.

Tabela 6.2 - Constantes elásticas de laminados CFRP em função da temperatura [KODUR e BAINGO (1998)]

Propriedades	Temperatura (°C)				
	20	50	100	150	200
E_1 (GPa)	133	132	131	126	123
E_2 (GPa)	10,1	10	9,4	5,2	4
G_{12} (GPa)	5,59	5,50	5,31	2,6	0,90
ν_{12}	0,35	0,35	0,34	0,37	0,36

Na Tabela 6.2, lê-se: E_1 módulo de elasticidade na direção longitudinal das fibras;

E_2 módulo de elasticidade na direção transversal das fibras;

G_{12} módulo de distorção;

ν_{12} coeficiente de Poisson.

7 – MEDIDAS DE PROTEÇÃO AO FOGO

De acordo com PANNONI (2002), as medidas de segurança e proteção contra incêndio podem se classificar em medidas que prevêm a existência de meios adequados à segurança dos usuários e em medidas que visam reduzir a probabilidade de colapso estrutural.

As medidas que prevêm a existência de meios adequados à segurança dos usuários, inicia-se pelo próprio projeto arquitetônico (corredores e escadas amplas, ambientes livres de fumaça, etc.). Essas medidas também visam reduzir a probabilidade de ocorrência de incêndios severos, através da atuação em suas causas acidentais e da detecção de focos e limitações das possibilidades de propagação.

Ainda, segundo PANNONI (2002), sempre que ocorre um incêndio severo, as medidas que reduzem a probabilidade de colapso estrutural, dependem da resistência ao fogo, a qual compreende três aspectos, ou seja, a capacidade resistente da estrutura, a sua integridade perante o fogo e a sua capacidade de isolamento térmico, que devem ser observados para os vários elementos da construção.

Obviamente, a capacidade resistente da estrutura vai depender fortemente do comportamento do material estrutural utilizado, ou seja, do grau de variação de suas propriedades físicas e mecânicas com a temperatura. É fato bem conhecido que os materiais constituintes das estruturas sofrem reduções progressivas em sua resistência mecânica quando submetidos a condições de trabalho em temperaturas superiores à ambiente. Nesse sentido, mecanismos adequados, como por exemplo, a utilização de películas protetoras nos elementos estruturais, para a melhoria de sua capacidade de isolamento térmico, também constituem medidas de proteção que visam reduzir a probabilidade de colapso estrutural.

Nessa perspectiva, REGOBELLO (2007) salienta que, para evitar o colapso das estruturas, em situação de incêndio, faz-se o dimensionamento das mesmas para resistir a temperaturas elevadas ou, como procedimento alternativo, faz-se uso de materiais que, ao envolverem os elementos constituintes da estruturas de interesse, atuam como proteção contra o fogo.

No caso específico de estruturas de concreto armado reforçadas com FRP, uma vez que a temperatura de transição vítrea T_g , de um polímero é muito baixa e pode ser alcançada em um curto período de tempo durante a exposição a altas temperaturas, a contribuição do composto de FRP usado para confinar as colunas de concreto armado pode ser ignorada durante a exposição ao fogo em uma situação de incêndio, a menos que um sistema de proteção seja aplicado ao elemento estrutural, de forma a manter a temperatura no FRP abaixo da temperatura de transição vítrea, dentro do período exigido da resistência de fogo (TRRF).

A função principal da proteção ao fogo em um sistema de FRP é retardar a ascensão da temperatura no elemento estrutural, de forma que a temperatura no compósito esteja abaixo de sua T_g , uma vez que esse é o ponto crítico do sistema, frente ao fogo. Além disso, tal proteção pode manter a resistência e a integridade da coluna original dentro da camisa de FRP.

Nas estruturas dos edifícios de concreto armado, como já salientado, o concreto se comporta bem frente às exposições a altas temperaturas. Todavia, em situações de incêndio, estruturas de concreto armado reforçadas com FRP e estruturas de aço são extremamente sensíveis à ação do calor. Dessa forma, é conveniente utilizar o mesmo tratamento dado aos sistemas de proteção das estruturas de aço, para as estruturas com FRP.

A seguir serão mostrados os principais sistemas de proteção ao fogo, utilizadas nas estruturas em aço, bem como suas principais características.

7.1 Sistemas de Proteção

Segundo MARTINS (2000), inicialmente, empregavam-se materiais e técnicas já existentes, como a execução de alvenarias contornando pilares ou o embutimento de pilares ou vigas em concreto, como ilustrado na figura 7.1. Atualmente, além desses procedimentos clássicos, são empregados materiais especialmente desenvolvidos para essa função.

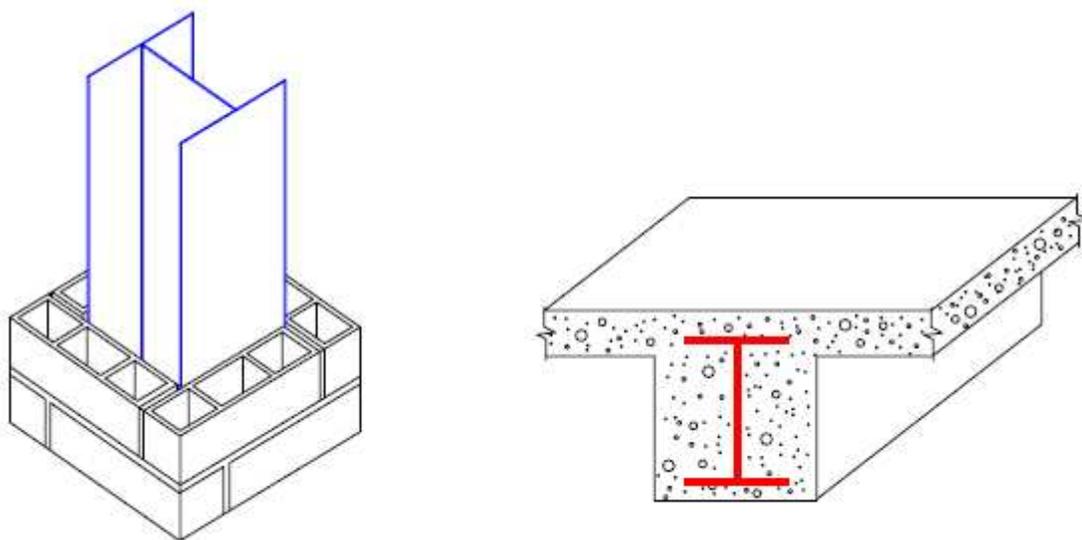


Figura 7.1 - Proteção clássica das estruturas de aço em incêndio [MARTINS (2000)]

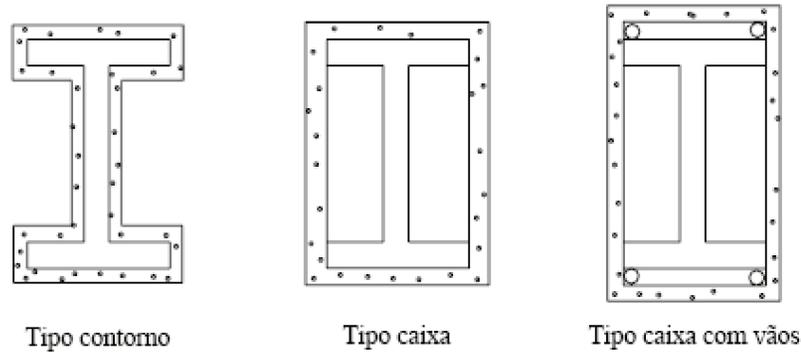
De acordo com MENDES (2004), os materiais para revestimento térmico devem apresentar capacidade de proteção térmica para altas temperaturas, mantendo sua integridade durante o incêndio, sem causar aumento considerável no peso próprio na estrutura. Para isso é necessário que eles apresentem, em geral, baixa massa específica aparente, baixa condutividade térmica e calor específico elevado.

Ainda, segundo MENDES (2004), esses materiais devem trabalhar acompanhando os deslocamentos, sem apresentar fissuras ou desprendimento, cobrindo a estrutura de forma homogênea e completa. Não é permitida a presença de materiais agressivos à saúde, como os asbestos, função da presença do amianto na sua composição química.

Um aspecto importante de ser considerado é que não se deve confundir um material utilizado para melhorar a resistência ao fogo nas estruturas com os materiais que melhoram o conforto térmico no ambiente. Esses últimos podem até contribuir para um agravamento das condições adversas, durante um incêndio. Pois, sendo materiais isolantes, pelas suas propriedades específicas, impedirão de algum modo à saída do calor gerado durante o fogo, do compartimento, o que irá contribuir para o aumento de temperatura nesse compartimento. Além disso, caso sejam combustíveis e estiverem aplicados em tetos ou paredes, contribuirão para uma rápida propagação das chamas, e darão origem a acréscimos na carga de incêndio,

MARTINS (2000) classifica os revestimentos utilizados como materiais de proteção das estruturas segundo o material constituinte, a morfologia e a técnica de colocação:

- Quanto ao material constituinte, pode-se ter alvenaria, concreto de cimento Portland, concreto leve (de agregados leves ou concreto celular), argamassa à base de cimento, de fibras minerais, de vermiculita ou de gesso, mantas de fibras cerâmicas, de fibras minerais ou de lã de rocha, tintas intumescentes e outros.
- Quanto à morfologia, os revestimentos podem ser classificados em tipo contorno ou tipo caixa; nesse último caso, podem se apresentar com ou sem vãos, conforme mostra a Figura 7.2, para situações típicas de pilares e vigas sobrepostas por laje de concreto.

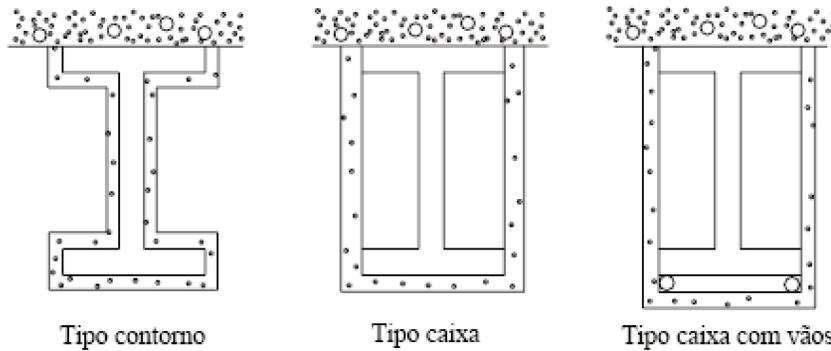


Tipo contorno

Tipo caixa

Tipo caixa com vãos

a) pilares



Tipo contorno

Tipo caixa

Tipo caixa com vãos

b) vigas sobrepostas por laje de concreto

Figura 7.2 - Revestimento tipo contorno e tipo caixa [MARTINS (2000)]

- Quanto à técnica de colocação, os revestimentos geralmente são: moldados com o uso de fôrmas, aplicados manualmente, aplicados por jateamento, fixados por dispositivos apropriados e montados.

A seguir, serão especificados alguns materiais comumente utilizados na proteção de estruturas.

7.1.1 Materiais Projetados

São materiais aplicados através de jateamento e, após sua secagem, trabalham monoliticamente e solidários com a estrutura, evitando fissuração. REGOBELLO (2007) observa que são produtos econômicos, porém, considerados sem acabamento adequado, por exemplo, aspecto de chapisco.

7.1.1.1 Argamassas cimentícias

São argamassas constituídas por materiais aglomerantes como o gesso, cimento Portland e resinas acrílicas, além de materiais inertes como preservantes e poliestireno expandido. Apresentam-se como argamassas de baixa densidade (240 kg/m^3), tendo, o gesso como aglomerante básico; média densidade (350 kg/m^3) e alta densidade (640 kg/m^3), sendo nestas últimas o cimento Portland o aglomerante básico.

Em uma situação de incêndio, as ligações químicas existentes no gesso hidratado começam a se romper quando a temperatura está na faixa entre $90 \text{ }^\circ\text{C}$ e $150 \text{ }^\circ\text{C}$, liberando água de hidratação. Nesse processo a energia do fogo é absorvida e permite a proteção do elemento estrutural por cerca de 30 minutos.

Como a argamassa de baixa densidade tem em sua composição grande concentração de gesso, essa é indicada para interiores, já as argamassas de média e alta densidades são indicadas para usos externos, como mostrado na Figura 7.3, extraída de MENDES (2004).

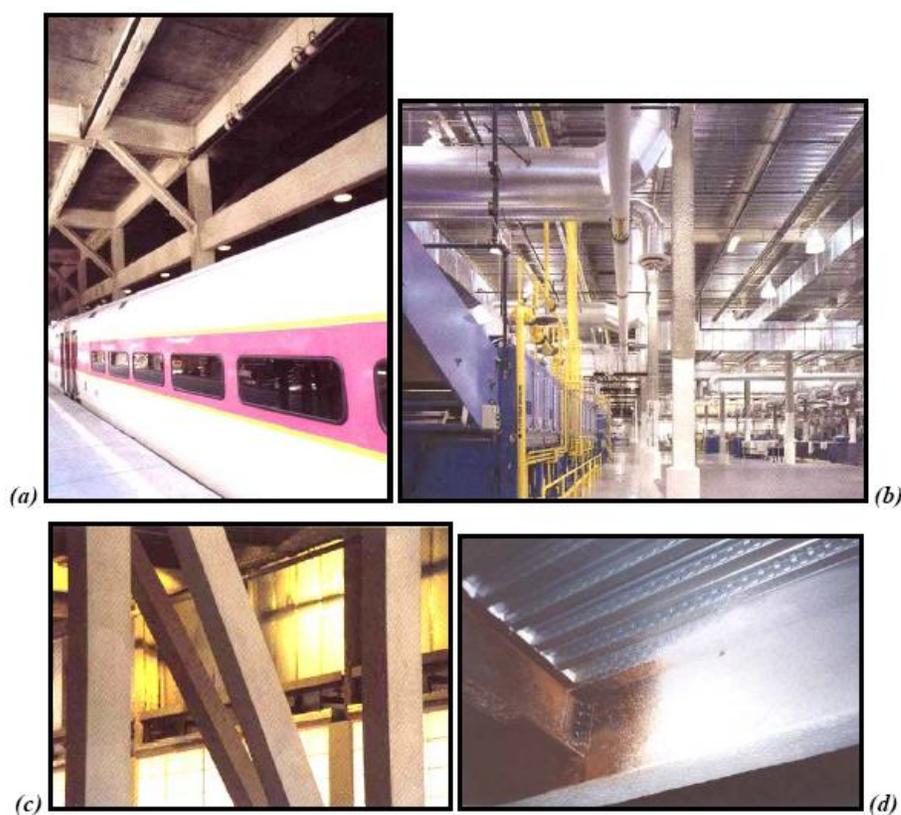


Figura 7.3 - Argamassas cimentícias: (a) de média densidade; (b) de alta densidade; (c) de alta densidade desempenada e (d) de baixa densidade [MENDES, (2004)]

As argamassas de média e alta densidade apresentam vantagens com relação à argamassa de baixa densidade. Elas possuem grande resistência a impactos e à umidade, podendo ficar expostas às intempéries.

REGOBELLO (2007) observa que as argamassas de média e alta densidades podem ser desempenadas apresentando acabamento de superfície lisa.

7.1.1.2 Argamassas vermiculita

A vermiculita é uma rocha mineral pertencente à família das micas, constituída por um grande número de lamelas, separadas umas das outras por partículas microscópicas de água, apresentando um aspecto esfoliado. Visualmente se mostra sob a forma de lâminas finas com espessura variando de 3 a 6 mm. Quando é submetida a temperaturas entre 700 °C a 1000 °C, as partículas de água vaporizam-se e afastam as lamelas. As dimensões dos grãos de vermiculita aumentam 20 a 30 vezes, aprisionando o ar no interior das paredes, conferindo ao material excepcional capacidade de isolamento.

MARTINS (2000) descreve que a vermiculita quando aquecida, perde água, intumescce e se expande, adquirindo a forma de um verme. Tem massa específica de 100 a 130 kg/m³, enquanto a areia, para efeito comparativo, passa a ter em torno de 1600 kg/m³. É encontrada no mercado na forma de blocos, para dosagem na obra, ou pré-misturada a seco com aditivos e cimento, para posterior adição de água. As espessuras das camadas variam de 10 a 40 mm, com massas específicas variando de 300 a 800 kg/m³, dependendo do tipo da massa e da capacidade de isolamento requeridos.



Figura 7.4 - Argamassa à base de vermiculita [SILVA (2001)]

7.1.1.3 Fibras Projetadas

As fibras projetadas são produtos de baixas e médias densidades, sendo constituída como principal ingrediente, lã de rocha e materiais aglomerantes. É um produto atóxico. A mistura é aplicada diretamente sobre a estrutura, de forma projetada, dispensando mecanismos de fixação.

Quando exposto à altas temperaturas, a mistura não apresenta nenhum tipo de reação química e a proteção oferecida se dá através das propriedades isolantes da fibra. Por não apresentar erosão quando exposta ao ar, é recomendado para ambientes internos e externos. A Figura 7.5, extraída de PANONNI (2002), mostra a aplicação da fibra projetada

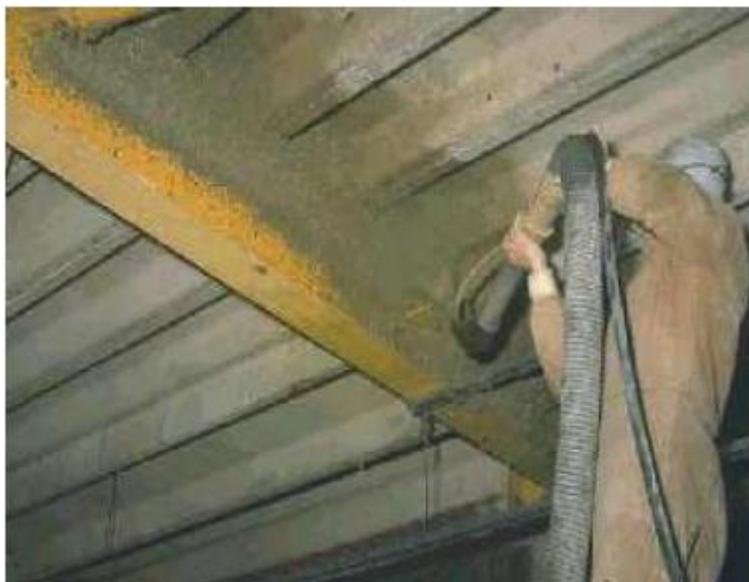


Figura 7.5 - Fibra projetada [PANONNI (2002)]

7.1.2 Elementos em forma de placas

Este revestimento consiste na aplicação de placas rígidas sobre a superfície do elemento, de forma a envolvê-lo e isolá-lo das altas temperaturas. A forma de proteção é tipo caixa e assim, apresenta um bom acabamento. Segundo VARGAS e SILVA (2003), geralmente são compostas com materiais fibrosos ou gesso, ou combinação desses materiais. Existindo também os painéis de silicato autoclavados.

As placas de gesso são semelhantes às placas de gesso convencional, porém possuem fibras de vidro e vermiculita na sua composição, garantindo características peculiares para a proteção do elemento durante um incêndio. É recomendável para ambientes internos devido à presença do gesso.

As placas de lã de rocha são painéis feitos de materiais fibrosos (basalto), aglomerados pela adição de resinas termoendurecíveis. Segundo MENDES (2004), não devem ficar expostos ao intemperismo ou exposição pública, pois apresentam acabamento rústico e baixa resistência mecânica. Porém, em estruturas aparentes de estacionamento e galpões podem ser fornecidos com várias opções de acabamento, como filmes PVC, não-tecido automotivo, alumínio reforçado, além de texturizações e cores.

As placas de silicato autoclavados, segundo MENDES (2004), são constituídas por placas rígidas que apresentam elevada resistência mecânica e à abrasão. Podem ser aplicadas nas edificações em serviço, pois são instaladas por meio de travamentos por parafusos ou grampos, sem necessidade de soldas na estrutura. Seu acabamento é similar àquele obtido com a aplicação das placas de gesso acartonado, podendo receber massas e pinturas, conferindo boas soluções para os interiores das edificações.

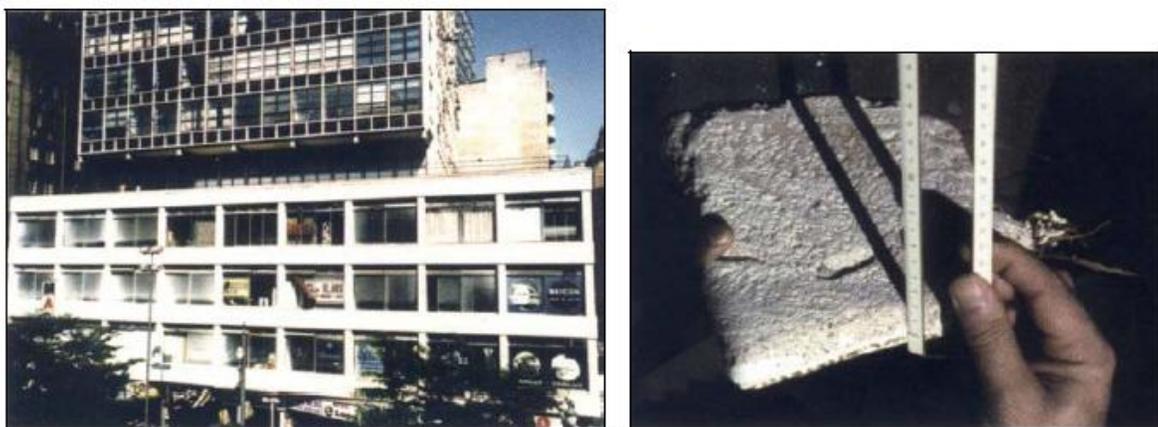


Figura 7.6 - Edifício Palácio do Comércio, São Paulo, 1959: vista geral e detalhe do revestimento com placas rígidas com 25 mm de espessura. [Dias, (2002, *apud* MENDES, 2004)].

7.1.3 Mantas

Estes sistemas de proteção são materiais flexíveis que podem ser compostas por aglomerados de fibra cerâmica, lã de rocha ou outro material fibroso.

Segundo MENDES (2004), essas mantas são aplicadas no contorno, envolvendo a estrutura, sendo fixadas através de pinos metálicos soldados previamente à estrutura. Esse sistema é adequado para edificações em funcionamento, pois geram pouca sujeira.

Por apresentar baixa resistência mecânica e aparência rústica não é recomendável a ambientes externos.

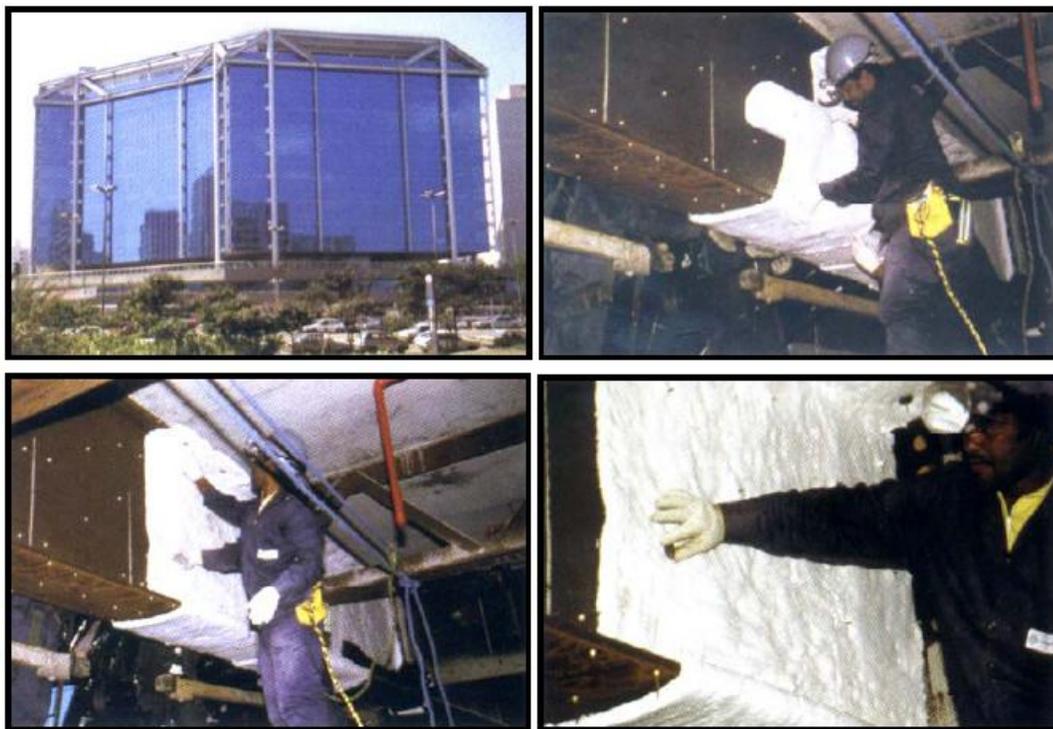


Figura 7.7 - Centro Empresarial do Aço protegido por manta de fibra cerâmica, São Paulo – SP: vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica em perfil soldado tipo I, por meio de pinos e arruelas de pressão. [DIAS (2002), *apud* MENDES (2004)]

7.1.4 Tintas intumescentes

O método de proteção de estruturas por pinturas intumescentes é um método de utilização relativamente recente. Consiste na aplicação de uma tinta, com características especiais, sobre a superfície a proteger. Essas tintas são derivados celulósicos que, pela adição de ligantes orgânicos especiais e agentes dilatadores, tendem a aumentar de volume, neste caso a crescer em espessura, com o aumento da temperatura, formando uma camada que pode atingir várias dezenas de vezes a espessura inicial.

Segundo MENDES *et al.* (2006), a tinta intumescente é um material específico para proteção térmica, o qual permanece inativo na estrutura, como uma tinta comum, até que seja exposta a temperatura superior a 200°C. A partir dessa temperatura inicia-se um processo de expansão volumétrica, ou seja, intumescem, tornando-se uma espuma rígida (devido às resinas que compõem a tinta) com poros preenchidos por gases atóxicos. Esse processo retarda a elevação rápida de temperatura das estruturas, durante a ação de um incêndio.

MARTINS (2000) ressalta que são consideradas como revestimentos fogo-retardantes por possuir a propriedade de retardar a propagação das chamas e a consequente elevação da temperatura no material que está protegendo. Trata-se de fenômeno pelo qual o calor provoca uma reação em cadeia, transformando uma fina película de 55 μm a 2500 μm de espessura em uma volumosa camada, parecida com uma esponja, que age como isolante térmico, como mostrado na Figura 7.8. Esses produtos geralmente são degradáveis na presença de água, necessitando de uma pintura de base e de acabamento compatíveis com a tinta intumescente quando utilizados para revestir superfícies de estruturas de aço sujeitas à ação de intemperismo.

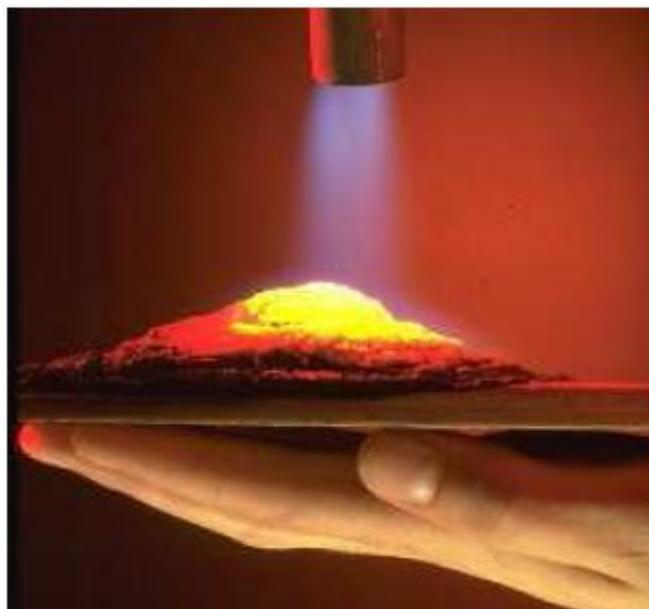


Figura 7.8 - Tinta Intumescente [PANONNI (2008)]

PANONNI (2002) ressalta que, antes da aplicação dessa tinta especial, a superfície deverá ser preparada conforme recomendações do fabricante, e um primer compatível deverá ser aplicado. Como a tinta não apresenta grande resistência química e física, ela deve ser recoberta por uma película acrílica ou poliuretânica, a critério do usuário.

7.2 Espessura dos materiais de proteção

Para o dimensionamento eficiente da espessura dos materiais de proteção contra fogo, é necessário antes, o conhecimento prévio, das propriedades térmicas desses materiais. No Brasil, segundo a ABNT NBR 14432 (2000), essas propriedades devem ser determinadas por ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com as especificações de ensaio prescritos na ABNT NBR 5628 (1980), ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

Os resultados obtidos nos ensaios são analisados por meio de equações empíricas e são elaboradas Cartas de Cobertura. Nessas cartas, para cada fator de massividade (u), isto é, a relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal do elemento em estudo, e o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) do elemento a ser protegido, são indicadas as espessuras dos materiais de proteção térmica, considerando uma temperatura preestabelecida.

Dessa forma, existem dois métodos para calcular a espessura adequada do material de proteção: a experimental e a analítica.

(a) a forma mais simples de cálculo é utilizar os resultados de ensaios reais de resistência ao fogo, fornecidos pelo fabricante na forma de uma carta de cobertura, onde as espessuras de proteção são facilmente determinadas;

(b) pode-se calcular analiticamente, com base em dados dos materiais como densidade, condutividade térmica e calor específico. Essa metodologia é acurada, porém possui limitações, sobretudo quando os materiais sofrem mudanças físicas durante o incêndio, como é o caso de tintas intumescentes ou alguns projetados que possuem fluidos cristalizados em sua composição.

A maioria dos fabricantes de materiais para proteção de estruturas apresenta em seus catálogos técnicos, as Cartas de Cobertura, para seus produtos.

Em VARGAS e SILVA (2003) pode-se encontrar resumidamente várias Cartas de Cobertura para diferentes materiais utilizados para proteção.

Com base em pesquisas através de autores e de fornecedores, apresenta-se nas Tabelas 7.1 e 7.2 algumas espessuras necessárias de argamassa projetada, que levam em consideração o fator massividade e o TRRF.

Tabela 7.1 – Espessura de argamassa projetada Cafco 300, para temperatura crítica de 620 °C [CAFCO INTERNATIONAL (2011)]

Fator massividade (u) m ⁻¹	ESPESSURA DA CAMADA DE PROTEÇÃO (mm)					
	30 minutos	60 minutos	90 minutos	120 minutos	180 minutos	240 minutos
30	10	10	10	10	15	20
40	10	10	10	13	19	25
50	10	10	11	14	21	28
60	10	10	12	16	24	31
70	10	10	13	17	26	34
80	10	10	14	18	27	36
90	10	10	15	19	29	36
100	10	11	15	20	30	40
110	10	11	16	21	31	41
120	10	11	17	22	32	43
130	10	12	17	22	33	44
140	10	12	17	23	34	45
150	10	12	18	24	35	46
160	10	12	18	24	36	47
170	10	13	19	24	36	48
180	10	13	19	25	37	49
190	10	13	19	25	37	50
200	10	13	19	26	38	50
210	10	13	20	26	38	51
220	10	14	20	26	39	51
230	10	14	20	26	39	52
240	10	14	20	27	40	52
250	10	14	20	27	40	53
260	10	14	21	27	40	53
270	10	14	21	27	41	54
280	10	14	21	28	41	54
290	10	14	21	28	41	55
300	10	14	21	28	41	55
310	10	15	21	28	42	55

Tabela 7.2 – Espessura de argamassa projetada Cafco 300, para temperatura crítica de 550 °C
[CAFCO INTERNATIONAL (2011)]

Fator massividade (u) m ⁻¹	ESPESSURA DA CAMADA DE PROTEÇÃO (mm)					
	30 minutos	60 minutos	90 minutos	120 minutos	180 minutos	240 minutos
30	10	10	10	12	17	23
40	10	10	11	14	21	28
50	10	10	13	16	24	32
60	10	10	14	18	27	35
70	10	10	15	20	29	38
80	10	11	16	21	31	40
90	10	12	17	22	32	43
100	10	12	18	23	34	45
110	10	13	18	24	35	46
120	10	13	19	25	36	48
130	10	14	19	25	37	49
140	10	14	20	26	38	50
150	10	14	20	27	39	52
160	10	14	21	27	40	53
170	10	15	21	28	41	53
180	10	15	22	28	41	54
190	10	15	22	29	42	55
200	10	15	22	29	42	56
210	10	16	22	29	43	57
220	10	16	23	30	43	57
230	10	16	23	30	44	58
240	10	16	23	30	44	58
250	10	16	23	30	45	59
260	10	16	24	31	45	59
270	10	17	24	31	45	60
280	10	17	24	31	46	60
290	10	17	25	31	46	61
300	10	17	25	32	46	61
310	10	17	25	32	47	61
330	10	18	25	33	48	63

Tabela 7.3 – Espessura da argamassa MK6 para temperatura crítica de 550 °C [SILVA (2001)]

Fator massividade (u) m ⁻¹	ESPESSURA DA CAMADA DE PROTEÇÃO (mm)				
	30 minutos	60 minutos	90 minutos	120 minutos	180 minutos
30	10	10	10	10	15
60	10	10	14	18	27
90	10	12	18	25	37
120	10	15	22	30	45
150	10	17	26	34	52
180	10	19	28	38	57
210	10	20	31	41	62
240	11	22	33	44	66
270	11	23	35	47	-
320	12	25	37	50	-

Tabela 7.4 – Espessura da película de tinta intumescente Calatherm 600°, para seção I e temperatura crítica de 550 °C [www.tintascalamar.com.br/produtos.htm]

Fator massividade (u) m ⁻¹	ESPESSURA DA CAMADA DE PROTEÇÃO (mm)			
	30 minutos	60 minutos	90 minutos	120 minutos
150	0,37	1,20	2,10	2,90
200	0,47	1,70	3,00	-
300	0,67	2,30	-	-

7.3 Custos da proteção contra fogo

Segundo ANDRADE (2010), os custos das proteções térmicas, de forma geral, apresentam algumas características que são inerentes ao material a ser empregado. Resistência às intempéries, impactos, velocidade de aplicação, limpeza antes e após a aplicação, controle de espessura, aplicação em ambientes ocupados, acabamento visual e o tempo de proteção necessário, entre outros.

Ainda, segundo ANDRADE (2010), as “características *versus* custo” de um sistema de proteção contra fogo, de uma forma geral podem ser entendidas da seguinte maneira: “Quanto maior o requinte estético e a resistência mecânica do material de proteção, maior o seu custo. Da mesma forma, os materiais mais rústicos e de resistência mecânica inferior são os mais baratos”.

Segundo a PCF Soluções (2011), a proteção com tinta intumescente pode custar cerca de 10 vezes mais que com argamassas projetadas. O valor unitário da proteção varia conforme o TRRF, o fator de massividade dos perfis e as quantidades a ser aplicadas. A Figura 7.9, apresenta o comparativo de custos de alguns sistemas.



Figura 7.9 – Comparativo de custos de alguns sistemas de proteção [PCF Soluções (2011)]

A Figura 7.10 mostra, extraída de PCF Soluções (2011), mostra o percentual de consumo de materiais de proteção contra fogo, utilizados em estruturas metálicas, nos Estados Unidos da América.

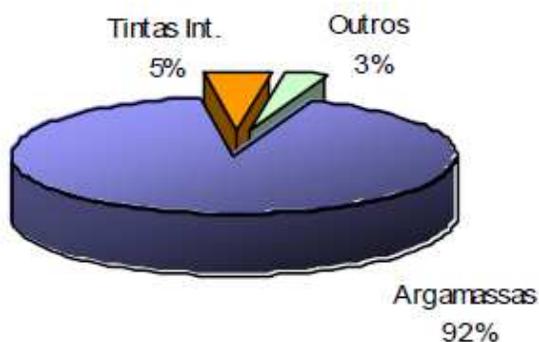


Figura 7.10 – Percentual do consumo de materiais de proteção contra fogo nos E.U.A. [PCF Soluções (2011)]

De acordo com a PCF Soluções (2011), em meados dos anos 90, com a chegada ao Brasil das argamassas de baixa densidade, fabricadas pelas empresas líderes mundiais em proteção contra fogo, o custo desta proteção em grandes edificações sofreu diminuições significativas, estando hoje em patamares muito mais próximos ao existente em outros países, representando em torno de 10% a 15% do custo das estruturas metálicas.

7.4 Avaliação de cada sistema de isolamento

Na escolha dos materiais de proteção deve-se levar em consideração diversos aspectos pertinentes, tais como: custo, aparência, resistência mecânica, resistência a intemperismos e velocidade de aplicação.

Nessa perspectiva PCF Soluções (2011) observa que o custo não é o único item a ser considerado na escolha do material de proteção das estruturas. Na realidade o fator decisivo é o projeto arquitetônico, já que as argamassas projetadas de baixa densidade têm aspecto grosseiro e pouca resistência a intemperismos e abusos mecânicos, o que inviabiliza sua utilização em estruturas expostas. Elementos como colunas de estacionamentos, perfis aparentes de fachada ou mesmo estruturas internas onde a arquitetura não prevê forros falsos ou outros acabamentos devem ser protegidos com materiais mais resistentes e bonitos, com destaque aí para a tinta intumescente.

PANNONI (2002), analisando algumas peculiaridades de cada sistema de proteção, relata que os materiais projetados são de aplicação rápida, baixo custo, cobre detalhes complexos, podem ser aplicados sobre o aço sem preparo superficial, alguns tipos podem ser aplicados externamente. Todavia possuem aparência desagradável.

As placas rígidas têm boa aparência, são fixadas à seco, têm espessura garantida, não necessitam de preparo superficial. Por outro lado, podem ter custos elevados, são lentas para fixação e são de difíceis aplicações ao redor de detalhes complexos.

As tintas intumescentes possuem boa aparência, cobrem detalhes complexos, não toma espaço ou adiciona peso à estrutura, são de aplicação rápida. Como desvantagens, possuem custos elevados, são sensíveis às condições climáticas, adversas e não são competitivas para altos TRRF.

8 – ABORDAGEM GERAL DE PESQUISAS SOBRE O EFEITO DO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO REFORÇADAS COM FRP

Segundo BISBY *et al.* (2005), a ação do fogo em uma estrutura é uma ação acidental, e devido a esse fato, os fatores de segurança usados em projetos não podem se eficazes para uma situação extrema, como ocorrem nos incêndios. Assim, a filosofia adotada nos códigos normativos é que os sistemas de FRPs sejam ineficazes quando expostos ao fogo.

A seguir serão apresentados alguns trabalhos, cujo objetivo principal foi ensaiar sistemas de proteção ao fogo em colunas reforçadas com FRPs.

8.1 JI, G.; LI, G.; LI, X.; RANDY JONES, S. (2008)

JI *et al.* (2008) submeteram corpos de prova de concreto revestidos com FRP, com e sem revestimento de proteção ao fogo, à temperaturas elevadas. O trabalho analisou a evolução das temperaturas internas e resistência à compressão residual de um grupo de corpos de prova de concreto confinados com FRP, expostos a um temperatura de 982 °C, por um período de tempo de 4 , 8, e 12 minutos.

A distribuição da temperatura nas amostras foi registrada por termopares. Uma vez aquecidos e resfriados lentamente, eram rompidos à compressão uniaxial de maneira a ser avaliada a resistência à compressão residual, após a exposição à temperaturas elevadas. Os resultados foram comparados com um outro grupo de amostras semelhantes, porém não expostos ao fogo.

A camisa do reforço de FRP era composta por mantas de fibras de vidro fixadas com vinil éster, com espessura final do compósito de 5 milímetros. Para o revestimento contra fogo foi usado um aditivo polimérico, em formato de lã (FR Eco-Additive 20) misturado com uma resina vinil éster formando uma pasta. A espessura final desse sistema de isolamento foi de 50 milímetros. A Figura 8.1 mostra os detalhes do ensaio.

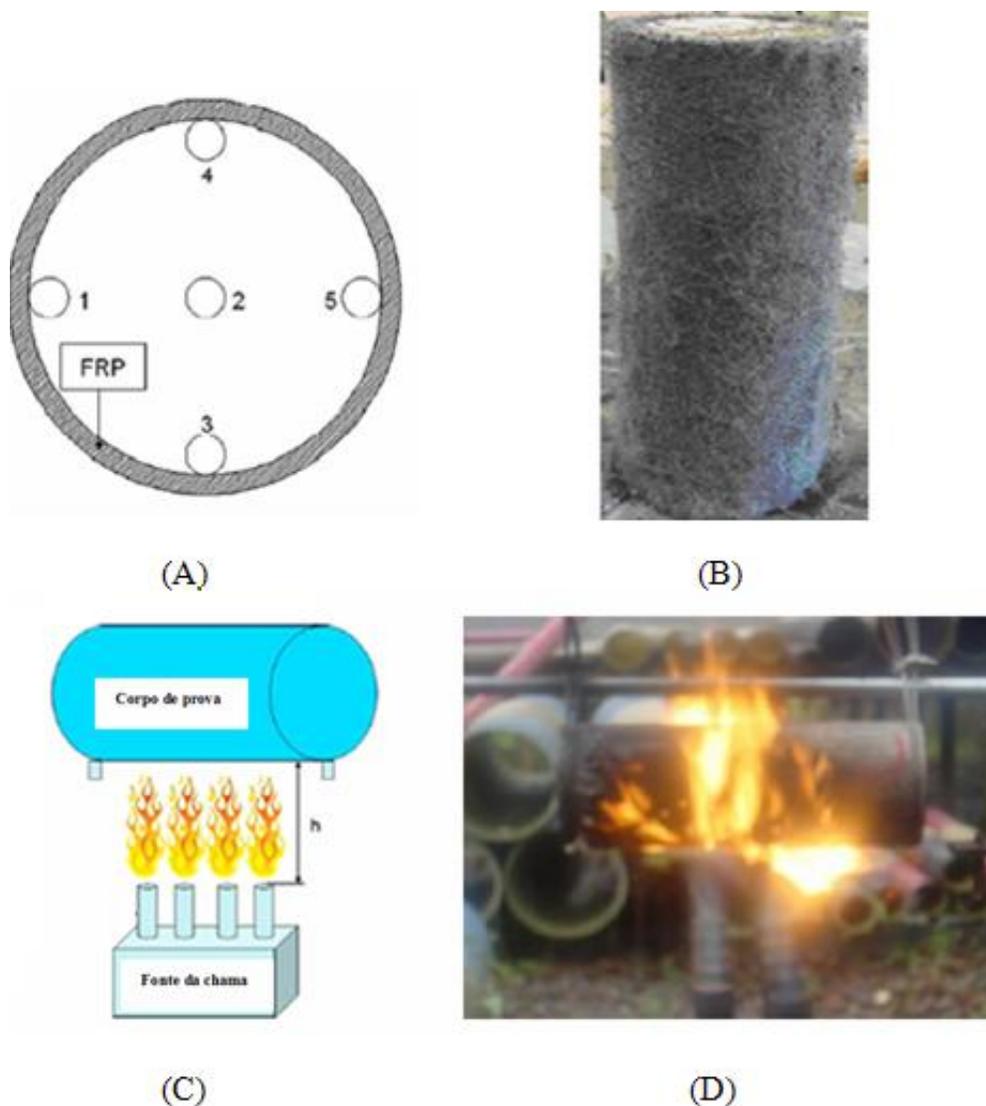


Figura 8.1 – (A) Posicionamento dos termopares. (B) Sistema de proteção aplicado ao corpo de prova (A) Esquema de montagem do sistema. (B) Corpo de prova submetido ao teste de fogo [JI *et al.* (2008)]

Ao final, os autores constataram significativa redução na resistência dos corpos de prova quando expostos à temperaturas elevadas. A resina foi inteiramente queimada e carbonizada após

o 8 minutos da exposição ao fogo. Após 12 minutos de exposição, a camisa de FRP perdeu basicamente, toda capacidade de fornecer qualquer confinamento significativo. O sistema de proteção usado foi eficaz em minimizar os efeitos do fogo, entretanto, com tempos de exposição aquém dos desejados.

As Figuras 8.2 e 8.3 mostram respectivamente, o comportamento tensão-deformação dos corpos de prova, com e sem proteção contra fogo, após os vários períodos de exposição ao fogo.

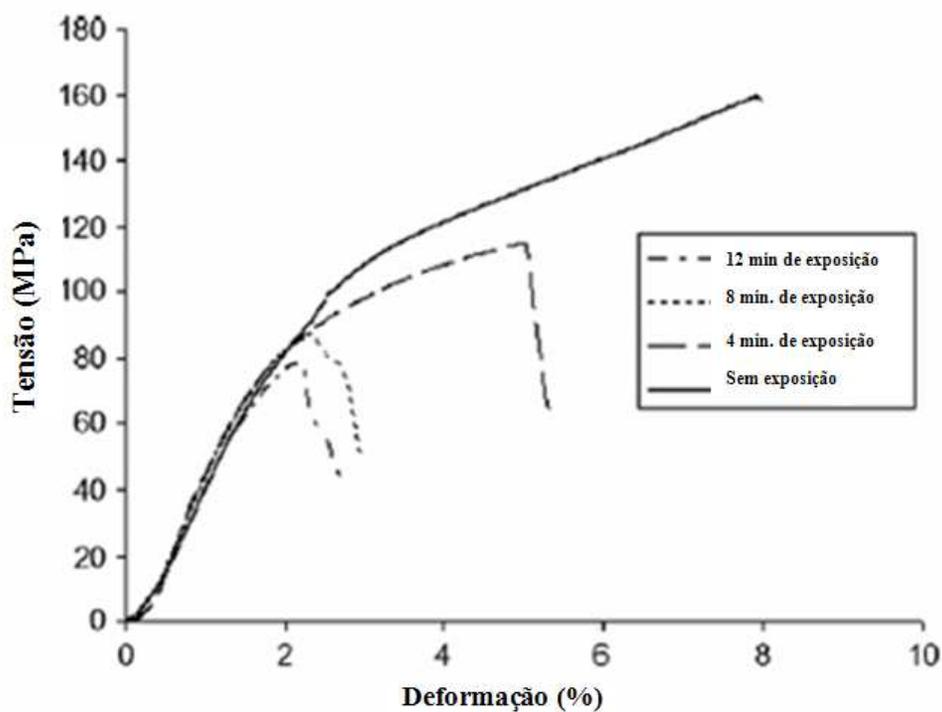


Figura 8.2 – Comportamento do tubo sem proteção após os vários períodos de exposição ao fogo [JI *et al.* (2008)]

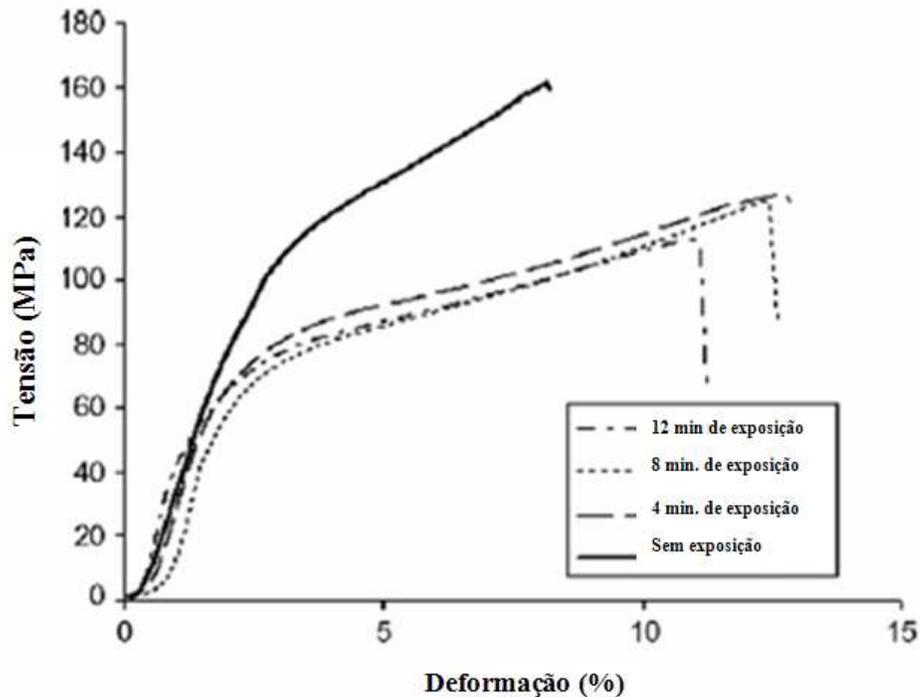


Figura 8.3 – Comportamento do tubo com proteção após os vários períodos de exposição ao fogo [JI *et al.* (2008)].

8.2 FOSTER, S.K.; BISBY, L.A. (2005)

FOSTER e BISBY (2005) analisaram a resistência residual de corpos de prova reforçados com fibras de carbono e fibras de vidro, submetidos a altas temperaturas, sem proteção contra fogo. Nesse trabalho os autores também realizaram ensaios de termogravimetria para analisar a mudança de massa dos compósitos em função da temperatura. Além do compósito formado, também foi avaliado a resina epóxi isoladamente.

Durante os testes, as temperaturas analisadas foram mantidas constantes por três horas. O processo de resfriamento das amostras foi lentamente à temperatura ambiente.

Os ensaios de termogravimetria mostraram que o epóxi, CFRP e o GFRP tiveram reduções importantes na massa, à partir de 367 °C, conforme Figura 8.4.

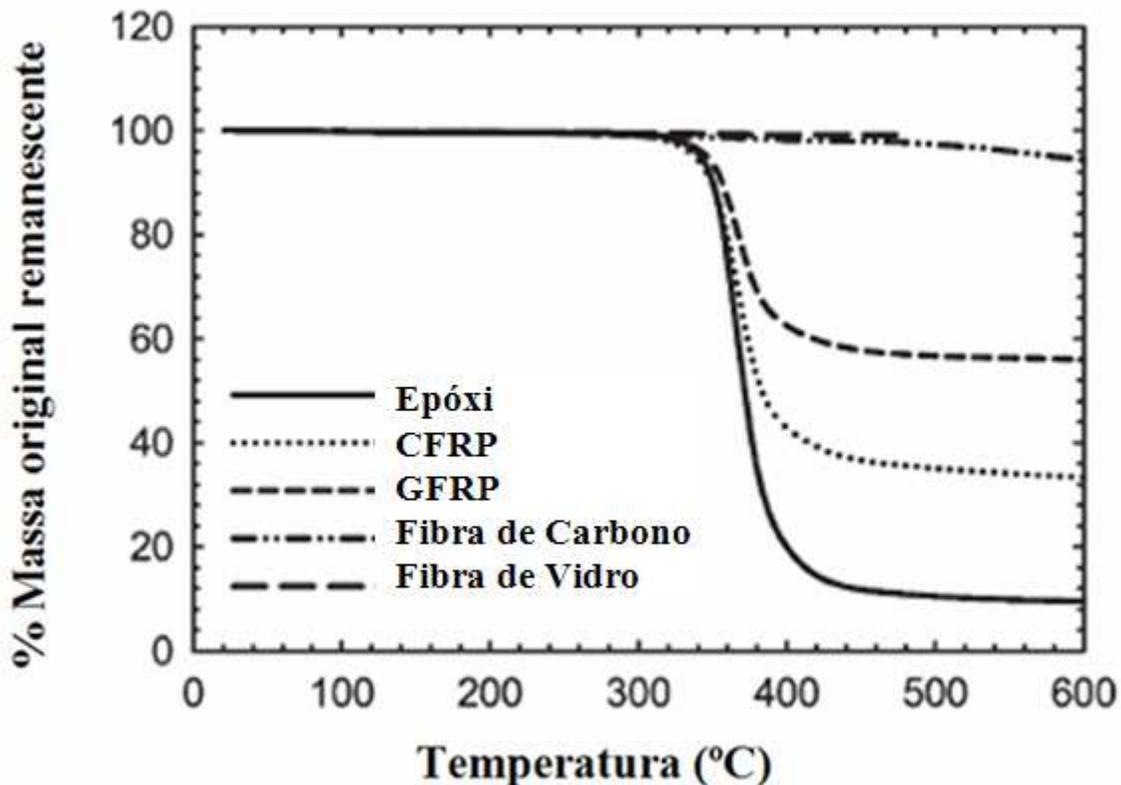


Figura 8.4 – Perda de massa com a temperatura registrada durante análise termogravimétrica da resina epóxi, CFRP, GFRP, fibras de carbono e fibras de vidro, [adapato de FOSTER e BISBY (2005)].

Os pesquisadores atribuíram esse fenômeno à queima da superfície exposta diretamente à temperatura que provocou sua decomposição (vale ressaltar que a decomposição da resina epóxi situa-se próxima a 350 °C). Dessa maneira, os autores observaram que não houve nenhuma mudança significativa na resistência à tração nas amostras, para temperaturas inferiores a 350 °C.

Os ensaios de FOSTER e BISBY (2005) mostraram que no sistema CFRP, a resistência residual dos corpos de prova, a relação tensão/deformação, o módulo de elasticidade e a resistência à tração direta no compósito não sofrem alterações significativas para temperaturas de até 300 °C. Todavia, a 400 °C, inicia-se o processo de redução nessas propriedades. Já o sistema GFRP, observações semelhantes foram encontradas, entretando, a resistência à tração sofre pequenas reduções para temperaturas inferiores a 200 °C.

Vale enfatizar que a temperatura de transição vítrea do compósito estava situada entre 70 e 80 °C, aproximadamente.

8.3 CLEARY, D.B.; CASSINO, C.D.; TORTORICE, R. (2003)

CLEARY *et al.* (2003) submeteram à temperaturas elevadas, corpos de prova de concreto reforçados com fibras de vidro, protegidos e não protegidos contra fogo. Os corpos de prova possuíam 20 cm de diâmetro e 40 cm de altura. A resina utilizada era epóxi, com Tg de 121°C e o número de camadas do reforço era duas. O material de proteção não foi especificado pelos autores.

Os corpos de prova sem proteção foram aquecidos a 135 °C, 150 °C e 180 °C durante 90 minutos. De forma similar, os corpos de prova com a proteção contra fogo foram aquecidos a 185 °C.

Os autores perceberam que a 135 °C o sistema mesmo sem proteção perdeu apenas 4% de resistência, enquanto os aquecidos a 150 °C e 180 °C perderam 13% e 18% de resistência, respectivamente.

Quanto aos corpos de prova dotados de proteção contra fogo, a pesquisa mostrou que em 150 °C os corpos de prova perderam 3% de resistência e a 185 °C a perda foi de 10%.

Ao final, os autores concluíram que foi possível ultrapassar em 30°C a temperatura de transição vítrea da resina, sem perdas substanciais de resistência e que o sistema de proteção proporcionou aos corpos de prova perdas de resistência inferiores àquelas obtidas nos corpos de prova sem proteção.

8.4 CHOWDHURY, E.U.; BISBY, L. A.; GREEN, M.F.; KODUR, V.K.R. (2007)

CHOWDHURY *et al.* (2007) analisaram o desempenho, em situação de incêndio, de colunas de concreto armado reforçadas com FRP, com e sem proteção ao fogo, com o objetivo de avaliar a eficácia do sistema suplementar de isolamento proposto.

As colunas tinham diâmetro de 400 mm e comprimento de 3810 mm. A armadura longitudinal era composta de oito barras de 19,5 mm de diâmetro, e cobrimento de 40 mm. A armadura transversal era composta por uma espiral de aço de 11,3 mm de diâmetro, espaçada a cada 50 milímetros.

A camisa de FRP consistiu em duas camadas de fibra de carbono fixadas na coluna através de um adesivo saturante a base de epoxy, com espessura final de 0,33 mm. A proteção ao fogo consistiu de argamassa cimentícia projetada, com espessura média final de 53 mm. Os detalhes de seção transversal dos elementos e a posição dos termopares podem ser vistos nas Figuras 8.5 e 8.6.

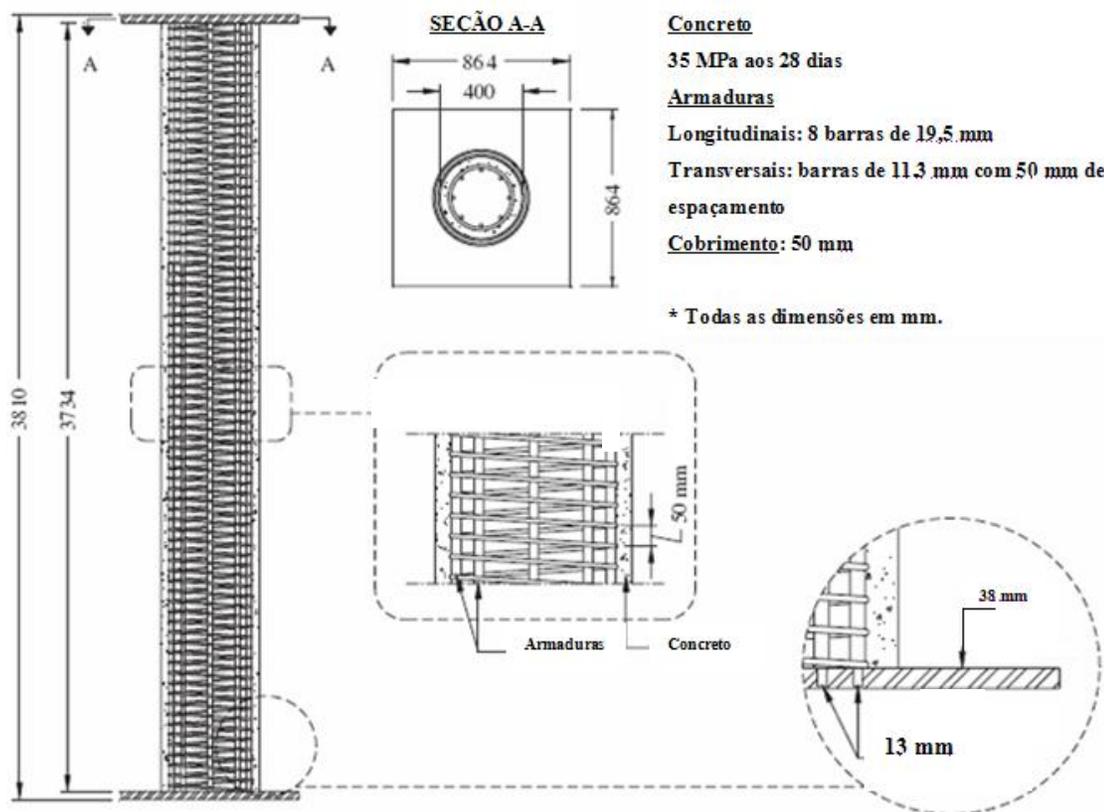


Figura 8.5 – Detalhes das colunas ensaiadas [CHOWDHURY *et al.* (2007)]

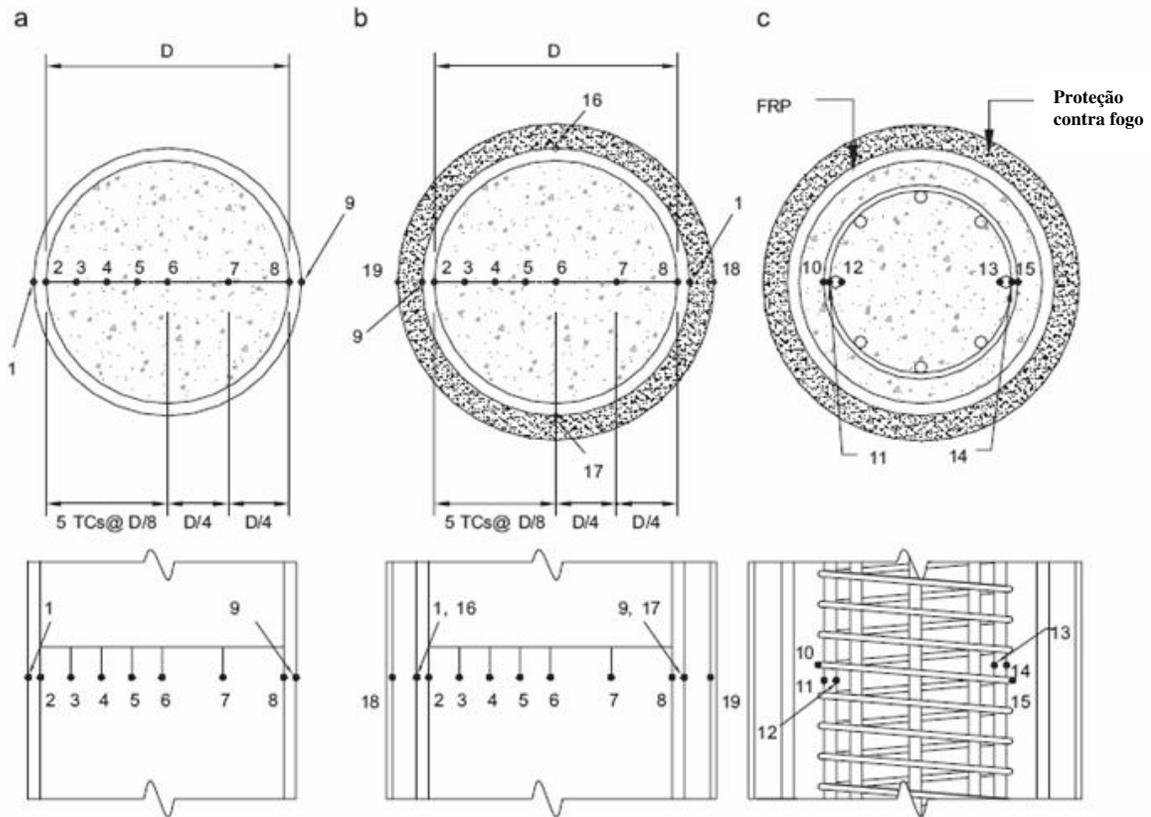


Figura 8.6 – Posição dos termopares; (a) termopares na superfície da coluna 3, (b) termopares na superfície da coluna 4, (c) termopares nas armaduras das colunas 3 e 4 [CHOWDHURY et al. (2007)]

As colunas foram testadas em forno que seguia a elevação temperatura x tempo equivalente ao "incêndio – padrão", de acordo com a ASTM E119 (similar a curva ISO 834) e foram carregadas previamente com carga equivalente a estimada em serviço. A Figura 8.7, seguinte mostra uma coluna dentro do forno utilizado no teste.

Ao final dos ensaios, os pesquisadores comprovaram a eficiência da argamassa cimentícia como proteção ao fogo, com as colunas protegidas resistindo, pelo menos, 90 minutos a mais de exposição ao incêndio – padrão, quando comparadas as mesmas colunas sem proteção.

Baseado nos resultados dos ensaios, os autores recomendam que materiais de FRP podem ser usados nos edifícios, desde que protegidos adequadamente às temperaturas elevadas.



Figura 8.7 – Coluna no forno; (a) antes do teste, (b) imediatamente depois do teste [CHOWDHURY *et al.* (2007)]

8.5 WILLIAMS, B; BISBY, L.; KODUR, V.K.R.; GREEN, M.; CHOWDHURY, E. (2006)

WILLIAMS *et al.* (2006) investigaram o desempenho, frente ao incêndio – padrão (ASTM E119), de lajes de concreto armado reforçadas com fibras de carbono, e dotadas de proteção contra fogo. Também foi alvo de investigação, a eficácia térmica de dois sistemas suplementares da isolação ao fogo, utilizados nos ensaios.

As lajes foram projetadas com dimensões de 954 mm x 1331 mm e espessura de 150 mm. A armadura utilizada foi de 3 barras de 15 mm, na direção longitudinal e 3 barras de 10 mm, na direção transversal, com o cobrimento de 25 mm.

As lajes denominadas 1 e 2 possuíam duas camadas de reforço, com tecido de fibra de carbono (FRP), enquanto as lajes 3 e 4, possuíam apenas uma camada do referido polímero.

As lajes 1 e 2 foram protegidas com um mesmo sistema, diferindo apenas na espessura do revestimento. A proteção constituía de uma camada de argamassa projetada (à base de gesso),

denominada VG, e uma outra camada secundária de epóxi intumescente, chamada, EI. Já, as lajes 3 e 4 foram revestidas apenas por argamassa de cimento portland, tendo as mesma espessura. A Figura 8.8 mostra os esquema das lajes.

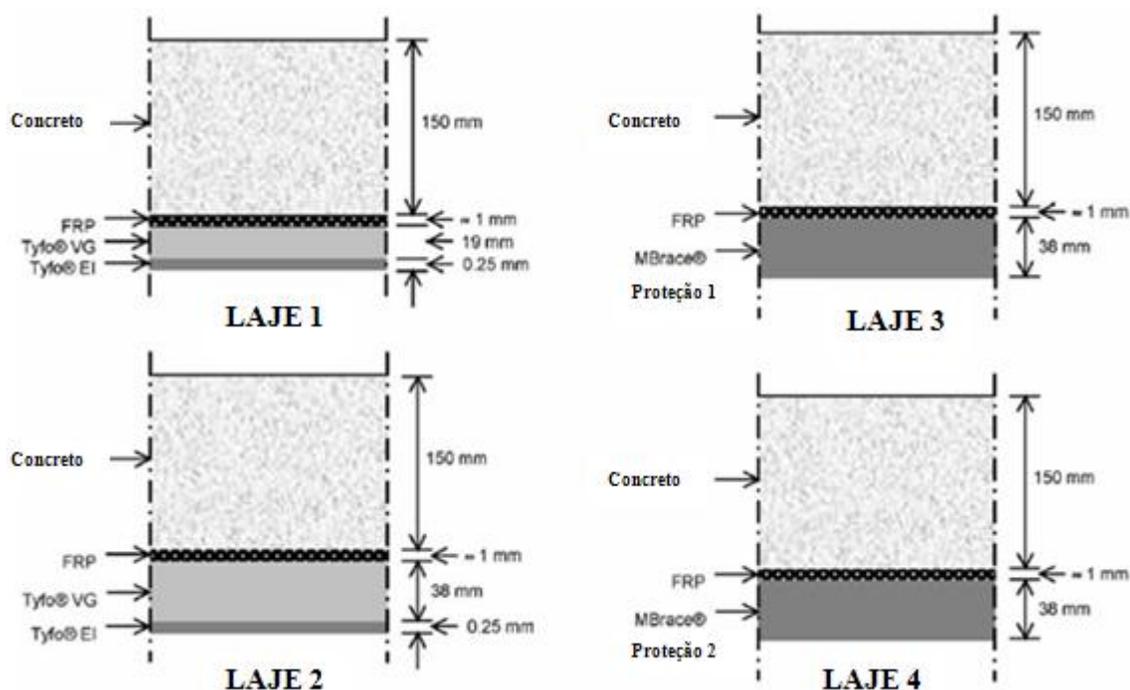


Figura 8.8 – Esquema das lajes ensaiadas [WILLIAMS *et al.* (2006)]

Durante os testes, os autores observaram que num período de 5 minutos de exposição a temperatura atingiu aproximadamente 235 °C, ocorrendo neste instante a intumescência do epóxi nas lajes 1 e 2. Após 10 minutos essa camada se soltou. Em 132 minutos de exposição, o sistema de proteção na laje 1, expôs o FRP diretamente ao fogo. Logo após, ocorreram lascamentos no cobrimento e as armaduras ficaram expostas. Fissuras foram observadas na superfície não exposta ao fogo da laje 1.

Já, a laje 2, dotada de uma espessura maior de proteção, teve um desempenho melhor durante 4h de exposição. O sistema de proteção permaneceu intacto, apenas com pequenas fissuras observadas.

Quanto as lajes 3 e 4, ambas desempenharam um resultado satisfatório, pois foram expostas ao fogo 4 horas sem rupturas; entretanto, nas primeiras 2 horas de teste, foram observadas fissuras nas duas lajes. Essas fissuras foram se acentuando gradualmente, à medida que o teste prosseguia. A fissuração se deu provavelmente devido a retração da argamassa de proteção. Entretanto, o sistema de proteção ao fogo permaneceu intacto durante o todo o teste.

Um aspecto ressaltado pelos autores é que os critérios de aceitação de resistência ao fogo de um elemento estrutural, segundo a ASTM E119, são satisfeitos quando:

1. O elemento estrutural é capaz de resistir sua carga de serviço aplicada (isto é, a carga que o elemento pode resistir durante o fogo);
2. As armaduras mantenham-se a uma temperatura abaixo de 593 °C, e;
3. A temperatura média da superfície não exposta ao fogo não supere 140°C, e nenhuma região localizada da seção não exposta atinja temperatura superior a 180 °C.

Nos ensaios de WILLIAMS *et al.* (2006), exceto o peso próprio, as lajes não foram submetidas à cargas, durante a exposição ao fogo. Assim, não foi possível determinar a resistência ao fogo de acordo com os critérios preliminares da ASTM E119.

Dessa maneira, os autores concluíram que, baseado em critérios somente térmicos, uma resistência do fogo de 4 horas pode ser conseguida com 38 mm de proteção. Exceto no sistema 1 (19 mm), essa resistência foi de aproximadamente 2 horas. Desde que projetados com um adequado sistema de proteção, lajes de concreto armado reforçadas com FRP podem apresentar um desempenho satisfatório em situações de incêndio. Todavia, fazem ressalva de que, testes em lajes carregadas devem ser feitos para confirmar os resultados.

Durante esse trabalho, os autores desenvolveram um modelo numérico para previsão de espessura da camada de proteção contra fogo em estruturas de concreto reforçadas com FRP. Nesse modelo considera-se que o ganho de resistência ao fogo com o aumento da espessura da proteção é aproximadamente exponencial. A Figura 8.9 mostra a curva proposta.

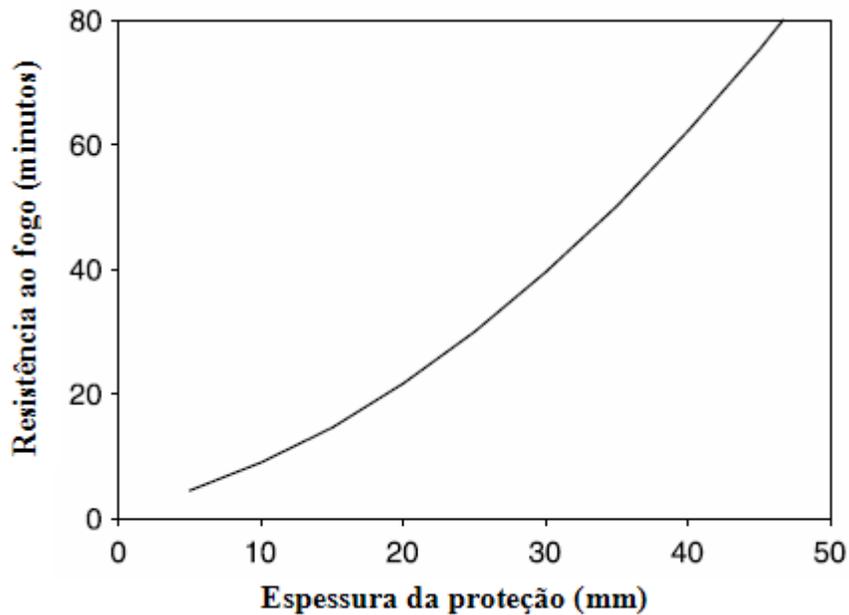


Figura 8.9 – Proposta de espessura da proteção contra fogo em FRP [adaptado de WILLIAMS *et al.* (2006)]

Segundo WILLIAMS *et al.* (2006) espessuras superiores a 50 mm são impraticáveis de serem executadas.

8.6 MOHAMED SAAFI (2002)

MOHAMED SAAFI (2002) submeteu vigas à altas temperaturas, com diferentes materiais de reforços em FRP, com a finalidade de analisar o comportamento desses elementos estruturais, frente ao fogo.

As vigas analisadas possuíam seção transversal de 200 mm x 300 mm e resistência do concreto à compressão de 35 MPa. Os materiais utilizados nos reforços foram fibras de vidro (GFRP), aramida (AFRP) e carbono (CFRP). Cada viga recebeu apenas uma camada do material compósito. Vigas de concreto armado, sem reforços foram executadas, a fim de calibrarem os resultados.

As vigas reforçadas com o FRP foram dimensionadas para ruptura pelo esmagamento concreto. Já, as vigas sem reforço, a ruptura seria pelo escoamento da armadura.

Foi previsto um tempo de exposição ao fogo de aproximadamente 40 minutos para os sistemas de GFRP e AFRP. Enquanto que para as vigas reforçadas com CFRP e as sem reforço, de 60 e 100 minutos, respectivamente.

Nesse trabalho, o autor verificou uma aparente diminuição da capacidade à flexão nas vigas reforçadas com FRP (Figura 8.10), provocado pelo efeito de temperaturas elevadas, à medida que foi aumentando o tempo de exposição. E esse fato o autor observou que é uma degradação é proporcional à mudança nas propriedades do FRP frente ao calor.

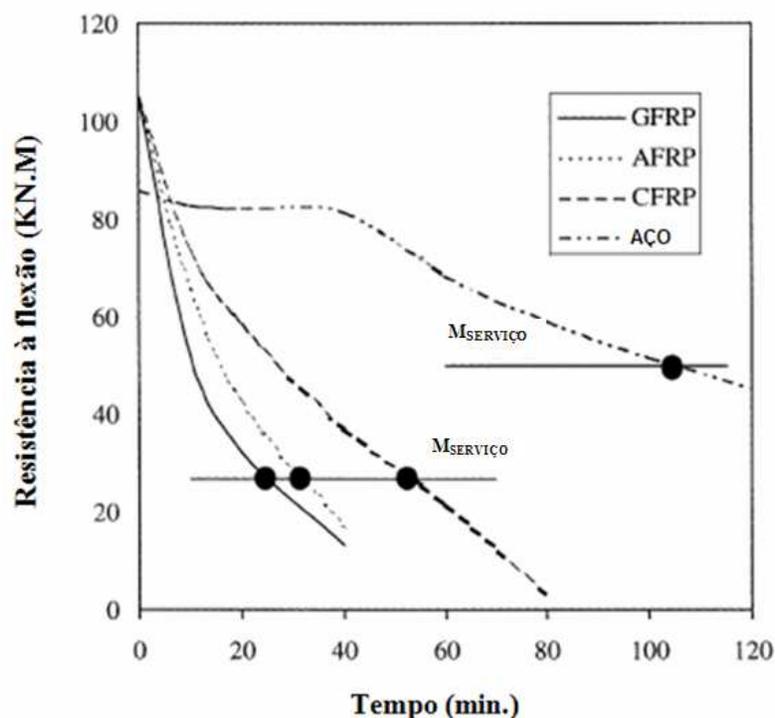


Figura 8.10 – Efeito do tempo de exposição na resistência à flexão [MOHAMED SAAFI (2002)]

No caso do cisalhamento Mohamed Saafi (2002), observou uma redução da capacidade resistente (V_T) das vigas reforçadas com FRP, como mostra as Figuras 8.11 e 8.12. Nestas figuras também são apresentados os efeitos da temperatura nas parcelas de contribuição ao cisalhamento do concreto ($V_{c,f}$) e do FRP (V_f).

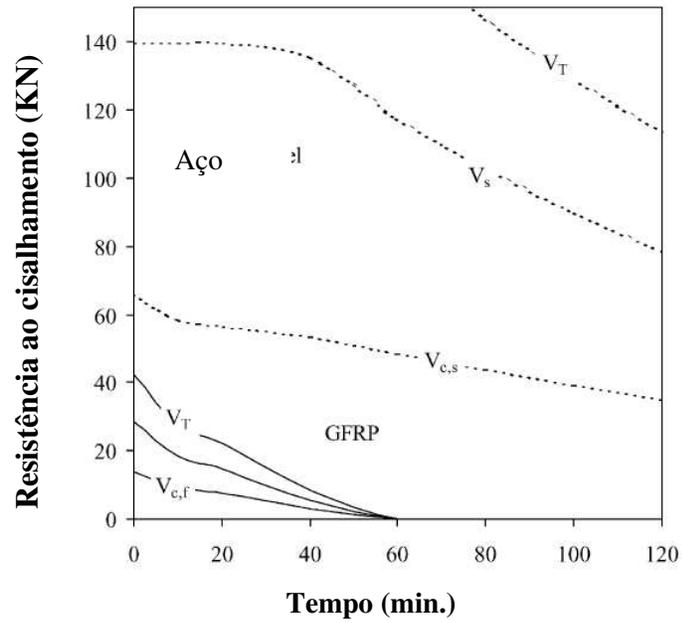


Figura 8.11 – Efeito do tempo de exposição na resistência ao cisalhamento [MOHAMED SAAFI (2002)]

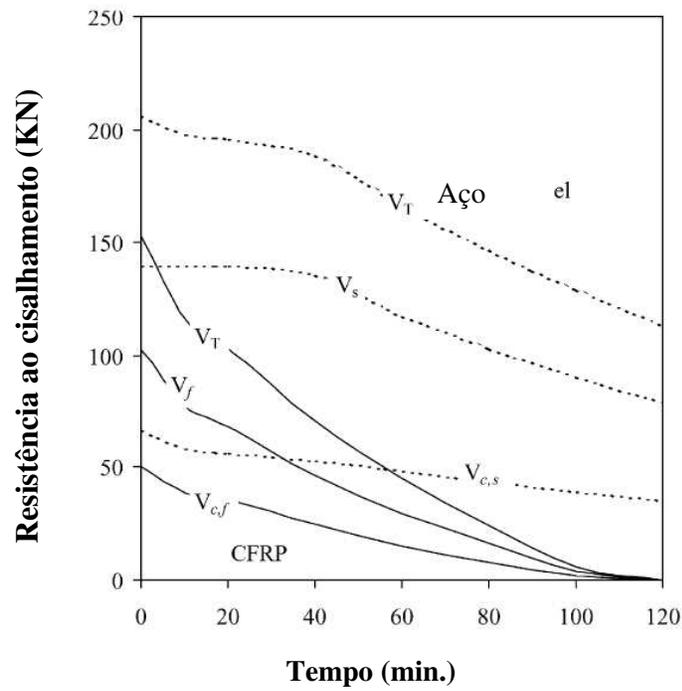


Figura 8.12 – Efeito do tempo de exposição na resistência ao cisalhamento [MOHAMED SAAFI (2002)]

8.7 Pesquisas nacionais sobre o uso de compósitos PRF em submetidos às altas temperaturas

8.7.1 LIMA, R.C.A. (2001)

LIMA (2001) submeteu protótipos de vigas de concreto, sem armaduras, envolvidas com fibra de carbono em temperaturas elevadas, utilizando uma proteção à base de argamassa (cimento areia e cal) e outra à base de gesso.

Os resultados obtidos indicaram que tanto a aplicação de argamassa de revestimento quanto de gesso foi importante como forma de retardar a degradação do elemento compósito.

LIMA (2001) verificou que uma acentuada perda na capacidade de carga do elemento reforçado, em função da exposição a elevadas temperaturas, foi menor para os modelos que apresentavam proteção contra fogo, porém não em níveis satisfatórios capazes de garantir a sanidade estrutural de forma condizente.

O autor conclui que os ensaios realizados demonstraram que a perda de desempenho do reforço é crescente com o aumento da temperatura e é ocasionada principalmente pela volatilização do adesivo epóxi utilizado para a formação do elemento compósito.

Um aspecto que deve ser mencionado, é que a fase de aquecimento dos elementos, durante os ensaios, não foi de acordo com os procedimentos do fogo padrão, ou seja, não foi feito mediante a curva incêndio – padrão, utilizadas nos laboratórios de pesquisas, em testes de fogo.

8.8 Avaliação geral das pesquisas sobre o comportamento, em situação de incêndio, dos elementos estruturais de concreto reforçados com compósitos

Finalizando este relato sobre o comportamento de estruturas de concreto reforçadas com FRP, em situação de incêndio, ressalta-se que a grande maioria dos estudos encontrados na

literatura internacional diz respeito às indústrias aeroespacial, naval e automobilística. Os estudos na indústria da construção civil, com elementos estruturais, ainda são bastante escassos.

Segundo FOSTER e BISBY (2005), nos dez últimos anos se têm notícias de alguns trabalhos na Europa e recentemente no Canadá. Sendo que, nesse último, juntamente com os ensaios experimentais, iniciou-se o desenvolvimento de modelos de simulação numérica com o intuito de previsão da resistência ao fogo dos materiais compósitos em estruturas.

Diferente do que ocorre em campo internacional, no Brasil nada ainda foi feito no sentido de avaliação experimental do comportamento das estruturas reforçadas com FRP em situação de incêndio. Somente recentemente o País começou a ser equipado com grandes fornos que tornam possível estas avaliações. Além disso, revestimentos nacionais, aplicados em elementos estruturais de concreto reforçados ou não com FRP, ainda não tiveram eficiência comprovada em laboratórios de pesquisa nacionais.

Resta ao meio científico nacional dar início, o quanto antes, a estas avaliações, uma vez que estruturas estão sendo reforçadas com FRP em nosso País e algumas delas, por incrível que possa parecer, não tem revestimento algum de proteção ao fogo.

9 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

9.1 Aspectos Gerais

Descrevem-se neste capítulo, os materiais utilizados nos testes, os equipamentos, bem como a metodologia utilizada na investigação do tema proposto.

O programa experimental teve como objetivo avaliar experimentalmente o comportamento em situações de incêndio, de corpos de prova de concreto, reforçados através da técnica de encamisamento com compósitos de fibras de carbono. Procurou-se determinar a temperatura crítica em que o sistema perde eficiência, a resistência residual após exposição ao fogo e avaliou a eficiência de dois sistemas de proteção contra fogo, tinta intumescente e argamassa projetada, aplicados nos elementos ensaiados.

Para cumprir com os objetivos propostos, corpos de prova de concreto, de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, foram reforçados com fibras de carbono e submetidos ao incêndio-padrão, conforme estabelece a ISO 834 (1999), sem proteção contra fogo.

Para complementar o estudo, corpos de prova de concreto, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, foram moldados, reforçados com fibras de carbono, revestidos de proteção contra fogo e submetidos ao incêndio-padrão. O objetivo nesse caso foi avaliar sistemas de proteção.

9.2 Metodologia utilizada no programa experimental

Inicialmente, os ensaios foram conduzidos no sentido de determinar a temperatura crítica e a resistência remanescente do sistema, após exposição ao fogo. Dessa maneira, quatro corpos de

prova foram aquecidos para cada temperatura máxima de interesse, conforme Tabela 9.1. Ao final do aquecimento, e para cada temperatura máxima, dois corpos de prova foram rompidos à quente, e outros dois, depois de resfriados lentamente para efeito de comparação entre as resistências.

Tabela 9.1 – Quantidade de corpos de prova por nível de temperatura

Tipo de ensaio	Temperatura (°C)							
	300	350	400	500	600	700	800	1050
Ensaio quente	2	2	2	2	2	2	2	2
Ensaio frio	2	2	2	2	2	2	2	2
Total	32 corpos de prova							

A comparação dos resultados foi feita através de dois corpos de prova de concreto sem reforço e dois reforçados com FRP, que foram rompidos à compressão em temperatura ambiente.

Após determinação da temperatura crítica e da resistência residual, passou então para a avaliação de sistemas de proteção contra fogo. Como ainda não existem materiais de proteção para estruturas reforçadas com FRP, utilizou-se materiais aplicados para proteção de estruturas de aço. Os materiais de proteção utilizados foram argamassa projetada e tinta intumescente.

Tendo em vista a dificuldade de aplicar o material de proteção em corpos de prova de 10 cm de diâmetro, a aplicação do material isolante foi feita nos corpos de prova de dimensões 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. A Tabela 9.2 mostra a quantidade de amostras ensaiadas nas temperaturas de estudo.

Tabela 9.2 – Quantidade de amostras para estudo do isolamento térmico

Tipo de ensaio	Temperatura (°C)				
	500	600	700	800	1050
Ensaio quente	2	2	2	2	2
Total	10 corpos de prova				

Semelhante ao caso anterior, a comparação dos resultados foi feita através de dois corpos de prova de concreto sem reforço e dois reforçados com FRP, que foram rompidos à compressão em temperatura ambiente.

9.3 Confeção das amostras

9.3.1 Corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura

Essas amostras foram gentilmente cedidas por SOUZA (2005), que em seu trabalho estudou influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto submetido ao fogo. O traço utilizado na mistura foi de 1 : 2,80 : 2,39 ; 0,57 em peso. O cimento utilizado foi o CP V ARI RS (Cimento Portland de alta resistência inicial e resistente a sulfatos). O agregado miúdo utilizado foi um misto de calcário, composto por areia fina e pedrisco misto e o agregado graúdo utilizado foi o basalto.

9.3.2 Corpos de prova de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura

Nessas amostras o traço utilizado foi de 1: 1,95 : 2,90 : 0,57, em peso. O tipo de cimento utilizado foi o CP II F 32 (Cimento Portland composto por Pozolana). O agregado miúdo foi composto por areia de rio (dimensão máxima de 2,36 mm) e o agregado graúdo foi o diabásico (dimensão máxima 19 mm). A Figura 9.1 mostra a preparação e a confeção dos corpos de prova.



Figura 9.1 – Moldagem dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro

9.4 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização das amostras foram feitos segundo necessidade desta pesquisa e para eventual continuidade do trabalho. Devido existência de corpos de prova de dimensões diferentes, os ensaios de caracterização foram divididos da seguinte maneira:

9.4.1 Ensaios de caracterização dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro

- *Composição química do cimento CP VARI RS – Conforme a ABNT NBR 5733 (1991);*
- *Caracterização físico-mecânica do cimento CP VARI RS – Conforme a ABNT NBR 5737 (1992);*
- *Ensaio físico em agregados – Conforme a ABNT NBR 7211 (2005);*
- *Determinação do módulo de elasticidade do concreto – Conforme a ABNT NBR 8522 (2003);*
- *Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – Conforme a ABNT NBR NM 67 (1998);*

9.4.2 Ensaios de caracterização dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro

- *Determinação da massa unitária – Conforme a ABNT NBR NM 45 (2006);*
- *Massa específica do agregado miúdo por meio do Frasco de Chapman – Conforme a ABNT NBR 9776 (1987);*
- *Determinação da composição granulométrica – Conforme ABNT NBR NM 248 (2003);*
- *Determinação do módulo de elasticidade do concreto – Conforme a ABNT NBR 8522 (2003);*
- *Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – Conforme a ABNT NBR NM 67 (1998);*

9.5 Aplicação do reforço

Seguindo procedimentos de uso corrente para aplicações de reforço com compósitos, mencionados no ACI 440.2R-08 Committee (2006), a superfície dos corpos de prova foi impermeabilizada através da aplicação de uma resina de regularização (primer). Essa resina, de origem epóxi, foi misturada manualmente com um endurecedor, de forma a obter uma mistura homogênea. A aplicação no substrato foi feita através de um pincel. A quantidade de material aplicada foi de 600 g por m², conforme recomendações do fornecedor.



Figura 9.2 – Amostras com superfícies impermeabilizadas

Após um período de 3 horas, período esse suficiente para a cura da resina de imprimação, aplicou-se sobre o primer, uma camada da resina de impregnação. Semelhante à resina de regularização, essa resina, também de origem epóxi, foi misturada manualmente com seu endurecedor adequado, de forma a obter uma mistura homogênea. A quantidade de material aplicada foi de 350 g por m², conforme recomendação do fornecedor. Quando a resina de impregnação aplicada no corpo de prova apresentou um estado gelatinoso, chamado ponto de durex, procedeu-se então a aplicação do tecido de fibra de carbono. O tecido foi fixado no

substrato com o auxílio de um rolo para que fossem retiradas as bolhas de ar da interface FRP/concreto.



Figura 9.3 – Aplicação do tecido de fibra de carbono

Quanto ao número de camadas de reforço, optou-se por apenas uma, pelo fato de que o tecido de fibra tem espessura de 0,50 mm, que é uma espessura considerável, quando comparada com alguns trabalhos sobre reforço estrutural (RIGAZZO (2003), CARRAZEDO (2002) e GAMINO (2007)).

Após o encamisamento com a fibra, aplicou-se sobre a superfície do corpo de prova outra camada da resina de impregnação para que o compósito fosse finalmente formado.

A espessura total do compósito formado foi de aproximadamente 1 mm.



Figura 9.4 – Amostras reforçadas

Ao término do reforço os corpos de prova tiveram as superfícies externas (inferior e superior) regularizadas por torneamento, de forma que não fosse necessário o procedimento usual de capeamento com enxofre, para levantamento da resistência à compressão da amostra. Essa regularização prévia se mostrou adequada e necessária, uma vez que parte dos corpos de prova seria ensaiada à quente.

9.5.1 Ensaio de caracterização do compósito e sistemas de proteção

A caracterização do material de reforço, isto é, do compósito de fibras de carbono, obtida mediante informações dos fabricantes.

9.6 – Aplicação do sistema de proteção contra fogo

Dois sistemas de proteção contra fogo foram avaliados, tinta intumescente e argamassa projetada. Vale enfatizar que na atualidade não encontram-se disponíveis no mercado materiais de proteção de estruturas reforçadas com materiais compósitos. Esses materiais de proteção aqui utilizados, são na verdade utilizados como proteção de estruturas de aço. A opção por esses revestimentos contra fogo se deu pelo fato de que esses dois materiais são os mais utilizados.

Os dois sistemas de proteção foram gentilmente doados e também aplicados pela empresa PCF Soluções em Engenharia, em São Paulo, capital.



Figura 9.5 – Corpos de prova protegido com tinta intumescente



Figura 9.6 – Corpos de prova protegido com argamassa projetada

9.6.1 Ensaio dos sistemas de proteção contra fogo

A caracterização do material de proteção contra fogo foi obtida mediante informações do fabricante.

9.7 Espessura da camada de proteção

Ainda não existem parâmetros para espessuras de materiais para proteção de estruturas com FRP. Atualmente a única para estimar o comportamento desses elementos durante exposições ao fogo é através de modelos numérico-computacionais.

A espessura da camada de proteção contra fogo adotada neste trabalho foi de 50 mm para a argamassa projetada e 3 mm para a película de tinta intumescente. Esses valores foram utilizados com base no modelo proposto por WILLIAMS *et al.* (2006), nos ensaios de CHOWDHURY *et al.* (2007) que adotaram uma espessura de 50 mm para argamassa projetada, e nos testes de KODUR *et al.* (2006) que adotaram aproximadamente 3 mm de espessura para materiais intumescentes.

9.8 Equipamentos e instrumentação

A simulação do incêndio-padrão foi feita através de um forno elétrico (com medidas internas de 40 cm x 40 cm x 40 cm) que permite o controle de uma curva da temperatura em função do tempo, segundo a ISO - 834 (1999).

Para monitoramento das temperaturas registradas durante os ensaios, termopares de hastes foram instalados no forno e ligados a um aquisitor de dados, que por sua vez foi conectado a um computador. O esquema é mostrado na Figura 9.7 e o forno é mostrado na Figura 9.8.

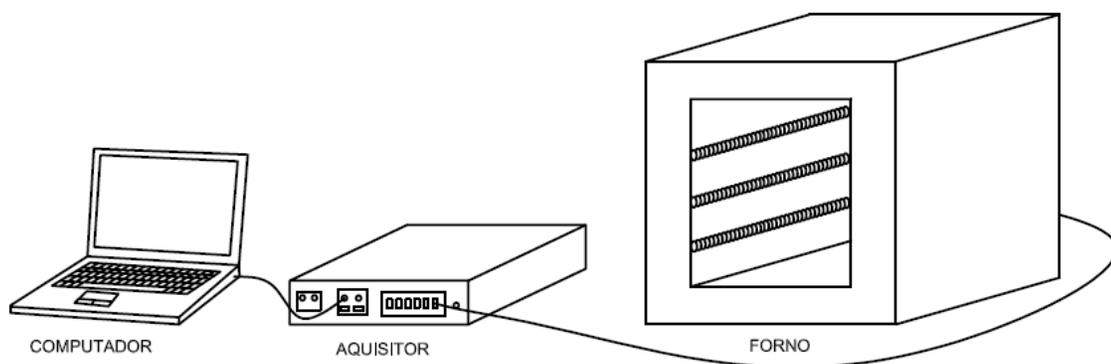


Figura 9.7 – Esquema de aquisição de dados



Figura 9.8 – Forno elétrico utilizado nos ensaios

Nos testes para a determinação da temperatura crítica, dois termopares (Termopar 1 e 3) foram posicionados na superfície do corpo de prova e um terceiro (Termopar 2) a 10 cm da face do elemento (conforme recomendação da ISO-834 (1999)). O esquema é mostrado na Figura 9.9.

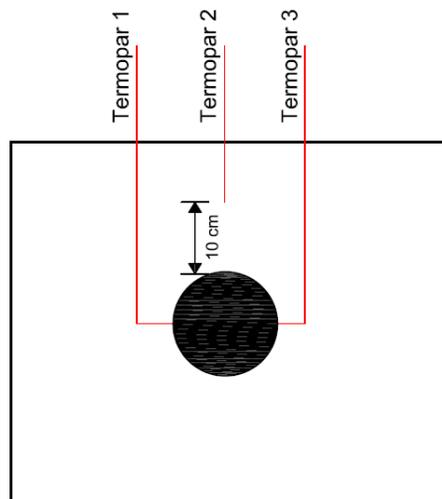


Figura 9.9 – Esquema do posicionamento dos termopares nos ensaios sem proteção contra fogo

Nos ensaios com proteção através de tinta intumescente, dois termopares T1 e T2 foram posicionados no núcleo do corpo de prova. Três termopares foram instalados a 10 cm da face, T3, T5 e T6. E por fim, dois termopares foram posicionados na superfície do corpo de prova (T4) e (T7). Devido à pequena espessura da tinta não foi possível monitorar a temperatura na interface FRP/Tinta. A Figura 9.10 ilustra o posicionamento dos termopares.

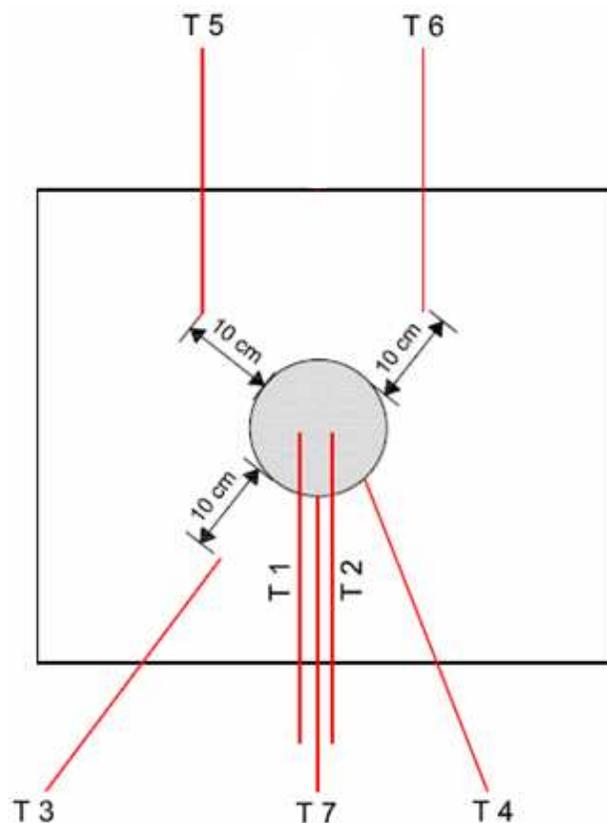


Figura 9.10 – Posicionamento dos termopares nos corpos de prova protegidos com tinta intumescente

Nos ensaios com proteção através de argamassa projetada, dois termopares T1 e T2 foram posicionados no núcleo do corpo de prova. Três termopares foram instalados a 10 cm do corpo de prova, T3, T5 e T6. Um termopar foi posicionado na superfície do corpo de prova (T4). E por fim, um termopar foi posicionado na interface FRP/Argamassa (T7). O esquema é ilustrado na Figura 9.11.

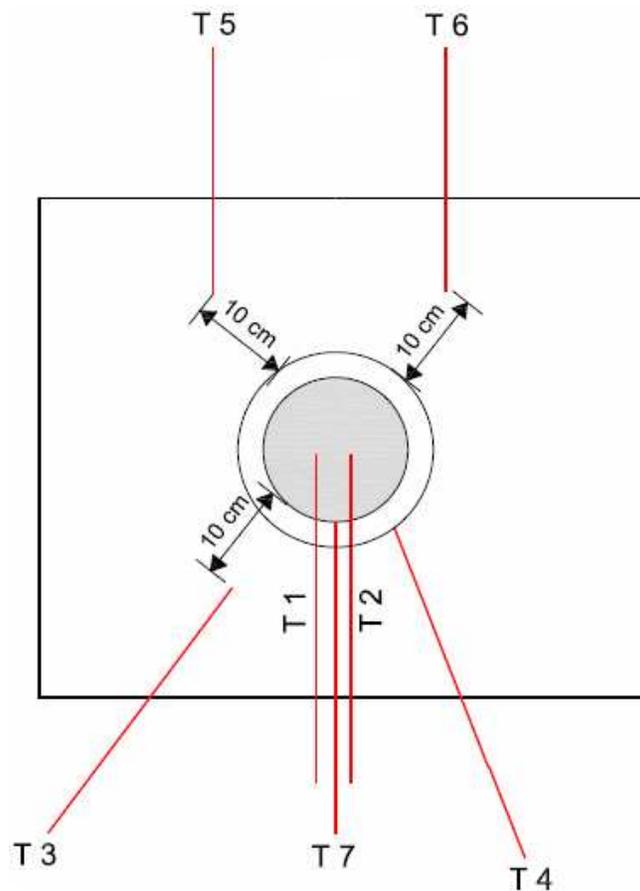


Figura 9.11 – Posicionamento dos termopares nos corpos de prova protegidos com argamassa projetada

9.8.1 Controle de temperatura nos ensaios

Para validar um ensaio de incêndio, a curva de temperatura x tempo obtida no teste, deve ter uma área próxima aquela obtida com a curva padrão, com algumas tolerâncias máximas. Nestes ensaios a referência foi a ABNT NBR 5628 (1980) e a ISO 834 (1999).

Segundo a ABNT NBR 5628 (1980), a área sob a curva da temperatura média, registrada no forno durante o ensaio e a área correspondente à curva-padrão, computadas sempre desde a origem, devem coincidir sensivelmente, admitindo-se as seguintes tolerâncias:

- a) $\pm 15\%$ durante os primeiros 10 minutos;*
- b) $\pm 10\%$ durante os primeiros 30 minutos;*

c) $\pm 5\%$ após os primeiros 30 minutos.

Já a ISO 834 (1999) recomenda que o valor do desvio percentual (d_e), deve respeitar os seguintes limites estabelecidos:

$$a) d_e \leq 15\% \quad \text{para } 5 < t \leq 10; \quad (9.1)$$

$$b) d_e = 15 - 0,5.(t-10)\% \quad \text{para } 10 < t \leq 30; \quad (9.2)$$

$$c) d_e = 5 - 0,083.(t-30)\% \quad \text{para } 30 < t \leq 60; \quad (9.3)$$

$$d) d_e = 2,5\% \quad \text{para } t > 60. \quad (9.4)$$

$$d_e = \frac{A - A_s}{A_s} \cdot 100 \quad (9.5)$$

Sendo,

A é a área média da curva de temperatura/tempo do ensaio;

A_s é a área sob a curva de temperatura/tempo do incêndio – padrão;

t é o tempo em minutos.

Os ensaios de compressão foram realizados através de uma prensa universal com capacidade de 120 toneladas.



Figura 9.12 – Prensa utilizada nos ensaios de compressão

9.9 Parâmetros envolvidos nos ensaios

Em se tratando de avaliação de elementos estruturais em situação de incêndio, existem parâmetros que influenciam no comportamento dos elementos testados. Neste trabalho alguns desses parâmetros foram mantidos constantes, enquanto outros sofreram variações.

Devido à existência de corpos de prova de dimensões diferentes os parâmetros foram divididos da seguinte maneira:

9.9.1 Parâmetros constantes nos ensaios dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro

- ✓ *Traço do concreto.*
- ✓ *Tipo de cimento utilizado.*
- ✓ *Tipo de agregados utilizados.*
- ✓ *Geometria da seção transversal.*
- ✓ *Número de camadas de fibras utilizadas no reforço.*

9.9.2 Parâmetros que sofreram variações nos ensaios dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro.

- ✓ *Temperatura de exposição:* As temperaturas variaram de 300 °C até 1050 °C como o objetivo de encontrar a temperatura crítica do sistema.

9.9.3 Parâmetros constantes nos ensaios dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro

- ✓ *Traço do concreto.*
- ✓ *Tipo de cimento utilizado.*
- ✓ *Tipo de agregados utilizados.*
- ✓ *Geometria da seção transversal.*
- ✓ *Número de camadas de fibras utilizadas no reforço.*

9.9.4 Parâmetros que sofreram variações nos ensaios dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro

- ✓ *Temperatura de exposição:* As temperaturas variaram entre 500 °C e 1050 °C, com o objetivo de avaliar a eficiência dos sistemas de proteção em várias temperaturas.
- ✓ *Material de proteção contra fogo:* Para efeito de comparação, parte dos corpos de prova foi protegida com argamassa projetada e parte com tinta intumescente.

9.10 Procedimentos adotados nos ensaios

Depois de confeccionadas as amostras, reforçadas com CFRP e revestidas de proteção contra fogo, iniciou-se os procedimentos dos ensaios. As características e a quantidade total dos corpos de prova são mostradas na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 – Quantidade de amostras para estudo do isolamento térmico

Características dos corpos de prova	TIPO DE ENSAIO			
	Ensaio aquecidos e rompido à quente	Ensaio aquecidos e resfriados e rompido à frio	Compressão em temperatura ambiente	Módulo de elasticidade
10 cm de diâmetro (Sem Reforço com CFRP)	-	-	2	2
10 cm de diâmetro (Reforçados com CFRP)	-	-	2	-
10 cm de diâmetro (Reforçados com CFRP e sem proteção contra fogo)	16	16	-	-
15 cm de diâmetro (Sem Reforço com CFRP)	-	-	2	2
15 cm de diâmetro (Reforçados com CFRP)	-	-	2	-
15 cm de diâmetro (Reforçados com CFRP e protegido com tinta)	5	-	-	-
15 cm de diâmetro (Reforçados com CFRP e protegido com argamassa)	5	-	-	-
Total	54 Cps			

9.10.1 Testes de resistência à compressão e módulo de elasticidade

Inicialmente quatro corpos de prova, sendo dois de 10 cm de diâmetro e outros dois de 15 cm foram submetidos ao ensaio de compressão simples. A seguir, mais quatro corpos de prova com dimensões semelhantes foram submetidos ao ensaio se módulo de elasticidade.

9.10.2 Testes de verificação da temperatura crítica e resistência residual (Corpos de prova de 10 cm de diâmetro)

Os corpos de prova foram então aquecidos até as temperaturas correspondentes e ao atingi-las, o forno era imediatamente desligado. Quando a temperatura registrada no forno atingia 200°C, os corpos de prova ensaiados à quente, eram imediatamente retirados, com o auxílio de uma luva Kevlar para altas temperaturas, e rompidos à compressão. O motivo de esperar 200°C para o rompimento, foi um parâmetro adotado em todos os testes com o objetivo de não danificar o equipamento de ensaio.

Quanto aos corpos de prova aquecidos e resfriados para serem rompidos em temperatura ambiente, de forma semelhante, eram retirados do forno quando a temperatura atingia 200°C e colocados para resfriamento em ambiente de laboratório por um período de 24 horas até o rompimento.

9.10.3 Testes de verificação da eficiência dos sistemas de proteção contra fogo (Corpos de prova de 15 cm de diâmetro)

Nos testes com proteção todos os corpos de prova foram ensaiados à quente, com os procedimentos semelhantes aos adotados na verificação da temperatura crítica de exposição. Vale ressaltar que durante os testes, para evitar aquecimento nas faces não protegidas (face superior e inferior), foi colocada uma manta de lã cerâmica para isolamento, conforme pode ser visto na Figura 9.13.



Figura 9.13 – Detalhe da lã cerâmica na face superior do corpo de prova

10 – RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO

10.1 – Resultados da caracterização dos materiais constituintes do concreto dos corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura

Nas tabelas seguintes, apresentam-se as caracterizações dos componentes da mistura. Estes ensaios foram realizados por SOUZA (2005).

Tabela 10.1 – Composição química do cimento CP V ARI RS [SOUZA (2005)]

Ensaio	Resultados (% em massa)
Perda ao Fogo (PF)	0,85
Dióxido de silício total (SiO ₂)	26,09
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	9,30
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	2,04
Óxido de cálcio total (CaO)	54,91
Óxido de magnésio (MgO)	3,16
Anidrido sulfúrico (SO ₃)	2,53
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,10
Óxido de potássio (K ₂ O)	0,50
Enxofre (S)	0,28
Anidrido carbônico (CO ₂)	0,85
Resíduo insolúvel (RI)	0,87
Óxido de cálcio livre (CaO)	0,70

Tabela 10.2 – Caracterização físico-mecânica do cimento CP V ARI RS [SOUZA (2005)]

Ensaio	Resultados
Finura resíduo na peneira de 75µm (%)	1,8
Massa específica (g/cm ³)	3,01
Área específica (cm ² /g)	4540
Água da pasta de consistência normal (%)	28,1

Tabela 10.3 – Ensaio físicos em agregados – Areia Fina [SOUZA (2005)]

Ensaio	Resultados
Módulo de Finura	1,20
Dimensão máxima Característica (mm)	0,6
Massa Específica (g/cm ³)	2,64
Massa Unitária (kg/m ³)	1,425
Material Pulverulento (%)	1,0

Tabela 10.4 – Ensaio físicos em agregados – Pedrisco Misto [SOUZA (2005)]

Ensaio	Resultados
Módulo de Finura (mm)	4,15
Dimensão máxima Característica (mm)	9,5
Massa Específica (g/cm ³)	2,74
Massa Unitária (kg/m ³)	1.572
Material Pulverulento (%)	9,6

Tabela 10.5 – Ensaio físicos em agregados – Basalto [SOUZA (2005)]

Ensaio	Resultados
Módulo de Finura	6,95
Dimensão máxima Característica (mm)	19
Massa Específica (g/cm ³)	3,01
Massa Unitária (kg/m ³)	1.539
Material Pulverulento (%)	0,6
Absorção	0,6

O abatimento do concreto foi 125 mm e o módulo de elasticidade do concreto foi de 31,800 GPa.

10.2 – Resultados da caracterização dos materiais constituintes do concreto dos corpos de prova de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura

10.2.1 Agregado miúdo

As Tabelas 10.6 a 10.8 e as Figuras 10.1 a 10.4 apresentam os resultados dos ensaios do agregado miúdo.

Tabela 10.6 – Massa unitária do agregado miúdo

AREIA DE RIO							
M1 (kg)	21.75	M2 (kg)	21.55	M3 (kg)	21.60	Média (kg)	21.63
V. Recipiente (dm ³)							
14,98							
Massa Unitária				1,44	kg/dm³		

Tabela 10.7 – Massa específica do agregado miúdo por meio do Frasco de Chapman

AGREGADOS - DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DO AGREGADO MIÚDO POR MEIO DO FRASCO CHAPMAM		
AREIA DE RIO		
MASSA ESPECÍFICA	Massa inicial (g)	500,0
	Leitura inicial (ml)	200
	Leitura final (ml)	390
	γ esp. = 2,63	g/cm³

Tabela 10.8 – Composição granulométrica do agregado miúdo

DETERMINAÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA NBR NM 248			
AMOSTRA:		- AREIA DE RIO	
Massa p/ ensaio (g)		500	
# Peneiras (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida Ac.
6,3 mm	5,7	1,1%	1%
4,75 mm	5,6	1,1%	2%
2,36 mm	40,8	8,2%	10%
1,18 mm	107,4	21,5%	32%
600 µm	118,9	23,8%	56%
300 µm	138,5	27,7%	83%
150 µm	80,2	16,0%	99%
Fundo	2,9	0,6%	100%
SOMA	500,0	Verif.	0,00%

Dimensão máxima	2,36 mm
Módulo de finura	2,83

Zona ótima	2,2 a 2,9
Zona utilizável inferior	1,55 a 2,2
Zona utilizável superior	2,9 a 3,5

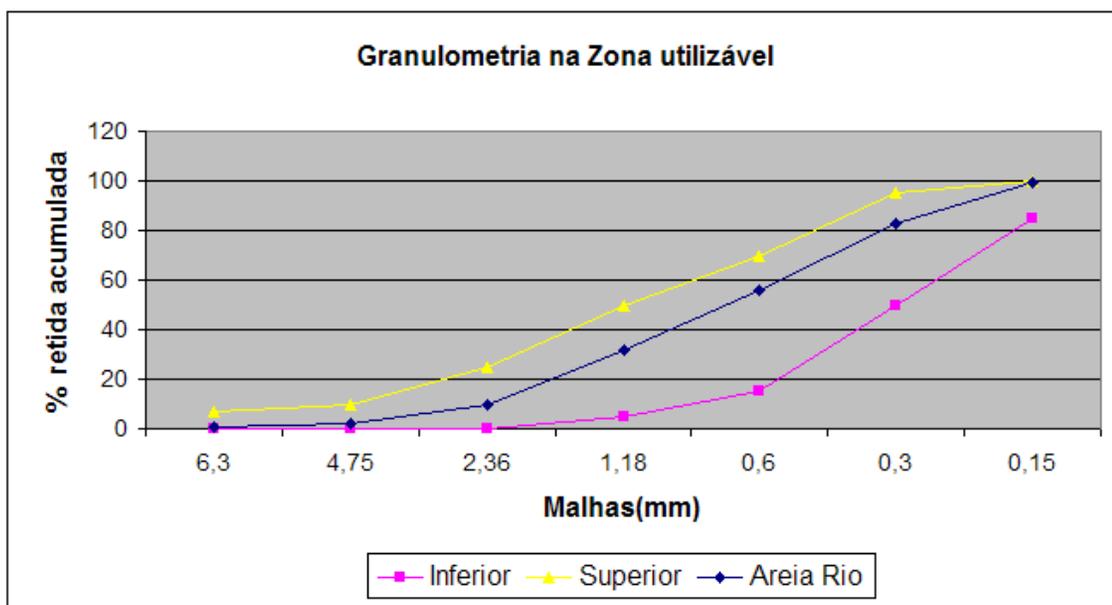


Figura 10.1 – Composição granulométrica do agregado miúdo (zona utilizável)

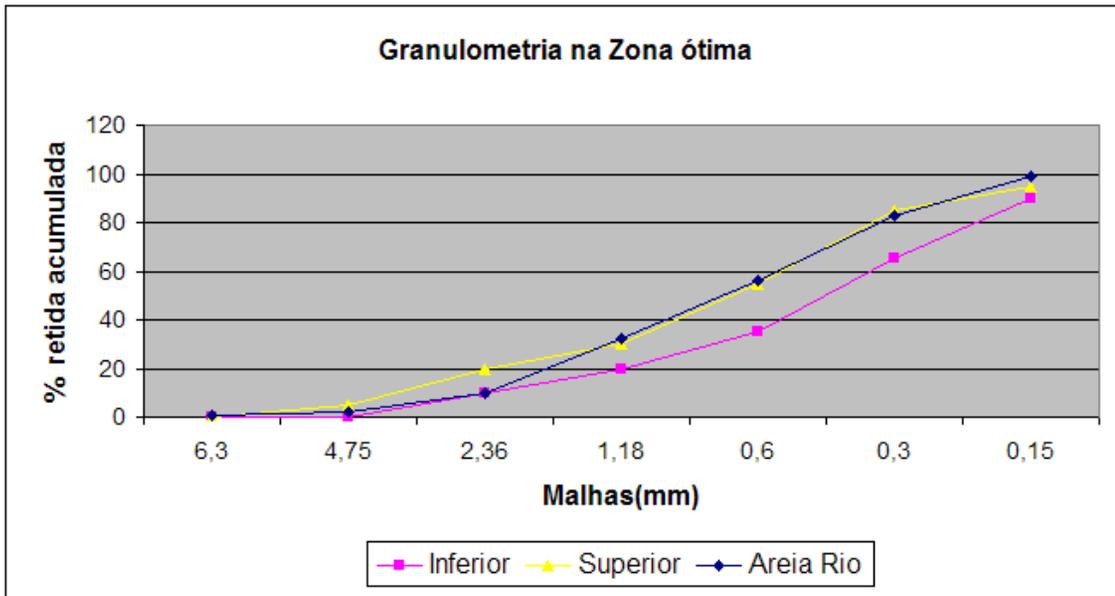


Figura 10.2 – Composição granulométrica do agregado miúdo (zona ótima)

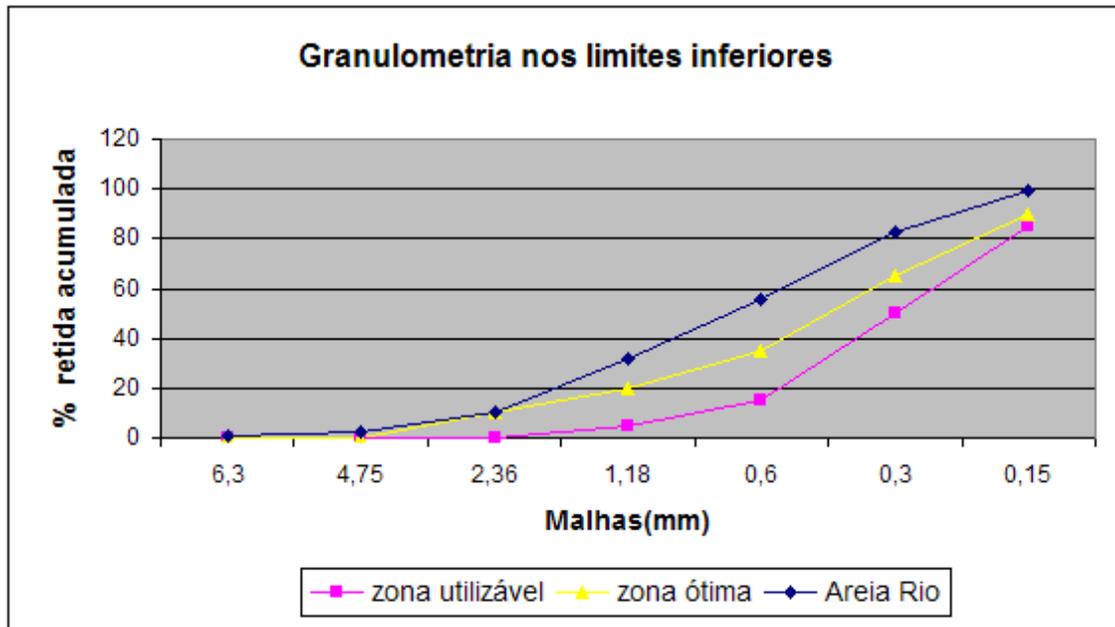


Figura 10.3 – Composição granulométrica do agregado miúdo (limites inferiores)

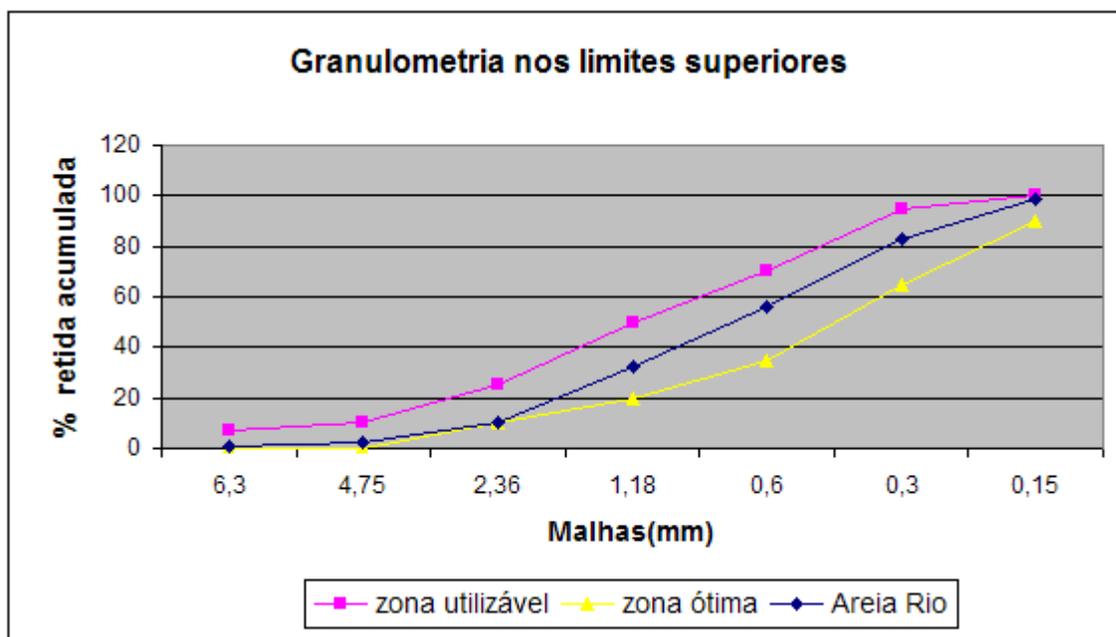


Figura 10.4 – Composição granulométrica do agregado miúdo (limites superiores)

10.2.2 – Agregado graúdo

As Tabelas 10.9 a 10.11 e a Figura 10.5 apresentam os resultados dos ensaios do agregado graúdo.

Tabela 10.9 – Massa unitária do agregado graúdo

MASSA UNITÁRIA BRITA 1 - Diabásio							
M1 (kg)	31,1	M2 (kg)	30,35	M3 (kg)	30,60	Média (kg)	30,68
V. Recipiente (dm ³)							
20,0							
Massa Unitária				1,53 kg/dm³			

Tabela 10.10 – Absorção de água, massas específica seca e saturada e porosidade do agregado graúdo

DIABÁSIO					
MASSA ESPEC.	(A) massa seca (g)	3000,0	ABSORÇÃO	(A) massa seca (g)	3000,0
	(B) massa condição s.s.s. (g)	3021,0		(B) massa condição s.s.s. (g)	3021,0
	(C) massa submersa (g)	1999,0		(C) massa submersa (g)	1999,0
	γ esp. seca 2,94 g/cm ³			a = 0,7%	
M. ESP. S.S.S.	(A) massa seca (g)	3000,0	POROSIDADE	(A) massa seca (g)	3000,0
	(B) massa condição s.s.s. (g)	3021,0		(B) massa condição s.s.s. (g)	3021,0
	(C) massa submersa (g)	1999,0		(C) massa submersa (g)	1999,0
	γ esp. s.s.s. 2,96 g/cm ³			P = 2,1%	

Tabela 10.11 – Composição granulométrica do agregado graúdo

AMOSTRA:	BRITA UM - DIABÁSIO		
Massa p/ ensaio (g)	5000		
# Peneiras (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida Ac.
25,0	0,0	0,0%	0%
19,0	52,4	1,0%	1%
12,5	3460	69,2%	70%
9,5	1248,4	25,0%	95%
6,3	205,7	4,1%	99%
Fundo	33,5	0,7%	100%
SOMA	5000,0	Verif.	0,00%

Dimensão máxima	19
Módulo de finura	

Zona ótima	2,2 a 2,9
Zona utilizável inferior	1,55 a 2,2
Zona utilizável superior	2,9 a 3,5

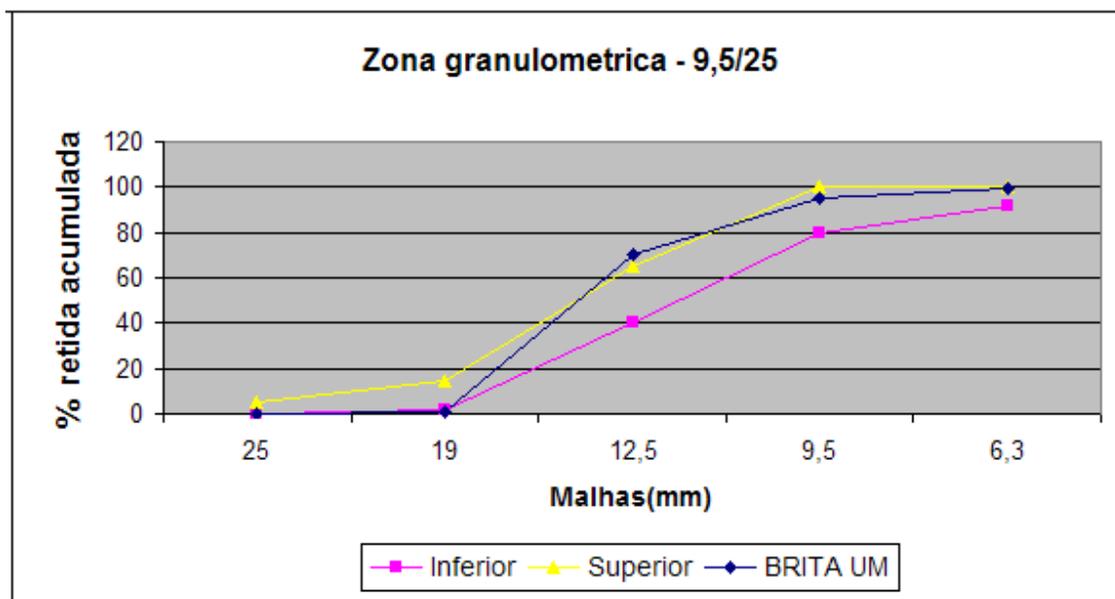


Figura 10.5 – Zona granulométrica do agregado graúdo

10.2.3 – Módulo de elasticidade do concreto e abatimento

A média dos valores do módulo de elasticidade do concreto, obtido pelos ensaios de dois corpos de prova foi de 30,100 GPa. O abatimento foi de 50 mm.

10.3 – Resultados da caracterização dos materiais constituintes do compósito

A Tabela 10.12, apresenta as propriedades da resina de regularização, segundo informações do fabricante.

Tabela 10.12 – Propriedades do “primer” (resina de impermeabilização do substrato) [Fornecedor Avipol]

Propriedade	Resina SQ 2001	Endurecedor SQ 3141
Viscosidade, 20°C, cPs	11.000 a 14.000	8.000 +/- 1000
Peso Específico, 20°C, g/cm ³	1,16 +/- 0,01	0,96 +/- 0,05
Peso epóxi equivalente (EEW)	182 – 192	
Proporção de mistura (Resina: Endurecedor)		100:50 partes em peso

A Tabela 10.13 apresenta as características da resina de impregnação, e também da mistura resina/endurecedor, quando curado, segundo informações do fabricante.

Tabela 10.13 – Propriedades da matriz (resina de impregnação) [Fornecedor Avipol]

Propriedade	Resina SQ 2004	Endurecedor SQ 3131
Aparência	líquido translúcido viscoso	líquido âmbar
Viscosidade, 20°C, cPs	500 a 800	3.000 +/- 1000
Peso Específico, 20°C, g/cm ³	1,12 +/- 0,01	1,10 +/- 0,05
Proporção de mistura (Resina: Endurecedor)		100:25 partes em peso
Temperatura de transição vítrea (100°C)		
Propriedades mecânicas do sistema		
Resistência à Tração (kg/mm ²) VSM 77101		4 a 5
Resistência à Compressão (kg/mm ²) VSM 77102		20 a 22
Resistência à Flexão (kg/mm ²) VSM 77103		9 a 11
Resistência à Flexão (Choque) (cm kg/cm ²) VSM 77105		4 a 5

As propriedades das fibras são apresentadas na Tabela 10.14.

Tabela 10.14 – Propriedades do tecido de fibra [Fornecedor TEXIGLASS]

Propriedade	Unidade	Fibra de Carbono
Densidade	g/cm ³	1,76
Alongamento de ruptura	%	1,9
Módulo de Elasticidade	GPa	234
Resistência à Tração	MPa	3530
Espessura	mm	0,50

10.4 – Resultados da caracterização dos materiais de proteção contra fogo

Apresentam-se nessa seção as características dos isolantes térmicos, segundo informações dos fabricantes.

10.4.1 Tinta intumescente (Sika Unitherm Topas)

- ✓ Densidade 1,4 g/cm³.

10.4.2 Argamassa projetada (Cafco 300)

O sistema Cafco 300 é uma argamassa projetada, à base de vermiculita e gesso.

- ✓ Densidade 240 kg/m³;
- ✓ Condutividade térmica 0,078 W/m°K (24°C);
- ✓ Resistência à compressão 3,59 g/cm².

11 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS PRINCIPAIS

11.1 Determinação da Temperatura Crítica da Perda de Eficiência do sistema e resistência residual (corpos de prova de 10 cm de diâmetro)

11.1.1 Análise Visual dos Corpos de Prova

A Figura 11.1 mostra o aspecto final de corpos de prova de concreto reforçados após aquecimento, com máximas temperaturas de 400 °C, 700 °C e 1050 °C. Na figura, observa-se que, visualmente, para a temperatura de 400 °C (A) é quase imperceptível à observação da degradação do sistema. O mesmo não pode ser dito para os corpos de prova expostos a 700 °C (B), onde a resina foi quase que completamente queimada. Nesta mesma figura pode-se observar que após 1050 °C de exposição, a fibra foi completamente sublimada, com grande quantidade de uma fumaça densa e preta observada.



Figura 11.1 – Aspecto dos corpos de provas expostos ao incêndio – padrão – (A) amostras expostas a 400 °C, (B) amostras expostas a 700 °C e (C) amostras expostas a 1050 °C

Os corpos de prova aquecidos a 300 °C e 350 °C tiveram aspectos semelhantes aos aquecidos a 400 °C. Por sua vez, as amostras aquecidas a 500 °C, 600 °C e 800 °C ficaram semelhantes aquelas expostas à 700 °C.

11.1.2 Resistência à Compressão

A média dos valores obtidos para resistência à compressão nos corpos de prova sem reforço e rompidos à temperatura ambiente foi de 37,69 MPa. Enquanto a resistência média à compressão dos corpos de prova reforçados e rompidos a temperatura ambiente, foi de 84,84 MPa. A capacidade de carga dos corpos de prova, com o reforço, foi incrementada em mais de 100%. A Figura 11.2 mostra a ruptura à compressão do corpo de prova reforçado.



Figura 11.2 – Ensaio à compressão de corpo de prova de concreto reforçado com fibra de carbono

11.1.3 Temperatura Crítica de Exposição ao Fogo Resistência ao Fogo e Resistência

Quanto aos corpos de provas submetidos ao incêndio – padrão, a Tabela 11.1 apresenta os resultados de resistência à compressão das amostras, reforçadas com fibra de carbono, rompidas à

quente e rompidas após resfriamento lento. Nesta tabela também são apresentados as variações de resistência das amostras sem e com reforço de FRP.

Tabela 11.1 – Resistências obtidas nos ensaios (sem proteção)

Temperatura máxima (°C)	Média das Resistências (MPa)					
	Ensaio quente	Variação de resistência em relação à resistência sem reforço	Variação de resistência em relação à resistência com reforço	Ensaio resfriado	Variação de resistência em relação à resistência sem reforço	Variação de resistência em relação à resistência com reforço
300	69,55	84,53%	18,02%	68,15	80,81%	19,67
350	53,63	42,29%	36,78	66,98	77,71%	21,05
400	41,08	9%	51,57	66,37	76,09	21,77
500	37,90	0	55,33	58,28	54,63	31,30
600	35,08	-7%	58,65	41,34	9,68	51,27
700	31,02	-17,69%	63,44	38,44	1,98	54,69
800	29,09	-22,81%	65,71	33,63	-10,77	60,36
1050	7,90	-79,03%	90,68	8,28	-78,03	90,24

Considerando a resistência à compressão das amostras reforçadas, ensaiadas em situação ambiente (84,84 MPa) pode-se observar pela Tabela 11.1 que em situação de incêndio, para faixas de temperaturas entre 300 °C e 350 °C, mesmo alcançada a temperatura de transição vítrea da resina (aproximadamente 100 °C), o sistema ainda foi capaz de suportar o carregamento, sem perdas significativas de resistência. Os resultados mostraram também que o reforço passa a perder eficiência para temperaturas entre 400 °C e 500 °C, quando as amostras passam a apresentar resistência à compressão próxima daquela obtida na situação sem reforço (37,69 MPa). Dessa maneira percebe-se que a temperatura crítica de exposição ao fogo foi de 350 °C. Vale enfatizar que a temperatura não se manteve constante, ou seja, o corpo de prova foi exposto por apenas 1 minuto ao incêndio-padrão.

Ensaio de FOSTER e BISBY (2005), mostram resultados bem próximos a esses. Enquanto a temperatura crítica, aqui encontrada, foi de 350 °C, FOSTER e BISBY (2005) apresentaram de 300 °C. Todavia, a Tg da resina utilizada neste trabalho foi de 100 °C, enquanto a utilizada pelos pesquisadores foi de aproximadamente 80 °C.

Diante desse cenário, os resultados mostram que a preocupação deve ser de tal ordem que é bastante pertinente atentar sobre a observação de ALNAHHAL *et al.* (2006), que em pesquisas sobre o uso de FRP em pontes, alertaram para o fato de que a para uma permanência por 7 minutos de um caminhão incendiado em seu convés sobre qualquer ponte reforçada com FRP, a estrutura está comprometida e deve ser desocupada imediatamente e só poderá ser liberada para tráfego, após reparo.

Os ensaios foram de encontro e estão em perfeita sintonia com o que a literatura técnica estabelece e que foi enfatizado por BISBY *et al.* (2005) de que a degradação de propriedades mecânicas, dos materiais compósitos, com a elevação da temperatura é governada tipicamente pelas propriedades da matriz do polímero, desde que as fibras geralmente disponíveis são relativamente mais resistentes aos efeitos térmicos. Exceto no caso em que as fibras foram expostas a temperaturas superiores a 1000 °C, em todas as situações, mesmo com a perda de resistência à compressão do sistema, as fibras se mantiveram intactas.

Apresenta-se na Figura 11.3 os resultados da Tabela 11.1 na forma de gráfico, para os ensaios à quente, para os ensaios após resfriamento lento em confronto com o teste de compressão em temperatura ambiente.

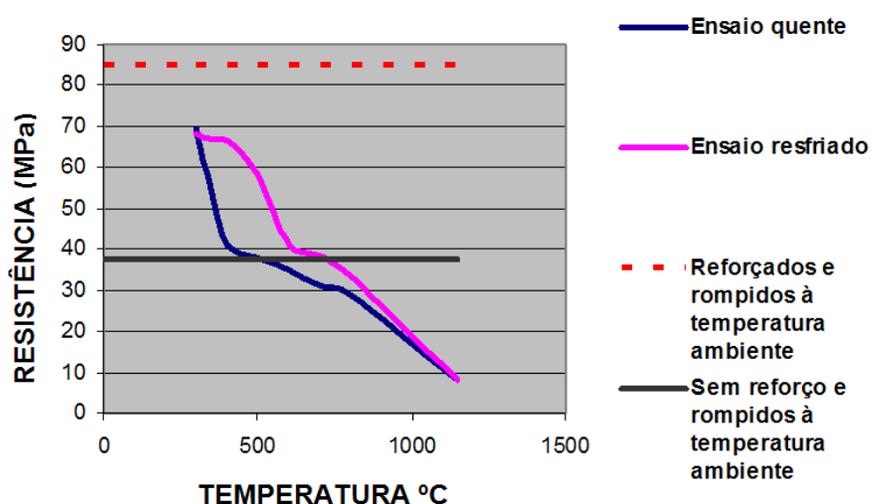


Figura 11.3 – Resistência à compressão das amostras ensaiadas à quente e depois de resfriadas

Analisando o gráfico da Figura 11.3, pode-se observar que, depois de resfriadas, as amostras podem recuperar parte da eficiência perdida durante o aquecimento. A diferença observada entre os ensaios à quente e depois de resfriados pode comprovar essa observação. A provável recuperação da resistência após resfriamento está relacionada à parte da resina de impregnação (matriz) que não sofreu decomposição ao ser exposta ao fogo e que, quando resfriada, pode ter voltado a exercer sua função no sistema de reforço. As Figuras 11.4 e 11.5 mostram a face de compósito aplicado nos corpos de prova expostos ao incêndio – padrão.



Figura 11.4 – Superfície do corpo de prova exposto ao incêndio – padrão



Figura 11.5 – Detalhe da interface do compósito do corpo de prova exposto ao incêndio-padrão

Nestas figuras percebe-se que a resina não foi completamente queimada. A Figura 11.4 mostra que na face externa do compósito parte da resina remanescente apresentou uma aspecto líquido-gelatinoso. Já na parte interna do material (Figura 11.5), um aspecto amarelado foi observado, com partes líquidas e partes gelatinosas. Em ambos os casos, depois de resfriado a resina remanescente volta a exercer suas funções de adesão as fibras e ao concreto.

11.1.4 Evolução da Temperatura nos Cps (sem proteção contra fogo)

A Tabela 11.2 seguinte mostra as médias das temperaturas registradas pelos termopares na superfície do compósito.

Tabela 11.2 – Temperaturas registradas durante os ensaios (sem proteção)

Temperatura no forno (°C)	Média da Temperatura na superfície do corpo de prova, registrada nos termopares (°C)
300	237,9
350	239,5
400	295,4
500	396,1
600	503,95
700	575,35
800	678,1
1050	1043

A Tabela 11.3 mostra os desvios das curvas experimentais para as diversas temperaturas dos ensaios, em contraponto com os limites estabelecidos pela ABNT NBR 5628 (1980) e pela ISO 834 (1999).

Tabela 11.3 - Limites para temperatura durante um ensaio (ensaio sem proteção)

Ensaio (°C)	Tempo (minutos)	NBR 5628 (1980)	ISO 834 (1999)	EXPERIMENTAL (%)
300	≈ 1	± 15%	± 15%	13,41 %
350	1	± 15%	± 15%	12,11 %
400	2	± 15%	± 15%	11,04 %
500	3	± 15%	± 15%	10,21 %
600	6	± 15%	± 15%	11,75 %
700	10	± 15%	± 15%	14,21 %
	2	± 10%	± 5%	4,78 %
800	10	± 15%	± 15%	12,97 %
	13	± 10	± 5%	3,84 %
1050	10	± 15%	± 15%	8,13 %
	30	± 10%	± 5%	3,98 %
	Final	± 5%	± 2,5%	1,8 %

Nesta Tabela 11.3, percebe-se que os limites de tolerâncias das áreas das curvas *Temperatura x Tempo* de todos os ensaios, ficaram dentro dos parâmetros estabelecidos pelas normas. Dessa maneira, os ensaios se caracterizam como ensaios de incêndio-padrão.

11.2 Avaliação de sistemas de proteção contra fogo aplicados em FRP (corpos de prova de 15 cm de diâmetro)

11.2.1 Ensaios com proteção utilizando tinta intumescente

11.2.1.1 Análise Visual dos Corpos de Prova (Protegidos com Tinta)

As Figuras 11.6 a 11.8, mostram os aspectos finais dos corpos de prova protegidos com tinta intumescente e expostos a 500 °C e 600 °C. Nestas Figuras, observa-se visualmente que não ocorreu a reação por completa na tinta. Apenas alguns pontos intumescidos foram observados na superfície dos corpos de prova.



Figura 11.6 – Corpo de prova aquecido a 500 °C (protegido com tinta)



Figura 11.7 – Corpo de prova aquecido a 600 °C (protegido com tinta)



Figura 11.8 – Corpo de prova aquecido a 600 °C, protegido com tinta no momento da ruptura

Por sua vez, as Figuras 11.9 e 11.10, mostram os aspectos finais dos corpos de prova expostos a 700 °C e 800 °C. Visualmente observa-se na superfície do corpo de prova, o completo intumescimento do sistema.



Figura 11.9 – Corpo de prova aquecido a 700 °C (protegido com tinta)



Figura 11.10 – Corpo de prova aquecido a 800 °C (protegido com tinta)

Um aspecto observado durante os ensaios de ruptura à compressão nos corpos de prova expostos a 700 °C e 800 °C foi a grande quantidade de fumaça e vapor liberada devido à reação da tinta. As Figuras 11.11 e 11.12 mostram o corpo de prova que foi aquecido a 800 °C, durante o ensaio de compressão.



Figura 11.11 – Detalhe da fumaça gerada



Figura 11.12 – Corpo de prova aquecido a 800 °C – fumaça gerada no rompimento

A Figura 11.13 mostra o aspecto final do corpo de prova exposto a 1050 °C. Nesta figura pode ser observado que a tinta também sofreu o processo de intumescimento por completo. Percebe-se também o aspecto embranquecido da tinta, proveniente de queima do sistema.



Figura 11.13 – Corpo de prova aquecido a 1050 °C (detalhe dos aspectos embranquecido da tinta, provenientes de queima do sistema de proteção)

Já as Figuras 11.14 e 11.15 mostram o corpo de prova no momento do rompimento à compressão. Observa-se aí, a delaminação do sistema de proteção e a fibra intacta e não aderida no concreto. Isso mostra que a tinta protegeu a fibra, todavia não protegeu a resina que se queimou por completo.



Figura 11.14 – Corpo de prova aquecido a 1050 °C (detalhe da delaminação da tinta)



Figura 11.15 – Corpo de prova aquecido a 1050 °C (detalhe da fibra não sublimada)

11.2.1.2 Resistência à Compressão (Protegidos com Tinta)

A média dos valores obtidos para resistência à compressão nos corpos de prova de 15 cm de diâmetro, sem reforço e rompidos à temperatura ambiente foi de 31,84 MPa. Enquanto a resistência média à compressão desses mesmos corpos de prova reforçados e rompidos a temperatura ambiente, foi de 53,5 MPa. A capacidade de carga dos corpos de prova, com o reforço, foi incrementada em 68%. A Figura 11.16 mostra a ruptura do corpo de prova reforçado à compressão.



(A)



(B)



(C)

Figura 11.16 – Ensaio à compressão: (A) Sem reforço. (B) Reforçado, no momento do ensaio. (C) Rompimento do corpo de prova reforçado

A Tabela 11.4 apresenta os resultados de resistência à compressão das amostras, protegidas e rompidas a quente.

Tabela 11.4 – Resistências obtidas nos ensaios (tinta)

Temperatura máxima (°C)	Resistência (MPa)	Varição de resistência em relação à resistência sem reforço
500	28,8	10,56%
600	25,5	24,86%
700	25,4	25,35%
800	21,4	48,78%
1050	20,8	53,07%

Considerando a resistência à compressão das amostras reforçadas em situação ambiente (53,5 MPa), pode-se perceber na Tabela 11.4 que para todas as temperaturas previstas a tinta não garantiu proteção ao sistema. As resistências obtidas foram todas inferiores a resistência dos corpos de prova sem reforço (31,84 MPa).

Um aspecto observado nos ensaios com temperaturas até 800 °C foi o fato de que quando o corpo de prova foi rompido parte da resina não foi queimada. Apresentava aspecto líquido-gelatinoso (Figura 11.17). Como no rompimento, o corpo de prova ainda estava aquecido, possivelmente ao resfriar parte da resistência ainda poderia ser recuperada.



Figura 11.17 – Aspecto amarelado da resina em estado gelatinoso após o ensaio a 800 °C (protegido com tinta)

11.2.1.3 Evolução da Temperatura nos Cps (Protegidos com Tinta)

A evolução das temperaturas registradas nos ensaios de 500 °C e 600 °C, correspondentes aos período de 3 e 6 minutos de exposição ao incêndio-padrão, é apresentada nas Figuras 11.18 e 11.19.

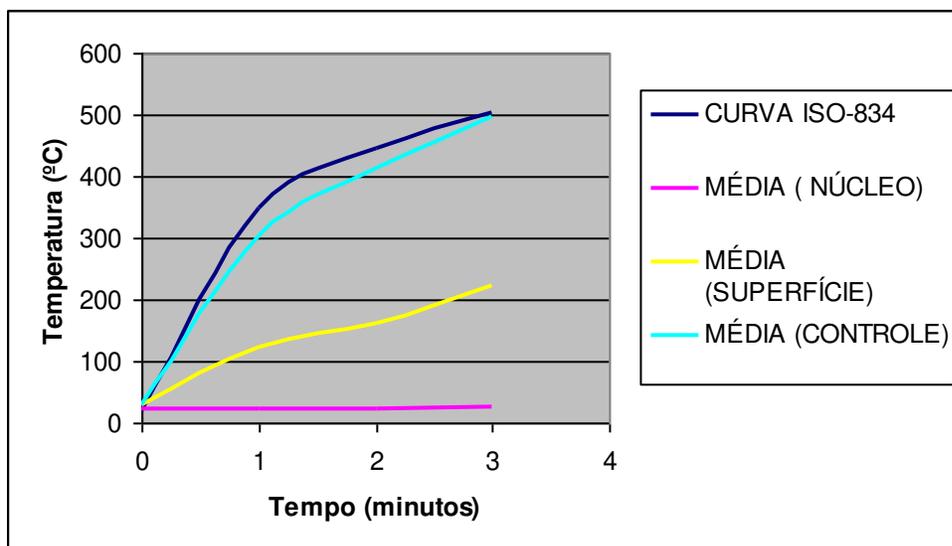


Figura 11.18 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 500 °C (Protegido com tinta)

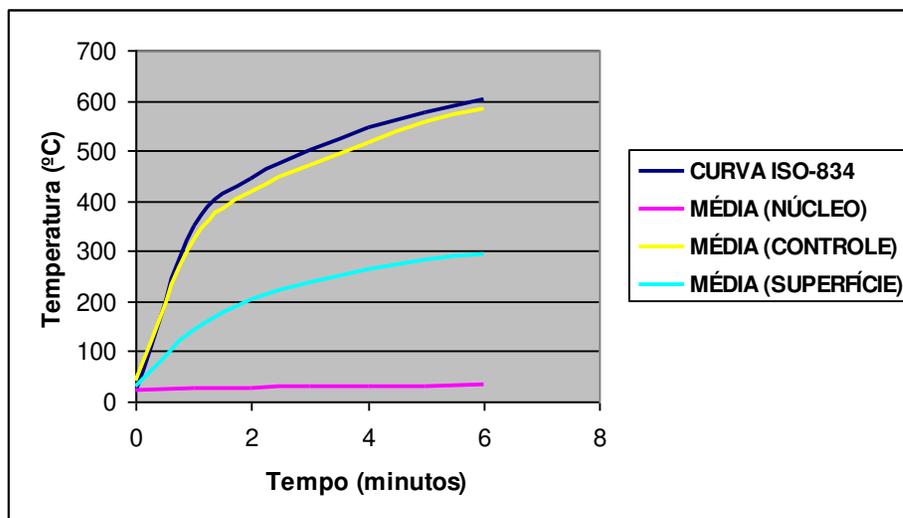


Figura 11.19 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 600 °C (Protegido com tinta)

Nestas Figuras percebe-se que as máximas temperaturas registradas no sistema de proteção foram de 215 °C e 300 °C respectivamente. Por outro lado, a tinta inicia o processo de

reação por volta dos 200 °C e só estará completamente intumescida aos 400 °C. Dessa maneira, pode-se entender o porquê da tinta não ter concluído o processo de intumescimento e por isso na superfície dos corpos de prova expostos a 500 °C e 600 °C haviam apenas alguns pontos intumescidos.

A evolução das temperaturas dos período de 12, 25 e 120 minutos, de exposição ao fogo, correspondentes à 700 °C, 800 °C e 1050 °C é apresentada nas Figuras 11.20 a 11.22.

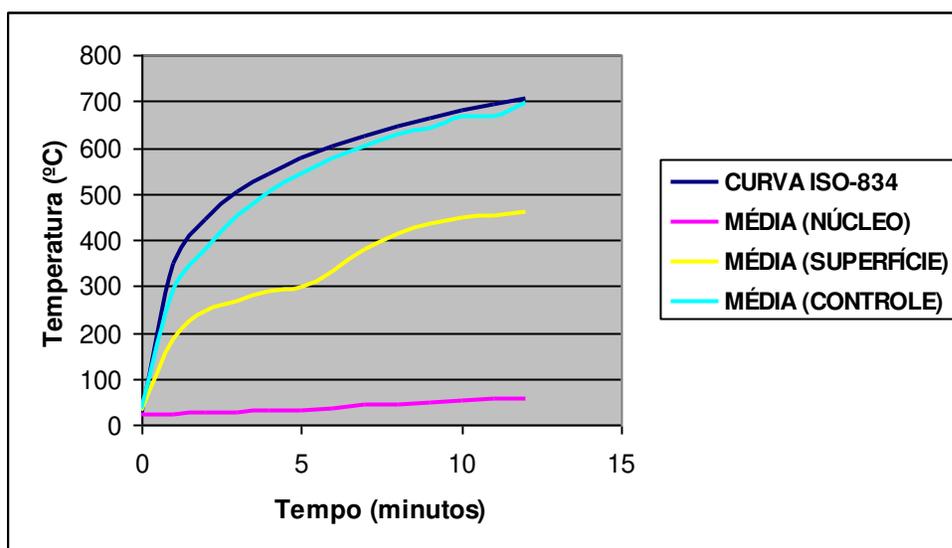


Figura 11.20 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 700 °C (Protegido com tinta)

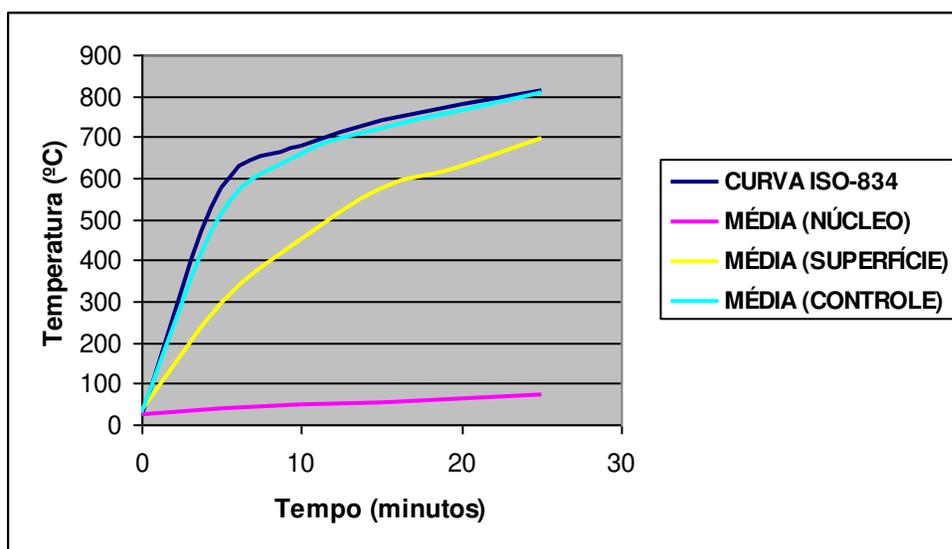


Figura 11.21 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 800 °C (Protegido com tinta)

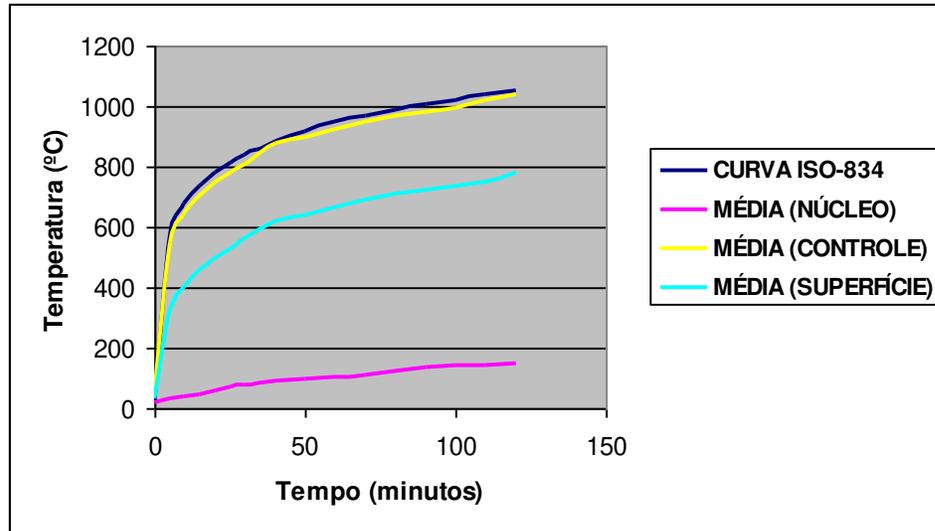


Figura 11.22 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 1050 °C (Protegido com tinta)

Nesses ensaios (700 °C, 800 °C e 1050 °C) as temperaturas registradas na superfície da tinta foram de 460, 700 °C e 800 °C. Nesses níveis de temperatura a intumescência da tinta é completa. Fato esse que de fato ocorreu durante os ensaios. Todavia, nessas temperaturas a resina já havia iniciado o processo de amolecimento e não mais transferiria tensões entre fibras, conseqüentemente, anulando o reforço do concreto.

A Tabela 11.5 mostra os desvios das curvas experimentais para as diversas temperaturas dos ensaios, tendo como tinta o material de proteção, em contraponto com os limites estabelecidos pela ABNT NBR 5628 (1980) e pela ISO 834 (1999).

Tabela 11.5 - Limites para temperatura durante um ensaio (tinta)

Ensaio	Tempo (minutos)	NBR 5628 (1980)	ISO 834 (1999)	EXPERIMENTAL (%)
500	3	± 15%	± 15%	14,63 %
600	6	± 15%	± 15%	13,61 %
700	10	± 15%	± 15%	12,48 %
	2	± 10%	± 5%	3,53 %
800	10	± 15%	± 15%	10,31 %
	23	± 10%	± 5%	3,76 %
1050	10	± 15%	± 15%	12,02 %
	30	± 10%	± 5%	4,23 %
	Final	± 5%	± 2,5%	1,84 %

Nesta Tabela 11.5 percebe-se que os limites de tolerâncias das áreas das curvas *Temperatura x Tempo* de todos os ensaios, também ficaram dentro dos parâmetros estabelecidos pelas normas. Dessa maneira, os ensaios se caracterizam como ensaios de incêndio-padrão.

11.3.1 Ensaios com proteção utilizando argamassa projetada

11.3.1.1 Análise Visual dos Corpos de Prova (Protegidos com argamassa)

A Figura 11.23 mostra o aspecto final do corpo de prova protegido com argamassa projetada e exposto a 500 °C. Após o ensaio de compressão à quente, a camada de argamassa foi retirada e foi constatado que o sistema de reforço estava intacto e completamente aderido no substrato de concreto.



Figura 11.23 – Corpo de prova aquecido a 500 °C (Protegido com argamassa)

O aspecto final do corpo de prova exposto à 700 °C é mostrado nas Figuras 11.24 e 11.25. Um fato observado neste ensaio é que após o rompimento, a camada de argamassa foi retirada e a resina não estava completamente queimada. Parte da mesma estava num estado gelatinoso e, caso fosse resfriada, possivelmente voltaria aderir no concreto e exercer sua função de reforço, ao menos parcialmente.



Figura 11.24 – Corpo de prova aquecido a 700 °C (Protegido com argamassa)



Figura 11.25 – Detalhe gelatinoso da resina remanescente

Durante o ensaio à 1050 °C de exposição ocorreu um *spalling* e o corpo de prova sofreu uma explosão dentro do forno, causando pequenos danos no equipamento, conforme pode observar nas Figuras 11.26 e 11.27.



Figura 11.26 – *Spalling* no corpo de prova aquecido a 1150 °C



Figura 11.27 – Corpo de prova dividido em duas partes devido ao *Spalling*

Diante do ocorrido, o ensaio a 1050 °C foi repetido. Durante o teste de compressão nesse novo ensaio, ocorreu outro *spalling* e o corpo de prova literalmente sofreu uma explosão brusca, lançando estilhaços até mesmo no laboratório vizinho.



Figura 11.28 – Rompimento do corpo de prova aquecido a 1050 °C (*Spalling* na ruptura)



Figura 11.29 – Fragmentos do corpo de prova aquecido a 1050 °C



Figura 11.30 – Estilhaços do corpo de prova aquecido a 1050 °C

A causa provável da ocorrência do *spalling* foi que o compósito e a argamassa de proteção devem ter impedido a saída de vapor de água do corpo de prova, contribuindo para o aumento de pressão nos poros do concreto. Esse fenômeno requer muita atenção, pois sugere que o sistema pode se tornar explosivo durante um incêndio. Dessa maneira, tendo em vista a segurança de pessoas e a integridade dos equipamentos, optou-se por não realizar testes dessa natureza em outros corpos de prova e nem em pilares de concreto armado.

Um outro aspecto digno de ser mencionado diz respeito à espessura da camada de argamassa. A espessura proposta foi de 5 cm, todavia devido a dificuldades de aplicação do

material, em alguns pontos tinha pouco mais de 1 cm. Esse fato ocorreu em todos os corpos de provas revestidos com argamassa. Na Figura 11.31 é mostrada a variação da espessura da camada de isolamento.



Figura 11.31 – Detalhe da não uniformidade da camada de proteção

11.3.1.2 Resistência à Compressão (Protegidos com argamassa)

A Tabela 11.6 apresenta os resultados de resistência à compressão das amostras, protegidas e rompidas a quente.

Tabela 11.6 – Resistências obtidas nos ensaios (argamassa)

Temperatura máxima (°C)	Resistência (MPa)	Varição de resistência em relação à resistência sem reforço	Varição de resistência em relação à resistência com reforço
* 500	50,9	59,86 %	5,1 %
700	34	6,7 %	63,82 %
1050	23,7	-25,56 %	-126 %

* O ensaio foi interrompido por questões de segurança

Considerando a resistência à compressão das amostras reforçadas em situação ambiente (53,5 MPa), pode-se perceber na Tabela 11.6 que à temperatura de 500 °C, a argamassa protegeu o sistema. Fato esse que foi caracterizado pela constatação da forte aderência do compósito ao substrato após exposição e rompimento.

À partir de 700 °C, a argamassa não garantiu proteção adequada, de forma que a resistência se aproximou daquela do corpo de prova sem reforço (31,84 MPa). Em 1050 °C, o decréscimo de resistência foi acentuado em relação à situação sem reforço e o ensaio terminou com a explosão do concreto.

11.3.1.3 Evolução da Temperatura nos Cps (Protegidos com argamassa)

As Figuras 11.32 e 11.33 mostram a evolução das temperaturas registradas durante a exposição ao incêndio-padrão para os períodos de 3 e 12 minutos, equivalentes a 500 °C e 700 °C.

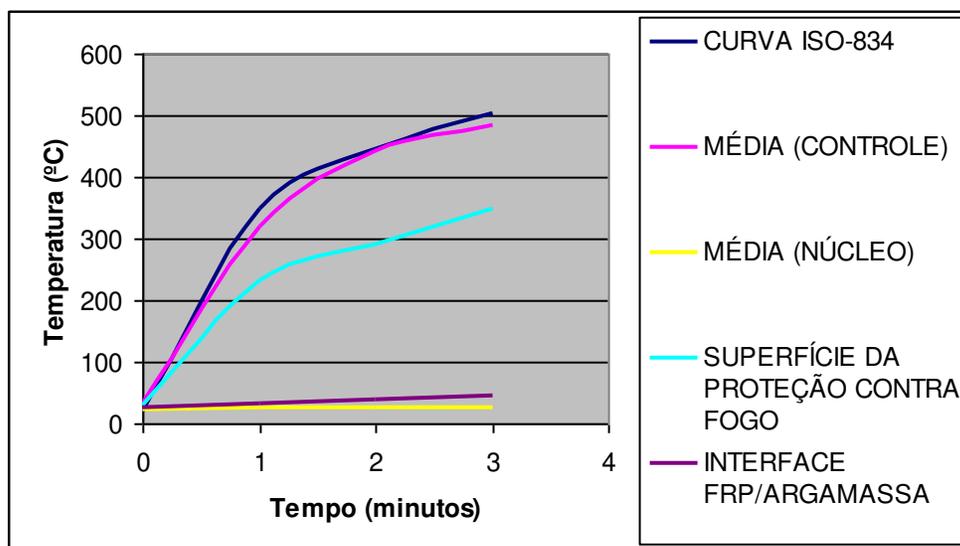


Figura 11.32 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 500 °C (Protegido com argamassa)

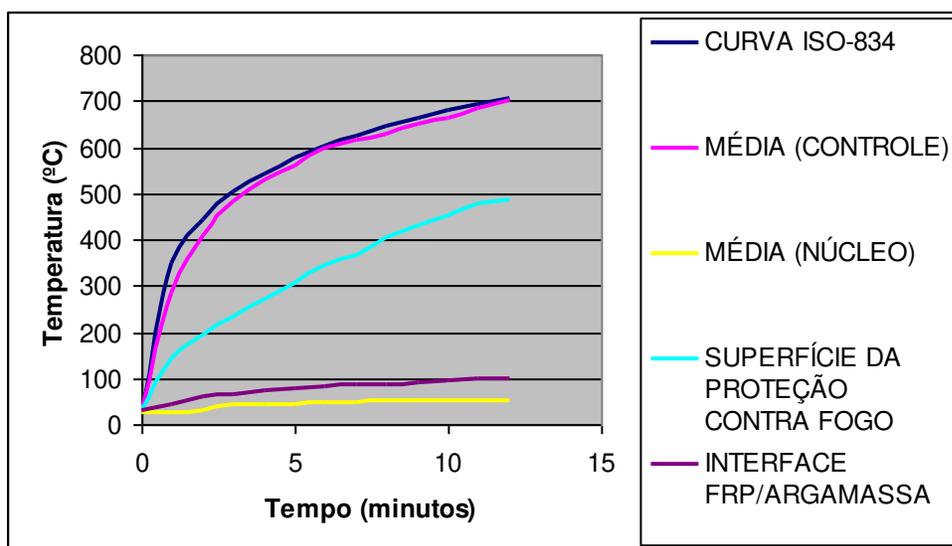


Figura 11.33 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 700 °C (Protegido com argamassa)

Analisando a Figura 11.32 verifica-se que para 3 minutos de exposição, equivalente a 500 °C, a temperatura na interface do FRP/Argamassa, não se aproximou dos 100 °C, temperatura essa de vitrificação da resina. E por esse motivo a resistência do corpo de prova reforçado com FRP foi semelhante àquela obtida no ensaio em temperatura ambiente.

Na Figura 11.33, referente à 12 minutos de exposição, a temperatura na interface do FRP/Argamassa atinge os 100 °C e se manteve por 2 minutos. Dessa maneira, percebe-se que para esse tempo de exposição o reforço do corpo de prova perdeu a eficiência devido ao amolecimento da resina.

A Figura 11.34 mostra a média das temperaturas registradas durante o ensaio à 1050 °C. Nesta figura percebe-se que a temperatura na resina também ultrapassou o valor de vitrificação (100 °C) e não oferecia mais confinamento ao sistema.

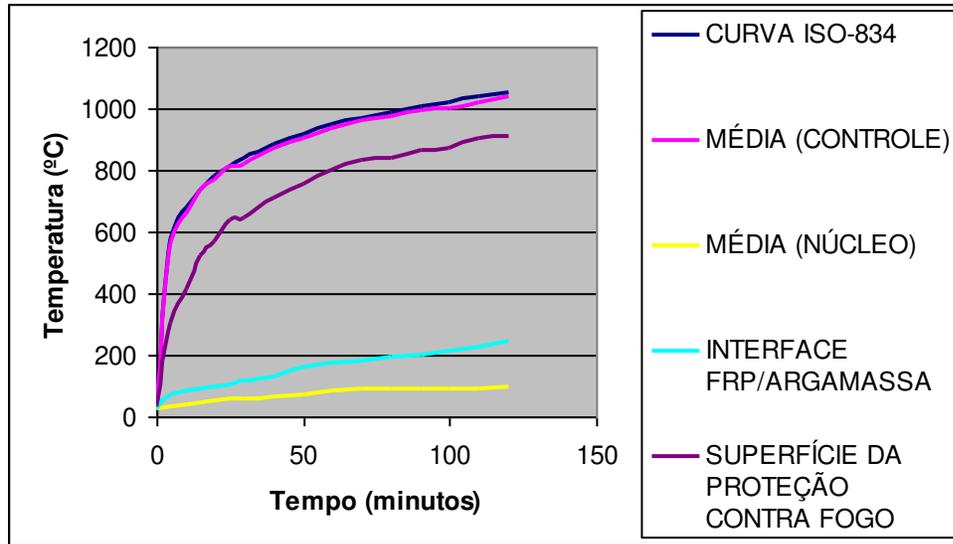


Figura 11.34 – Média das temperaturas registradas durante a exposição ao fogo – 1050 °C (Protegido com argamassa)

A Tabela 11.7 mostra os desvios das curvas experimentais para as diversas temperaturas dos ensaios, tendo como argamassa o material de proteção, em contraponto com os limites estabelecidos pela ABNT NBR 5628 (1980) e pela ISO 834 (1999).

Tabela 11.7 - Limites para temperatura durante um ensaio (argamassa)

Ensaio	Tempo (minutos)	NBR 5628 (1980)	ISO 834 (1999)	EXPERIMENTAL (%)
500	3	± 15%	± 15%	6,23 %
700	10	± 15%	± 15%	11,17 %
	2	± 10%	± 5%	2,71 %
1050	10	± 15%	± 15%	2,43 %
	30	± 10%	± 5%	3,64 %
	Final	± 5%	± 2,5%	1,37 %

Nesta Tabela 11.7 percebe-se que os limites de tolerâncias das áreas das curvas *Temperatura x Tempo* de todos os ensaios, também ficaram dentro dos parâmetros estabelecidos pelas normas. Dessa maneira, semelhante aos testes anteriores, esses ensaios se caracterizam como ensaios de incêndio-padrão.

11.4 Discussão dos resultados à luz de trabalhos já realizados

A Figura 11.35 mostra o comparativo dos ensaios de compressão dos corpos de prova rompidos à temperatura ambiente, reforçados e sem reforço e, sob fogo, protegidos com tinta e protegidos com argamassa.

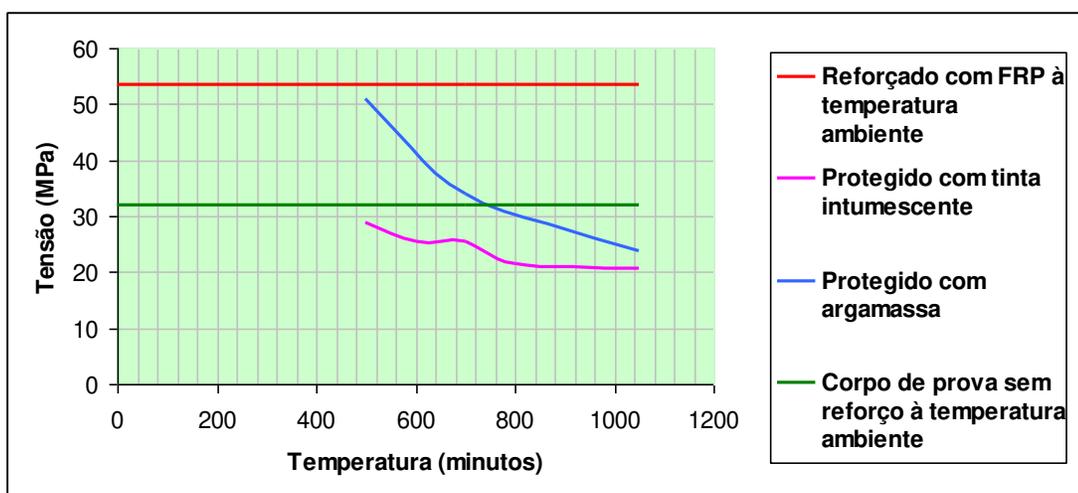


Figura 11.35 – Comparativo das resistências obtidas nos ensaios (com proteção)

Na Figura 11.35 percebe-se que a argamassa garantiu certa resistência maior que a tinta intumescente.

Os ensaios mostraram que sem nenhum tipo de proteção contra fogo, a partir de 350 °C (temperatura crítica) o sistema deixa de funcionar, todavia, utilizando proteção com argamassa conseguiu-se um acréscimo dessa “temperatura crítica”, isto é, 500°C, equivalente a um tempo de 3 minutos de exposição. Entretanto, deve se atentar que os corpos de prova protegidos possuíam dimensões superiores aqueles sem reforço sem proteção.

Sobre os materiais de proteção contra fogo, argamassa projetada e tinta intumescente, mesmo tendo o potencial bastante comprovado para proteções de estruturas de aço, os dois sistemas foram ineficazes para os sistemas FRP. Isso porque a Tg da matriz é muito baixa é alcançada muito cedo quando o elemento está exposto ao incêndio.

Com base nos resultados aqui apresentados, algumas considerações são apresentadas, tendo em vista trabalhos experimentais de alguns pesquisadores, sobre o tema.

Os ensaios de CLEARY *et al.* (2003) mostraram que a temperatura de transição vítrea do compósito parece não ser o ponto crítico durante curtas exposições ao fogo. Durante os trabalhos, os autores observaram que a integridade do sistema pode ser mantida em temperaturas superiores ao da Tg em até 30 °C. A Tg da resina utilizada foi de 121 °C.

Quando comparado com os resultados aqui apresentados, pode-se observar que os ensaios de CLEARY *et al.* (2003) não foram segundo o incêndio – padrão e as temperaturas foram relativamente baixas (no máximo 185 °C) quando comparadas as que foram utilizadas neste trabalho. Em termos de incêndio-padrão, essas temperaturas são muito pequenas e podem ser alcançadas muito rapidamente. Além disso, se tratado de incêndio-padrão, um ganho de 30 °C é praticamente insignificante uma vez que as temperaturas podem chegar até 1200 °C.

Sistemas mistos de proteção contra fogo poderiam melhorar o desempenho do sistema. WILLIAMS *et al.* (2006) utilizaram dois sistemas distintos, um baseado em argamassa à base de gesso e outra camada através de resina epóxi intumescente. Embora o intumescimento seja atingido por volta dos 200 °C, a argamassa vai garantindo a proteção e quando o epóxi intumescer, garante melhor isolamento. Os autores verificaram esse comportamento em lajes. Entretanto, no Brasil essas resinas ainda não estão disponíveis e a argamassa projetada não pode ser umedecida, no caso com tinta intumescente.

Outra alternativa seria utilizar resinas com temperaturas de transições vítreas mais elevadas, todavia no Brasil também não se utiliza essas resinas em reforços estruturais.

Nos ensaios de CHOWDHURY *et al.* (2007) sobre colunas reforçadas com compósitos de fibras de carbono e expostas ao incêndio-padrão, a temperatura foi mantida abaixo da Tg por 34 minutos de exposição. Vale lembrar que as colunas possuíam 40 cm de diâmetro (conseqüentemente maior volume massa a serem aquecidos) e, quando comparado às dimensões

dos corpos de prova de 10 cm e 15 cm de diâmetro, ensaiados neste trabalho, é de se esperar um período de exposição maior até o ponto de vitrificação da resina.

Por outro lado, nos ensaios de JI *et al.* (2007) utilizando corpos de prova com características semelhantes aos utilizados neste trabalho, e uma proteção contra fogo com um formato de lã (FR Eco-Additive 20) com 50 mm de espessura, obtiveram resistência satisfatória até 8 minutos de exposição. Aos 12 minutos a temperatura na interface compósito/concreto alcançou a Tg do polímero. A partir daí os pesquisadores chegaram a resultados semelhantes aos aqui obtidos, ou seja, resistência semelhante à resistência sem reforço.

De forma similar ao que foi observado neste trabalho, os resultados dos testes de YOUNG JR. (2006) concluíram que ao alcançar a temperatura de transição vítrea da resina, a integridade do sistema CFRP começa a deteriorar-se e perde resistência. Temperatura essa que foi atingida logo nos primeiros minutos do ensaio. Mesmo com proteção contra fogo, o sistema não foi capaz de manter a temperatura na interface do FRP/concreto abaixo da Tg. Entretanto, o aspecto positivo apontado pelo autor foi que o sistema de proteção pode melhorar consideravelmente a resistência ao fogo dos elementos, desprezando a contribuição do reforço.

Nessa mesma linha de raciocínio, BISBY *et al.* (2005) enfatizam que em pesquisas na *Queen's University and the National Research Council of Canada* (NRC) observou-se a grande sensibilidade ao fogo dos materiais FRP, além disso, os testes mostraram que mesmo com espessuras substanciais de proteção contra fogo é muito difícil evitar que durante um incêndio exceda-se a temperatura de transição vítrea.

Nos trabalhos de WILLIAMS *et al.* (2006) sobre lajes com FRP, em todas as situações analisadas as temperaturas atingidas foram superiores ao Tg da matriz utilizada. Os autores observaram que o sistema reforçado com FRP perde sua eficiência relativamente no início da exposição ao fogo. No entanto, os autores verificaram que a proteção foi eficaz no sentido de manter resistência das lajes (desconsiderando o reforço). Os autores ressaltam ainda que, garantir a eficiência do reforço durante o incêndio não é atualmente exigência imposta por normas na

América do Norte, mas sim que os elementos estruturais suportem o carregamento de serviço durante o fogo.

Nesse aspecto, pode se compreender que KODUR *et al.* (2009) testando vigas reforçadas externamente com CFRP, mostraram que atingir a temperatura de transição vítrea no reforço de FRP pode não levar necessariamente o elemento estrutural à ruína. Isso porque o elemento estrutural foi dimensionado em situação de incêndio, levando em consideração apenas as cargas de serviço, da estrutura sem reforço.

Colaborando com essa filosofia, YOUNG JR. (2006) sugere que a resistência ao fogo de elementos estruturais reforçados com FRP não deve necessariamente basear-se na T_g do polímero, mas sim na capacidade de carga do elemento estrutural (sem reforço) durante o fogo.

Reforçando essa idéia KONDUR *et al.* (2006), enfatizam que não existe atualmente nenhum requisito nos códigos de dimensionamento, estabelecendo que se a temperatura, durante um incêndio, permanecer abaixo da T_g , pode garantir resistência adequada. Os autores enfatizam que as normas Canadense e Americana limitam o acréscimo de resistência para pilares entre 25% e 70% como medida de segurança contra ruptura súbita provenientes de vandalismos, má colocação do material, fogo e outros.

Para o caso de lajes reforçadas com materiais compósitos, WILLIAMS *et al.* (2006) ressaltam que os códigos de dimensionamento estabelecem que o incremento de resistência proporcionado pelo reforço seja mantido entre 25 e 50% e a laje seja dotada de um sistema de proteção contra fogo.

Os resultados obtidos nesta pesquisa, tiveram como referência apenas os resultados dos ensaios de compressão em corpos de prova reforçados com FRP e rompidos à temperatura ambiente. Entretanto, para o dimensionamento de elementos estruturais, uma avaliação da resistência ao fogo desses elementos, sem aplicação do reforço, deve ser feita, de forma a adotar coeficientes de segurança que limitem o acréscimo de resistência proporcionado pelo compósito,

para que em situação de incêndio, mesmo que o sistema se degrade, um período de integridade estrutural possa ser garantido.

Colaborando com essa idéia, FORTES *et al.* (2005) ressaltam a importância da imposição de coeficientes de minoração da capacidade resistente no dimensionamento de estruturas reforçadas com compósito, principalmente tratando-se de estruturas com riscos de incêndios.

12 – SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

Neste capítulo serão apresentadas simulações das seções transversais dos corpos de prova reforçados com FRP, com e sem sistema suplementar de proteção contra fogo, em situação de incêndio.

O software utilizado foi o TCD (Temperature Calculation and Design), que é um programa para análises de estruturas expostas ao fogo, baseado no Método dos Elementos Finitos.

As partes principais do programa são:

- ✓ Interface gráfica para pré e pós - processamento;
- ✓ Cálculo de temperaturas; e
- ✓ Dimensionamento de elementos estruturais em situação de incêndio

No aspecto de simulação de seções, as partes de interesse são as duas primeiras e, foram elas as utilizadas neste trabalho.

12.1 Metodologia adotada nas simulações

Foram realizadas duas simulações computacionais do comportamento do sistema exposto ao incêndio-padrão ISO – 834 (1999). A primeira simulação se fez referente aos corpos de prova de 10 cm de diâmetro, reforçados com compósito de fibras e sem nenhum tipo de proteção contra fogo. Já a segunda, se fez referente aos corpos de prova de 15 cm, também reforçados com FRP e utilizando a argamassa projetada como proteção. Como a tinta foi completamente ineficaz e

devido à completa falta de informações de suas propriedades térmicas, optou-se por não simulá-la. As Figuras 12.1 e 12.2 apresentam as geometrias das seções simuladas.

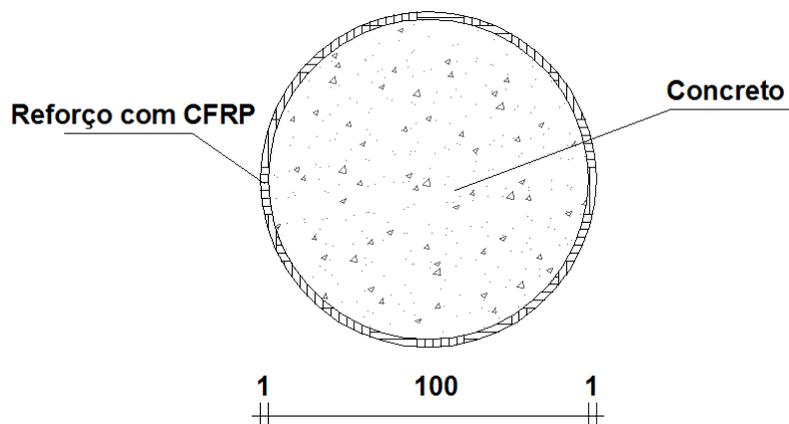


Figura 12.1 – Seção do corpo de prova sem proteção contra fogo (dimensões em milímetros)

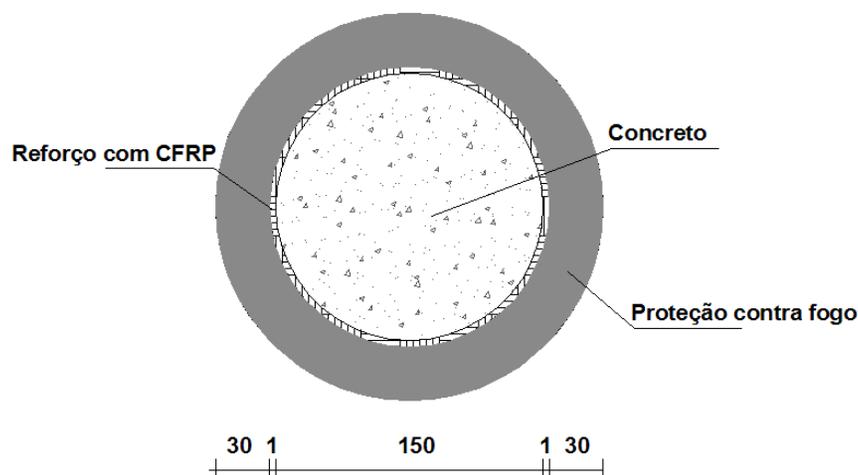


Figura 12.2 – Seção do corpo de prova com proteção contra fogo (dimensões em milímetros)

A espessura final do composto foi de 1 mm, levando em consideração 0,5 mm de espessura da fibra e 0,5 mm da matriz. Já a espessura da argamassa de proteção fornecida ao TCD foi de 3 cm. Esse valor foi adotado como média obtida na superfície do corpo de prova protegido, uma vez que, depois de aplicado, a espessura não se manteve constante.

Nas duas simulações, a temperatura inicial foi de 20°C e o tempo de exposição ao incêndio foi de 120 minutos. Esse tempo foi adotado tendo como referência a um TRRF referente a um edifício com altura superior a 30 metros.

12.2 Elemento Finito utilizado

O elemento utilizado foi o triangular, com 3 graus de liberdades.

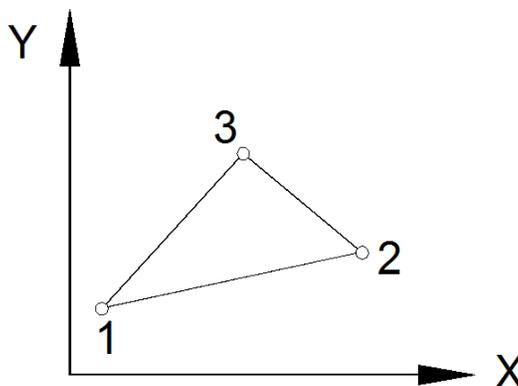


Figura 12.3 – Elemento Finito utilizado

As formulações utilizadas no TCD encontram se nos Anexos deste trabalho.

12.3 – Propriedades térmicas dos materiais utilizados na simulação

Propriedades térmicas de materiais compósitos ainda são muito escassas na literatura técnica. Valores encontrados não dizem respeito às temperaturas que se alcançam em um incêndio. Dessa maneira, devido à falta de uma descrição exata dessas propriedades, optou-se por utilizar os valores apresentados por BISBY *et al.* (2005), conforme Figura 12.4.

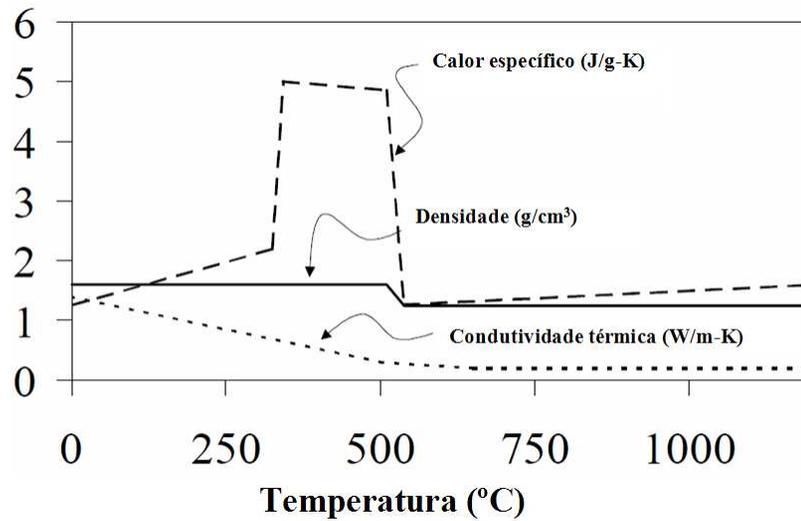


Figura 12.4 – Propriedades térmicas do CFRP utilizadas nas simulações [BISBY *et al.* (2005)]

Como não houve ensaios das propriedades térmicas dos concretos utilizados, optou-se por seguir as expressões apresentadas no EUROCODE 2 (prEN 1992-1-2:2004), limite inferior para concreto de densidade normal.

Tabela 12.1 – Calor específico do concreto (utilizado na simulação)

θ_c (°C)	C_a (J/kg°C)
20	900
99	900
100	2020
115	2020
200	980
400	1045
1200	968

Tabela 12.2 – Condutividade térmica do concreto (utilizada nas simulações)

θ_c (°C)	λ_c (W/m°C)
20	1,36
100	1,23
200	1,11
300	1,00
400	0,907
500	0,823
600	0,749
700	0,687
800	0,637
900	0,598
1000	0,57
1100	0,554
1200	0,549

Densidade do concreto 2400 kg/m³.

12.4 – Simulações

12.4.1 – Simulação da seção sem proteção contra fogo

12.4.1.1 – Geração da geometria e malha da seção sem proteção contra fogo

As Figuras 12.5 e 12.6 mostram a geometria e a malha gerada pelo software, na simulação do corpo de prova de 10 cm de diâmetro, sem proteção contra fogo.

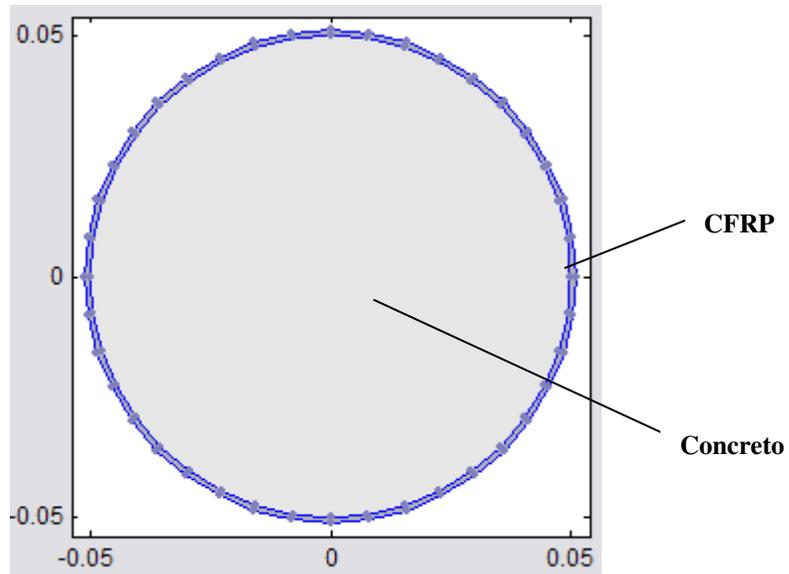


Figura 12.5 – Geometria gerada pelo TCD para a seção sem proteção

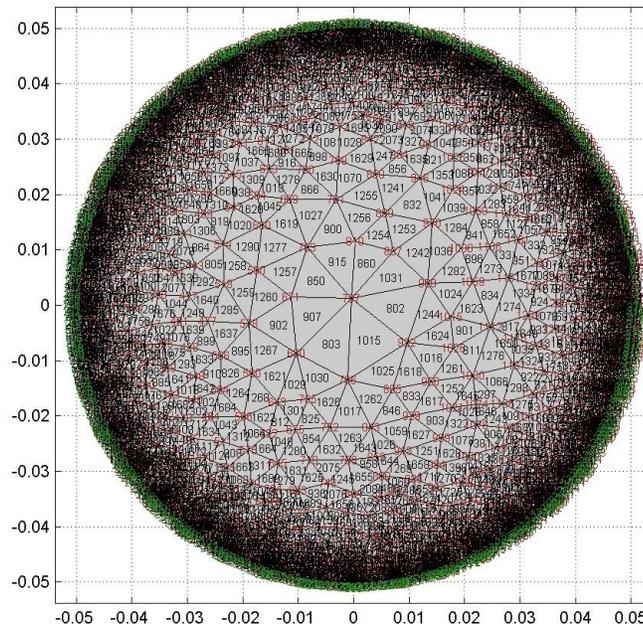


Figura 12.6 – Malha gerada para a seção sem proteção

Para esta modelagem sem proteção foram utilizados 1608 elementos.

12.4.1.2 – Resultados e discussões da simulação da seção sem proteção

A Figura 12.7 mostra a simulação da seção exposta à duas horas de incêndio – padrão.

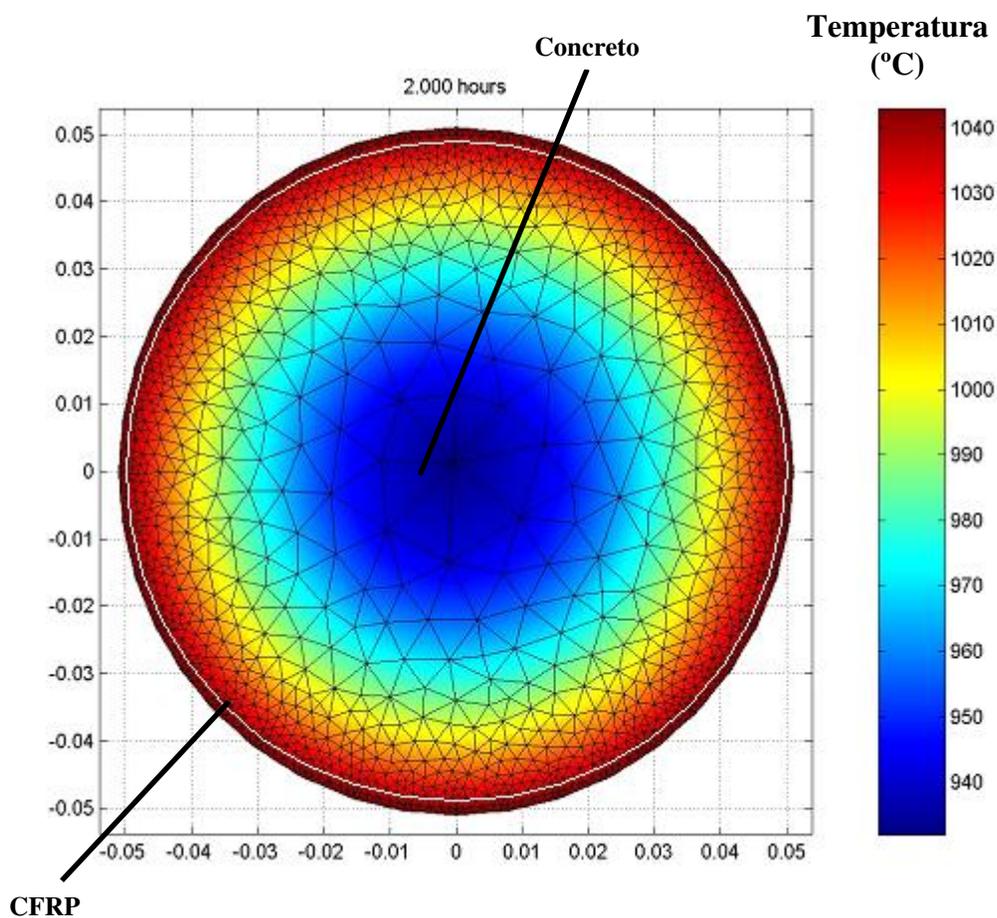


Figura 12.7 – Exposição à 2 horas de incêndio – padrão (sem proteção)

As informações do computador e do sistema operacional utilizados nesta simulação são:

Computador: Pentium(R) 4;

CPU: 3.00 GHz;

2GB de RAM

Sistema Operacional: Microsoft Windows XP (Professional);

O tempo de processamento foi de 1 minuto e 45 segundos.

As Figuras 12.8 a 12.10 apresentam as temperaturas na interface FRP/concreto, na superfície do FRP e núcleo do corpo de prova.

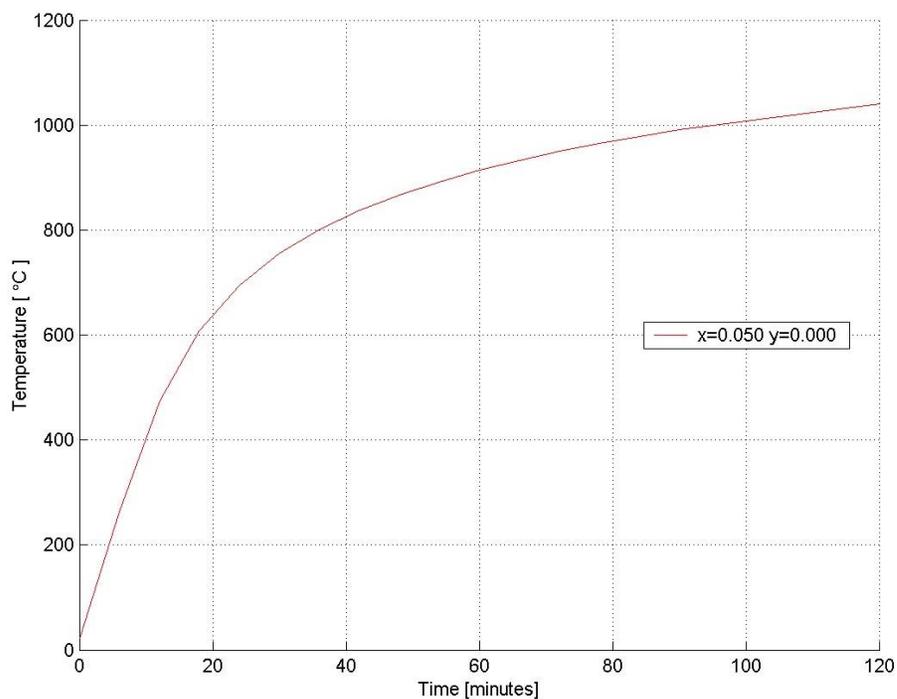


Figura 12.8 – Temperatura na interface FRP/concreto do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio – padrão (sem proteção) – 1050 °C.

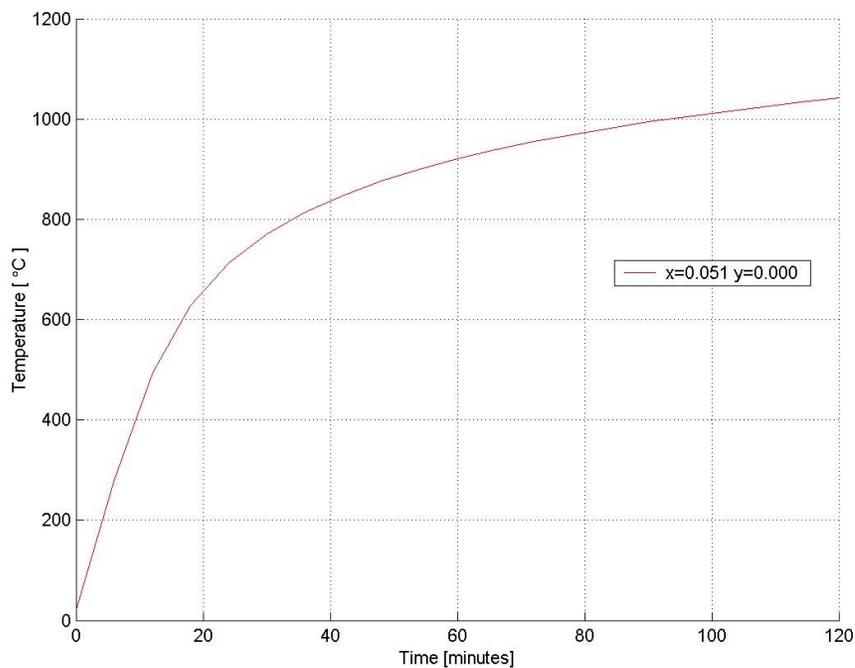


Figura 12.9 – Temperatura na superfície do FRP do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio – padrão (sem proteção) – 1050 °C.

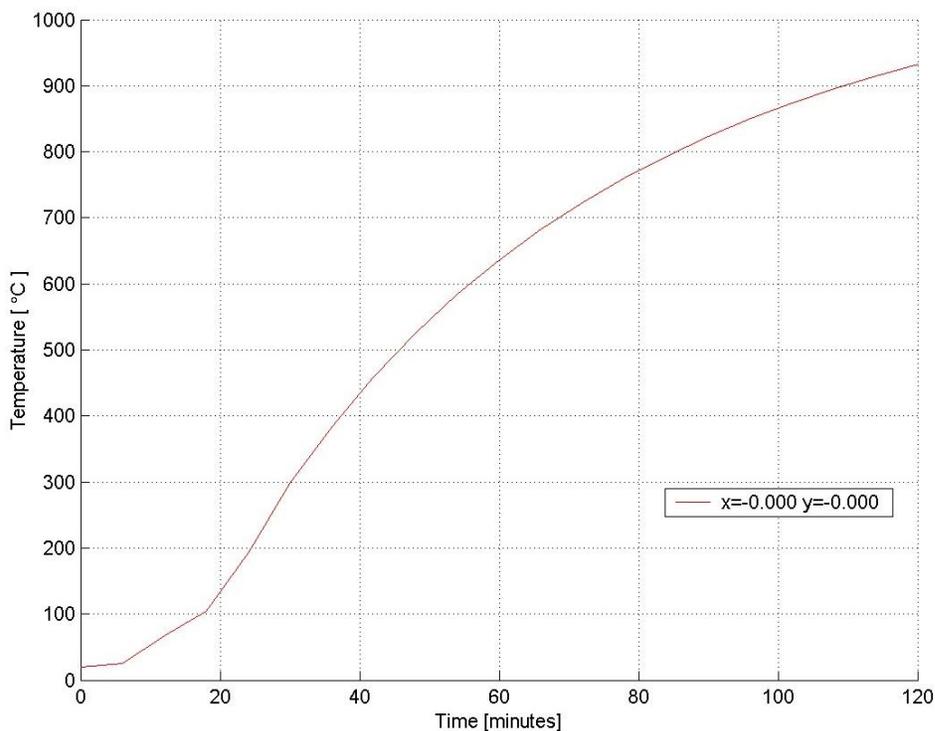


Figura 12.10 – Temperatura no núcleo do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio – padrão (sem proteção) – 1050 °C.

Com base nos resultados experimentais e com as curvas geradas através da simulação, apresenta-se na Figura 12.11 as temperaturas na superfície do FRP, simuladas e experimentais, temperatura na interface do FRP/concreto simulada pelo TCD e a curva ISO-834.

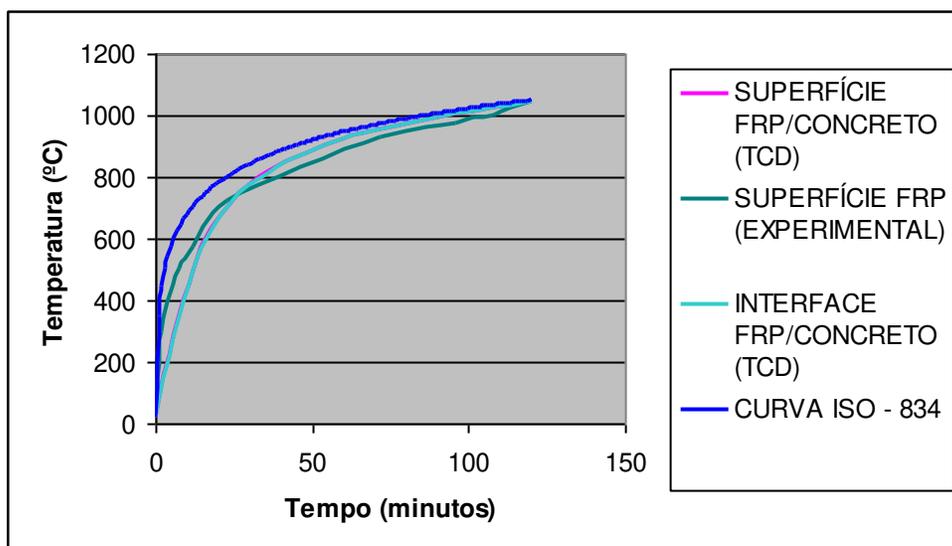


Figura 12.11 – Temperaturas Experimentais *versus* Simuladas

Na Figura 12.11 pode-se verificar que os resultados na superfície do FRP, simulados e experimentais ficaram bem próximos. O pequeno desvio entre as curvas pode estar associado às propriedades térmicas do compósito e do concreto, que foram adotadas na modelagem. Essas propriedades foram assumidas com base em valores disponíveis na literatura. Todavia, podem variar em função da espessura da camada de fibras, dos materiais constituintes da matriz, da densidade do compósito, do teor de umidade do concreto, etc. E são diferentes para cada caso.

12.4.2 – Simulação dos corpos de prova com proteção contra fogo

As propriedades térmicas da argamassa utilizada como proteção contra fogo são mostradas na Tabela 12.3.

Tabela 12.3: Calor específico, Condutividade térmica e densidade da Argamassa projetada Cafco 300

θ (°C)	Ca (J/kg°K)	λ_a (W/m°C)	D (kg/m ³)
20	900	0,078	310
1200 *	1400 *	0,3 *	310 *

* Valores assumidos por: KODUR, V.; DWAIKAT, M.; FIKE, R. (2009)

As propriedades térmicas do concreto e do compósito foram as mesmas adotadas na simulação anterior.

12.4.2.1 – Geração da geometria e malha da seção com proteção contra fogo

As Figuras 12.12 e 12.13 mostram a geometria e a malha gerada pelo software, na simulação do corpo de prova de 15 cm de diâmetro, com proteção contra fogo.

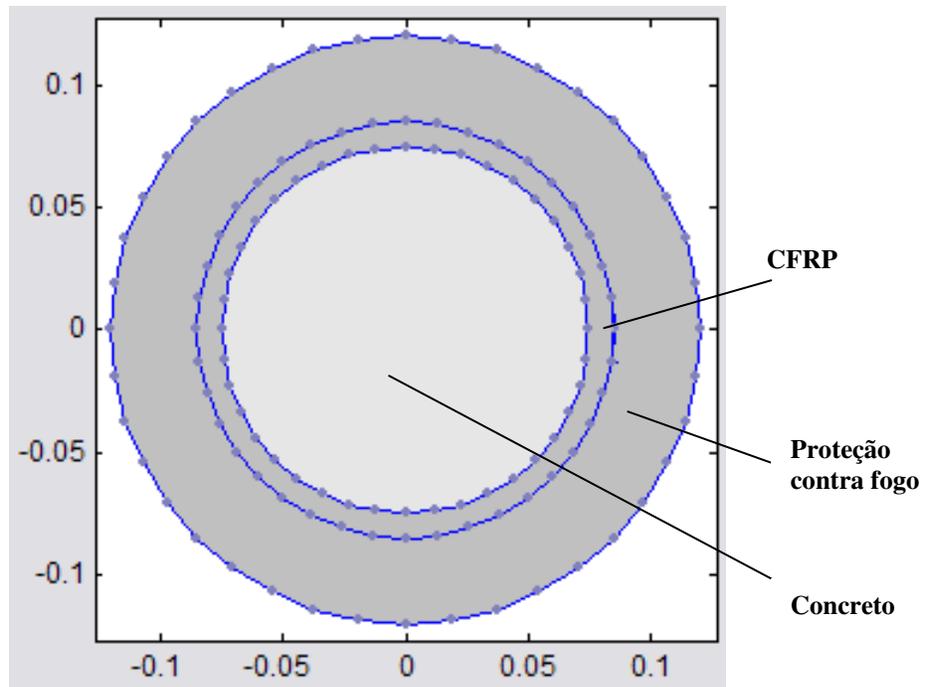


Figura 12.12 – Geometria gerada pelo TCD para a seção

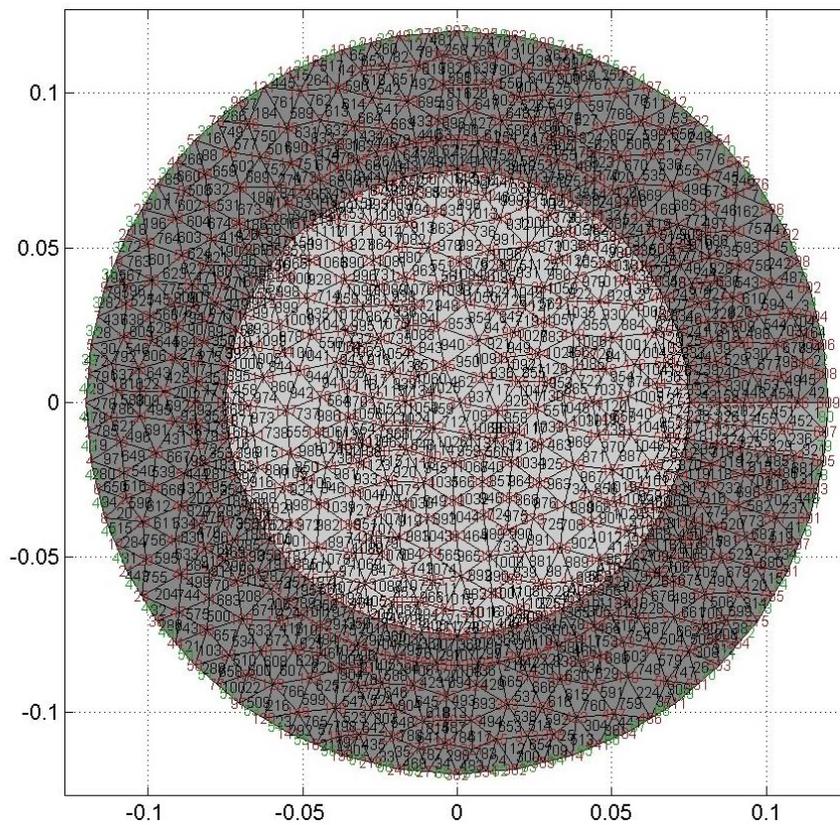


Figura 12.13 – Malha gerada para a seção com proteção

12.4.2.2 – Resultados e discussões da simulação da seção sem proteção

A Figura 12.14 mostra a simulação da seção exposta à duas horas de incêndio- padrão.

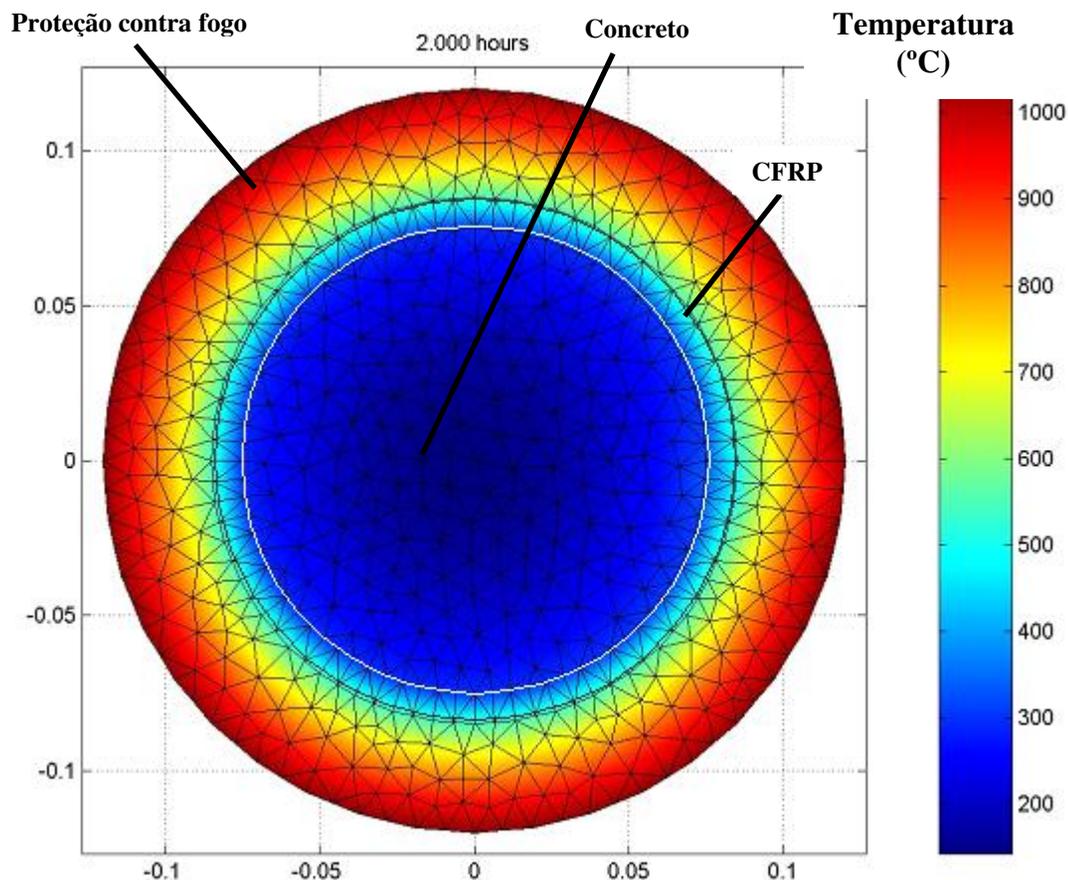


Figura 12.14 – Seção exposta à duas horas ao incêndio-padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.

As informações do computador e do sistema operacional utilizados nesta simulação são:

Computador: Pentium(R) 4;

CPU: 3.00 GHz;

2GB de RAM

Sistema Operacional: Microsoft Windows XP (Professional);

O tempo de processamento foi de 2 minutos e 25 segundos.

As Figuras 12.15 a 12.18 apresentam as temperaturas na interface FRP/concreto, na superfície do FRP e núcleo do corpo de prova.

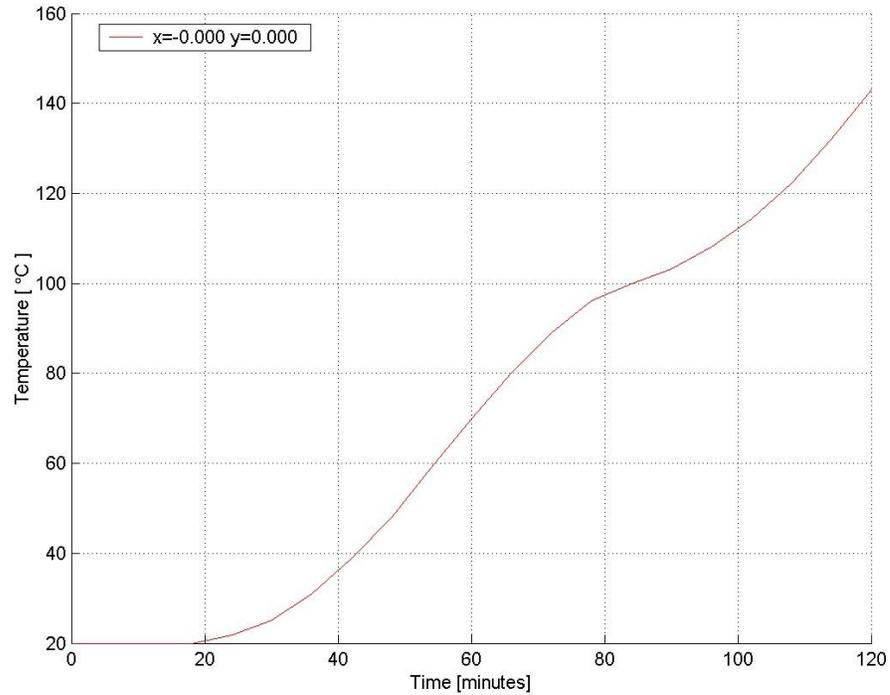


Figura 12.15 – Temperatura no núcleo do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio – padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.

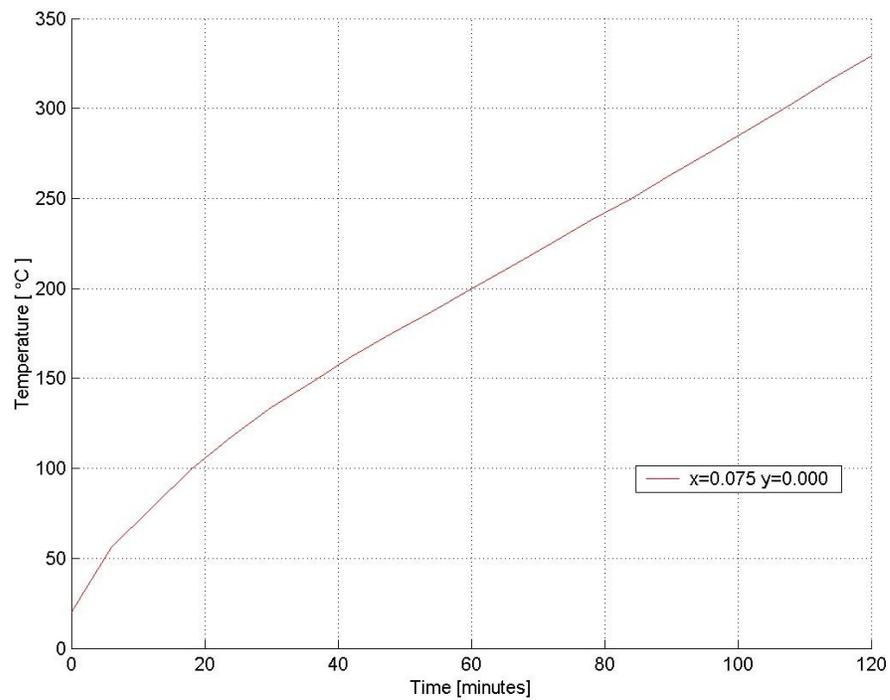


Figura 12.16 – Temperatura na interface FRP/concreto do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio-padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.

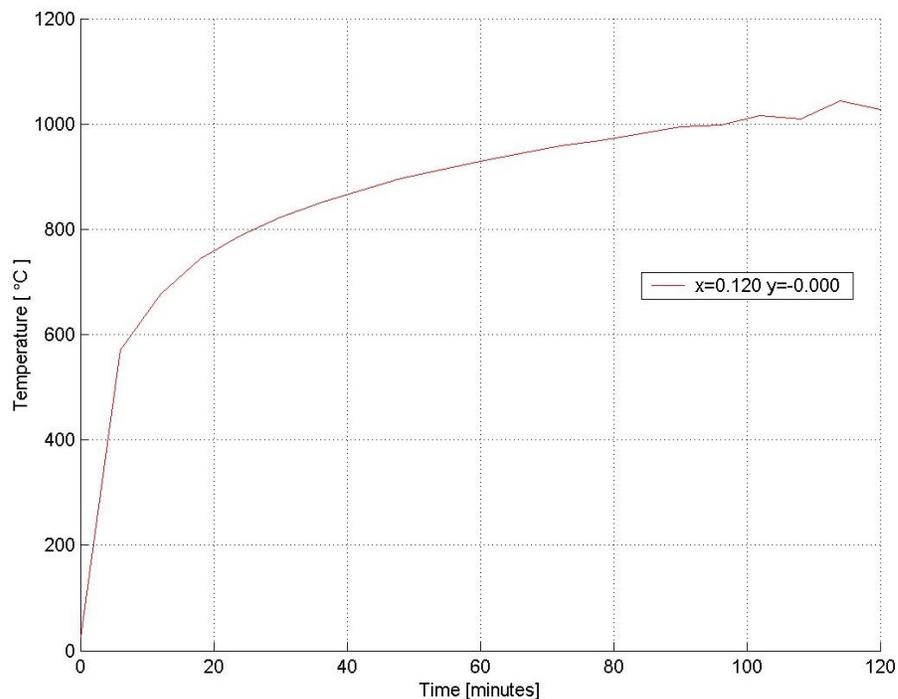


Figura 12.17 – Temperatura na superfície (proteção contra fogo) do corpo de prova exposto à duas horas ao incêndio - padrão (espessura da proteção 3 cm) – 1050 °C.

Semelhantemente ao caso anterior, com base nos resultados obtidos nos ensaios e com as curvas geradas através da simulação, apresenta-se na Figura 12.18 as temperaturas na simuladas e as experimentais.

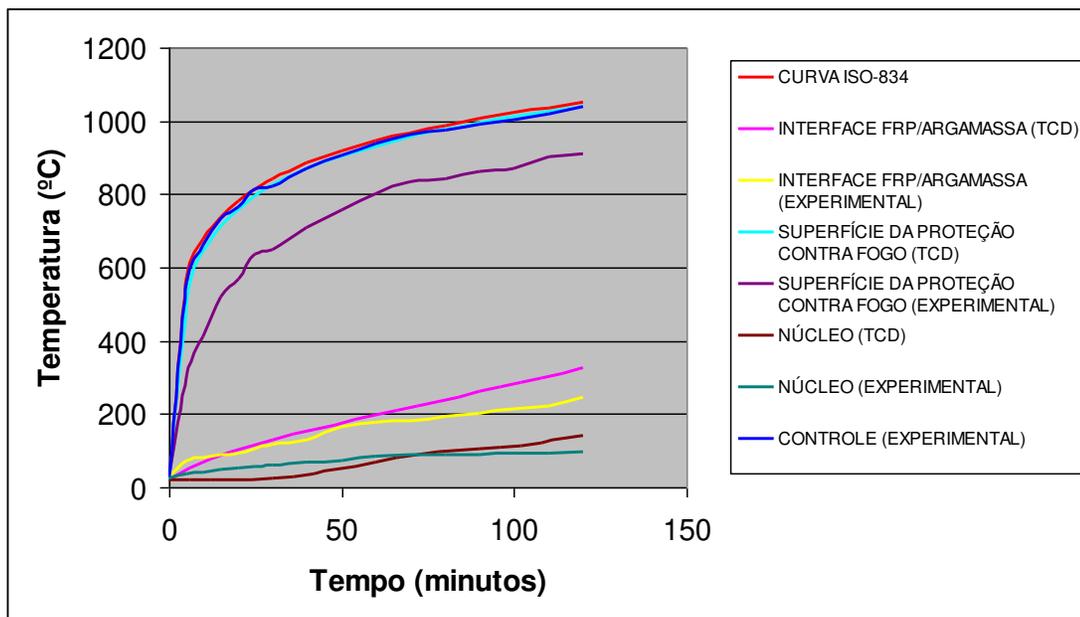


Figura 12.18 – Resultados *Simulados x Experimentais*

Na Figura 12.18 percebe-se que a curva de temperaturas registradas na interface FRP/Argamassa, geradas pelo TCD, estão ligeiramente maiores que as obtidas experimentalmente. Essa pequena discrepância possivelmente se deve ao fato da espessura da camada de proteção. Na simulação, a espessura foi de 3 cm, enquanto a real inicialmente seria 5 cm, todavia a espessura real não foi constante ao longo do perímetro e, por ser uma espessura superior, em alguns pontos possivelmente a temperatura se manteve um pouco mais baixa que a simulada. Além disso, devido à falta de informações precisas das propriedades térmicas da argamassa. Essas que foram assumidas como tendo variações lineares com a temperatura.

A curva que expressa a temperatura na interface do FRP/Argamassa, medida experimentalmente apresentou pequenas oscilações, quando comparada com a curva simulada. Segundo CHOWDHURY *et al.* (2007), esse comportamento é devido a pequenas ignições que ocorrem na resina e que não são simuladas nos modelos computacionais. Algumas dessas ignições foram observadas durante os ensaios, como mostra a Figura 12.19.



Figura 12.19 – Pequena ignição na matriz do compósito

No núcleo do corpo de prova, a temperatura experimental foi sucintamente maior que a simulada. O motivo do comportamento foi que no início do ensaio a temperatura era de 26 °C, enquanto a simulação iniciou-se a 20°C. Além disso, a curva experimental se mantém quase constante durante todo o ensaio, possivelmente resultante da umidade presente no concreto. Mesmo com pequenas diferenças, pode ser observado tanto no experimental, quanto na simulada, as baixas temperaturas registradas no núcleo do corpo de prova, mostrando a baixa condutividade térmica do concreto.

12.5 – Considerações gerais sobre as simulações

De maneira geral as simulações ficaram próximas dos resultados obtidos experimentalmente. Pequenas variações certamente estão associadas às propriedades térmicas adotadas e o teor de umidade presente no concreto que contribui para a geração de pressões internas entre os poros do concreto e é muito difícil de ser simulada. Aspectos dessa natureza foram apontados por alguns pesquisadores (GAMAGE *et al.* (2005), BISBY *et al.* (2005) e CHOWDHURY *et al.* (2007)) que realizaram implementações computacionais sobre o comportamento de elementos estruturais reforçados com FRP em situações de incêndio.

13 – CONCLUSÃO

Sistemas de reforço estrutural baseados em materiais compósitos representam uma grande alternativa na reabilitação e reforço de estruturas. São materiais de alta resistência, não corrosivos e não geram incrementos de cargas nas estruturas. Entretanto, sobre o comportamento desses materiais frente ao fogo, poucas pesquisas foram feitas até a presente data.

Diferente do que ocorre em campo internacional, no Brasil nada ainda foi feito no sentido de avaliação experimental do efeito do fogo nas estruturas reforçadas com FRP. Materiais de proteção contra fogo, aplicados em elementos de concreto reforçados com FRP ainda não tiveram eficiência comprovada em laboratórios de pesquisa nacionais.

As referências internacionais reunidas neste trabalho indicaram que a resistência de elementos estruturais reforçados com compósitos pode ser garantida durante a exposição a um incêndio, se e somente se, a temperatura na interface matriz/concreto for mantida abaixo de uma “temperatura crítica” e que o valor desta temperatura crítica é dependente de variáveis intrínsecas ao comportamento individual de cada material constituinte do compósito (fibra e resina) e, da mesma forma, do comportamento conjunto elemento/FRP, sob elevadas temperaturas.

Alguns trabalhos técnicos apontam esta temperatura como sendo a temperatura de transição vítrea do polímero (T_g), algo em torno de $100\text{ }^\circ\text{C}$. Avaliações experimentais realizadas neste trabalho, com corpos de prova de concreto, mostraram que para sistemas FRP utilizados no reforço de estruturas de concreto, sem nenhuma proteção contra fogo, a máxima temperatura de exposição na qual o sistema pode ser utilizado com segurança é $350\text{ }^\circ\text{C}$.

Nesta temperatura de exposição ao incêndio-padrão a matriz (resina) alcança a temperatura de transição vítrea, o compósito não oferece mais confinamento ao sistema e, assim, a resistência se iguala àquela que o elemento estrutural teria, sem o reforço.

Considerando que uma temperatura de 350°C equivale a apenas um minuto de exposição ao incêndio-padrão, concluiu-se que o emprego de sistemas de proteção contra fogo para esses elementos reforçados é inevitável.

No caso de elementos reforçados desprotegidos, esse mesmo levantamento bibliográfico inicial indicou que, em situação de incêndio, o acréscimo de resistência promovido pelo reforço com FRP deve ser desprezado.

Na linha enfatizada no parágrafo anterior, justifica-se a recomendação dos códigos de dimensionamento americano e canadense que estabelecem limites de incrementos de resistências proporcionados pelo reforço. Esses códigos sugerem que para proteger contra a perda súbita e completa da eficácia do FRP, a carga de serviço da estrutura reforçada não deve exceder a resistência final projeto do elemento estrutural pré-existente (antes do reforço). Essas medidas são fatores de proteção contra eventuais aplicações incorretas do material, práticas de vandalismo e, sobretudo para exposições ao fogo.

Considerando coeficientes de segurança e de minoração das resistências em situação de incêndio, a recomendação indicada no parágrafo anterior limita o incremento de resistência proporcionado pelo FRP a algo em torno de 30% a 50%, dependendo das características físicas e mecânicas do FRP empregado.

Atualmente na comunidade técnica, alguns autores vêm enfatizando que sistemas de isolamento térmico garantem tempos de exposições superiores àqueles obtidos sem nenhuma proteção para elementos estruturais reforçados com FRP.

Neste trabalho foi avaliada, em laboratório, a eficiência de materiais de proteção térmica usuais na indústria do aço: tinta intumescente e argamassa projetada.

Os ensaios realizados no decorrer deste trabalho indicaram que a proteção térmica ao FRP através de tinta intumescente é ineficiente.

Ocorre que o procedimento de proteção da tinta consiste no aumento súbito de volume (intumescimento) à partir de uma determinada temperatura de exposição ao fogo. Os resultados deste trabalho indicaram que essa temperatura de intumescimento é superior aquela de perda de eficiência do reforço com FRP. Quando a tinta inicia o processo de proteção do elemento, a matriz já se desprende do concreto e anulou o reforço proporcionado.

Por outro lado, nas amostras reforçadas com FRP e protegidas com argamassa projetada foi verificado, neste trabalho, relativa eficiência na proteção em situação de incêndio.

As temperaturas observadas de perda de eficiência do reforço, em situação de incêndio, para corpos de prova de concreto reforçados com FRP e protegidos com argamassa projetada foram superiores às constatadas para o mesmo corpo de prova, protegido com tinta intumescente. Entretanto, nesses mesmos ensaios, foi constatado que esses tempos de resistência ao fogo são, ainda, muito pequenos, quando comparados aos TRRFs usuais.

Outro fenômeno observado, e não relatado em trabalhos internacionais similares ao desta pesquisa, foi a explosão do corpo de prova em torno de duas horas de exposição ao fogo. Algo similar ao fenômeno do “*spalling*” do concreto de alta resistência em situação de incêndio é passível de ocorrência. Por duas vezes o fenômeno pode ser observado. A primeira no interior do forno, sem grandes inconvenientes e, a segunda, durante o procedimento de ruptura à quente do corpo de prova de concreto.

Na segunda ocorrência, pedaços de concreto foram lançados por todo o laboratório e, por sorte mesmo, nenhum funcionário ou pesquisador foi ferido. Este fato ocasionou a interrupção dos trabalhos de avaliação da eficiência de materiais de proteção contra fogo do FRP no Laboratório. Por medida de segurança os trabalhos só terão continuidade quando forem avaliados sistemas de proteção aos equipamentos e aos usuários.

Outro comportamento observado durante os ensaios em laboratório deste trabalho, e pouco relatado em trabalhos similares sobre o assunto, foi a recuperação de parte da eficiência do reforço, perdida durante o fogo, após o resfriamento. Esse fenômeno deve ser melhor estudado em trabalhos futuros sobre o assunto.

Sobre a simulação computacional realizada, esta poderia representar melhor o comportamento físico do sistema, caso as propriedades térmicas dos FRP e dos materiais de proteção fossem melhor conhecidas. O levantamento bibliográfico mostrou estudos sobre o levantamento de propriedades térmicas e mecânicas desses sistemas, com o aumento da temperatura, ainda são bastante escassos na literatura técnica. Dessa maneira, estudos devem ser conduzidos nesse sentido para um melhor entendimento desses materiais antes que simulações numéricas eficazes sejam conduzidas.

Por fim, ressalta-se que essa pesquisa introduziu o estado da arte dos sistemas de reforços estruturais fundamentados em FRP, quando expostos ao fogo. Os resultados aqui apresentados podem fornecer subsídios para testes em elementos estruturais de grande escala, tanto experimentais como numéricos. Além disso, pode contribuir para o desenvolvimento de uma discussão para uma futura normalização sobre requisitos de projeto e proteção de estruturas reforçadas com materiais compósitos frente ao fogo. Requisitos esses que não são mencionados nos códigos de dimensionamento da atualidade.

Durante todo o levantamento bibliográfico, ficou claro que o cenário final é o mesmo abordado pelos autores, de que é muito difícil fazer generalizações devido à complexidade que envolve o comportamento dos materiais compósitos frente ao fogo e, portanto, muito ainda tem que ser feito nesta linha de pesquisa antes que procedimentos de projeto sejam especificados ao meio técnico nacional. Neste trabalho, uma contribuição neste sentido foi efetivada.

E por fim, vale ressaltar o que foi observado neste trabalho e confirmado por vários trabalhos internacionais sobre o tema: de que em temperatura ambiente, o reforço com materiais compósitos é muito eficiente, mas quando exposto ao fogo se mostra ineficaz, mesmo dotado de

um sistema de proteção contra fogo usual às estruturas de aço. Essa ineficiência é governada tipicamente pela matriz do polímero. Assim, trabalhos posteriores devem avaliar novos materiais de proteção, específicos às características físicas e mecânicas inerentes ao material FRP em situação de incêndio.

PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido ao significativo incremento do emprego de materiais compósitos em reforço de estruturas concreto, uma compreensão do comportamento desses sistemas em situações de incêndio se faz necessária.

Este trabalho lançou as bases para o entendimento desse comportamento. No sentido de fornecer maiores informações técnicas e científicas sobre o tema, as seguintes propostas de trabalhos são apresentadas:

- ✓ Testes em elementos estruturais como pilares, vigas e lajes com o objetivo de fornecer informações em escala real do fenômeno;
- ✓ Avaliação da resistência residual de elementos de concreto reforçados com FRP após exposição ao fogo;
- ✓ Estudos sobre as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais FRP em altas temperaturas;
- ✓ Ensaio com outros materiais de proteção ao fogo ou com associações desses materiais, analisando o efeito da compartimentação e utilizando outras curvas parametrizadas (de aquecimento);
- ✓ Análises numéricas e computacionais sobre o comportamento estruturas reforçadas com compósitos, em situações de incêndio; e
- ✓ Avaliação do eventual “*spalling*” da camada de argamassa projetada de elementos estruturais em concreto reforçados com FRP e protegidos contra incêndio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALNAHHAL, W.I.; CHIEWANICHAKORN, M.; AREF, J.A.; ALAMPALLI, S. **Temporal Thermal Behaviour and damage Simulations of FRP Deck**. Journal of Bridge Engineering, ASCE. Vol.11, No. 4, p. 452 – 465, 2006.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-08**. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Committee 440. p76. Detroit, USA, 2006.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Effects of defects in composite materials: a symposium sponsored by ASTM Committees D-30 on High Modulus Fibers and Their Composites and E-9 on Fatigue, San Francisco, Calif., 13-14 Dec. 1982** . ASTM International, 1984.

ANDRADE, C.C. **Proteção Térmica em Elementos Estruturais de Aço**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2010

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro. 1999.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733:** Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5737:** Cimento Portland Resistente a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211:** Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45:** Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9776:** Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248:** Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:** Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão – deformação. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67:** Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

AZZI, V.D.; TSAI, S.W. **Anisotropic Strength of Composites.** *In:* Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, v. 22, n. 2, p. 283- 288, 1965.

BECQUE, J. **Analytical modeling of concrete columns confined by FRP**. Dissertação (Mestrado). University of Manitoba. Winnipeg, 2000.

BISBY, L.A.; GREEN, M.F.; KODUR, V.K.R. **Response to fire of concrete structures that incorporate FRP**. *New Materials in Construction*, v. 7, p. 136 – 149. John Wiley & Sons, New York, 2005.

CAFCO INTERNATIONAL. **Passive Fire Protection**. 2011.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado). Escola de Politécnica da Universidade do Estado de São Paulo. São Paulo, 2002.

CHOWDHURY, E.U.; EEDSON, R.; BISBY, L.A.; GREEN, M.F. **Mechanical Characterization of Fibre Reinforced Polymers for Numerical Fire Endurance Modelling**. *In: Proceedings of the Fifth International Conference on Structures in Fire (SiF'08)*. May 28 - 30, Singapore, 2008.

CHOWDHURY, E.U.; BISBY, L.A.; GREEN, M.F.; KODUR, V.K.R. **Investigation of insulated FRP-wrapped reinforced concrete columns in fire**. *Fire Safety Journal*, v. 42, p. 452–460, 2007.

CLEARY, D.D.; CASSINO, C.D.; TORTORICE, R.; NEWELL, J.A.; TYERS, B. **Effect of Elevated Temperature on a Fiber Composite used to Strengthen Concrete Columns**. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, v. 22, n. 10, p. 881- 896, 2003.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. Núcleo de Pesquisa em Tecnologia da Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo (NUTAU). São Paulo, 2002.

COSTA, C.N.; ONO, R.; SILVA, V.P. **A importância da compartimentação e suas implicações no dimensionamento das estruturas de concreto para situação de incêndio.** *In:* 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife: IBRACON, 2005.

CUGNET, D.; HAUVILLER, C.; KUIJPER, A.; PARMA, V.; VANDONI, G. **Thermal Conductivity of Structural Glass/Fiber Epoxy Composite as A Function of Fiber Orientation.** *In:* 19th International Cryogenic Engineering Conference (ICEC 19), Grenoble, France, 2002.

CUOGHI, R.S. **Aspectos de análise de riscos das estruturas de concreto em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado). Escola de Politécnica da Universidade do Estado de São Paulo. São Paulo, 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design.** EN 1992-1-2. Brussels: CEN, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB. **Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance.** Bulletin 1, v.1, p.35-37, p.206-212, 1999.

FORTES, A.S.; PADARATZJ, I.J.; BARROS, A.O.; FREIRE, I.F. **Eficiência do reforço de CFRP em estruturas de concreto sob efeito térmico.** V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, (2003).

FOSTER, S.K.; BISBY, L.A. **High Temperature Residual Properties of Externally-Bonded FRP Systems.** *In:* 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7). p. 1235 – 1252. Kansas City, Missouri, 2005.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** São Paulo, Ed. Pini, 1995.

GAMAGE, J.C.P.H.; WONG, M.B.; AL-MAHAIDI, R. **Performance of CFRP Strengthened Concrete Members under Elevated Temperatures.** Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures, Hong Kong, China, 2005.

GAMINO, A.L. **Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP.** Tese (Doutorado). Escola de Politécnica da Universidade do Estado de São Paulo. São Paulo, 2007.

GIBSON, R.F. **Principles of composite material mechanics.** McGraw-Hill, 1994.

HWAN, B.S.; MIN, K.S.; SOO, J.P. **Thermal conductivity and mechanical properties of various cross-section types carbon fiber-reinforced composites.** Journal of Materials Science, v. 37, p. 1881 - 1885, 2002.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834:** Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction - Part 1: General Requirements - International Standard, Genève, 1999.

JI, G.; LI, G.; LI, X.; PANG, S.S., JONES, R. **Experimental study of FRP tube encased concrete cylinders exposed to fire.** Composite Structures, v. 85, p. 149 - 154, Elsevier Science Lta., 2008.

KODUR, V.K.R.; BAINGO, D. **Fire Resistance of FRP Reinforced Concrete Slabs.** Internal Report N. 758. Institute for Research in Construction (IRC), Canadá, 1998.

KODUR, V.K.R.; BISBY, L.A.; FOO, S. **Thermal Behaviour Fire-Exposed Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars.** ACI Materials Journal, vol. 102, n.6, p. 799-807, Farmington Hills, Michigan, 2005.

KODUR, V.K.R.; AHMED, A.; DWAIKAT, M. **Modeling the Fire Performance of FRP-strengthened Reinforced Concrete Beams.** COMPOSITES & POLYCON, January, 2009.

KODUR, V.K.R.; BISBYB, L.A.; GREEN, M.G. **Experimental evaluation of the fire behaviour of insulated fibre-reinforced-polymer-strengthened reinforced concrete columns.** Fire Safety Journal, v.41, p. 547–557, 2006.

KODUR, V.K.R.; BISBY, L. A.; WILLIAMS, B. K.; GREEN, M. F.; CHOWDHURY, E. **Fire Performance of FRP Systems for Infrastructure: A State-of-the-Art Report.** Research Report 179. Queen's University, Kingston and National Research Council, Ottawa, Canadá, p.65, 2005.

LANDI, F.R. **A Ação do fogo sobre as estruturas metálicas.** São Paulo, EPUSP (BT-01B/86), 1986.

LIMA, R.C.A. **Investigação dos efeitos de temperaturas elevadas em reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2001.

LIMA, R.C.A.; KIRCHHOF, L.D.; CASONATO, C.A.; SILVA FILHO, L.C.P. **Efeito de altas temperaturas no concreto.** In: II Seminário de Patologia das Edificações “Novos Materiais e Tecnologias Emergentes”. Porto Alegre, RS. Novembro de 2004.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; e PARK, R. **Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete.** Journal of Structural Engineering, v. 114, n. 8, p. 1804 -1825, Ago., 1988.

MARTINS, F.R. **Uma contribuição à usinagem do compósito carbono reforçado com fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Campinas, 2000.

MARTINS, M. M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2000.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MELLO, A.L.N. **Análise experimental da vida em fadiga de trincas propagadas em placas de alumínio reparadas com material compósito**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ. Rio de Janeiro, 2005.

MENDES, C.L. **Estudo teórico sobre perfis formados a frio em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade do Estado de São Paulo. São Carlos, 2004.

MENDES, C.L.; MUNAIAR NETO, J.; MALITE, M. **Revestimentos térmicos em perfis de aço formados a frio no contexto do projeto estrutural em situação de incêndio**. Revista Minerva, v. 3, n. 1, p. 69-81, São Carlos, 2006.

MIYAUCHI, K.; NISHIBAYASHI, S.; INOUE, S. **Estimation of Strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column**. *In*: Third International Symposium, v. 1, p. 217-225. Japan Concrete Institute, Tokio, 1997.

MOHAMED SAAFI. **Effect of fire on FRP reinforced concrete members**. Magazine of Concrete Research, v. 59, n.4, p.245-255. May, 2002.

MOURITZ, A.P.; GIBSON, A.G. **Fire Properties of Polymer Composite Materials**. Springer, p.394, Dordrecht, 2006.

MUTNURI, B. **Thermal Conductivity Characterization of Composite Materials**. Dissertação (Mestrado). College of Engineering and Mineral Resources at West Virginia University, Morgantown, West Virginia, 2006.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Trad. de Salvador E. Giammusso. 2.ed. São Paulo. Pini, 1997.

NIGRO, E.; CEFARELLI, G.; BILOTTA, A.; MANFREDI, G.; COSENZA, E. **Fire Resistance of Concrete Slabs Reinforced with FRP Bars: Experimental Investigations.** *In: 9th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures.* 13 – 15 July, Sydney, Austrália, 2009.

NURNBERG, R.; MASCIA, N.T. **Sobre sistemas compósitos em camadas. Aplicação para casos de reforços de estruturas de madeira.** Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Maio, p. 3003-3312, Campinas, 2006.

OHLEMILLER, T.J.; SHIELDS, J.R. **Effect of Surface Coatings on Fire Growth Over Composite Materials in a Corner Configuration.** *Fire Safety Journal*, v. 32, p. 173-193, Elsevier Science Lta 1999.

OLIVEIRA JR., S.C. **Estudo numérico-experimental de dutos metal-compósito sob carregamento de pressão hidrostática.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

OTTOSEN, N.S. **A Failure Criterion for Concrete.** *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, v. 103, EM4, p. 527-535, August, 1977.

PANNONI, F.D. **Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio.** 1^a ed. v. 2. (2002). Disponível em <<http://usuarios.upf.br/~zacarias/protecao.pdf> > Acesso em novembro de 2008.

PANNONI, F.D. **Proteção de estruturas metálicas frente ao fogo.** São Paulo: Gerdau Açominas S.A., (2002). disponível em <www.acominas.com.br/perfis/pdfs/protecao_fogo.pdf > Acesso em novembro de 2008.

PAVLÍK, J.; PODĚBRADSKÁ, J.; TOMAN, J.; ČERNÝ, R. **Thermal Properties of Carbon- and Glass Fiber Reinforced Cement Composites in High Temperature Range in a**

Comparison with Mortar and Concrete. *In:* Thermophysics 2002. Constantine the Philosopher University in Nitra, p. 47-52, Nitra, 2003.

PIERIN, I.; SILVA, V.P. **Análise térmica de laje alveolar protendida em situação de incêndio.** *In:* 51º Congresso Brasileiro do Concreto. Curitiba: IBRACON, 2009.

RAMOS, R. F. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado sob Ação Centrada com Resistência do Concreto de 25 MPa.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade do Estado de São Paulo. São Carlos, 2001.

REGOBELLO, R. **Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade do Estado de São Paulo. São Carlos, 2007.

RIGAZZO, A.O. **Reforço em pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Campinas, 2003.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M.R.; e Li, M. W. **Strengthening and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Straps.** ACI Structural Journal, v. 91, n. 4, p. 434-447, Jul-Ago, 1994.

SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S.R. **Strength and ductility of confined concrete.** ASCE Journal of Structural Engineering, v.118, n.6, p.1590-1607. June, 1992.

SAATCIOGLU, M., RAZVI, S.R. **Confinement Model for High-Strength Concrete.** Journal of Structural Engineering, New York, v.125, n.3, p.281-289. Mar., 1999.

SAMAAN, M.; MIRIRAN, A. E SHAHAWY, M. **Model of concrete confine by fiber composites.** Journal of Structural Engineering, v. 124, n. 9, p. 1025 -1031, Set., 1998.

SAN MARTIN, A.P.; COSTA, A.C.; NASCIMENTO, C.E. **Incêndios nas edificações**. PORTO ALEGRE. Notas de aula - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.

SANTOS, E.W.F. **Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

SEITO, A.I. *et al.* **A Segurança contra incêndio no Brasil**. Editora Projeto. São Paulo, 2008.

SILVA, V.P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. Zigurate Editora, 256p. São Paulo, 2001.

SILVA, A.S. **Comportamento de pilares curtos confinados por compósitos de fibras de vidro e carbono**. Dissertação (Mestrado). Escola de Politécnica da Universidade do Estado de São Paulo. São Paulo, 2002.

SORATHIA, U.; BECK, C. **Fire-Screening Results of Polymers and Composites**. Improved Fire- and Smoke- Resistant Materials for Commercial Aircraft Interiors, NATIONAL ACADEMY PRESS, Washington, D.C. 1995. Disponível em: <<http://www.nap.edu/catalog/4970.html>> Acesso em fevereiro de 2010.

SORATHIA, U.; OHLEMILLER, T. **A Review of Fire Test Methods and Criteria for Composites**. Sampe Journal, v. 33, n.4, p. 23 – 31, 1997.

SOUZA, A.A.A. **Influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto submetido ao fogo**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Campinas, 2005

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. Editora PINI, São Paulo, 1998.

SUDANO, A.L. **Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibra de carbono)**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade do Estado de São Paulo. São Carlos, 2005.

TCD 5.0. **User's manual**, 2007.

TSAI, S. W.; AZZI, V. D. **Strength of Laminated Composite Materials**. American Institute of Aeronautics and Astronautics, v. 4, n. 2, p. 296-301, 1966.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. **Resistência ao fogo das estruturas de aço**. Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS / Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA. Rio de Janeiro, 2003.

VAZ, N.L.F.; AGUIAR, J.L.B.; CAMÔES, A. **Influência da Temperatura no Comportamento de Elementos de Betão Armado Reforçados à Flexão com Laminados de CFRP**. Engenharia Civil UM (Braga), v. 24, p. 45-54. Guimarães / Portugal, 2005.

WILLIAMS, B.; BISBY, L.; KODUR, V.K.R.; GREEN, M.; CHOWDHURY, E. **Fire insulation schemes for FRP-strengthened concrete slabs**. Composite Part A, p. 1151 - 1160, Elsevier Science Lta., 2006.

YOUNG JR., J.D. **Effect of elevated temperature and fire on structural elements retrofitted by carbon fiber**. Dissertação (Mestrado). Florida Atlantic University. Boca Raton, Florida, 2006.

YU, Z.; ZHOU, A. **Modeling of composite panels under fire and compression**. In: Proceedings of the Composites and Polycon 2009 Conference, Tampa, Florida, January 15-17, 2009.

ZHANG, H. **Fire-Safe Polymers and Polymer Composites**. U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration - Final Reporter. Washington, DC, 2004. Disponível em <<http://www.tc.faa.gov/its/worldpac/techrpt/ar04-11.pdf>> Acesso em janeiro de 2010.

SITES

www.tintascalamar.com.br/produtos.htm (Acesso em março de 2011)

www.pcf.com.br/PCF_Solucoes/Artigos.html (Acesso em outubro de 2011)

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 638M – 93** – Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics (Metric). ASTM, USA, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 3039/D 3039M – 95a** – Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials . ASTM, USA, 1995.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. **High-strength concrete columns confined by rectangular ties**. Journal of structural engineering, ASCE, v.120, n.3, p.783-804, mar., 1994.

FAGLIONI, A.F. **Análise não-linear física de vigas de concreto armado utilizando o elemento finito prismático regular linear associado ao de barra**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual Paulista – UNESP. Ilha Solteira, 2006.

GOSAIN, N. **Effects of fire on Concrete**. Concrete International, v. 28, n.4, p. 67-71, April. Farmington Hills, Michigan, 2006.

GREEN, M.F.; BÉNICHOU, N. ; K O D U R, V . K. R.; B I S B Y, L. A. **Design guidelines for fire resistance of FRP-strengthened concrete structures**. NRCC-48707 Institute for Research in Construction (IRC), Canadá, 2007.

JENDELE, L.; CERVENKA, J.; SOUMA, V.; PUKL, R. **On the choice between discrete or smeared approach in practical structural Finite Element analyses of concrete structures**. Disponível em <<http://www.cervenka.cz/web/printarticle.asp?id=56>> Acesso em setembro de 2009.

KODUR, V.K.R.; DWAIKAT, M.; FIKE, R. **High – Temperature Properties of Steel for Fire Resistance Modeling of Structures**. Journal of Materials in Civil Engineering – ASCE, 2009.

MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P.A.G.; VAZ, M.A.P.; VILA REAL, P.M.M. **Ensaio de Resistência ao Fogo de Vigas em Aço Protegidas com Tinta Intumescente**. Revista Mecânica Experimental, n.12, p. 129-137, Lisboa, Pt.,2006.

MIRMIRAN, A. e SHAHAWY, M. **Behaviour of Concrete Columns Confined By Fiber Composites**. Journal of Structural Engineering, v. 123, n. 5, p. 583 -590, May., 1997.

MOREIRA, P.C. **Resistência à compressão do concreto confinado**. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

TAKEUTI, A.R. **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade do Estado de São Paulo. São Carlos, 1999.

ANEXOS

MODELO MATEMÁTICO UTILIZADO PELO TCD

Apresenta nesta seção o tratamento matemático utilizado pelo TCD.

A.1 Fluxo de calor

O fluxo de calor bidimensional é descrito pelo vetor q .

$$q = \begin{pmatrix} q_x \\ q_y \end{pmatrix} \quad (\text{J/m}^2\text{s}) \quad (\text{A.1})$$

O contorno é caracterizado pelo vetor unitário n , normal e dirigida para o exterior:

$$n = \begin{pmatrix} n_x \\ n_y \end{pmatrix} \quad |n| = 1 \quad (\text{A.2})$$

A quantidade total de calor (q^T) que passa através de uma unidade de área no contorno, por unidade de tempo é o fluxo total de calor (q_n).

$$q_n = q^T \cdot n \quad (\text{A.3})$$

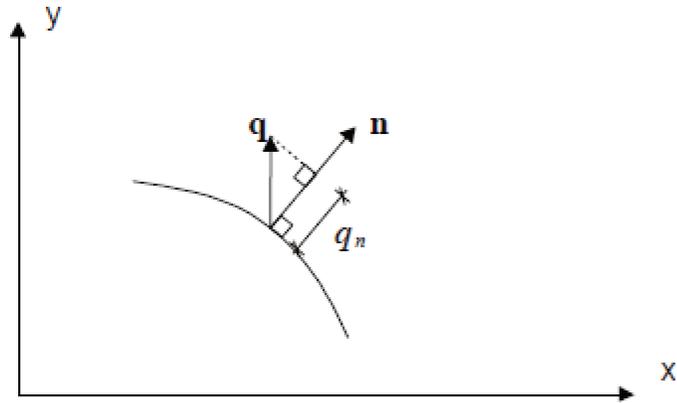


Figura A.1 – Fluxo de calor no contorno [TCD (2005)]

A.2 Relações constitutivas

As relações constitutivas que descrevem como o calor flui no interior do material são assumidas como a generalização da Lei de Fourier (unidimensional):

$$q = n - \begin{pmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \frac{\partial T}{\partial x} \\ \frac{\partial T}{\partial y} \end{pmatrix} = -D \cdot \nabla T \quad (\text{A.4})$$

onde:

T é a temperatura,

K é a condutividade térmica do material.

Considerando materiais isotrópicos:

$$D = - \begin{pmatrix} k & 0 \\ 0 & k \end{pmatrix} \quad (\text{A.5})$$

Assim,

$$q = -k \cdot \nabla T \quad (\text{A.6})$$

A.3 A equação que rege o problema de temperatura em regime transiente

Considere um corpo de área A , limitada pelo contorno l , conforme Figura A.2.

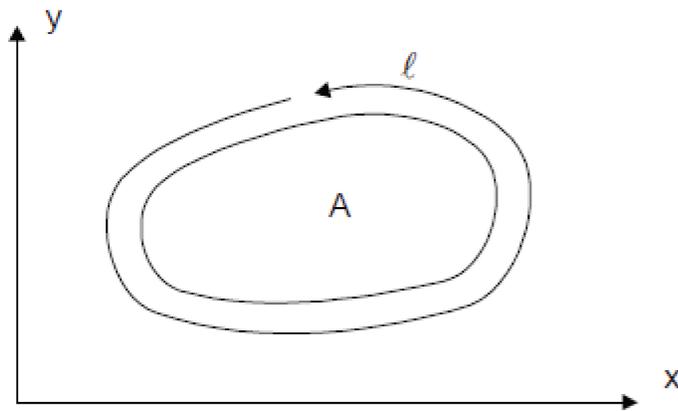


Figura A.2 – Corpo de área A e contorno l [TCD (2005)]

A equação que controla o fluxo de calor em duas dimensões é dada por:

$$\int_A Q \cdot dA = \oint_l q_n \cdot dl + \int_A \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dA \quad (\text{A.7})$$

Onde:

Q é a quantidade de calor fornecido ao corpo, por unidades de volume e de tempo ($\text{J}/\text{m}^3\text{s}$).

Q é considerado positivo quando o calor é fornecido ao corpo.

ρ é a densidade do material,

c é o calor específico.

Aplicando o Teorema de Divergência, de Gauss:

$$\oint_l q_n . dl = \oint q^T . n . dl = \int_A \nabla^T . q . dA \quad (\text{A.8})$$

A equação (A.7) pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\int_A Q . dA = \int_A \nabla^T . q . dA + \int_A \rho . c . \frac{\partial T}{\partial t} . dA \quad (\text{A.9})$$

Uma aproximação da equação (A.9) através de Elementos Finitos pode ser realizada em duas etapas, a saber: discretização no domínio x,y e discretização no domínio do tempo. A área (A) é arbitrária e, portanto, conclui-se que:

$$Q = \nabla^T . q + \rho . c . \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{A.10})$$

Que é a equação que governa o fluxo de calor em regime transiente.

A.4 Tipos de Condições de Contorno

Para resolver a equação (A.10), condições de contorno são necessárias:

$$T = g \text{ em } l_g \quad \text{Condição de contorno Natural (Neumann)} \quad (\text{A.11})$$

$$q_n = q^T . n = h \text{ em } l_h \quad \text{Condição de contorno Essencial (Dirichlet)} \quad (\text{A.12})$$

$$q_n = \alpha . (T - T_\infty) = q_{n,c} \text{ em } l_c \quad \text{Condição de contorno Linear (Newton)} \quad (\text{A.13})$$

A.4.1 Forma Forte

Inserindo a Lei Constitutiva e escrevendo a forma forte do fluxo de calor transiente para o caso bidimensional, tem-se:

$$\nabla^T \cdot D \cdot \nabla T + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad \text{na área } A \quad (\text{A.14})$$

$$T = g \quad \text{em } l_g \quad (\text{A.15})$$

$$q_n = q^T \cdot n = h \quad \text{em } l_h \quad (\text{A.16})$$

$$q_n = \alpha \cdot (T - T_\infty) = q_{n,c} \quad \text{em } l_c \quad (\text{A.17})$$

A.4.2. Forma Fraca

Para obter a forma fraca, a equação (A.14) é multiplicada por um tempo arbitrário, independente, $v = v(x)$, e integrada sobre a área A .

$$\int_A v \cdot \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dA - \int_A v \cdot \nabla^T \cdot q \cdot dA = \int_A v \cdot Q \cdot dA \quad (\text{A.18})$$

Integrando o segundo termo da equação (A.18) em partes usando o Teorema de Green-Gauss:

$$\int_A v \cdot \nabla^T \cdot q \cdot dA = \int_l v \cdot q^T \cdot n \cdot dl - \int_A \nabla \cdot (v \cdot q) \cdot dA \quad (\text{A.19})$$

E inserindo na equação (A.18):

$$\int_A v \cdot \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dA - \int_A (\nabla \cdot v) \cdot q \cdot dA = \int_l v \cdot q^T \cdot n \cdot dl + \int_A v \cdot Q \cdot dA \quad (\text{A.20})$$

Com as condições de contorno e $q^T \cdot n = q_n$

$$\int_A v \cdot \rho \cdot c \frac{\partial T}{\partial y} \cdot dA - \int_A (\nabla \cdot v)^T \cdot q \cdot dA = - \int_{l_h} v \cdot h \cdot dl_h - \int_{l_g} v \cdot q_{n,g} \cdot dl_g - \int_{l_c} v \cdot q_{n,c} \cdot dl_c + \int_A v \cdot Q \cdot dA \quad (\text{A.21})$$

Inserida a relação constitutiva a forma fraca pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int_A v \cdot \rho \cdot c \frac{\partial T}{\partial y} \cdot dA + \int_A (\nabla \cdot v)^T \cdot D \cdot \nabla T \cdot dA = - \int_{l_h} v \cdot h \cdot dl_h - \int_{l_g} v \cdot q_{n,g} \cdot dl_g - \int_{l_c} v \cdot q_{n,c} \cdot dl_c + \int_A v \cdot Q \cdot dA \\ T = g \quad \text{em } l_g \end{array} \right. \quad (\text{A.22})$$

A.5 Aproximação por Elementos Finitos

Na primeira aproximação a temperatura $T(x,t)$ é separada em duas partes, uma espacial e outra temporal. A parte espacial de T é discretizada usando funções de forma:

A temperatura T é aproximada por:

$$T(x,t) \approx N(x)T(t) \quad (\text{A.23})$$

onde N é uma função de forma global e T contém as temperaturas nodais em todo o corpo. (se tem somente um elemento: função de forma do elemento)

$$N(x) \approx [N_1(x) \quad \dots \quad N_n(x)] \quad \text{e} \quad T(t) = \begin{pmatrix} T_1(t) \\ T_2(t) \\ \vdots \\ T_4(t) \end{pmatrix} \quad (\text{A.24})$$

onde n é o número de nós do corpo.

$$\nabla T(x, t) \approx B(x).T(x) \quad (\text{A.25})$$

$$B(x) = \nabla N(x) \approx \left[\frac{\partial}{\partial x_1} N_1(x) \quad \frac{\partial}{\partial x_2} N_2(x) \quad \dots \quad \frac{\partial}{\partial x_n} N_n(x) \right] \quad (\text{A.26})$$

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} (N(x).T(t)) = N(x).\dot{T}(t) \quad (\text{A.27})$$

Inserindo (A.26) em (A.27) na forma fraca, tem-se:

$$\left(\int_A v.\rho.c.N.dA \right) \dot{T}(t) + \left(\int_A (\nabla v)^T .D.B.dA \right) T(t) = - \int_{l_h} v.h.dl_h - \int_{l_g} v.q_{n,g}.dl_g - \int_{l_c} v.q_{n,c}.dl_c + \int_A v.Q.dA \quad (\text{A.28})$$

Agora, a função de ponderação é arbitrária é escolhida em conformidade com o Método de Galerkin.

$$v(x) = N(x).c \quad (\text{A.29})$$

onde c é um vetor arbitrário, uma vez que $v(x)$ é arbitrária. Da equação (A.25) obtém-se:

$$\nabla v(x) = B(x).c \quad (\text{A.30})$$

O escalar $v = v^T$. Portanto, as equações (A.29) e (A.30) podem ser escritas como:

$$v(x) = c^T.N(x) \quad (\text{A.31})$$

e

$$\nabla v(x) = c^T . B(x) \quad (\text{A.32})$$

Inserindo as equações (A.31) e (A.32) na equação (A.28):

$$\begin{aligned} & \left(\int_A c^T . N^T . \rho . c . N . dA \right) . \dot{T}(t) + \left(\int_A c^T . B^T . D . B . dA \right) . T(x) = \\ & - \int_{l_h} c^T . N^T . h . dl_h - \int_{l_g} c^T . N^T . q_{n,g} . dl_g - \int_{l_c} c^T . N^T . q_{n,c} . dl_c + \int_A c^T . N^T . Q . dA \end{aligned} \quad (\text{A.33})$$

O vetor c é independente da posição.

$$\begin{aligned} & c^T \left[\left(\int_A N^T . \rho . c . N . dA \right) . \dot{T}(t) + \left(\int_A B^T . D . B . dA \right) . T(t) \right] = \\ & c^T \left[- \int_{l_h} N^T . h . dl_h - \int_{l_g} N^T . q_{n,g} . dl_g - \int_{l_c} N^T . q_{n,c} . dl_c + \int_A N^T . Q . dA \right] \end{aligned} \quad (\text{A.34})$$

Excluindo c de ambos os lados, da equação (A.34), a formulação por Elementos Finitos pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} & \left(\int_A N^T . \rho . c . N . dA \right) . \dot{T}(t) + \left(\int_A B^T . D . B . dA \right) . T(t) = - \int_{l_h} N^T . h . dl_h - \int_{l_g} N^T . q_{n,g} . dl_g - \int_{l_c} N^T . q_{n,c} . dl_c + \int_A N^T . Q . dA \end{aligned} \quad (\text{A.35})$$

A convecção ao longo de l_c é dada pela condição de contorno de Newton, como definido na equação (A.17).

Substituindo T por $T = N.A$, de acordo com (A.23)

$$q_{n,c} = \alpha N.T - \alpha.T_{\infty} \quad (\text{A.36})$$

onde o primeiro termo irá resultar numa alteração da matriz de condutividade. Utilizando esta equação na condição de contorno de Newton em (A.35):

$$\left(\int_A N^T \cdot \rho.c.N.dA \right) \dot{T}(t) + \left(\int_A B^T \cdot D.B.dA \right) T(t) =$$

$$- \int_{l_h} N^T \cdot h.dl_h - \int_{l_g} N^T \cdot q_{n,c}.dl_g - \left(\int_{l_c} \alpha.N^T \cdot N.dl_c + \right) T(t) + T_{\infty} \cdot \int_{l_c} N^T \cdot \alpha.dl_c + \int_A N^T \cdot Q.dA \quad (\text{A.37})$$

As seguintes matrizes podem ser identificadas na formulação por Elementos Finitos:

$$\left(C = \rho.c. \int_A N^T \cdot N.dA \right. \quad \text{Matriz de capacitividade}$$

$$K_1 = \int_A B^T . D . B . dA$$

Matriz de condutividade

$$K_c = \int_{l_c} \alpha . N^T . N . dl_c$$

Matriz de condutividade convectiva

(A.38)

$$f_b = - \int_{l_h} N^T . h . dl_h - \int_{l_g} N^T . q_{n,g} . dl_g + T_\infty . \int_{l_c} N^T . \alpha . dl_c$$

Vetor de carga (contorno)

$$f_1 = \int_A N^T . Q . dA$$

Vetor de carga

Escrevendo de forma compacta:

$$C . \dot{T}(t) + (K_1 + K_c) . T(t) = f_b + f_1 \quad (A.39)$$

ou

$$C . \dot{T}(t) + K . T(t) = f \quad (A.40)$$

A.6 Condições de contorno utilizadas pelo TCD

As condições de contorno implementadas pelo TCD são temperatura dos gases e recinto fechado.

A.6.1 Temperatura dos gases

O fluxo de calor dos gases quentes devido à radiação e convecção entre o contorno de uma superfície e dada por:

$$q_{n,c} = \alpha_c \cdot (T - T_\infty) + \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot (T^4 - T_\infty^4) \quad (\text{A.41})$$

onde:

$q_{n,c}$ é o fluxo de calor da temperatura dos gases, no contorno (W/m^2);

α é o coeficiente de calor por convecção ($\text{W/m}^2\text{K}$)

T_∞ é a temperatura do gás (K);

T é a temperatura no contorno (K);

ε_r é a emissividade,

σ é a constante de Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} [\text{J}^\circ\text{K}^{-4} \text{m}^{-2} \text{s}^{-1}]$);

Combinando (A.13)

$$q_{n,c} = \alpha \cdot (T - T_\infty)$$

Com (A.38), obtém-se:

$$\alpha = \alpha_k + \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot \frac{(T^4 - T_\infty^4)}{(T - T_\infty)} \quad (\text{A.42})$$

Que deve ser inserido na matriz de condutividade convectiva e contribuirá na convecção e na radiação do vetor de carga no contorno (Equação (A.38)).

A.6.2 Recinto

O fluxo de calor de um invólucro com a superfície exposta à convecção e radiação e de radiação entre as superfícies do contorno é dado por:

$$q_{n,c} = \alpha_c \cdot (T_g - T_b) + \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot (T_g^4 - T_b^4) \quad (\text{A.43})$$

onde:

$q_{n,c}$ é o fluxo de calor do recinto, no contorno (W/m^2);

α é o coeficiente de calor por convecção ($\text{W/m}^2\text{°K}$)

T_∞ é a temperatura do gás (K);

T é a temperatura no contorno (K);

ε_r é a emissividade,

σ é a constante de Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} [\text{J}^\circ\text{K}^{-4}\text{m}^{-2}\text{s}^{-1}]$);

A não linearidade da temperatura dos gases é resolvida da seguinte maneira:

$$\sum_{i=1}^N \left(\alpha_i (T_g - T_i) + \varepsilon_{r,i} \cdot \sigma \cdot (T_g^4 - T_i^4) \right) \cdot L_i + \rho \cdot c \cdot A (T_g - T_{g,t-1}) \quad (\text{A.44})$$

onde:

ρ é a densidade (kg/m^3);

c é o calor específico ($\text{J/kg}^\circ\text{K}$);

A é a área do gás (m^2);

$T_{g,t-1}$ é a temperatura dos gases nos tempo anterior (K);

$$\left(\sigma \cdot \sum_{i=1}^N \varepsilon_{r,i} \cdot L_i \right) T_g^4 + \left(\sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot L_i + \rho \cdot c \cdot A \right) T_g - \left(\sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot T_i \cdot L_i + \sigma \cdot \sum_{i=1}^N \varepsilon_{r,i} \cdot T_i^4 \cdot L_i + \rho \cdot c \cdot A T_{g,t-1} \right) = 0 \quad (\text{A.45})$$

Fazendo,

$$A = \sigma \cdot \sum_{i=1}^N \varepsilon_{r,i} \cdot L_i$$

$$B = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot L_i + \rho \cdot c \cdot A$$

$$C = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot T_i \cdot L_i + \sigma \cdot \sum_{i=1}^N \varepsilon_{r,i} \cdot T_i^4 \cdot L_i + \rho \cdot c \cdot A \cdot T_{g,t-1}$$

E a equação (A.45) pode ser escrita da seguinte maneira:

$$A \cdot T_g^4 + B \cdot T_g - C = 0 \quad (\text{A.46})$$

A.7 Discretização do domínio no Tempo

Assim como acontece no domínio espacial, o Método dos Resíduos Ponderados irá formar a base para dos elementos finitos para discretização no tempo. A dimensão do tempo é uma extensão infinita, portanto domínios no tempo devem ser tratados como finitos. Cálculos deverão ser repetidos para domínios subseqüentes, com novas condições iniciais. O processo conduzirá um cálculo de recorrência, passo a passo.

A equação (A.39), de primeira ordem é considerada para mostrar que dois pontos de recorrência podem ser concebidos. Multiplicando essa equação por uma função peso (w), arbitrária e, em seguida, integrando ao longo do tempo.

$$\int_0^{\Delta t} w \cdot [C \cdot \dot{T} + K \cdot T - f] \cdot dt = 0 \quad (\text{A.47})$$

Aplicando a formulação residual ponderada,

$$T(t) \approx N(t) \cdot T(x) \quad (\text{A.48})$$

Em T , \dot{T} e f , obtém-se:

$$T = N \cdot T_x = \bar{N} \cdot C_1^{-1} \cdot T_x = \mathbf{t} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & \Delta t \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} T_n \\ T_{n+1} \end{bmatrix} = \mathbf{t} \begin{bmatrix} 1 + \frac{t_n}{\Delta t} & \frac{-t_n}{\Delta t} \\ \frac{-1}{\Delta t} & \frac{1}{\Delta t} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} T_n \\ T_{n+1} \end{bmatrix} \quad (\text{A.49})$$

$$\dot{T} = \frac{dN}{dt} T_x = \frac{d\bar{N}}{dt} C_1^{-1} T_x = \mathbf{1} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & \Delta t \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} T_n \\ T_{n+1} \end{bmatrix} = \mathbf{1} \cdot \begin{bmatrix} 1 + \frac{t_n}{\Delta t} & \frac{-t_n}{\Delta t} \\ \frac{-1}{\Delta t} & \frac{1}{\Delta t} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} T_n \\ T_{n+1} \end{bmatrix} \quad (\text{A.50})$$

e

$$f = N \cdot f_x = \bar{N} \cdot C_1^{-1} \cdot f_x = \mathbf{1} \cdot t \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & \Delta t \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} f_n \\ f_{n+1} \end{bmatrix} = \mathbf{1} \cdot t \cdot \begin{bmatrix} 1 + \frac{t_n}{\Delta t} & \frac{-t_n}{\Delta t} \\ \frac{-1}{\Delta t} & \frac{1}{\Delta t} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} f_n \\ f_{n+1} \end{bmatrix} \quad (\text{A.51})$$

Inserindo (A.49), (A.50) e (A.51) na equação (A.47),

$$\int_0^{\Delta t} w \cdot \left[C \cdot \left(\left(-\frac{1}{\Delta t} \right) T_n + \left(\frac{1}{\Delta t} \right) T_{n+1} \right) + K \cdot \left(\left(1 - \frac{t}{\Delta t} \right) T_n + \left(\frac{t}{\Delta t} \right) T_{n+1} \right) - \left(\left(1 - \frac{t}{\Delta t} \right) f_n + \left(\frac{t}{\Delta t} \right) f_{n+1} \right) \right] \cdot dt = 0 \quad (\text{A.52})$$

Introduzindo o fator de peso como:

$$\Theta = \frac{1}{\Delta t} \cdot \frac{\int_0^{\Delta t} w \cdot t \cdot dt}{\int_0^{\Delta t} w \cdot dt} \quad (\text{A.53})$$

E a equação (A.52) pode ser escrita como:

$$\frac{C(T_{n+1} - T_n)}{\Delta t} + K \cdot \left[\mathbf{1}_n + \Theta \mathbf{C}_{n+1} - T_n \right] - \left[\mathbf{1}_n + \Theta \mathbf{C}_{n+1} - f_n \right] = 0 \quad (\text{A.54})$$

A solução da equação (A.54) é:

$$T_{n+1} = (C + \Delta t \cdot \Theta \cdot K)^{-1} \left[(C - \Delta t \cdot (1 - \Theta) \cdot K) \cdot T_n + \Delta t \cdot (f_n \cdot \left[\mathbf{1} + \Theta \mathbf{C}_{n+1} - f_n \right]) \right] = 0 \quad (\text{A.55})$$

A função de peso é escolhida de acordo com Galerkin, e corresponde a um fator peso de:

$$\Theta = \frac{2}{3} \quad (\text{A.56})$$

A.8 Equação dos Elementos Finitos de 3 nós

$$\bar{N} = \begin{bmatrix} x & y \end{bmatrix} \quad (\text{A.57})$$

$$\bar{B} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.58})$$

$$\bar{C} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (\text{A.59})$$

$$B = \overline{BC^{-1}} \quad (\text{A.60})$$

$$A = 0,5 \cdot \det \bar{C} \quad (\text{A.61})$$

$$D = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (\text{A.62})$$

A matriz de condutividade é:

$$K^e = B^T \cdot D \cdot B \cdot A \quad (\text{A.63})$$

A matriz de capacitividade é:

$$C^e = \frac{\rho.c.A}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (\text{A.64})$$

A.8.1 Contribuição do Contorno

A contribuição convectiva do contorno na matriz de condutividade fica:

$$K_c^e = \frac{\alpha.L}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (\text{A.65})$$