

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

***INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONCRETOS
EM TEMPERATURAS ELEVADAS***

Rogério Cattelan Antochaves de Lima

Tese de Doutorado

PORTO ALEGRE

2005

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

***INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONCRETOS
EM TEMPERATURAS ELEVADAS***

Rogério Cattelan Antochaves de Lima

Tese apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia.

PORTO ALEGRE

2005

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos Orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Prof. *Luiz Carlos Pinto da Silva Filho*

Orientador

Prof. *Francisco de Paula Simões Lopes Gastal*

Orientador

Prof. *Fernando Schnaid*

Coordenador do Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil

BANCA EXAMINADORA

Prof. *Luiz Carlos Pinto da Silva Filho* (Orientador)

Ph.D. pela University of Leeds, Reino Unido

Prof. *Francisco de Paula Simões Lopes Gastal* (Orientador)

Ph.D. pela North Carolina State University, EUA

Prof. *Geraldo Cechella Isaia*

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof.^a *Denise Carpena Coitinho Dal Molin*

Dra. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. *Hélio Adão Greven*

Dr-Ing. pela Universidade Técnica de Hannover, Alemanha

“A verdadeira medida de um homem não se vê na forma como se comporta em momentos de conforto e conveniência, mas em como se mantém em tempos de controvérsia e desafio”.

Martin Luther King

AGRADECIMENTOS

Dedico este trabalho ...

A Nossa Senhora por ter me concedido saúde e proporcionado que pessoas especiais cruzassem o meu caminho. As vitórias e alegrias por mim conquistadas também as pertencem, pois estão marcadas por momentos de orientação, estímulo, compreensão e carinho.

Ao professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho pela excelente orientação, pelos inúmeros conhecimentos transmitidos, pela amizade e, principalmente, pela compreensão e confiança nos momentos em que não consegui corresponder às suas expectativas. Sou grato pelo privilégio de ser o primeiro orientando entre tantos, que receberão os seus ensinamentos.

Ao professor João Luiz Campagnolo pela sua perspicácia em enxergar além do horizonte, compreendendo os momentos de cansaço e ansiedade pelos quais passamos. Suas palavras amigas na hora certa foram valiosas, pois existem momentos em nossa vida que uma decisão impensada ou precipitada pode comprometer o sucesso que o futuro nos reserva.

Aos meus pais, Antonio e Sonia Lima, por terem acompanhado incansavelmente os meus tropeços e vitórias com muito amor, carinho e dedicação. Esta tese não seria uma tese sem o estímulo, a compreensão e a abdição que deles recebi ao longo destes anos. Agradeço muito à Deus por tê-los em minha vida e pelas virtudes que me ensinaram desde a infância.

A minha princesa, Camila Almeida, pela paciência em escutar as minhas queixas e entender o meu desânimo. Pelas inúmeras vezes que segurou a minha mão dizendo que estava ao meu lado. Pelos momentos que renunciou aos seus afazeres em prol do meu bem estar. Só tenho a agradecer por ter conhecido uma pessoa tão especial, tão carinhosa e que me ama tanto. Sou extremamente feliz ao seu lado e a amo muito!!!

Agradeço ...

Ao professor Francisco de Paula Simões Lopes Gastal por ter confiado nas potencialidades desta pesquisa e na minha capacidade de conduzi-la com profissionalismo e afinco.

A professora Denise Dal Molin pelo acompanhamento neste trabalho e pelas orientações precisas nos momentos de incerteza.

Ao professor Dario Klein que com sua alegria peculiar, ambição e sabedoria me incentiva a sonhar com novas pesquisas na área de incêndios.

Aos bolsistas de iniciação científica do *Projeto Altas Temperaturas*: Luciane Fonseca Caetano que contribuiu incessantemente com o seu esforço, conhecimento e amizade; Rossano Reis da Silva e José Alfredo Barbosa Drehmer que se dedicaram com persistência à execução desta pesquisa; e Carlos Adolfo Casonato, hoje colega de pós-graduação, que comigo descobriu a intensidade do *spalling*, o qual só tínhamos contato pela literatura.

Aos colegas do LEME: Alexandra Passuelo, Alexandre Lorenzi, Estela Garcez, Gustavo Klein, Larissa Kirchhof, Leila Meneghetti, Mônica Garcez, Paulete Schwetz e Uziel Cavalcanti pelo convívio fraterno e pelos momentos de grande amizade que vivenciamos.

A todos os bolsistas de iniciação científica do LEME, à Daniele Jahnel, as secretárias Liliani Gaeversen e Eléa Machado, aos técnicos Eurípedes Fontes e Flávio Lima, e aos auxiliares Alcemar Ramos e Jocedir Ribeiro, que contribuíram para tornar os afazeres mais prazerosos.

Aos integrantes do Laboratório de Materiais Cerâmicos, em especial ao professor Carlos Bergmann e ao mestrando Fernando Malta, pelo apoio irrestrito e parceria nesta pesquisa.

Aos colegas do NORIE que se empenharam em contribuir com os seus conhecimentos e amizade para o melhor desencadear do programa experimental.

As agências de fomento CNPq, CAPES e FAPERGS pelo aporte financeiro através da bolsa de doutorado, das bolsas de iniciação científica e de auxílio a projetos.

Ao International Center for Mechanical Sciences pelo auxílio financeiro que permitiu a minha participação no curso *Effect of Heat on Concrete*, em Udine / Itália.

As empresas que acreditaram na importância desta pesquisa e doaram os materiais utilizados no programa experimental.

SUMÁRIO

<i>Agradecimentos</i>	v
<i>Sumário</i>	vii
<i>Lista de Figuras</i>	x
<i>Lista de Tabelas</i>	xiv
<i>Resumo</i>	xv
<i>Abstract</i>	xvi
<i>Introdução</i>	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Justificativa	3
1.3 Definição do Tema de Pesquisa	8
1.4 Premissas e Hipóteses de Pesquisa	9
1.5 Objetivos	10
1.6 Limitações do Estudo	11
1.7 Estrutura da Tese	13
<i>O Fenômeno Incêndio e seus Impactos sobre Estruturas de Concreto</i>	14
2.1 Considerações Iniciais	14
2.2 Origem e Dinâmica dos Incêndios	15
2.2.1 Processo de Desenvolvimento do Incêndio.....	16
2.2.2 Mecanismos de Transferência de Calor.....	18
2.3 Conseqüências dos Incêndios nas Edificações	19
2.3.1 Impactos dos Incêndios em Estruturas de Concreto.....	21
2.3.2 Histórico dos Grandes Incêndios em Edificações e Túneis	24
2.4 Controle dos Incêndios nas Edificações	28
2.4.1 Medidas de Prevenção de Incêndios.....	29
2.4.2 Evolução das Normas e Códigos de Incêndio Brasileiros	30
2.4.3 Exigências de Resistência ao Fogo.....	33
2.5 Métodos para Avaliar os Efeitos de Incêndios em Construções	35
2.5.1 Simulação Experimental de Incêndios.....	37
2.5.2 Curvas de Incêndio	39
2.5.3 Simulação Numérica de Incêndios.....	42

<i>Características da Deterioração do Concreto em Elevadas Temperaturas</i>	45
3.1 Conceitos Básicos sobre a Estrutura do Concreto	45
3.1.1 Compostos do Cimento Anidro	47
3.1.2 Hidratação do Cimento	51
3.1.3 Sólidos da Pasta de Cimento Hidratado.....	51
3.1.4 Vazios da Pasta Endurecida.....	53
3.1.5 Água na Pasta Endurecida.....	57
3.1.6 O Efeito do Agregado.....	60
3.1.7 Interação com o Meio Externo	63
3.1.8 Mecanismos de Ingresso de Flúidos.....	64
3.2 Alterações na Estrutura do Concreto em Elevadas Temperaturas	65
3.2.1 Alterações Microestruturais Causadas pelo Aquecimento	67
3.2.2 O Papel da Água no Concreto Aquecido.....	72
3.2.3 Evolução da Estrutura dos Poros	75
3.2.4 Fissuração Induzida pelo Aquecimento.....	79
3.2.5 Efeitos das Altas Temperaturas nos Agregados	80
3.3 Efeitos Macroestruturais da Exposição a Elevadas Temperaturas	81
3.4 Estudos sobre os Efeitos do Calor nas Propriedades Mecânicas do Concreto.....	84
3.5 Influência do Aumento de Compacidade do Concreto na Exposição a Elevadas Temperaturas ..	89
3.6 Revisão dos Mecanismos Causadores do Spalling no Concreto	91
3.7 Alternativas para Minimizar os Danos ao Concreto em Altas Temperaturas	98
<i>Programa Experimental.....</i>	104
4.1 Estratégia Experimental	104
4.2 Programa Experimental	105
4.2.1 Descrição da Etapa I	105
4.2.2 Descrição da Etapa II	109
4.3 Procedimentos para a Confecção do Concreto.....	111
4.3.1 Materiais: Seleção e Caracterização	111
4.3.2 Definição dos Traços	115
4.3.3 Processo de Mistura	117
4.3.4 Moldagem dos Corpos-de-Prova	119
4.3.5 Cura dos Corpos-de-Prova.....	119
4.4 Método de Exposição A Elevadas Temperaturas	120
4.5 Definição e Descrição dos Ensaios Empregados	122
4.5.1 Resistência Mecânica.....	122
4.5.2 Módulo de Deformação	122
4.5.3 Absorção	123

4.5.4	Difração de Raios X (XRD)	127
4.5.5	Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)	128
4.5.6	Dilatometria ao Ar.....	129
4.5.7	Análise Termo-Diferencial (DTA).....	130
4.5.8	Monitoramento da Temperatura.....	131
Análise dos Resultados.....		133
5.1	Considerações Iniciais	133
5.2	Análise Estatística - Etapa I: Análise de Fatores Influentes na Deterioração do Concreto a Altas Temperaturas	135
5.2.1	Análise dos Dados de Resistência à Compressão: Conjunto Principal I.....	136
5.2.2	Análise dos Dados de Resistência à Compressão: Conjunto Suplementar I.....	141
5.2.3	Módulo de Deformação: Conjunto Principal I	145
5.2.4	Módulo de Deformação: Conjunto Suplementar I.....	149
5.2.5	Absorção por Imersão: Conjunto Principal I.....	152
5.2.6	Absorção por Imersão: Conjunto Suplementar I.....	155
5.2.7	Absorção por Sucção Capilar: Conjunto Principal I.....	155
5.2.8	Absorção por Sucção Capilar: Conjunto Suplementar I.....	158
5.3	Análise Estatística - Etapa II: Análise de Alternativas de Proteção Passiva	161
5.3.1	Resistência Mecânica.....	161
5.3.2	Módulo de Deformação	164
5.3.3	Absorção por Imersão.....	165
5.3.4	Absorção Sucção Capilar.....	166
5.4	Análise Qualitativa.....	168
5.4.1	Difração de Raios X (XRD)	169
5.4.2	Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)	175
5.4.3	Dilatometria ao Ar.....	181
5.4.4	Análise Termo-Diferencial (DTA).....	184
5.4.5	Monitoramento da Temperatura.....	185
5.5	Resultados Experimentais x Prescrições da NBR 15200.....	186
Conclusões e Recomendações		188
6.1	Conclusões	188
6.2	Sugestões para Futuras Pesquisas	193
Referências.....		195
Referências Consultadas.....		207

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 - Incêndio na torre Windsor: (a) vista externa durante o incêndio; (b) vista externa após a extinção das chamas.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.2 - Incêndio no prédio da Eletrobrás, Rio de Janeiro</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.3 - Aspecto do prédio experimental ensaiado em Cardington: (a) vista externa durante o incêndio; (b) vista interna após a extinção das chamas.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.4 - Curva temperatura-tempo para incêndios naturais.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2.5 - Curvas temperatura-tempo para incêndio padrão.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 3.1 - Intervalo dimensional de sólidos e poros em uma pasta endurecida.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 3.2 - Representação dos tipos de água na pasta.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 3.3 - Análise termodiferencial em pastas de cimento.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 3.4 - Evolução das fases cristalinas de cimentos durante o aquecimento: baixo teor de C_3A.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 3.5 - Evolução das fases cristalinas de cimentos durante o aquecimento: teor normal de C_3A.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 3.6 - Evolução da estrutura de poros com o incremento de temperatura em pastas de cimento.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 3.7 - Evolução da distribuição de tamanho de poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3.8 - Alteração na resistência e coloração do concreto.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 3.9 - Resistência à compressão residual para concretos de alta resistência.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3.10 - Aparência de uma estrutura tipo laje após um incêndio</i>	<i>91</i>
<i>Figura 3.11 - Diagrama s-e para concretos: convencional (CRC), alta resistência (CAR) e alta resistência com fibras de aço e polipropileno (CAR+FIBRAS).....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 4.1 - Análise termo-diferencial de uma pasta de cimento de alta resistência.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 4.2 - Fluxograma esquemático da matriz experimental desenvolvida na Etapa I.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 4.3 - Fluxograma esquemático do programa experimental da Etapa I.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 4.4 - Fluxograma esquemático da matriz experimental na Etapa II.....</i>	<i>110</i>
<i>Figura 4.5 - Fluxograma esquemático do programa experimental na Etapa II.....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 4.6 - DSC da fibra de polipropileno tipo A.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 4.7 - DSC das fibras de polipropileno tipo B e C</i>	<i>115</i>
<i>Figura 4.8 - Processo de moldagem dos cps prismáticos de argamassas e pasta.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 4.9 - Forno elétrico empregado para o aquecimento das amostras.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 4.10 - Câmara climatizada utilizada para armazenar os corpos-de-prova em condição desidratada até o momento dos ensaios.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 4.11 - Ensaio para determinar o módulo de deformação.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 4.12 - Ensaio de absorção por sucção capilar.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 4.13 - Aspecto do ensaio de absorção por imersão em andamento.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 4.14 - Equipamento utilizado no ensaio de difração de raios-X.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 4.15 - Equipamento utilizado no ensaio de dilatométrica ao ar.....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 4.16 - Equipamento utilizado no ensaio de análise termo-diferencial.....</i>	<i>130</i>

Figura 4.17 – Sistema de monitoramento da temperatura.....	131
Figura 5.1 – Influência da temperatura de exposição na resistência à compressão do concreto.....	136
Figura 5.2 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão.....	137
Figura 5.3 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral”.....	138
na resistência à compressão	138
Figura 5.4 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral x tipo de agregado graúdo” na resistência a compressão	140
Figura 5.5 – Spalling nos concretos com adição de 10% de sílica-ativa e agregado basáltico.....	141
Figura 5.6 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” na resistência a compressão.....	142
Figura 5.7 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão.....	143
Figura 5.8 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão.....	143
Figura 5.9 – Desagregação dos concretos com baixa compacidade à 900° C durante o transporte.....	144
Figura 5.10 – Gráfico com valores potenciais da interação “temperatura de exposição x compacidade de concreto x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão.....	145
Figura 5.11 – Influência da temperatura de exposição no módulo de elasticidade.....	146
Figura 5.12 – Influência do tipo de agregado graúdo no módulo de elasticidade	147
Figura 5.13 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral”.....	148
no módulo de elasticidade	148
Figura 5.14 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral x tipo de agregado graúdo” no módulo de elasticidade.....	149
Figura 5.15 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” no módulo de elasticidade.....	150
Figura 5.16 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” no módulo de elasticidade.....	151
Figura 5.17 – Influência da interação “tipo de agregado graúdo x compacidade do concreto” no módulo de elasticidade.....	152
Figura 5.18 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo	153
de agregado graúdo” na taxa de absorção	153
Figura 5.19 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral” na taxa de absorção ¹ ...	153
Figura 5.20 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo x adição mineral” na taxa de absorção ¹	154
Figura 5.21 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo	155
de adição mineral” na taxa de absorção ¹	155
Figura 5.22 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de adição mineral x tipo de agregado graúdo” na taxa de absorção ¹	156
Figura 5.23 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo	157
de agregado graúdo” na resistência capilar ¹	157

Figura 5.24 – Influência da interação “temperatura de exposição x teor de adição mineral” na resistência capilar ¹	157
Figura 5.25 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo x teor de adição mineral” na resistência capilar ¹	158
Figura 5.26 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” na taxa de absorção ¹	159
Figura 5.27 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto x tipo de agregado graúdo” na taxa de absorção ¹	159
Figura 5.28 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” na resistência capilar ¹	160
Figura 5.29 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo x compacidade do concreto” na resistência capilar ¹	160
Figura 5.30 – Influência do tipo de proteção passiva na resistência a compressão	161
Figura 5.31 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” na resistência a compressão	163
Figura 5.32 – Influência da temperatura de exposição na resistência dos concretos com fibra	163
Figura 5.33 – Influência do tipo de proteção passiva no módulo de elasticidade	164
Figura 5.34 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” no módulo de elasticidade	165
Figura 5.35 – Influência da interação “temperatura de exposição x proteção passiva” na taxa de absorção ¹	166
Figura 5.36 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” na taxa de absorção	167
Figura 5.37 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” na resistência capilar	168
Figura 5.38 – Difrátograma dos grupos I-1 e I-2 (alta resistência sem adição mineral)	170
Figura 5.39 – Difrátograma dos grupos I-3 e I-10 (alta resistência com 5% de sílica-ativa)	170
Figura 5.40 – Difrátograma dos grupos I-4 e I-9 (alta resistência com 10% de sílica-ativa)	171
Figura 5.41 – Difrátograma dos grupos I-5 e I-12 (alta resistência com 5% de metacaulim)	171
Figura 5.42 – Difrátograma dos grupos I-6 e I-11 (alta resistência com 10% de metacaulim)	172
Figura 5.43 – Difrátograma dos grupos I-7 e I-8 (resistência convencional)	172
Figura 5.44 – Concreto de alta resistência à 23°C (x1000)	177
Figura 5.45 - Concreto de alta resistência à 600°C (x1000)	177
Figura 5.46 - Concreto de alta resistência à 900°C (x1000)	177
Figura 5.47 - Concreto de alta resistência à 600°C (x1000)	177
Figura 5.48 - Concreto de alta resistência à 900°C (x1000)	178
Figura 5.49 - Concreto de alta resistência à 900°C (x11000)	178
Figura 5.50 - Concreto de alta resistência à 900°C (x8000)	178
Figura 5.51 - Concreto de alta resistência à 900°C (x3300)	178
Figura 5.52 - Concreto de alta resistência à 900°C (x5000)	178
Figura 5.53 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 23°C (x1000)	178

Figura 5.54 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x1000).....	179
Figura 5.55 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 23°C (x1000).....	179
Figura 5.56 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 23°C (x150).....	179
Figura 5.57 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 200°C (x150).....	179
Figura 5.58 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 200°C (x1100).....	179
Figura 5.59 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 400°C (x150).....	179
Figura 5.60 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 600°C (x75).....	180
Figura 5.61 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 600°C (x650).....	180
Figura 5.62 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 600°C (x1100).....	180
Figura 5.63 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x1000).....	180
Figura 5.64 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x5000).....	180
Figura 5.65 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x650).....	180
Figura 5.66 – Dilatometria ao ar das pastas de cimento.....	182
Figura 5.67 – Dilatometria ao ar das argamassas.....	183
Figura 5.68 - Análise termo-diferencial das pastas de cimento.....	184
Figura 5.69 – Curvas de aquecimento dos corpos-de-prova.....	185
Figura 5.70 – Fatores de redução da resistência mecânica em função da temperatura.....	186
Figura 5.71 – Fatores de redução do módulo de deformação em função da temperatura.....	187

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 – Fatores de redução da resistência e do módulo do concreto</i>	<i>31</i>
<i>Tabela 2.2 - Temperatura-tempo para as curvas de incêndio-padrão</i>	<i>41</i>
<i>Tabela 3.1 - Transformações sofridas por pastas de cimento durante aquecimento.....</i>	<i>72</i>
<i>Tabela 3.2 - Transformações na distribuição dos poros durante aquecimento.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabela 3.3 - Características dos diferentes tipos de spalling [Khoury, 2003b].....</i>	<i>97</i>
<i>Tabela 4.1 - Fatores controláveis da Etapa I.....</i>	<i>107</i>
<i>Tabela 4.2 - Fatores controláveis da Etapa II.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabela 4.3 - Características físicas e mecânicas do cimento (dados do fabricante).....</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 4.4 - Composição granulométrica do agregado miúdo.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 4.5 - Composição granulométrica dos agregados graúdos.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 4.6 – Propriedades das fibras de polipropileno empregadas na pesquisa.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabela 4.7 – Traços dos concretos da Etapa I.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabela 4.8 – Traços dos concretos da Etapa II.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabela 4.9 – Traços das pastas de cimento.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabela 4.10 – Traços das argamassas.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabela 4.11 – Consistência dos concretos.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabela 4.12 – Resistência a compressão das pastas e argamassas.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabela 4.13 - Parâmetros de ajuste do equipamento para a realização do ensaio.....</i>	<i>128</i>
<i>Tabela 4.14 – Corpos-de-prova ensaiados à dilatométrica ao ar.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabela 4.15 – Corpos-de-prova ensaiados à análise termo-diferencial.....</i>	<i>131</i>
<i>Tabela 5.1 – Grupos que integraram a análise estatística da Etapa I.....</i>	<i>135</i>
<i>Tabela 5.2 – Fator de redução da resistência a compressão para diferentes temperaturas.....</i>	<i>137</i>
<i>Tabela 5.3 – Incidência de spalling nos concretos de alta compactidade.....</i>	<i>139</i>
<i>Tabela 5.4 – Fator de redução da resistência para concretos de alta e baixa compactidade.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabela 5.5 – Fatores de redução do módulo de deformação para diferentes temperaturas.....</i>	<i>146</i>
<i>Tabela 5.6 – Relação entre os fatores de redução: resistência à compressão x módulo de deformação.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabela 5.7 – Fatores de redução do módulo para concretos de alta e baixa compactidade.....</i>	<i>149</i>
<i>Tabela 5.8 – Relação entre os fatores de redução: resistência à compressão x módulo de deformação.....</i>	<i>150</i>
<i>Tabela 5.9 – Fator de redução da resistência à compressão, para diferentes temperaturas.....</i>	<i>164</i>

RESUMO

LIMA, R.C.A. *Investigação do Comportamento de Concretos em Temperaturas Elevadas*. 2005. Tese (Doutorado em Construção) – PPGEC, UFRGS, Porto Alegre.

Os concretos de alta resistência, produzidos com reduzidas relações água/aglomerante, constituem um avanço que está cada vez mais difundido na engenharia civil, dadas suas características técnicas atraentes, relacionadas aos ganhos em termos de resistência mecânica e durabilidade. No entanto, persistem ainda dúvidas relacionadas ao comportamento deste material frente a elevadas temperaturas. As mesmas derivam da microestrutura muito compacta e da baixa permeabilidade a líquidos e gases destes concretos. Estas características podem conduzir a deslocamentos explosivos sob certas condições térmicas e mecânicas, tais como as vigentes durante o rápido aquecimento do concreto em casos de incêndios. O acréscimo de pressão nos poros, devido à evaporação de água e às tensões geradas pelos gradientes de deformações térmicas, criam condições para a ocorrência destes deslocamentos. Além disto, o material concreto sofre alterações microestruturais consideráveis durante o aquecimento, que acabam influenciando suas propriedades macroestruturais, tais como resistência mecânica e porosidade. Estas alterações apresentam natureza física e química, envolvendo a perda de água, a ocorrência de expansões e/ou contrações térmicas e as modificações no arranjo cristalino de alguns constituintes. A superposição destes efeitos pode reduzir substancialmente a resistência dos elementos estruturais, levando edificações ao colapso. Pesquisas relacionadas ao tema são usualmente voltadas ao monitoramento dos sinais externos de degradação, tais como microfissuras, expansões e deslocamentos. Já as alterações físico-químicas da microestrutura do material são menos examinadas, embora sejam as razões primárias do processo de degradação pela exposição ao calor. Nesta pesquisa, analisam-se as alterações microestruturais e as perdas de resistência de pastas, argamassas e concretos em virtude do aquecimento. Avalia-se ainda a eficiência da adição de fibras de polipropileno ao concreto, para controlar os deslocamentos. Os resultados indicam que o fenômeno do deslocamento explosivo realmente inspira cuidados, mas que o emprego das fibras pode minimizar o mesmo, contribuindo para o acréscimo da resistência residual. Ademais, os dados desta pesquisa contribuem para o desenvolvimento de metodologias de projeto mais adequadas às estruturas frente a incêndios.

Palavras chave: concreto de alta resistência, deslocamentos, altas temperaturas, incêndio.

ABSTRACT

LIMA, R.C.A. Investigation of Concrete Behaviour at High Temperatures. 2005. Thesis (Doctor degree in civil construction) – Civil Engineering Graduate Program, UFRGS, Porto Alegre.

High Strength Concretes, produced with low water-binder ratios, are an interesting development on the field of civil engineering materials, due to the advantages obtained in terms of mechanical strength and durability. However, there are still some doubts about their performance when exposed to high temperatures. The concern derives from the fact that these types of concrete normally have a very dense microstructure and a low water and gas permeability, characteristics that can lead to explosive spalling under certain thermal and mechanical conditions, such as when a concrete with some degree of humidity is subject to rapid temperature rises during a fire conflagration. The build-up of the water vapor pressure in the pore structure, combined with the stresses originated from the thermal deformation gradients, create the conditions for the occurrence of explosive spalling. In addition, concrete structures submitted to fire or exposed to high temperatures also suffer important microstructural changes, which affect their macroproperties, such as compressive strength and porosity. The changes are both chemical and physical in nature, involving loss of water, differential thermal expansions/contractions and modification of the crystalline arrangements of some of its constituents. The final effect is a significant reduction in the resistance of the structural members, to the point of collapse in the worst cases. The studies on the field of concrete fire resistance are usually focused just on the monitoring of the external signs of degradation, such as micro-cracks, expansions and spalling. The chemical and physical changes in the microstructure are less often examined, although they are the primary reasons behind the degradation. The present work analyses the microstructural changes and the strength loss due to heat exposure in paste, mortar and concrete elements. It also evaluates the efficiency of the incorporation of polypropylene fibers to control spalling. The results indicate that spalling is in fact a problem but the use of fibers can avoid spalling and increase the residual strength. The data collected is useful to guide the development of more adequate design procedures for structures exposed to fire.

Keywords: high strength concrete, spalling, high temperatures, fire exposure.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o tema de pesquisa, sendo discutidas as razões que motivaram a escolha do assunto, e justifica-se sua importância no desenvolvimento científico-tecnológico da área. Ainda, são descritos os objetivos, as hipóteses e as limitações do estudo, bem como explicitada a estrutura da tese.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos anos 70 e 80, costumava-se referenciar os concretos com resistência à compressão superior às usualmente especificadas (que na época ficavam em torno de 15 - 25 MPa) como “*concretos de alta resistência*”. Mais recentemente, estes concretos também passaram a serem denominados de “*concretos de alto desempenho*”, pois se passou a reconhecer que as vantagens oferecidas por estes materiais iam muito além de uma elevada resistência à compressão, uma vez que os mesmos são dotados de um comportamento adequado quanto à durabilidade, resistência à abrasão e ao impacto, resistência à corrosão química e mecânica, apresentando ainda baixa retração e fluência, bem como ausência de segregação e exsudação, entre outras propriedades atraentes.

Adotando esta visão mais moderna, Aitcin [1999] define o concreto de alta resistência como um material de engenharia (ou seja, projetado para um determinado fim), em que uma ou mais das características específicas são otimizadas através da cuidadosa seleção e proporcionamento de seus constituintes. Segundo este autor, a definição é propositalmente apresentada de forma vaga, com o intuito de deixar claro que não existe apenas um tipo de concreto de alta resistência, mas uma família de novos tipos de concreto cujas propriedades podem ser ajustadas de acordo com as necessidades particulares da situação.

Devido aos custos e à necessidade de maior controle de execução, a utilização deste material foi inicialmente limitada a estruturas especiais, tais como pontes e plataformas petrolíferas. Com o avanço do conhecimento e das tecnologias de produção, entretanto, o mesmo foi se difundindo e, hoje, já é corrente o emprego do concreto de alta resistência em elementos estruturais de prédios de grande altura [KODUR & MCGRATH, 2001].

A família de concretos de alta resistência mais comum é a originada pela redução da relação água-aglomerante associada, na maioria das vezes, ao emprego de adições altamente reativas, como a sílica-ativa e o metacaulim. Estes concretos apresentam grande compacidade e elevada resistência. Porém, de acordo com Aïtcin [1999], a crescente demanda de utilização deste tipo de material está ligada, principalmente, à sua maior durabilidade.

A impermeabilidade do material e a estanqueidade da estrutura são os principais fatores determinantes da durabilidade, visto que a interação com íons ou águas agressivas é um fator prejudicial ao material. Sob o ponto de vista do aumento da vida útil, portanto, a impermeabilidade da pasta é uma característica muito apreciada na maioria dos concretos de alta resistência, pois resulta em um material menos sujeito às ações ambientais deletérias [NEVILLE, 1997].

Desde o início dos anos 90, entretanto, muitos pesquisadores e profissionais passaram a levantar questões sobre o comportamento do concreto de alta resistência no decorrer de um incêndio, justamente em função da microestrutura muito compacta, que dificulta a liberação do vapor e, conseqüentemente, o alívio de pressão.

As dúvidas foram aguçadas em virtude dos incêndios ocorridos em 1994, durante a construção do Great Belt Tunnel, na Dinamarca, e logo após a inauguração do Channel Tunnel, que liga a França à Inglaterra, em 1996. Nestes incêndios observou-se que, nas zonas onde o calor foi mais intenso, o concreto ficou completamente danificado, devido à ocorrência de deslocamentos explosivos. As perdas financeiras nos dois casos foram significativas, não somente pelos custos de reparação, mas também pelos impactos sócio-econômicos gerados devido ao atraso na inauguração e à interrupção do tráfego, respectivamente. As sérias conseqüências levaram à conscientização da necessidade de adoção de medidas especiais para minimizar os eventuais danos que poderiam ser causados por grandes incêndios em estruturas de concretos muito compactos [ULM, ACKER & LÉVY, 1999; KÜTZING, 2002].

Desde então, o emprego de proteções passivas em túneis passou a ser uma importante consideração de projeto, com o objetivo de prevenir perdas de integridade estrutural como as observadas nos casos mencionados acima, nos quais as estruturas ficaram debilitadas após o sinistro. Ressalta-se que, nestes casos, não houve a preocupação em projetar o concreto para ser resistente ao fogo, através do emprego de proteções passivas ou outras medidas protetoras.

Atualmente, diversos trabalhos estão voltados para a avaliação dos efeitos da exposição de estruturas de concreto a elevadas temperaturas e à realização de perícias em estruturas sinistradas. Os resultados obtidos indicam que, de fato, existe uma grande possibilidade de ocorrência de deslocamentos explosivos em concretos de alta resistência aquecidos a elevadas temperaturas. Este fato, ainda pouco estudado e divulgado, pode restringir o emprego seguro deste material, sem proteção, à determinados tipos de obras. Para superar esta dificuldade é necessário incrementar os ainda limitados conhecimentos que se dispõe atualmente sobre o seu comportamento frente ao calor. A presente pesquisa tem o objetivo de colaborar neste sentido, como justificado a seguir.

1.2 JUSTIFICATIVA

O concreto é um material amplamente utilizado na engenharia, para construção de diversos tipos de estrutura. O mesmo é, tanto quimicamente quanto fisicamente, um dos mais complexos dentre os utilizados na construção civil à temperatura ambiente [Troxell, Davis & Kelly, 1968], sendo ainda mais complexo quando exposto a elevadas temperaturas, tais como a de um incêndio.

Como ressaltado no item anterior, a crescente e variada utilização do concreto de alta resistência demanda que seja efetuada uma detalhada avaliação de suas propriedades em situações peculiares, tais como durante a ocorrência de um incêndio. Em edificações, sinistros deste tipo representam um das mais severas formas de exposição a que a estrutura pode estar submetida.

Por esta razão é fundamental, como ressaltam Kodur e McGrath [2001], coletar conhecimento sobre as propriedades frente ao calor dos materiais a serem empregados na construção, a fim de garantir que os mesmos se comportem adequadamente diante das solicitações impostas.

Como explica Neville [1997], o concreto, em princípio, apresenta um desempenho adequado ao ser submetido ao calor, uma vez que, durante o processo de aquecimento, não ocorre o desprendimento de gases tóxicos, e o intervalo de tempo que o mesmo resiste ao calor, mantendo boas características, é relativamente longo. Além disto, o concreto é um material não combustível e que possui baixa condutividade térmica. Buchanan [2002] ressalta, ainda, que a pasta de cimento, ao ser aquecida, sofre uma reação endotérmica, o que auxilia no controle do aumento de temperatura em estruturas expostas ao fogo. No entanto, sob certas condições, os efeitos do aquecimento podem ser mais variáveis e intensos, inspirando cuidados e levantando dúvidas sobre o desempenho de alguns tipos de concreto, prevenindo a formação de conceitos genéricos a respeito do assunto.

O problema, segundo Majorana et al [2003a], é que os concretos de alta resistência, que são tão eficientes à temperatura ambiente, podem, ironicamente, apresentar um desempenho pior que os concretos tradicionais a altas temperaturas. Aliás, uma das vantagens do concreto de resistência convencional, comparado aos demais materiais estruturais, principalmente o aço, é a sua resistência ao fogo. Inclusive, em muitos projetos, estes concretos têm sido indicados para utilização como proteção passiva de estruturas em aço.

Embora o concreto de resistência convencional apresente uma redução da sua capacidade estrutural com a exposição a temperaturas elevadas, o mesmo normalmente resiste à ação do calor sem chegar a uma situação de colapso, por um tempo condizente com o TRRF¹ da edificação. Este comportamento é resultante da evaporação gradual da água presente na matriz cimentícia, durante o processo de aquecimento. O vapor é liberado através da estrutura de poros existente, resultando num alívio das tensões geradas [BUCHANAN, 2002; KÜTZING, 2002].

Nas últimas décadas, um progresso considerável ocorreu no que se refere ao entendimento dos parâmetros que norteiam o desempenho de concretos em altas temperaturas, e na definição de relações custo-benefício que permitam projetar em segurança para este tipo de situação. No entanto, alguns tópicos ainda não foram completamente entendidos e requerem a realização de pesquisas teórico-experimentais, tais como: a caracterização das propriedades hídras do concreto sob condições térmicas transientes; a predição das condições para ocorrência de deslocamentos explosivos; e a modelagem teórica do concreto aquecido [MAJORANA et al, 2003a].

¹ Tempo requerido de resistência ao fogo. Corresponde ao tempo mínimo de resistência ao fogo, preconizado pela NBR 14432, de um elemento construtivo quando sujeito a curva de incêndio-padrão [ABNT, 2000]

Neville [1997] destaca que as diferenças de comportamento dos concretos sob aquecimento podem ser atribuídas a mudanças nas tensões atuantes e nas condições de umidade do material. Além disto, o desempenho dos concretos depende dos tempos de exposição à temperatura elevada e das propriedades dos agregados presentes na mistura.

De acordo com Troxell, Davis e Kelly [1968], o aquecimento do concreto conduz a alterações microestruturais físicas e químicas que acabam influenciando as suas propriedades térmicas, hídricas e mecânicas. Segundo Alonso, Andrade e Khoury [2003] e Maio, Giaccio e Zerbino [2001], uma vez que a estrutura pode estar sujeita a temperaturas que vão desde a ambiente até acima de 1000°C durante um incêndio, as alterações microestruturais que acontecem no concreto irão depender da temperatura máxima atingida e, conseqüentemente, da extensão do incêndio, podendo levar a uma degradação irreversível de suas características intrínsecas.

Conforme Silva [2001], o aumento da temperatura de um elemento estrutural pode causar reduções de resistência e rigidez, além do aparecimento de esforços solicitantes. Com o aumento da temperatura, os elétrons começam a vibrar e a mobilidade aumenta. Conseqüentemente, os componentes do concreto se dilatam e levam à ocorrência de fissuras e deslocamentos.

Além disto, durante um incêndio o concreto fica exposto a um elevado gradiente de temperatura, resultando em uma tendência de “descolamento” das camadas superficiais quentes das camadas interiores mais frias, com surgimento de fissuras paralelas à superfície, o que acaba dando origem ao fenômeno conhecido como deslocamento. A fissuração é mais intensa nas juntas, nas regiões mal adensadas e nos planos de barras de armadura. Quando o aumento de temperatura atinge o nível da armadura, a mesma passa a conduzir calor, acelerando os efeitos da temperatura elevada [NEVILLE, 1997].

O aquecimento induz ainda à perda de água ou desidratação dos compostos. Em alguns casos a retração derivada deste fenômeno compensa parcialmente a dilatação térmica [SHUTTLEWORTH, 2001].

A variação das condições de umidade, combinada com a ocorrência de transformações físico-químicas complexas (típicas de um material multi-fásico que engloba fases sólidas, líquidas e gasosas) faz do estudo do concreto em altas temperaturas um tema desafiador, como salientam Majorana et al [2003a].

Os mesmos consideram que as investigações relacionadas ao comportamento de concretos de resistência convencional e de alta resistência, bem como a análise de estruturas de concreto sujeitas a elevadas temperaturas, somente agora estão atingindo um certo nível de maturidade, tanto em nível científico quanto tecnológico.

De fato, várias pesquisas recentes têm se voltado para a investigação dos problemas relacionados à exposição ao fogo de túneis e edificações, bem como ao comportamento do problema de aquecimento do concreto em reatores nucleares. Os dados produzidos por estes esforços tendem a formar uma reserva de conhecimento incremental, cumulativa e evolucionária. Entretanto, dada à complexidade do tema de pesquisa, é ilusório pensar que é possível resolver todos os problemas encontrados de forma rápida e fácil. Estudos adicionais são necessários para esclarecer questões relativas ao transporte de fluídos no concreto aquecido, ao entendimento da influência que as transformações físico-químicas em nível microestrutural têm sobre as alterações de comportamento, ao desenvolvimento de novos concretos resistentes à ação das altas temperaturas, ao melhor entendimento dos fenômenos envolvidos nos deslocamentos explosivos e o seu adequado modelamento, ao aprimoramento de modelos que garantam uma representação real do complexo comportamento termo-hidro-mecânico do concreto, bem como a influência do histórico de cargas nas propriedades do concreto durante o processo de aquecimento.

Diante da complexidade do tema, corre-se o risco de que o comportamento do concreto em altas temperaturas e as suas fundamentações mecânicas não encontrem-se adequadamente entendidos, até mesmo pelos especialistas, e que entendimentos e percepções errôneas estejam sendo perpetuadas como verdades através das gerações.

Segundo Majorana et al [2003a], a contribuição destes esforços combinados depende não somente das ferramentas numéricas e experimentais utilizadas, mas também da qualidade das pesquisas realizadas. Muitas destas pesquisas foram fragmentadas, incompletas, duplicadas ou idealizadas, de maneira a contribuir somente para determinado ponto de interesse em detrimento à formação de um conhecimento mais amplo.

Esta tendência se reflete nas normas e códigos empregados atualmente, que estão baseados nos conhecimentos adquiridos, no mínimo, há dez anos atrás e, portanto, são muito prescritivas, inibindo inovações.

Novos conceitos estão sendo adotados em vários países, baseados numa visão de projeto baseada na análise do desempenho, em detrimento ao uso de tabelas prescritivas. Estas mudanças estão permitindo avanços no que se refere a métodos de cálculo que permitam um melhor custo-benefício e uma maior segurança [GOUVÊIA, 2000].

As normas recentemente publicadas, ou em processo de revisão, no Brasil, relacionadas à segurança de elementos estruturais em situações de incêndio, têm desencadeado o amadurecimento e a conscientização dos profissionais nacionais ligados à construção civil sobre o tema.

Em particular, alguns centros de pesquisa têm concentrado esforços na determinação das propriedades do concreto de alta resistência diante de elevadas temperaturas, visto as características técnicas favoráveis deste material para a construção de estruturas duráveis e a amplitude reduzida de conhecimentos sobre o comportamento do mesmo nesta situação peculiar.

As alterações nas propriedades do concreto em altas temperaturas são induzidas principalmente pela perda de água da pasta e dos agregados, pelas alterações de fase e pelas movimentações térmicas devido ao aumento na temperatura. A análise do efeito destes fenômenos, para um elemento de concreto em particular, pode ajudar a prever a evolução das propriedades do concreto durante um incêndio. Um dos aspectos mais importantes para a análise da capacidade de suporte da estrutura e da durabilidade são as micro-fissuras e os deslocamentos explosivos, que acontecem quando o ponto crítico do concreto é alcançado, sendo que as previsões devem ser baseadas em análises mecânicas em nível microestrutural [SHUTTLEWORTH, 2001; ALONSO, ANDRADE & KHOURY, 2003].

Torna-se essencial, diante desta situação, a realização de pesquisas científicas voltadas para o desenvolvimento da tecnologia do concreto nesta situação específica, a fim de permitir que as estruturas de concreto continuem apresentando um desempenho mínimo em temperaturas superiores às de serviço e que, durante um incêndio, não haja alterações das suas propriedades que conduzam a uma perda total da capacidade de suporte. Para isso, a influência do calor deve ser adequadamente pesquisada e entendida, tanto em termos dos seus efeitos na estrutura como um todo como, quanto especificamente, para os materiais constituintes.

1.3 DEFINIÇÃO DO TEMA DE PESQUISA

De acordo com o explicado anteriormente, a matriz compacta do concreto de alta resistência, propriedade âncora no quesito durabilidade, tende a ser a principal responsável pelo mau funcionamento deste material diante de condições térmicas extremas, tais como durante o rápido aquecimento que ocorre em casos de incêndios. A justificativa para esta hipótese está fundamentada no acréscimo de pressão que ocorre nos poros do concreto, devido à evaporação da água presente na matriz cimentícia com o calor, e às tensões geradas nos materiais constituintes pelos gradientes de deformações térmicas.

Dotreppe, Bisschops e Franssen [2001] indicaram que o comportamento de colunas em concreto armado é geralmente satisfatório em situações de incêndio. No entanto, deslocamentos explosivos podem ser observados em alguns casos, ocasionando a ruptura prematura do elemento estrutural e reduzindo a sua resistência ao calor. Este fenômeno é observado em concretos com estrutura muito compacta, gerada pela presença, na matriz cimentícia, de partículas de adições ativas muito finas e reativas, tais como sílica-ativa.

Dado que a utilização do concreto de alta resistência na construção civil vem se intensificando com o passar dos tempos, inclusive no Brasil, especialmente em prédios de grande altura, considera-se que estudos nesta direção tornam-se necessários e imprescindíveis.

Em 1999, teve início uma nova linha de pesquisa no *Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais* voltada à realização de estudos sobre os efeitos do calor em decorrência de incêndios nos elementos estruturais que integram uma edificação. O objetivo principal é entender a dinâmica do processo de deterioração, em função das elevadas temperaturas, bem como analisar materiais e técnicas que retardem ou reduzam este processo. O presente trabalho se enquadra nesta linha de pesquisa, propondo-se a investigar as propriedades de diferentes concretos, com adição de sílica-ativa e metacaulim, em elevadas temperaturas.

De acordo com Balendran, Nadeem e Maqsood [2001], as pesquisas já desenvolvidas sobre o tema concentram-se basicamente na avaliação da resistência à compressão de concretos após a exposição ao calor. Torna-se necessário, portanto, não só avaliar as alterações que ocorrem nas resistências ao cisalhamento e à flexão, mas também investir em estudos para entender a fenomenologia básica, desenvolver métodos para monitoramento das alterações sofridas pelo material durante o aquecimento e avaliar alternativas de controle e minimização dos efeitos deletérios do deslocamento.

Além disto, atenção especial também deve ser dada à avaliação dos efeitos da adição de fibras de polipropileno, pois a presença destas fibras, em concretos com elevado teor de finos, contribui para minimizar os danos causados pela ação de temperaturas elevadas, visto que o polipropileno derrete com o calor, criando poros que podem ser preenchidos pelo vapor de água, reduzindo a poro-pressão e a tendência aos deslocamentos [SULLIVAN, 2001].

Os tópicos abordados anteriormente constituíram os objetivos estabelecidos para o presente trabalho, como será discutido no item 1.4.

1.4 PREMISSAS E HIPÓTESES DE PESQUISA

A perda de capacidade portante, o aumento de porosidade (e, conseqüentemente, o decréscimo de resistência), o aparecimento de fissuras e de variações dimensionais em concretos submetidos a altas temperaturas são propriedades de interesse na engenharia e devem ser analisadas sobre o ponto de vista microestrutural.

Nesta tese investigam-se as transformações microestruturais que ocorrem em pastas de cimento e em agregados em elevadas temperaturas, visto que estes materiais sofrem transformações em decorrência do aquecimento e acabam influenciando as propriedades macroscópicas dos elementos estruturais. Além disto, analisam-se os fatores que contribuem para os deslocamentos explosivos no concreto de alta resistência, bem como as vantagens e desvantagens da adição de fibras de polipropileno na matriz cimentícia, com a finalidade de maximizar as propriedades deste material em incêndios.

As premissas que sustentam a pesquisa são as seguintes:

- ✍ Durante um incêndio prolongado, a estrutura e outros elementos da construção absorvem calor. Além do aparecimento de tensões diferenciadas no concreto, este calor acarreta mudanças físico-químicas nos materiais e causa expansões térmicas diferenciadas entre a massa de concreto e a armadura, prejudicando a aderência e originando tensões que levam o concreto a se desagregar, fissurar e deslocar, expondo as armaduras ao fogo, o que pode levar as mesmas ao escoamento;
- ✍ As estruturas de concreto podem sofrer alterações microestruturais consideráveis durante o aquecimento, que acabam por influenciar suas propriedades macroestruturais, tais como a resistência mecânica, módulo de deformação e a

porosidade. Estas alterações têm natureza física e química, envolvendo perda de água, expansões e/ou contrações térmicas e modificações no arranjo cristalino de alguns constituintes. As ações combinadas destes fenômenos são as razões primárias do processo de degradação e podem reduzir significativamente a resistência dos elementos estruturais, levando a estrutura ao colapso;

- ✍ Devido à estrutura compacta e a baixa permeabilidade dos concretos de alta resistência, podem ocorrer deslocamentos explosivos na superfície do material aquecido, em função do acréscimo de pressão nos poros da matriz cimentícia;

Dadas as premissas acima, estabeleceram-se as seguintes hipóteses de pesquisa:

- ✍ É possível avaliar as alterações físico-químicas de elementos estruturais através de ensaios de caracterização mecânicos, de microscopia eletrônica de varredura e de difratometria de raios-x, correlacionando estas alterações com as mudanças de desempenho sofrido pelos materiais, as quais permitem a formulação e proposição de métodos para avaliação de estruturas degradadas por incêndio através de ensaios que não agridam a integridade da estrutura remanescente após o sinistro;
- ✍ A adição de fibras à matriz cimentícia, em especial fibras de polipropileno, pode minimizar a tendências ao deslocamento, eliminando o comportamento explosivo, pois ao serem aquecidas as mesmas derretem e deixam espaços vazios que funcionam como poros, os quais permitem que o vapor de água gerado com o aquecimento atinja a superfície e não ocasione acréscimo de pressão no interior da massa.

1.5 OBJETIVOS

Tendo por base o exposto nos itens anteriores, o objetivo principal definido para esta pesquisa foi o seguinte:

- ✍ Contribuir para o desenvolvimento e aperfeiçoamento da tecnologia do concreto de alta resistência, no que se refere às suas propriedades em situações de exposição a elevadas temperaturas, tal como em conflagrações de incêndio. Este anseio por maximizar as propriedades deste material, nesta situação adversa, é alimentado pelo fato de que o mesmo possui grande potencialidade de emprego na construção civil, dadas suas propriedades favoráveis em termos de durabilidade.

Como objetivos secundários se estabeleceram:

- ✍ Comparar as diferenças no comportamento macroestrutural e microestrutural de concretos de resistência convencional e de alta resistência expostos a elevadas temperaturas;
- ✍ Analisar os vários fatores envolvidos no fenômeno de degradação térmica de concretos, tais como temperatura e tempo de exposição, adição de fibras à matriz cimentícia, tipo de agregado graúdo e mudanças no arranjo cristalino dos materiais;
- ✍ Avaliar o desempenho macroestrutural, expresso em termos da resistência à compressão simples, módulo de elasticidade e dilatações e/ou contrações, de corpos-de-prova submetidos à ação de elevadas temperaturas;
- ✍ Avaliar as alterações microestruturais nos materiais componentes do concreto com a exposição ao calor, expresso em termos de análises termogravimétricas e de ensaios de difrações de raios-x;
- ✍ Avaliar a eficiência de adições fibrosas e incorporador de ar como forma de atenuar a degradação do concreto de alta resistência e garantir a estabilidade estrutural por um maior intervalo de tempo.

1.6 LIMITAÇÕES DO ESTUDO

Dada a complexidade do tema, várias limitações se impõem à interpretação dos dados obtidos nesta pesquisa. A seguir se relacionam algumas delas, que são relevantes para a grande maioria das pesquisas realizadas na área.

A principal questão que deve ser considerada, ao ensaiar o concreto em altas temperaturas, consiste em simular as condições reais de utilização. Na prática, as estruturas de concreto estão sujeitas a uma considerável parcela de carga durante um incêndio e este aspecto tem sido negligenciado na maioria dos estudos realizados, visto a complexidade dos ensaios de exposição ao fogo sob carregamento. Diante do exposto, a influência do carregamento nas propriedades mecânicas do concreto aquecido ainda não está sendo bem avaliada, lançando dúvidas sobre a validade das informações geradas nestas pesquisas, dada a significativa influência do carregamento nas propriedades de tensão-deformação, na deformação lenta, e nas características hídricas e microestruturais.

Ademais, é necessário considerar a influência do tamanho da peça, uma vez que o aquecimento do concreto produz gradientes de tensão, temperatura e umidade que irão variar dependendo do volume e profundidade da peça. Admite-se erroneamente, em muitos estudos, que os corpos-de-prova (geralmente pequenas peças de concreto), aquecidos rapidamente, são representativos da “estrutura”, e não do “material”.

Os problemas continuam quando as propriedades hidráulicas são avaliadas, uma vez que a análise da permeabilidade é realizada à temperatura ambiente, após o resfriamento do concreto, porque os equipamentos e métodos de ensaio não são adequados para aplicações em altas temperaturas. A estrutura físico-química do concreto durante o aquecimento pode diferir consideravelmente da sua estrutura após o resfriamento, fazendo com que as propriedades mecânicas residuais do concreto após a exposição ao calor possam não representar as propriedades durante a mesma.

Por outro lado, cabe lembrar que mesmo quando se empregam ensaios em altas temperaturas, o regime térmico é estático, não conseguindo simular corretamente as condições térmicas dinâmicas que ocorrem durante o aquecimento.

Quanto a análise por difração de raios X, o principal fator que afeta a intensidade dos picos é a posição dos átomos, isto é, a maneira como eles estão arranjados na rede cristalina. Desta forma, a intensidade do raio difratado pode sofrer um aumento, uma diminuição ou até ocorrer o total desaparecimento de um pico, ocasionado por mudanças na posição dos átomos. No entanto, a posição dos átomos numa rede é determinada observando-se a intensidade relativa dos picos de difração, a qual recebe influência de seis fatores (fator de polarização, fator de estrutura, fator de multiplicidade, fator de absorção, fator de temperatura e fator de Lorentz). Ademais, existem fatores intrínsecos, gerais e situações peculiares que dificultam a identificação das fases. Em princípio, este é um método de caráter comparativo, e pode ocorrer uma identificação equivocada de picos referentes a fases diferentes na ausência de informação específica referente à natureza e estado da amostra. Entre os fatores gerais, existem efeitos que provocam o alargamento, a assimetria ou o deslocamento do pico, além da imprecisão instrumental. Entre as situações peculiares, cita-se a existência de picos isomorfos, de picos espúrios resultantes da contaminação da amostra, de picos de monocristais orientados convenientemente, da existência de fichas de baixa qualidade, da inexistência de fichas para a fase encontrada, além da orientação preferencial da amostra, do tamanho cristalino, da baixa cristalinidade, do efeito de profundidade da região analisada e do poder de difração (limite mínimo de detecção) [GOLDSTEIN et al, 1977; JOY, ROMIG Jr. & GOLDSTEIN, 1989].

1.7 ESTRUTURA DA TESE

A tese será estruturada em 6 capítulos. O primeiro contém a apresentação do tema de pesquisa e as justificativas que levaram à realização de uma abordagem científica sobre o tema. Além disto, discute-se de forma concisa os objetivos, as hipóteses e as limitações do estudo.

No segundo capítulo, apresentam-se generalidades sobre a dinâmica dos incêndios e as suas interações como os danos causados às estruturas de concreto pela exposição ao fogo. Neste sentido, abordam-se os mecanismos de transferência de calor, as curvas de incêndio padrão, as normas e os códigos pertinentes ao assunto, bem como as medidas comumente utilizadas como proteção passiva das estruturas.

O capítulo 3 está intimamente relacionado com a deterioração do concreto em elevadas temperaturas. No mesmo é feita uma abordagem das propriedades microestruturais e macroestruturais do concreto, tanto à temperatura ambiente quanto em elevadas temperaturas, bem como uma correlação das transformações que ocorrem na microestrutura dos materiais constituintes do concreto com as alterações nas propriedades macroestruturais, à medida que há o acréscimo de temperatura.

No capítulo 4, são apresentadas as estratégias experimentais adotadas na pesquisa e detalhadas as etapas do programa experimental elaborado, sendo discutidas as variáveis analisadas e justificado os ensaios adotados, além de mencionado o escopo dos mesmos.

O capítulo 5 destina-se à apresentação e à análise dos resultados numéricos e qualitativos (Difração de Raio X) obtidos na pesquisa. Salienta-se que a abordagem estatística utilizada para a análise dos resultados numéricos está baseada nas técnicas de Análise da Variância (ANOVA).

O Capítulo 6 engloba as conclusões decorrentes da realização desta pesquisa, bem como recomendações e sugestões para futuros trabalhos.

Capítulo 2

O FENÔMENO INCÊNDIO E SEUS IMPACTOS SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Com o intuito de fornecer informações sobre a que condições uma estrutura de concreto pode ser eventualmente exposta durante um incêndio, neste capítulo serão apresentadas algumas noções básicas sobre a dinâmica deste tipo de sinistro e, de forma sucinta, os mecanismos de transferência de calor, as curvas de temperatura-tempo sugeridas para o dimensionamento de estruturas contra o fogo, as normas e códigos pertinentes ao assunto e as técnicas de proteção ativa e passiva mais empregadas para maximizar a resistência ao fogo. Ainda, serão discutidos os prováveis impactos que os incêndios ocasionam nas estruturas de concreto e os métodos empregados para garantir a segurança das edificações, bem como apresentado um histórico referente aos grandes incêndios em obras de engenharia.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Incêndios são incidentes relativamente raros, mas extremamente importantes na vida das edificações e das comunidades humanas, visto que as possíveis conseqüências de um sinistro envolvem, entre outros fatores, perdas humanas e materiais.

Embora, de forma geral, as pessoas esperem que suas residências ou locais de trabalho sejam seguros ao fogo, os incêndios não-desejados constituem uma força destrutiva que pode ocorrer em diferentes estruturas (edificações, túneis, plataformas petrolíferas, plantas petroquímicas e nucleares), colocando em risco a sua integridade e a segurança de seus ocupantes. Felizmente, tais ocorrências são pouco freqüentes e a taxa de mortalidade é reduzida [BUCHANAN, 2002].

Apesar do baixo risco de mortalidade, é dever dos profissionais ligados à construção civil zelar pela proteção à vida, através da adoção de medidas de prevenção e controle dos sinistros, bem como de práticas de projeto que permitam uma rápida evacuação do ambiente em chamas, levando em consideração as condições específicas da obra [SILVA, 2001]. A segurança das pessoas que ocupam as edificações atingidas por sinistros depende de muitos fatores ligados ao projeto e à construção, incluindo a expectativa de que certos prédios, ou partes dos mesmos, não entrem em colapso durante o incêndio, ou que os elementos de concreto ou alvenaria que compartimentalizam a mesma atuem inibindo o alastramento das chamas. Em alguns casos estes elementos, mesmo se degradando, exercem papel essencial ao retardar o dano causado pelo fogo até que se evacuem os ocupantes e se inicie o combate ao mesmo.

Por estas razões, é fundamental entender como a estrutura resistente de nossas edificações irá responder ao aquecimento. Como explica Khoury [2003a], os incêndios ocasionam a exposição ao calor dos elementos estruturais e, conseqüentemente, provocam o aumento da sua temperatura, causando expansões térmicas dos seus materiais constituintes, evaporação da sua umidade, aumento da sua poro-pressão interna e degradação das suas propriedades mecânicas. Aos projetistas cabe buscar maneiras de evitar que estes fatores combinados não prejudiquem o comportamento da estrutura. Atenção especial é normalmente dispensada à capacidade portante das vigas, pilares e lajes, a fim de evitar um colapso progressivo. Para entender como o concreto, tema principal desta pesquisa, vai ser afetado e reagir durante um incêndio, cabe revisar inicialmente a dinâmica deste fenômeno.

2.2 ORIGEM E DINÂMICA DOS INCÊNDIOS

O fogo é o resultado de um processo químico de transformação, denominado combustão, onde uma reação em cadeia transforma os materiais combustíveis e inflamáveis, na forma sólida ou líquida, em gases, a partir da combinação com um comburente. A reação é normalmente ativada por uma fonte de calor. Desta forma, pode-se dizer que os elementos necessários para gerar um fogo são: o combustível, o comburente, o calor e a reação em cadeia. Os três primeiros elementos constituem o *triângulo do fogo*. Quando adicionados ao quarto elemento formam o *quadrado ou tetraedro do fogo*.

Para que o fogo tenha início, é necessária a existência de um combustível que, ao atingir seu ponto de fulgor e combustão, gere gases inflamáveis, os quais, misturados com um comburente (oxigênio contido no ar) precisam apenas de uma fonte de calor (uma faísca elétrica, uma chama ou um super aquecimento) para inflamar e começar uma reação em cadeia. Os resultados da transformação química são a geração de luz e calor [KLEIN, 2001].

Desta forma, para que o fogo seja extinto, é preciso retirar um dos três elementos que compõem o triângulo do fogo (material combustível, comburente e fonte de calor) ou extinguir a reação química. A retirada do material combustível consiste em evitar que o fogo seja alimentado e tenha um campo de propagação. A retirada do comburente pode ser atingida através do abafamento do material combustível, a fim de evitar que o oxigênio do ar, principal material comburente, atinja o combustível. A retirada da fonte de calor consiste na aplicação de um agente extintor, que irá resfriar o calor e interromper a reação em cadeia.

Já a extinção da reação química interrompe a reação em cadeia presente no fogo. Quando o combustível é submetido ao calor, ocorre a geração de gases ou vapores, que se combinam com o comburente, formando uma mistura inflamável. Se um determinado agente extintor é lançado sobre o fogo, suas moléculas se dissociam, pela ação do calor, e se combinam com a mistura inflamável (gás ou vapor mais comburente), formando uma mistura não-inflamável, o que rompe a reação em cadeia, como explica Klein [2001].

2.2.1 Processo de Desenvolvimento do Incêndio

No princípio de um incêndio, os materiais combustíveis vão sendo aquecidos e o calor ocasiona a sua ignição, dando início ao processo de combustão, com formação de chamas e início do período de alastramento do incêndio. Neste período, as chamas estão concentradas na superfície dos materiais combustíveis onde se iniciou a combustão. Com o passar do tempo a intensidade das chamas vai aumentando e o calor vai se propagando, por radiação, para os demais materiais combustíveis presentes, que também podem ser afetados pelo contato com as próprias chamas e com os gases quentes produzidos pela combustão.

Quando a temperatura dos gases atinge 600°C, a taxa de combustão aumenta rapidamente e atinge-se o período de inflamação generalizada, denominado *flashover*. Este instante é bastante marcante, pois além do rápido aquecimento, podem ocorrer explosões que, freqüentemente, ocasionam o rompimento das janelas e vidros [SILVA, 2002].

Segundo Buchanan [2002], no instante em que os vidros se quebram, uma grande quantidade de oxigênio normalmente ingressa no ambiente, o que alimenta e fortalece as chamas existentes, ocasionando uma liberação ainda mais intensa de calor radiante e uma elevação da temperatura. A situação pode ser agravada pela ignição dos demais materiais combustíveis do recinto. Caso os vidros não quebrem, as chamas poderão durar por um período mais longo, mas, em contrapartida, haverá uma taxa de liberação do calor menor.

Em ambientes típicos, a taxa de combustão é controlada pela natureza da superfície dos materiais combustíveis no período de alastramento do incêndio. Já no período de inflamação generalizada, a taxa de combustão se torna dependente do nível de ventilação do ambiente, sendo o tamanho e a forma das aberturas fatores de grande importância.

Nos incêndios controlados pela ventilação, se a quantidade de ar no interior do ambiente for insuficiente para garantir o processo de combustão, as chamas poderão se estender para fora do local, através das aberturas. Acontece então um novo processo de combustão quando os gases aquecidos e não-inflamados se misturarem com o ar resfriado presente no ambiente exterior. A taxa de combustão é limitada pelo volume de ar resfriado que pode entrar no ambiente e pelo volume de gases quentes que pode sair do ambiente [GOUVÊIA, 2000b].

Nem todos os incêndios, todavia, são controlados pela ventilação. Em alguns casos, a taxa de combustão é controlada pela área superficial dos materiais combustíveis, especialmente em ambientes amplos e bem ventilados, que contém materiais combustíveis mas com área superficial limitada. Nestes casos, a taxa de combustão será similar àquela que ocorreria em materiais combustíveis queimando a céu aberto. No período de resfriamento, a maioria dos incêndios começa a ser controlada pela quantidade de material combustível. Se os combustíveis forem líquidos ou fundíveis, a combustão irá terminar rapidamente, no instante em que todo material for consumido. Já se os combustíveis forem materiais sólidos, como a madeira, a combustão irá ocorrer a taxa conhecida, gerando longos períodos de resfriamento, que vão depender da espessura do material. A taxa de combustão, inicialmente, será controlada pela limitada taxa de ventilação, visto que a área superficial em combustão permanece elevada. Quando a área superficial em combustão é reduzida a certos níveis, o fogo começa a ser controlado pela disponibilidade de material combustível, sendo que a taxa de resfriamento irá depender do volume e da espessura dos materiais combustíveis remanescentes. Caso o combustível possua uma pequena área superficial em relação ao volume, a combustão será primariamente controlada pelo combustível, induzindo a um longo período de combustão com baixa taxa de resfriamento.

No período anterior ao flashover, não há risco de colapso da estrutura, embora danos localizados possam ocorrer. Conseqüentemente, não existe risco à vida por desabamento estrutural, mas pode havê-lo pela presença de calor e fumaça. A degradação dos elementos estruturais e das barreiras de compartimentação normalmente ocorre durante o flashover, fazendo com que as práticas de projeto costumem admitir que as estruturas devam apresentar condições de segurança após a ocorrência do mesmo. Assim sendo, o dimensionamento dos sistemas de proteção contra incêndios tendem a evitar o colapso estrutural e garantir a ocorrência de danos localizados na estrutura sinistrada [PURKISS, 1996].

2.2.2 Mecanismos de Transferência de Calor

O conhecimento básico dos mecanismos de transferência de calor é essencial para o entendimento dos incêndios. O calor pode ser transferido por condução, convecção e/ou radiação, mecanismos que atuam separadamente ou em conjunto, dependendo da situação. Gouvêia [2000b] e Fakury et al [2003] explicam estes mecanismos da seguinte forma:

A *condução* consiste na transferência de calor entre os materiais sólidos, sendo um importante fator na ignição das superfícies sólidas e na resistência ao fogo dos elementos estruturais. Nos materiais considerados bons condutores, a transferência de calor ocorre pelas interações envolvendo os elétrons livres. Portanto, se um material é bom condutor de eletricidade, geralmente também será de calor. Já, nos materiais pouco condutores, a transferência ocorre pela vibração mecânica das moléculas.

A *convecção* envolve a transferência de calor pela movimentação de fluídos no estado gasoso ou líquido. O calor transferido por convecção é um fator importante no alastramento da chama e no transporte da fumaça e dos gases quentes, durante o incêndio, para outros recintos ou para fora do ambiente, através das janelas. O início do processo de transferência de calor por convecção envolve o contato entre a superfície do sólido aquecido e os fluídos circundantes. A taxa de aquecimento ou resfriamento depende de muitos fatores, especialmente da velocidade de reposição do fluído na superfície.

Já, a *radiação* envolve a transferência de energia por ondas eletromagnéticas, que se propagam através do vácuo e dos sólidos e líquidos transparentes às ondas. Este é o principal mecanismo de transferência de calor durante o incêndio, atuando entre as chamas e as superfícies combustíveis, ou entre os gases quentes e os objetos da edificação, ou ainda entre a própria edificação sinistrada e as edificações adjacentes.

2.3 CONSEQÜÊNCIAS DOS INCÊNDIOS NAS EDIFICAÇÕES

Entendidos os conceitos básicos sobre a origem de um incêndio, cabe discutir quais os riscos que este tipo de fenômeno oferece às construções. O conceito de risco (R) é derivado da combinação de uma probabilidade de ocorrência (P) e de uma conseqüência (C), isto é:

$$R = P \times C$$

A discussão dos riscos de incêndio é uma área complexa, e sua discussão detalhada não cabe neste trabalho. Basta destacar, para os propósitos do mesmo, que o risco de ocorrência de um incêndio numa edificação, assim como a sua intensidade e duração, estará associado às atividades desenvolvidas no local, ao tipo e à quantidade de material combustível (denominado tecnicamente como carga de incêndio e que compreende mobiliários, equipamentos e acabamentos), à forma da edificação, às condições de ventilação do ambiente (que são influenciadas pela dimensão e posição das janelas), às propriedades térmicas dos materiais constituintes das paredes e do teto e, finalmente, aos sistemas de segurança contra incêndio [VARGAS & SILVA, 2003].

Por exemplo, admite-se que o risco de uma indústria de processamento de papel incendiar é menor do que o de um depósito de tinta. Um edifício térreo com grande área de piso, sem compartimentação, apresenta uma maior probabilidade de ocorrência de incêndios de grandes proporções, do que um edifício com diversos andares, empregados para a mesma atividade. Isto acontece porque, no segundo caso, a área está subdividida em vários compartimentos que confinarão o incêndio e reduzirão a probabilidade de alastramento.

Na avaliação da vulnerabilidade de uma estrutura, considera-se não só a probabilidade da ocorrência de um princípio de incêndio, mas também a probabilidade de que os meios de proteção ativa não sejam eficientes e que o incêndio se generalize; a probabilidade de que as rotas de fuga não sejam adequadas e que as pessoas fiquem trancadas na edificação, em locais não atingidos por fogo ou fumaça; e a probabilidade de que a estrutura atinja o colapso em virtude das altas temperaturas. Para tanto, se devem considerar: o porte da edificação, o número de usuários e o tipo de utilização, as exigências do poder público e as recomendações de normas técnicas para o projeto e para a especificação de equipamentos, como explicam Silva [2001] e Dias [2002].

Quanto às conseqüências dos incêndios, segundo Plank [1996] a probabilidade de acidente fatal por pessoa com estimativa de vida de 75 anos em acidente de trânsito é 1:50 enquanto em incêndios é 1:1500. Em incêndios, as vítimas normalmente morrem por asfixia nos primeiros minutos do sinistro.

A grande maioria dos incêndios relacionados à construção civil ocorre em edificações, e o risco de morte ou ferimentos graves pode ser associado ao tempo necessário para que níveis perigosos de fumaça ou gases tóxicos e temperatura sejam atingidos, comparados ao tempo de escape dos ocupantes da área ameaçada. Ou seja, torna-se necessário limitar a propagação de fumaça e do fogo, pois os mesmos podem afetar a segurança das pessoas em áreas distantes do foco de incêndio, ou mesmo em edificações vizinhas.

O emprego de materiais isolantes térmicos colabora para evitar a propagação do fogo para outros ambientes, mas pode tornar o incêndio mais severo no ambiente em chamas, ao concentrar o calor. A probabilidade de início e propagação de um incêndio é consideravelmente reduzida em locais com detectores de fumaça, chuveiros automáticos, brigada contra incêndio e compartimentação adequada. Em geral, admite-se que o risco de vida, em decorrência de um colapso estrutural ocasionado por um incêndio, é muito pequeno, se a edificação estiver bem dimensionada e for dotada de dispositivos apropriados de segurança e combate ao fogo, exigidos pelas normas e códigos [VARGAS & SILVA, 2003].

Os objetivos primordiais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida humana e reduzir as perdas patrimoniais. O risco à vida compreende tanto a exposição dos usuários à fumaça ou aos gases quentes presentes no ambiente, como o desabamento de elementos construtivos sobre os usuários ou sobre a equipe de combate. Já, a perda patrimonial simboliza a destruição parcial ou total da edificação, dos materiais armazenados, dos documentos, dos equipamentos e dos acabamentos do edifício sinistrado ou das edificações vizinhas [ABNT, 2000].

Em princípio deve-se, sempre que possível, garantir a segurança estrutural da estrutura sinistrada, visando tanto salvaguardar as vidas dos usuários quanto auxiliar na preservação patrimonial. Justifica-se, portanto, a adoção de todas as medidas cabíveis que evitem o colapso da edificação, permitindo assim a desocupação do ambiente em chamas e a execução de trabalhos de reforços para a sua re-utilização. Cabe lembrar, entretanto, que segurança absoluta é um requisito impossível de ser atingido e que, em muitos casos, o nível de segurança é proporcional ao custo para obtê-la [SILVA, 2001].

O concreto presente nas vigas, nos pilares e nas lajes é normalmente empregado tanto para conferir capacidade portante aos elementos como, ao mesmo tempo, para funcionar como barreira térmica. No primeiro caso, sua função é garantir que, durante um incêndio, a edificação não entre em colapso e mantenha sua capacidade portante. No segundo, é garantir a integridade dos elementos, impedindo a penetração das chamas e dos gases quentes através das fissuras, bem como mantendo o isolamento térmico dos elementos [KHOURY, 2003a].

2.3.1 Impactos dos Incêndios em Estruturas de Concreto

Em situações normais, à temperatura ambiente, os esforços atuantes numa estrutura são principalmente derivados da ação da gravidade e eólica. Entretanto, em situações de incêndio, torna-se necessário considerar também as ações térmicas, pois o fluxo de calor que atinge a estrutura acarreta o aumento da temperatura nos elementos estruturais, provocando deformações, causando reduções na capacidade resistente e aparecimento de esforços adicionais. Estes esforços surgem quando as deformações são impedidas e, geralmente, podem ser desprezados, pois haverá uma redistribuição dos mesmos e redução de rigidez.

No dimensionamento de uma estrutura ao incêndio, não faz sentido considerar alguns dos esforços atuantes em baixas temperaturas, pois isto tornaria o projeto antieconômico. Desta forma, em incêndios, os esforços devidos à ação do peso próprio, da sobrecarga e do vento são minorados, em relação aos empregados à temperatura ambiente.

Os incêndios naturais podem variar consideravelmente em termos de duração, taxa de aquecimento e pico de temperatura, dependendo de fatores como tamanho e geometria do compartimento, distribuição e geometria dos materiais combustíveis, condições de ventilação e propriedades térmicas dos materiais. Ademais, a temperatura dos gases quentes irá variar através do compartimento em chamas, sendo que as camadas mais superiores serão as mais aquecidas [ANDERBERG, 2003b].

De forma geral, contudo, Fakury, Silva e Lavall [2002] explicam que a temperatura máxima nos incêndios em edificações oscila entre 500°C e 1200°C, sendo o tempo de aquecimento de 10 a 40 minutos, dependendo da área de ventilação, geometria do compartimento incendiado e quantidade de material combustível. Quanto a duração do fogo, a mesma pode variar de alguns minutos a poucas horas. Conseqüentemente, as seções mais internas dos elementos de concreto, provavelmente, não serão submetidas a uma temperatura superior a 500°C.

Nos incêndios em túneis, a temperatura atinge 1000°C em 5 minutos, aproximadamente. A temperatura máxima pode chegar a 1200°C, e a duração das chamas pode ser de muitas semanas. Este caso é um dos cenários mais sérios de um incêndio, onde o risco de deslocamentos explosivos é muito alto, especialmente para concretos com elevado teor de finos, visto que as camadas mais internas do concreto podem estar sujeitas a temperaturas mais altas do que as equivalentes em edificações [FERREIRA, 1998; BREHM, 1999].

Os efeitos térmicos nas propriedades dos materiais de construção não são fáceis de serem estimados, pois os materiais que possuem baixa inércia térmica armazenam menor quantidade de calor e, conseqüentemente, transferem menos calor para o ambiente depois que o fogo é extinto, permitindo um resfriamento rápido. Enquanto, os materiais com baixa condutividade térmica isolam o compartimento em chamas e, se qualquer combustão residual ocorrer no período de resfriamento, altas temperaturas poderão ser alcançadas novamente [BUCHANAN, 2002].

Normalmente, cada parte da estrutura terá diferentes funções durante um incêndio, de acordo com seu tipo e posição. As paredes não-portantes servirão para conter o alastramento do incêndio, oferecendo resistência ao fogo, as vigas e os pilares atuarão na manutenção da capacidade de suporte, e as lajes poderão atuar nas duas funções [KHOURY, 2003a].

Ao ser deflagrado um incêndio numa edificação, sua ação se faz sentir nos elementos constituintes do compartimento em chamas e nas zonas mais ou menos afastadas deste. Visto que no início de um incêndio a estrutura está sob ação do peso próprio e de cargas acidentais, um certo estado inicial de tensão e, portanto, um determinado estado de deformação encontra-se em equilíbrio. Em virtude do aquecimento diferenciado entre os elementos estruturais, um novo estado de tensão sobrepõe-se a este estado inicial, variável no tempo com o desenvolver das chamas, pois os elementos constituintes da edificação estão, de certa forma, interligados rigidamente. Quando alguns deles são mais aquecidos do que outros, as respectivas dilatações térmicas acabam sendo restringidas e originam um novo estado de tensão.

Ademais, a ação do fogo não se limita aos elementos diretamente expostos à chama, pois em determinadas situações, elementos relativamente afastados do compartimento em chamas poderão colapsar primeiro, em virtude do estado de tensão que as deformações de origem térmica da zona diretamente aquecida impuserem ao restante da estrutura.

Por outro lado, as propriedades mecânicas dos materiais constituintes dos elementos estruturais sofrem alterações com o aumento da temperatura, fazendo com que um elemento submetido a um determinado estado de tensão, constante ao longo do tempo, possa ter sua capacidade resistente esgotada, ao término de um certo intervalo de tempo [PANONI, 2003].

O colapso das edificações em concreto de resistência convencional, durante incêndios, raramente se deve à perda de resistência sofrida por um elemento estrutural, estando normalmente associado à incapacidade das demais partes da estrutura de absorver as deformações térmicas horizontais impostas pelo aquecimento, que podem causar ruptura por cisalhamento ou por deformação das colunas e das paredes. Já em elementos estruturais confeccionados com concretos de alta resistência, esta tendência pode ser alterada, pois as estruturas podem sofrer consideráveis perdas de seção devido ao deslocamento.

A taxa de aquecimento influencia diretamente o desenvolvimento de tensões térmicas, o aumento da poro-pressão e a possibilidade de ocorrência de deslocamentos explosivos. A temperatura máxima influencia o nível de deterioração das propriedades mecânicas do concreto e da armadura. Uma vez que, geralmente, as taxas de aquecimento são elevadas, o concreto desenvolve gradientes de temperatura na seção transversal, onde apenas as regiões superficiais, que ficam em contato direto com o fogo ou com a fonte de calor, estarão submetidas a temperatura máxima. No entanto, a temperatura da seção transversal, além de depender da temperatura máxima, é influenciada pela duração do incêndio, das condições de aquecimento, da geometria da peça exposta e do tipo de concreto [KHOURY, 2003a].

A continuidade das vigas influencia positivamente a capacidade portante e a resistência ao fogo das edificações, pois durante um incêndio ocorre a redistribuição dos carregamentos, fazendo com que as cargas atuantes nos locais mais afetados pelo fogo passem a ser suportadas pelos locais menos afetados que apresentam reserva de capacidade portante [ANDERBERG, 2003a].

As conseqüências de incêndios em elementos estruturais integrantes de uma edificação irão depender da importância dos mesmos no controle de comportamento geral da estrutura. Por exemplo, a falha de uma coluna situada na base de um edifício pode levar ao colapso de toda a edificação, mas a falha de uma viga secundária pode resultar em um dano mínimo, visto que as cargas atuantes poderão ser transferidas para os demais elementos não diretamente afetados pelo fogo [PANNONI, 2002].

A realização de uma perícia completa na estrutura é normalmente necessária após um incêndio, devendo ser efetuada tão logo seja possível entrar na edificação e antes da remoção dos entulhos. Neste processo, deverá ser feita uma estimativa da severidade do incêndio através de inspeção visual e classificação dos danos em cada elemento estrutural. A temperatura máxima atingida pode ser estimada através de ensaios prévios, simulações computacionais e/ou alterações colorimétricas do concreto [ANDERBERG, 2003a].

Uma estrutura considerada segura em condições excepcionais de incêndio é aquela que tem grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes e não colapsar com a elevação da temperatura, permitindo apenas plastificações e ruínas localizadas. Ao término do sinistro, após uma vistoria, a estrutura poderá ser re-utilizada sem a necessidade de recuperação ou com reparos localizados. Em caso contrário, deverá ser executado um projeto para a recuperação total da estrutura, na qual as características e capacidades últimas e de serviço deverão ser re-estabelecidas [VARGAS & SILVA, 2003].

Em determinadas situações, a recuperação de estruturas sujeitas a incêndio pode ser importante. No entanto, inevitavelmente haverá danos consideráveis que devem ser reparados, mesmo que a estrutura tenha sido projetada para resistir a incêndios e que o fogo tenha sido controlado, permanecendo os elementos estruturais ilesos. Geralmente, as normalizações e códigos não prescrevem que a estrutura deva permanecer intacta após o sinistro, mas que mantenha condições de segurança por um tempo especificado de acordo com o tipo de utilização, até porque a quantidade de proteção passiva necessária seria muito além da empregada somente para evitar um colapso prematuro [BUCHANAN, 2002].

Para exemplificar os impactos de incêndios em estruturas de concreto, são discutidos no próximo item alguns dos principais sinistros envolvendo incêndios em edificações e túneis.

2.3.2 Histórico dos Grandes Incêndios em Edificações e Túneis

Um dos sinistros mais significativos em túneis aconteceu no Great Belt Tunnel, na Dinamarca. O óleo de uma perfuratriz utilizada durante a construção vazou e inflamou, originando um incêndio que elevou a temperatura do concreto circundante para perto de 800°C. Os danos foram superiores a $\frac{2}{3}$ do concreto lançado, em função dos deslocamentos, sendo que as armaduras ficaram expostas, terminando por serem intensamente afetadas [KHOURY, 2003a].

No Channel Tunnel, que liga a França a Inglaterra, nove caminhões incendiaram sequencialmente. A carga de incêndio foi composta pelo material que estava sendo transportado e pelo combustível, sendo que a carga incluía poliestireno e gordura animal. A temperatura atingiu rapidamente 1000°C e, nas regiões de maior intensidade, 100% do concreto ficou completamente danificado em decorrência dos deslocamentos [ULM, ACKER & LÉVY, 1999]. Embora o registro de incêndios em túneis não seja recente, foram os danos causados pelos deslocamentos explosivos no concreto que desencadearam muitas das atuais pesquisas voltadas para a melhoria da segurança dos túneis e das propriedades do concreto em situação de incêndio.

Além dos túneis, muitas outras estruturas e elementos de infra-estruturas estão sujeitas à ocorrência de incêndios, tais como pontes e viadutos, prédios de grande altura, plantas nucleares e petroquímicas, para não mencionar estruturas mais específicas como plataformas petrolíferas. Embora não caracterize um incêndio, em pistas de aeroporto a temperatura na superfície pode atingir 300°C, devido à frenagem dos aviões [GAMBAROVA, 2003].

Referente a prédios de grande altura, pode-se citar o incêndio na torre de televisão Ostankino, em Moscou (2000), que provocou danos severos na estrutura interna de concreto armado. Gambarova [2003] cita ainda os incêndios causados pelo impacto de aviões nas Torres Gêmeas do World Trade Center, em Nova York (2001), e no arranha-céu da Pirelli, em Milão (2002). No primeiro caso, o triste desfecho dos intensos incêndios provocados pela grande quantidade de combustível acabou ocasionando a ruína total das edificações, as quais eram construídas em estrutura metálica. Já no segundo, dado o porte da aeronave e a pequena quantidade de combustível a bordo, os danos na estrutura de concreto armado foram negligenciáveis [FAKURY, SILVA & LAVALL, 2002].

Recentemente, no dia 13 de fevereiro de 2005, a cidade de Madrid na Espanha presenciou um incêndio de 12 horas que consumiu os 31 andares comerciais de um dos maiores arranha-céus da capital espanhola, a Torre de Windsor (figura 2.1). O prédio, que tem 106 metros de altura, foi construído no ano de 1979 e desde 2003 passava por reformas. O sinistro teve início com um curto circuito no 21º andar e rapidamente se espalhou pela torre. A temperatura, segundo os bombeiros, pode ter chegado a 1000°C. Felizmente não houve vítimas, pois o incêndio ocorreu durante a noite, mas o caso despertou a preocupação com a possibilidade da torre ruir, visto que ao final do sinistro as estruturas apresentavam-se bastante instáveis, visto que as chamas transformaram o prédio em um esqueleto de cimento.



Figura 2.1 - Incêndio na torre Windsor: (a) vista externa durante o incêndio; (b) vista externa após a extinção das chamas

[Fonte: BBC NEWS, 2005]

No Brasil, um sinistro de grandes proporções ocorreu no Edifício Andraus, em São Paulo, no dia 24 de fevereiro de 1972. O incêndio atingiu todos os andares do prédio, que continha 31 pavimentos de escritórios e lojas. A origem das chamas foi no 4º pavimento, em virtude da grande quantidade de material depositado, e teve como resultado 6 vítimas fatais e 329 feridos.

Já, um dos incêndios mais graves aconteceu em 1974, na cidade de São Paulo. O sinistro ocorreu no Edifício Joelma e deixou 187 mortos e aproximadamente 300 feridos. O prédio possuía 25 andares, sendo a maioria ocupados por escritórios. O incidente levou quase duas horas para que os doze carros de bombeiros conseguissem apagar o fogo e efetuar o salvamento dos sobreviventes. O início do fogo foi atribuído a um ar-condicionado queimando, mas um dos principais fatores para que houvesse uma grande propagação do fogo em questão de horas, foi o tipo de material usado na construção da edificação. Ele possuía uma estrutura de concreto armado com vedações externas de tijolos ocos cobertos por reboco e revestidos por ladrilhos cerâmicos na parte externa. As janelas eram de vidro plano em esquadrias de alumínio e o telhado construído com telhas de cimento amianto sobre estrutura de madeira. Além disso, a compartimentação interna era feita por divisórias de madeira e o forro era constituído por placas de fibra combustível, fixadas em ripas de madeira, além da laje-piso ser forrada por carpete. Segundo os engenheiros que avaliaram as condições remanescentes da obra, não houve danos estruturais de grande envergadura, apenas pequenos danos nos pilares e vigas, bem como um esfoliamento severo na laje de piso do 11º andar.

O Edifício Grande Avenida, em São Paulo, foi palco de um incêndio no dia 14 de fevereiro de 1981. O fogo se originou no subsolo e se alastrou por 19 pavimentos. Entre as vítimas, 17 pessoas faleceram e 53 ficaram feridas.

O Edifício da CESP, em São Paulo, incendiou no dia 21 de maio de 1987. O prédio era composto por dois blocos, um com 21 pavimentos e outro com 27 pavimentos, sendo que houve a propagação das chamas entre os blocos e, em decorrência, o colapso da estrutura com desabamento parcial.

O principal terminal de passageiros do Aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro, foi seriamente danificado por um incêndio no dia 13 de fevereiro de 1998. O incêndio durou oito horas devido ao volume elevado de materiais de decoração, altamente combustíveis, e a grande quantidade de papéis armazenados nos escritórios. Como resultado, danos acentuados e rupturas localizadas em alguns componentes estruturais, além de uma severa degradação da estrutura de concreto armado do prédio foram constatados. Os pavimentos superiores tiveram uma área danificada em torno de $\frac{2}{3}$ da área construída total, incluindo o pavimento de cobertura, atingindo em torno de 25 mil metros quadrados. No entanto, alguns pilares na região de fogo intenso, que possuíam acabamento superficial em pastilhas cerâmicas, foram danificados em menor intensidade pela ação do calor. Tal fato ocorreu porque as pastilhas proporcionaram uma resistência adicional à ação do fogo, formando uma barreira protetora bastante eficiente, que retardou o aumento da temperatura no interior do núcleo de concreto [BATTISTA, BATISTA & CARVALHO, 2002].

No dia 26 de fevereiro de 2004, um incêndio destruiu pelo menos seis dos vinte e dois andares do prédio onde fica a sede da Eletrobrás e empresas do setor financeiro, no centro do Rio de Janeiro (figura 2.2). O fogo começou no 15º andar, a partir de uma explosão, e se propagou até o 21º andar. Segundo informações extra-oficiais, um aparelho de ar condicionado teria ficado ligado durante todo o feriado de carnaval e provocado o início das chamas. No local trabalhavam 850 pessoas, mas no momento não havia praticamente ninguém, pois o fogo começou durante a madrugada. Na lateral da edificação surgiram grandes rachaduras provocadas por movimentos de dilatação em consequência do calor, sendo que três destas grandes rachaduras podem ter comprometido a estrutura do edifício. Pedacos de reboco, aparelhos de ar-condicionado, esquadrias de alumínio, vidros e outros objetos despencaram, caindo na rua.



Figura 2.2 - Incêndio no prédio da Eletrobrás, Rio de Janeiro

[Fonte: GLOBO ONLINE, 2004]

Em todos os casos supracitados, a manutenção da capacidade portante da estrutura, durante os incêndios, foi de suma importância para a evacuação das pessoas e materiais, bem como para as operações de combate ao sinistro. Além disso, uma vez que todos os incêndios possuem uma duração limitada e, na maioria dos casos, a estrutura não entra em colapso, a avaliação da capacidade portante residual, após o incêndio, é que deve ser corretamente executada, visto que a mesma impacta a tomada de decisão entre demolição e reconstrução da estrutura ou recuperação e reforço dos elementos danificados.

Esta decisão deve ser criteriosamente analisada, tendo por base os aspectos técnicos e os impactos sócio-econômicos. Quanto a decisão tecnicamente correta, deve-se considerar a determinação do patamar de temperatura atingido durante o incêndio e as propriedades residuais dos elementos estruturais, formados pelos compostos cimentícios e pelas armaduras.

2.4 CONTROLE DOS INCÊNDIOS NAS EDIFICAÇÕES

O controle de incêndios em edificações normalmente envolve uma combinação de decisões de projeto e estratégias de proteção ativa e/ou passiva. As decisões de projeto determinam a vulnerabilidade e a resistência natural da edificação ao fogo, assim como impactam nas operações de escape e combate ao fogo. Já, as proteções ativas e passivas atuam de forma a combater o fogo, retardar seu alastramento, ou reduzir os danos causados à edificação. O corpo de legislação na área, que ainda está em fase de evolução, especialmente no Brasil, busca atuar de forma a orientar e disciplinar estas atividades.

Estas medidas de prevenção devem ser avaliadas por profissionais tecnicamente habilitados, em parceria com o proprietário do empreendimento, tendo por princípio maior a preservação da vida e, também, a proteção do patrimônio. Deve-se analisar as medidas sob o ponto de vista econômico, considerando o custo da segurança adicional, do prêmio de seguro, a relação entre o custo da prevenção e o custo dos acabamentos e equipamentos, e o risco ao patrimônio de terceiros, entre outros [SILVA, 2001].

Neste item será apresentada uma breve revisão das questões relativas a incêndios e da evolução da legislação brasileira na área. Ênfase especial será dada para a questão da determinação da resistência ao fogo, principal parâmetro de projeto e que servirá como base para avaliação do desempenho de um elemento de concreto frente a altas temperaturas.

2.4.1 Medidas de Prevenção de Incêndios

A seleção de um sistema adequado de segurança contra incêndio deve considerar os riscos de início do incêndio, de sua propagação e de suas conseqüências. Por razões econômicas, não basta identificar o possível dano à propriedade, mas também a extensão do dano que pode ser considerada tolerável. Dificilmente a segurança absoluta será alcançada, mas deve-se buscar um nível de segurança satisfatório [DIAS, 2002; VARGAS & SILVA, 2003].

Segundo Khoury [2003a], existe necessidade da adoção de medidas protetoras em situações caracterizadas por altas taxas de aquecimento, onde temperaturas de 1000°C possam ser atingidas em até 5 minutos e o pico de temperatura esteja entre 1300°C e 1350°C.

Entre os meios de proteção e combate ao fogo, podem ser empregados materiais não-inflamáveis, redes de hidrantes, equipamentos para detecção e extinção do fogo, dispositivos de alerta e sinalização, brigada particular de incêndio, técnicas de compartimentalização, barreiras que evitem a propagação do fogo, portas corta-fogo, sistemas de fácil exaustão da fumaça, rotas de fuga bem sinalizadas e protegidas, escadas de segurança e respeito as normas técnicas [SILVA, 2001; DIAS, 2002].

Conforme mencionado anteriormente, estes meios de proteção e combate ao fogo podem ser subdivididos em ativos e passivos. Os ativos são dispositivos que necessitam ser acionados por pessoas ou controladores automáticos quando o fogo é detectado, tais como chuveiros automáticos (sprinklers) e detectores de fumaça. Os mesmos atuam de forma a limitar a propagação do incêndio e agilizar a comunicação com os Bombeiros, devendo ser utilizados em edificações de grande porte para minimizar os riscos de inflamação generalizada.

Já, os passivos são aqueles que estão acopladas no esqueleto da edificação e que ficam ao longo dos anos esperando pelo fogo, sem a necessidade de algum tipo de operação por pessoas ou controladores automáticos para entrarem em funcionamento. Estas proteções, geralmente, possuem baixa massa específica, baixa condutividade térmica, alto calor específico, adequada resistência mecânica, garantia de integridade durante a evolução do incêndio e custo compatível. Na prática, as estratégias de projeto, geralmente, incorporam uma combinação de medidas ativas e passivas para a garantia da segurança [BUCHANAN, 2002].

2.4.2 Evolução das Normas e Códigos de Incêndio Brasileiros

No Brasil, o advento das regulamentações relacionadas à segurança de edificações diante de incêndios ocorreu na década de setenta, incentivada pelos sinistros dos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo, e da Caixa Econômica Federal, no Rio de Janeiro.

Estas regulamentações foram adaptadas a partir de legislações estrangeiras e realizadas no âmbito do Instituto de Resseguros do Brasil, com vistas à contratação de seguros. A criação dos “*Regulamentos para Prevenção de Incêndios em Edificações*”, estipuladas pelas corporações de bombeiros e pelos códigos de obras municipais, provocou a disseminação destas regulamentações para o meio profissional [Gouvêia, 2000].

Em relação às normas, a *NBR 5628: Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo* [ABNT,2001] determina como averiguar a resistência ao fogo de um elemento estrutural. Segundo esta norma, o incremento de temperatura na face do elemento que não está exposta ao fogo deve ser inferior a 140°C, em média, ou a 180°C em pontos isolados. Além disto, durante o ensaio, deve ser controlado a manifestação de fissuras ou trincas no corpo-de-prova que inutilize a sua estanqueidade aos gases quentes, bem como o aparecimento de deformações transversais devidas aos efeitos térmicos. A determinação da estanqueidade do corpo-de-prova, caso ele apresente fissuras ou trincas, se dá através de um chumaço de algodão colocado a uma distância de 25 mm da fissura ou trinca, sendo o chumaço aplicado durante intervalos de 10s, para verificar se os gases quentes o inflamam.

A *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimentos* [ABNT, 2000] é válida para edificações de qualquer material e tem por objetivo estabelecer as condições a serem atendidas pelos elementos construtivos, estruturais ou de compartimentação, que integram os edifícios para que em situação de incêndio seja

evitado o colapso estrutural e sejam atendidos os requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente a possibilitar a fuga dos ocupantes da edificação e as operações de combate ao incêndio em segurança, bem como minimizar os danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública. Esta norma apresenta uma tabela com o TRRF dos elementos construtivos das edificações, além de permitir o emprego de outros métodos para determiná-lo e a utilização do método do incêndio natural para avaliar a ação térmica nas estruturas.

Recentemente, foi aprovada a *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* [ABNT, 2004], primeira norma brasileira relacionada às propriedades do concreto em elevadas temperaturas. Esta norma está baseada na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação de incêndio, tendo por finalidade estabelecer critérios para o projeto das estruturas de concreto nesta situação específica e a forma de demonstrar o seu atendimento. A mesma apresenta a tabela 2.1, que contém fatores de redução para a resistência à compressão e para o módulo de elasticidade do concreto em diferentes temperaturas, cujos valores dependem da mineralogia do agregado graúdo. Além disto, esta norma apresenta fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade do aço, e alguns métodos que permitem a verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, suficientes para garantir o bom desempenho das mesmas frente à ação do fogo.

Tabela 2.1 – Fatores de redução da resistência e do módulo do concreto

[Fonte: ABNT, 2004]

<i>Temperatura [°C]</i>	<i>Agregado Silicoso</i>		<i>Agregado Calcário</i>	
	<i>Fator Redução Resistência</i>	<i>Fator Redução Módulo</i>	<i>Fator Redução Resistência</i>	<i>Fator Redução Módulo</i>
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

Além destas normas, o Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, através da *Instrução Técnica 08: Segurança estrutural nas edificações - Resistência ao fogo dos elementos de construção* [CBESP, 2001], estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural por tempo suficiente para proteger a vida dos ocupantes das edificações e áreas de risco, em caso de incêndio; dificultar a propagação do incêndio, reduzindo danos ao meio ambiente e ao patrimônio; proporcionar meios de controle e extinção do incêndio; e dar condições de acesso para as operações do Corpo de Bombeiros.

Cabe salientar que as normas e códigos desenvolvidos mais recentemente em diversos países têm adotado um formato multi-nível, sendo o nível mais alto correspondente à legislação que especifica os objetivos e os requisitos de desempenho que todas as edificações devem cumprir para que a segurança ao fogo seja alcançada e os níveis mais baixos, correspondentes a um conjunto de alternativas que podem ser empregadas para que objetivos específicos sejam alcançados. As opções mais comumente disponíveis são soluções prescritivas, métodos de cálculo ou métodos baseado em desempenho [BUCHANAN, 2002].

Neste sentido, em 1992, a Inglaterra publicou uma instrução normativa (*Building Regulations Approved Document B3*) que permite a elaboração de um projeto estrutural baseado em desempenho e métodos de análise, dando liberdade aos engenheiros de propor novas idéias ou soluções criativas no que se refere a segurança ao fogo. No entanto, este documento ainda não está sendo amplamente utilizado pelos projetistas ingleses, pois o tema é muito polêmico e envolve muitas discussões, pesquisas e desenvolvimentos.

Em geral, os métodos de cálculo e de modelagem ainda não estão bem desenvolvidos, para uso indiscriminado como ferramentas de projeto. Assim sendo, códigos baseados em desempenho estão sendo adotados na maioria dos países para incentivar que os requerimentos de segurança ao fogo sejam atingidos através de soluções técnicas aceitáveis sob o ponto de vista do desempenho final. Desta forma, qualquer alternativa de projeto pode ser utilizada desde que seja comprovada sua eficiência, o que não restringe a inovação e facilita o uso de variantes de projeto mais econômicas ou benéficas.

Em nível estrutural, o incentivo aos métodos avaliativos vem das limitações inerentes dos métodos prescritivos tradicionais. Vários países já desenvolveram códigos baseados em desempenho, tais como Inglaterra, Suécia, Noruega, Nova Zelândia e Austrália, bem como muitos estão em processo de desenvolvimento dos mesmos [KHOURY, 2003a].

2.4.3 Exigências de Resistência ao Fogo

A maioria das legislações vigentes na área de incêndio está fundamentada em requerimentos fixados para aprovar ou não um elemento e garantir a sua estabilidade funcional durante o aquecimento por um determinado período de tempo, escolhido de forma mais ou menos arbitrária, de acordo com o tipo de ocupação, que permita a desocupação da edificação em segurança.

De acordo com a *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos* [ABNT, 2000], resistência ao fogo é a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo a sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

A resistência ao fogo consiste num tema importante a ser abordado em qualquer projeto de segurança ao fogo de estruturas. Na maioria dos prédios, determinados elementos, estruturais e não-estruturais, são selecionados tecnicamente para receberem barreiras térmicas que garantam a resistência ao fogo, através da prevenção de contato direto do elemento com a chama e/ou com a fumaça aquecida, como forma de prevenir o alastramento do incêndio e o colapso da edificação, se o incêndio não for controlado [BUCHANAN, 2002].

As exigências de resistência ao fogo são estabelecidas com base temporal. Normalmente se empregam os conceitos de *Tempo Requerido de Resistência ao Fogo* ou do *Tempo Equivalente de Resistência ao Fogo*². Estes tempos são estabelecidos em módulos de 30 minutos, no intervalo de 30 à 120 minutos, e são definidos de acordo com a altura da edificação, da área do pavimento, do tipo de ocupação e das medidas de proteção ativas disponíveis [ABNT, 2000].

As principais normas internacionais referentes a ensaios de resistência ao fogo são, segundo Pannoni [2002]:

- ✍ LPS 1107 (Loss Prevention Standard) – “Requirements, test and methods of assessment of passive fire protection system for structural steelwork;
- ✍ BS 476 (British Standards Institution) – “Fire tests on building materials and structures”;

² Tempo determinado a partir da curva de incêndio-padrão necessário para que um elemento estrutural atinja a máxima temperatura calculada por meio do incêndio natural considerado [ABNT, 2000].

- ✍ ISO 834 (International Standardization for Organization) – “Fire resistance test elements of building construction”
- ✍ ASTM E 119 (American Society for Organization) – “Standard test methods for fire test of building construction and materials.

A resistência ao fogo não tem muita importância nos primeiros estágios do incêndio, mas torna-se fundamental quando o fogo estiver fora de controle e o ambiente estiver completamente em chamas. Para garantir a segurança à vida, é necessário que todos os ambientes apresentem resistência ao fogo suficiente para que os ocupantes saiam da edificação e para que os bombeiros realizem as operações de combate ao fogo, pois eles necessitam entrar no local para combater os focos de incêndio, inclusive após a completa desocupação dos moradores [BUCHANAN, 2002].

A resistência ao fogo é medida, em minutos, até o momento de falha para a curva de incêndio-padrão especificada, sendo a capacidade portante limitada, simplesmente, pelo colapso durante a aplicação de carga. Caso seja necessário proteger o equipamento utilizado para o aquecimento e para a medição, pode-se adotar como critério a deflexão. Todos os modos de falha relevantes devem ser avaliados, tanto durante o aquecimento quanto durante o resfriamento, não sendo permitido que ocorra o colapso durante todo o processo. Geralmente, a capacidade portante mínima ocorre durante a fase do resfriamento, quando as armaduras atingem a temperatura máxima devido ao retardo na transmissão do calor e, conseqüentemente, o risco de colapso é maior.

A resistência ao fogo não deve ser atribuída a um elemento isolado, visto que o adequado comportamento ao fogo deve contemplar robustez, continuidade da armadura, níveis reduzidos de tensão e alternativas para a capacidade de suporte. A previsão de continuidade da armadura no projeto permite a redistribuição das forças e momentos para as partes que ainda não foram afetadas pelo incêndio, a medida que as partes afetadas forem colapsando, de forma a assegurar uma melhor resistência ao fogo se considerado a estrutura como um conjunto de vários elementos em detrimento a elementos isolados [GOUVÊIA, 2000].

Freqüentemente, a resistência ao fogo das estruturas de concreto é superior aos tempos mínimos requeridos para a garantia da segurança. Em função da continuidade estrutural, característica da maioria das edificações atuais, existe uma capacidade de redistribuição de esforços equivalente a uma reserva de resistência que acaba permitindo à estrutura resistir ao incêndio e ainda ser recuperada.

Desta forma, geralmente torna-se economicamente viável a recuperação ao invés da demolição e reconstrução, tanto em termos financeiros quanto em termos do tempo necessário para a re-ocupação [ANDERBERG, 2003a].

No entanto, a provisão de resistência ao fogo é apenas uma parcela de um conjunto de estratégias que podem ser projetadas para garantir a segurança de moradores e bombeiros, bem como a integridade estrutural da edificação.

2.5 MÉTODOS PARA AVALIAR OS EFEITOS DE INCÊNDIOS EM CONSTRUÇÕES

Nos últimos vinte e cinco anos, os conhecimentos relacionados a segurança ao fogo têm aumentado consideravelmente, possibilitando aos engenheiros empregar ferramentas analíticas e métodos de projeto que facilitem o estabelecimento da segurança ao fogo de uma estrutura.

Durante este processo de evolução, a necessidade de transformar os métodos prescritivos e restritivos tradicionais em métodos baseados em desempenho com requerimentos funcionais e flexíveis aumentaram severamente, visto que os métodos baseados em desempenho permitem ao engenheiro utilizar os seus conhecimentos e propor diferentes alternativas técnicas para garantir a segurança ao fogo.

No entanto, por muitas décadas as práticas correntes na engenharia de incêndio foram balizadas por códigos tabulados com base na curva de incêndio-padrão, onde o projetista deveria garantir que a estrutura cumprisse os requerimentos pré-determinados tendo por base o tipo de ocupação e a classe de risco ao fogo, a fim de assegurar a estabilidade estrutural por um período de tempo suficientemente longo que permitisse a saída das pessoas e as operações de combate ao fogo em segurança.

Estes códigos, embora fossem baratos para a implementação, eram os menos acurados entre os métodos para garantir a resistência ao fogo, pois eram largamente prescritivos, essencialmente rígidos e restritivos, não permitindo ao engenheiro propor soluções inovadoras, além da segurança ser muito variável, sendo em alguns casos muito conservadora e antieconômica e em outros casos insuficiente [ANDERBERG, 2003a].

Atualmente, a resistência ao fogo das estruturas de concreto pode ser avaliada tanto através dos métodos prescritivos (ensaios laboratoriais e métodos tabulados) quanto através dos métodos baseados em desempenho (modelagem numérica ou combinação de modelagem numérica e ensaios laboratoriais) [FIGUEROA, LUCCIONI & DANESI, 2002].

Os projetos tradicionais estão baseados na curva de incêndio-padrão, que na maioria dos casos é mais severa que a curva temperatura-tempo dos incêndios naturais, pois a intensidade do fogo será dependente da quantidade de material combustível e da ventilação no ambiente. Nos métodos prescritivos, admite-se como premissa que não se deve permitir que a estrutura atinja o colapso durante o tempo de duração do incêndio, inclusive durante o resfriamento. Isto torna o projeto mais complicado, pois é durante o resfriamento que a capacidade de carga e a isolamento térmica atingem valores mínimos [ANDERBERG, 2003a].

O emprego de cálculos teóricos para determinar a resistência ao fogo começou a ser aceito na engenharia, visto que os métodos tabulados são extremamente prescritivos e os ensaios laboratoriais dispendiosos, demorados e, na maioria dos casos, realizados em elementos isolados, fazendo com que os resultados não possam ser estendidos a toda estrutura, pois as mesmas apresentam variações de geometria e carregamento.

Os ensaios laboratoriais são mais onerosos se comparados aos métodos tabulados ou as modelagens numéricas, especialmente para estruturas grandes e complexas. Ademais, para que o ensaio do elemento de concreto ou de parte da estrutura seja válido, as condições devem ser similares às reais de utilização, tais como o mesmo nível de carregamento e engastamento. Entretanto, uma das vantagens destes ensaios é que eles indicam a distribuição de temperatura e as deformações presentes no elemento durante o aquecimento, bem como evidenciam os pontos fracos do material que dificilmente seriam descobertos sem a realização dos mesmos. Particularmente, o ensaio de estruturas reais em incêndio é uma tarefa formidável, como evidencia as pesquisas realizadas no hangar aeronáutico do Building Research Establishment em Cardington, na Inglaterra.

Todavia, deve ser considerado que a precisão dos ensaios laboratoriais é sensível aos aparelhos e métodos empregados, tornando plausíveis as discussões nos comitês internacionais para padronizar os procedimentos a serem adotados em diferentes países. Além disto, os ensaios baseados na curva de incêndio-padrão, geralmente, são conduzidos em elementos isolados onde não é exequível reproduzir em fornos a natureza e magnitude das restrições e continuidades providas pelos elementos adjacentes.

Em alguns casos, o desempenho frente ao fogo dos elementos reais inseridos na construção pode ser extremamente superior ao desempenho obtido para o elemento ensaiado nos fornos, mas em outros, as movimentações térmicas podem reduzir a resistência ao fogo da estrutura [KHOURY, 2003a].

Os ensaios laboratoriais podem ser realizados em elementos isolados ou em estruturas reais, enquanto que as modelagens numéricas variam de simples métodos de cálculo à análises complexas por elementos finitos, onde são analisadas as propriedades termo-hidro-mecânicas dos materiais.

2.5.1 Simulação Experimental de Incêndios

Os ensaios de resistência ao fogo não têm por objetivo simular os incêndios de forma real, mas sim permitir que o desempenho dos elementos seja avaliado através de métodos tidos como padrão e que permitam a comparação de diferentes elementos.

As simulações tendo por base os incêndios naturais devem ser realizadas em compartimentos³ que possuem aberturas (janelas), nas quais o incêndio ocorre sem possibilidade de se propagar para fora dele, visto as características de isolamento térmico⁴, de estanqueidade⁵ e de resistência dos elementos de vedação. Esse modelo de incêndio é também denominado como incêndio natural compartimentado e os resultados dependem da carga de incêndio, do grau de ventilação e das características térmicas do material componente da vedação [SILVA, 2001].

A severidade dos ensaios realizados em laboratório depende, entre outros fatores, das características intrínsecas do forno utilizado, pois mesmo que diferentes fornos estejam operando segundo a mesma curva de incêndio-padrão, eles irão impactar o elemento ensaiado com intensidades diferentes, uma vez que vários parâmetros atuam em conjunto, tais como a distribuição não-uniforme de temperatura no interior do forno. Ademais, embora a média das temperaturas possa estar precisamente de acordo com especificações da curva de incêndio-padrão, esta média pode estar considerando temperaturas altas e baixas que, localizadamente, podem ter grande impacto no elemento que está sendo ensaiado [BUCHANAN, 2002].

³ Compartimento é a edificação ou parte dela, compreendendo um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edifícios adjacentes, quando aplicável [ABNT, 2000]

⁴ Isolamento é a capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência, na face não exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura maiores do que 140°C, na média dos pontos de medida, ou maiores do que 180°C, em qualquer ponto de medida [ABNT, 2001b].

⁵ Estanqueidade é a capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência de fissuras ou aberturas que possam ser atravessadas por chamas e gases quentes capazes de provocar a combustão de um chumaço de algodão [ABNT, 2001b].

No período de janeiro/95 a julho/96, uma equipe do *Building Research Establishment*, em Cardington, na Inglaterra, construiu um edifício em estrutura metálica de oito pavimentos, projetado e construído como um típico edifício de escritórios, conforme pode ser visualizado na figura 2.3, com o objetivo de investigar o comportamento de uma estrutura real sob condições de incêndio e coletar dados que permitissem elaborar programas para a análise deste tipo de situação.

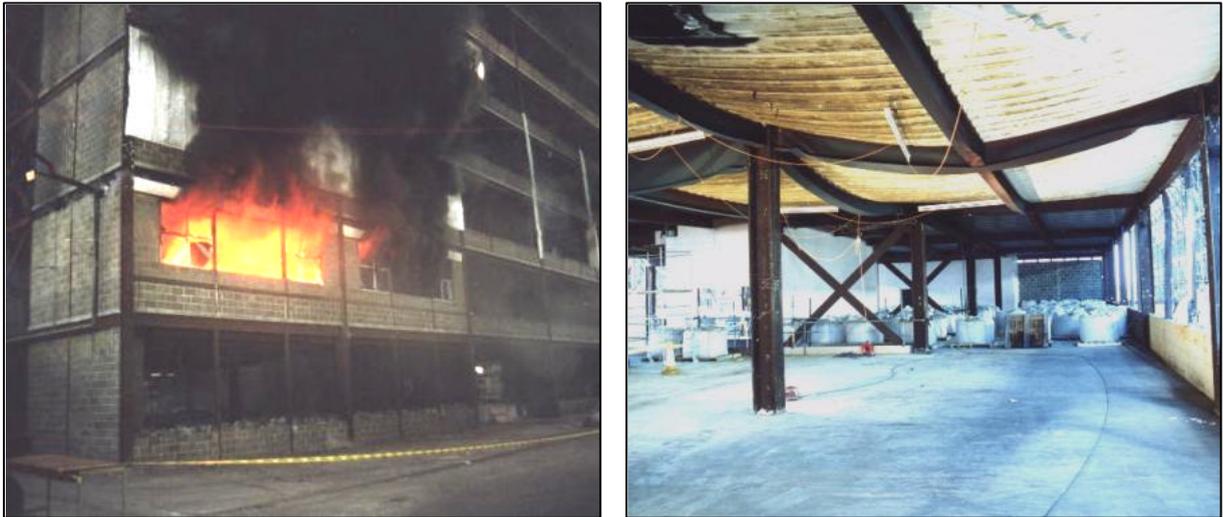


Figura 2.3 - Aspecto do prédio experimental ensaiado em Cardington: (a) vista externa durante o incêndio; (b) vista interna após a extinção das chamas

[Fonte: BRE, 2003]

O edifício tinha área aproximada de 945m^2 por andar e altura de 33m. A estrutura foi carregada com sacos de areia, distribuídos sobre o piso de cada pavimento, a fim de simular as cargas de utilização. Os resultados demonstraram que o desempenho tridimensional do edifício, durante um incêndio, foi muito diferente do comportamento de um elemento estrutural isolado sujeito a aquecimentos que seguem a curva de incêndio-padrão, o que evidencia as interações e mudanças nos mecanismos de caminhamento dos esforços e no comportamento de estruturas reais, o que vai muito além do escopo do ensaio padronizado de incêndio, para reprodução ou avaliação de tais efeitos [CHANA & PRICE, 2003].

Os dados de resistência ao fogo são normalmente coletados em ensaios realizados tendo por base a curva de incêndio-padrão. Neste tipo de ensaio um elemento isolado da edificação é colocado em um forno e submetido a um aquecimento determinado pela curva. A seguir discutem-se as características desta curva.

2.5.2 Curvas de Incêndio

No estudo de estruturas sinistradas, deve-se considerar que existe diferença entre a temperatura dos gases no ambiente em chamas e a dos componentes da estrutura. Normalmente é mais fácil medir e estimar as temperaturas do ambiente. A partir da análise da curva que fornece a temperatura dos gases em relação ao tempo de incêndio, é possível então calcular a temperatura máxima atingida pelos componentes da edificação e estimar a sua correspondente resistência a altas temperaturas.

Em incêndios naturais, a curva de evolução da temperatura no ambiente, denominada curva temperatura-tempo ou curva de incêndio (figura 2.4), é formada por uma região inicial, correspondente ao período denominado pré-flashover, onde o incêndio ainda é considerado de pequenas proporções e não oferece risco à vida humana ou à integridade da estrutura. Até este ponto, se as medidas de proteção e combate ao fogo forem eficientes, nenhuma verificação adicional à estrutura será necessária.

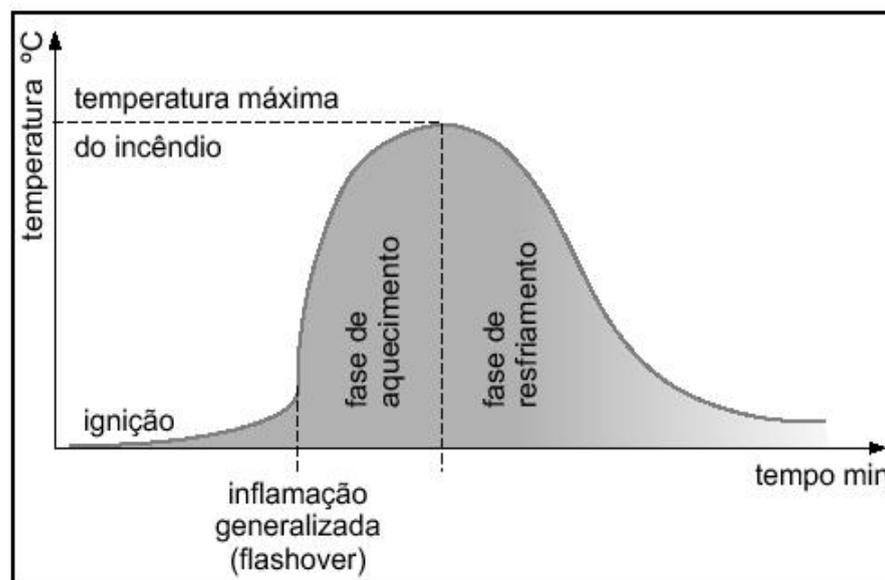


Figura 2.4 - Curva temperatura-tempo para incêndios naturais

No instante em que há uma inclinação brusca desta curva, o incêndio atinge grandes proporções e generaliza-se, englobando todo o compartimento, momento denominado de flashover, como discutido no item 2.2.1. Neste momento, toda carga combustível presente no ambiente entra em ignição e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até a extinção de todo material combustível, a partir do que, a temperatura dos gases reduz gradativamente. Uma vez atingido o flashover, será necessário verificar as condições residuais da estrutura [SILVA, 2001; DIAS, 2002].

Após o flashover, o comportamento do incêndio se altera drasticamente. Os fluxos de ar e de gases provenientes da combustão tornam-se turbulentos. As altas temperaturas e os fluxos de calor radiante através do ambiente causam a pirólise nas superfícies dos materiais combustíveis, produzindo grande quantidade de gases combustíveis, os quais inflamam quando há quantidade suficiente de oxigênio. A temperatura em qualquer tempo depende do balanço entre o calor liberado no ambiente e os calores perdidos através das aberturas, por radiação e convecção, e das paredes e lajes, por condução.

Para os projetistas estruturais, a informação mais importante para o dimensionamento é a temperatura do ambiente após o flashover. No entanto, a estimativa desta temperatura não pode ser feita de forma precisa, embora se saiba que a mesma esteja usualmente em torno de 1000°C. A taxa de redução da temperatura após o flashover também não é fácil de ser prevista. Ela depende da forma e do material combustível, das propriedades térmicas dos materiais e ventilação que, por sua vez, é influenciada pelo tamanho das aberturas. Grandes aberturas permitem uma rápida perda de calor por convecção e radiação, enquanto que pequenas aberturas significam que o calor será liberado lentamente [BUCHANAN, 2002].

A curva temperatura-tempo de incêndios naturais sofre alteração para cada situação, sendo muito difícil de ser estabelecida, pois depende do tipo, quantidade e distribuição da carga de incêndio, do grau de ventilação do ambiente em chamas e do tipo e espessura dos elementos de vedação no compartimento [GOUVÊIA, 2000b].

Já as curvas padronizadas, conhecidas como curvas de incêndio-padrão, não consideram as características particulares de cada ambiente e somente possuem ramo ascendente. As mesmas consideram que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo, independente da quantidade de material combustível. Salienta-se que estas curvas não representam um incêndio, mas foram adotadas como modelo em análises experimentais realizadas em fornos de institutos de pesquisa com o intuito de avaliar as estruturas ou materiais como função de isolamento térmica, uma vez que fornecem a relação temperatura-tempo dos gases no ambiente. As conclusões feitas com base nestas curvas devem ser empregadas com cuidado, pois não correspondem ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo. A curva de incêndio-padrão não permite determinar a máxima temperatura atingida pelo elemento estrutural, exigindo o pré-estabelecimento de tempos padronizados em função das dimensões e do tipo de utilização da edificação, a fim de encontrar na curva temperatura-tempo do elemento uma temperatura que permita o seu dimensionamento [SILVA, 2001; DIAS, 2002].

A curva mais utilizada para simular incêndios e avaliar a resistência ao fogo de estruturas é definida pela *ISO 834: Fire resistance test - elements of building construction* [ISO, 1994] e segue a expressão $T - T_0 = 345 \log (8t+1)$, onde t é o tempo expresso em minutos, T_0 é a temperatura do ambiente, em graus Celsius, antes do início do aquecimento e T é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t . Esta curva prescreve a temperatura dos gases em função do tempo, caracterizando as curvas nominais de incêndio. A curva de incêndio-padrão adotada para realizar ensaios em fornos representa um incêndio típico que ocorre numa edificação, tendo por base os incêndios para materiais combustíveis celulósicos. O acréscimo de temperatura durante os primeiros 30 minutos é equivalente a uma taxa média de 27,4°C/min. Esta curva representa somente uma possível condição de exposição durante o período de crescimento e alastramento do incêndio, não contemplando o período de redução da temperatura. Comparativamente, a taxa de crescimento em incêndios naturais pode ser menos acentuada, mas a temperatura máxima pode ser superior as alcançadas em fornos, embora elas raramente sejam mantidas porque estão sujeitas a flutuações. A curva de incêndio-padrão corresponde a um incêndio severo, mas não o mais severo dos incêndios. A discrepância entre os incêndios naturais e os incêndios nominais que utilizam a curva de incêndio-padrão é maior para requerimentos de resistência superiores a 90 min, onde a margem de segurança é geralmente aumentada, embora a taxa de aquecimento na fase inicial do incêndio seja maior nos incêndios naturais do que nos simulados [ANDERBERG, 2003b].

Outra curva bastante utilizada é a prescrita pela *ASTM E119: Standard test methods for fire test of building construction and materials* [ASTM, 2000]. A mesma é definida por um número de pontos discretos, mostrados na tabela 2.2. Na tabela são também apresentados os valores correspondentes de temperatura para a curva prescrita pela ISO 834 [ISO, 1994].

Tabela 2.2 - Temperatura-tempo para as curvas de incêndio-padrão

<i>Tempo (min)</i>	<i>0</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>30</i>	<i>60</i>	<i>120</i>	<i>240</i>	<i>480</i>
<i>ASTM E119 (°C)</i>	20	538	704	843	927	1010	1093	1260
<i>ISO 834 (°C)</i>	20	576	678	842	945	1049	1153	1257

Na Europa os ensaios são conduzidos de acordo com a curva de incêndio-padrão prescrita pela ISO 834, mas na Alemanha utiliza-se a curva prescrita pela DIN 4102, as quais são idênticas. Nos Estados Unidos e no Canadá, a curva de incêndio-padrão é normalizado pela ASTM E119, sendo a carga de incêndio semelhante a da ISO 834, embora o acréscimo na temperatura segundo a ASTM E119 seja mais acentuado nos primeiros minutos do incêndio.

No Brasil, a curva de incêndio-padrão, apresentada na figura 2.5, é a mesma da ISO 834, sendo prescrita pela *NBR 5628: Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo* [ABNT, 2001b].

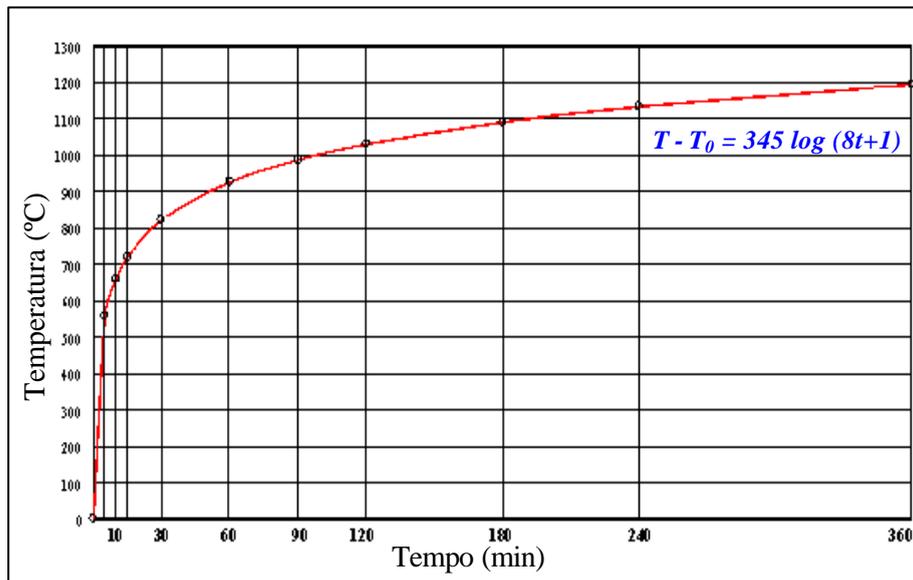


Figura 2.5 - Curvas temperatura-tempo para incêndio padrão

[Fonte: ABNT, 2001b]

Curvas de incêndio para materiais combustíveis hidrocarbonetos também podem ser obtidas em função da carga de incêndio e somente são aplicáveis para situações industriais com a presença de materiais perigosos, tais como combustíveis, não sendo aplicáveis para edificações residências ou comerciais. Salienta-se que a principal diferença entre incêndios para materiais celulósicos e hidrocarbonetos é a velocidade de ascensão da temperatura nos primeiros minutos, pois no incêndio com hidrocarbonetos esta velocidade é bem mais acentuada [ANDERBERG, 2003b].

2.5.3 Simulação Numérica de Incêndios

A determinação da resistência ao fogo por meio de modelagem numérica consiste num método flexível para a avaliação de estruturas, pois considera a relação custo/benefício e fornece dados, geralmente, mais acurados que os métodos prescritivos. Simulações podem ser realizadas num intervalo de tempo relativamente pequeno, sendo possível avaliar determinada condição para diferentes situações de incêndio, geometrias, propriedades dos materiais, carregamentos e restrições, o que acaba por permitir um melhor entendimento da estrutura sujeita ao incêndio até o seu colapso. Além disto, os programas computacionais permitem simular as condições estruturais que são muito difíceis de serem avaliadas em ensaios laboratoriais [ICHIKAWA & ENGLAND, 2004].

Desta forma, os métodos baseados em desempenho têm sido o foco de significantes discussões, pesquisas e desenvolvimentos em todo o Mundo. Os resultados têm permitido a proposição de novos conceitos para aumentar a segurança ao fogo e reduzir os riscos de um incêndio, bem como as suas conseqüências. A flexibilidade das normas e códigos baseados em desempenho possibilita a escolha de diferentes alternativas para garantir a segurança da estrutura. Desde então, uma nova linha de pensamento está surgindo na engenharia, na qual os proprietários não perguntam quais os requerimentos de segurança ao fogo que suas edificações devem cumprir, mas sim como a segurança ao fogo pode ser alcançada em seu projeto [ANDERBERG, 2003a].

Os mais avançados e complexos métodos de modelagem do comportamento do concreto em altas temperaturas devem incorporar análises térmicas, mecânicas e hidráulicas. Desta forma, as modelagens numéricas podem ser classificadas de acordo com o aumento da sofisticação e complexidade, desde métodos simples baseados na análise do estado limite, passando por análises através de elementos finitos das propriedades termo-mecânicas dos materiais até análises por elementos finitos das propriedades termo-hidro-mecânicas dos materiais [MAJORANA et al, 2003a].

Quando a resistência ao fogo é determinada por intermédio de cálculos, primeiramente deve-se determinar a relação temperatura-tempo para a estrutura de concreto. Em modelos integrados, a distribuição pode ser calculada através dos estados hidráulicos e mecânicos para cada intervalo de tempo. O comportamento térmico fornece a resposta final somente para o critério de isolamento térmica, mas não para o de capacidade portante, para o qual será necessário integrar com a análise estrutural [KHOURY, 2003a].

Os métodos baseados em desempenho, muitas vezes, significam maior trabalho ao engenheiro caso não exista uma diretriz para o projeto. O mesmo irá facilitar consideravelmente o projeto através de sugestões relacionadas a como atingir as metas de capacidade de carga e isolamento térmica. As informações permitem a obtenção de soluções otimizadas e a avaliação e comparação de produtos competitivos.

Já, o dimensionamento da segurança ao fogo baseado em diretrizes de projeto fornece uma alternativa muito competitiva ou complementar a dispendiosos ensaios em escala real, além de abrigar um campo vasto de aplicações. As diretrizes de projeto irão promover a seleção de consideráveis soluções otimizadas com relação ao custo e ao desempenho, enquanto satisfazer os requerimentos legais [ANDERBERG, 2003a].

No entanto, os danos ocasionados ao concreto de forma aleatória e inesperada, provenientes de deslocamentos explosivos, têm levado a inexatidão dos projetos de prevenção contra incêndio e a redução dos níveis de segurança das estruturas de concreto neste tipo de sinistro. A falta de conhecimentos suficientes que permitam prever o fenômeno, tem sido um fator limitante para a formulação de modelos robustos destinados a avaliar o comportamento das estruturas de concreto em incêndios. Enquanto o spalling continuar sendo um fenômeno aleatório, os cálculos de segurança ao fogo e as simulações computadorizadas de resistência ao fogo não serão possíveis. Atualmente, os modelos que estão sendo utilizados determinam a resistência ao fogo de elementos em concreto ignorando os efeitos do spalling, mas os resultados obtidos podem não ser seguros. Esta possibilidade está sendo reconhecida pelos projetistas que, por não serem capazes de determinar se ocorrerá este fenômeno, estão adotando medidas preventivas contra as suas conseqüências.

Embora modelos teóricos tenham sido sugeridos para as diferentes formas de spalling no concreto, somente nos tempos atuais tem-se obtido um significativo avanço neste tema. A natureza complexa de um material heterogêneo como o concreto, possuidor de uma rede de poros igualmente complexa, combinada ao teor de umidade, a poro-pressão e as tensões térmicas, os quais apresentam marcantes transformações durante o aquecimento, não permite o fácil desenvolvimento de modelos analíticos que possibilitem estimar o seu comportamento durante um incêndio.

Avanços importantes têm sido feitos recentemente no entendimento dos mecanismos fundamentais e obscuros que favorecem o spalling, mas até o momento, a predição deste fenômeno tem sido um exercício empírico largamente impreciso, baseado em resultados dispersos e desconhecidos que só devem ser utilizados com muito cuidado. Num futuro próximo, estima-se que será possível utilizar simulações computacionais para prever a ocorrência de spalling. No entanto, para isso deve-se realizar uma cuidadosa inserção das propriedades dos materiais no modelo, as quais ainda não estão completamente avaliadas, bem como dos processos físico-químicos envolvidos que inclui as transformações de fase [KHOURY, 2003b].

No próximo capítulo, serão apresentadas as conseqüências dos incêndios nas estruturas de concreto por meio de uma abordagem das transformações nas propriedades microestruturais e macroestruturais do material concreto em decorrência da elevação de temperatura.

Capítulo 3

CARACTERÍSTICAS DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO EM ELEVADAS TEMPERATURAS

Neste capítulo será apresentada uma revisão bibliográfica dos efeitos da exposição a altas temperaturas sobre os compostos formados durante a hidratação, tentando associar as mudanças em nível microestrutural com as alterações nas propriedades do concreto.

Esta linha de abordagem deriva da hipótese, explicitada no capítulo 1, de que as transformações microestruturais da pasta de cimento e dos agregados são as principais responsáveis pelas alterações nas propriedades macroestruturais, visto que são os materiais constituintes do concreto que se decompõe em decorrência do aquecimento e acabam influenciando as propriedades dos elementos estruturais.

3.1 CONCEITOS BÁSICOS SOBRE A ESTRUTURA DO CONCRETO

Segundo Mehta e Monteiro [1994], o concreto é um material de estrutura heterogênea e complexa, o que dificulta o estabelecimento de modelos exatos que permitam estimar com segurança seu comportamento em diferentes situações. No entanto, segundo os mesmos autores, pode-se ter uma boa noção do comportamento esperado através da análise das características da estrutura de um concreto em particular e das propriedades dos seus materiais constituintes.

Os autores explicam que, em termos macroscópicos⁶, uma amostra de concreto é composta por partículas de agregados com formas e tamanhos variados, bem como pelo meio ligante constituído de uma massa contínua de pasta endurecida. Ou seja, neste nível, o concreto pode ser visto como um material bifásico, formado por partículas de agregado dispersas em uma matriz cimentícia. Já em termos microscópicos⁷, a estrutura do concreto é mais complexa, visto que as duas fases macroscópicas da estrutura não estão distribuídas homogêneas, uma em relação à outra, nem são em si mesmas homogêneas. Podem ocorrer situações onde a pasta é extremamente compacta, comparável ao agregado graúdo, e outras onde a pasta é muito porosa, formando uma estrutura com muitos vazios capilares. Em geral, o volume de vazios capilares na pasta decresce com a redução da relação água/aglomerante ou com a idade crescente de hidratação. Porém, concretos feitos com uma mesma quantidade de cimento, mas com diferentes teores de água, podem apresentar estruturas bastante diferentes.

A presença de agregado graúdo acarreta ainda diferenças significativa na estrutura da pasta circundante. Inúmeros aspectos do comportamento do concreto sob carregamento só podem ser entendidos e explicados quando esta interface pasta de cimento-agregado, denominada comumente como zona de transição, é tratada como uma terceira fase na estrutura do concreto. A zona de transição apresenta-se como uma camada delgada em torno do agregado, tipicamente com 10 a 50µm de espessura. Geralmente, é mais fraca que as demais fases do concreto e, conseqüentemente, exerce uma grande influência no comportamento mecânico do mesmo, justamente por ser uma região mais fragilizada.

Se avançarmos a um nível ainda mais detalhado, perceberemos que cada uma das fases acima é, intrinsecamente, multifásica. As partículas de agregado são formadas por inúmeros minerais, além de microfissuras e vazios. A pasta e a zona de transição contêm, geralmente, uma distribuição heterogênea, com diferentes tipos e quantidades de fases sólidas, poros e microfissuras. Ademais, a estrutura do concreto não permanece estável ao longo dos anos, visto que tanto a pasta de cimento quanto a zona de transição sofrem alterações em função da umidade ambiente, temperatura e idade [MEHTA & MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997, PAULON, 2005].

⁶ Termo que designa uma estrutura grosseira, visível à olho nu. O limite de resolução do olho humano é aproximadamente 1/5 do milímetro (200µm).

⁷ Termo empregado para a porção aumentada microscopicamente de uma macro-estrutura. Com o auxílio de técnicas de microscopia eletrônica de transmissão e varredura é possível analisar a estrutura de materiais até uma fração de micrometro.

Com o intuito de prover uma base teórica para as discussões dos resultados experimentais, a seguir serão apresentadas considerações sobre os elementos constituintes do concreto, pois a presente pesquisa procura trabalhar em todos estes níveis para entender como a exposição a altas temperaturas afeta o concreto.

Basicamente, o cimento Portland é formado por componentes anidros que, ao entrarem em contato com a água, reagem com a mesma, formando produtos hidratados e ocasionando um processo de endurecimento [PETRUCCI, 1987]. A pasta endurecida é formada pelos produtos hidratados, principalmente os silicatos de cálcio (C-S-H), genericamente denominados de gel de tobermorita, pelos cristais de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), por alguns compostos menores, por cimento não-hidratado e por espaços residuais na pasta, cheios de água ou ar [NEVILLE, 1997].

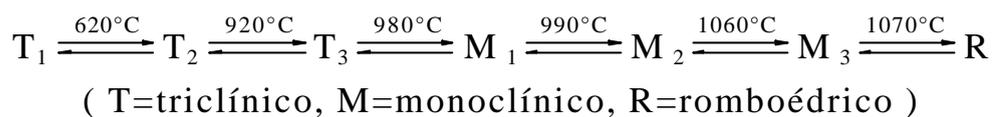
3.1.1 Compostos do Cimento Anidro

O cimento Portland anidro resulta da moagem do clínquer com uma pequena quantidade de sulfato de cálcio. O clínquer é uma mistura heterogênea de vários minerais, produzido através de reações a altas temperaturas entre materiais contendo óxidos de cálcio, sílica, alumina e óxidos de ferro. Os principais compostos presentes no clínquer são o C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF ⁸. Para um cimento Portland comum, as quantidades relativas dos mesmos variam entre 42 a 60%, 14 a 35%, 6 a 13%, e 5 a 10%, respectivamente [PETRUCCI, 1987].

O C_3S é denominado silicato tricálcico e é conhecido, na sua forma impura presente no cimento, como alita. A alita constitui a maior porção do clínquer, e é a principal responsável pelo crescimento da resistência nas primeiras idades. As impurezas normalmente encontradas na mesma são os íons magnésio (Mg^{2+}), alumínio (Al^{3+}) e ferro (Fe^{3+}), em teores de 3 a 4% [ANDRIOLO, 1984]. Três estruturas cristalinas (formas polimórficas) de alita podem ser encontradas em clínqueres industriais: a triclínica (T), a monoclínica (M) e a romboédrica (R), que se formam em diferentes temperaturas, como especificado na equação 3.1.

Uma descrição detalhada do processo e das características destas estruturas pode ser obtida em Taylor [1990]. Como se pode verificar por esta equação termoquímica, durante o processo de fabricação os cristais assumem a forma romboédrica. Ao se resfriar, o C_2S tenderia a se transformar nas formas triclínicas (T). A presença de impurezas, todavia, faz com que as formas monoclínicas (M) sejam mais comuns nos clínqueres.

⁸ Abreviações empregadas na química do cimento: C = CaO; S = SiO₂; A = Al₂O₃; F = Fe₂O₃; S = SO₃; H = H₂O



Equação 3.1 - Transformações de fase da alita

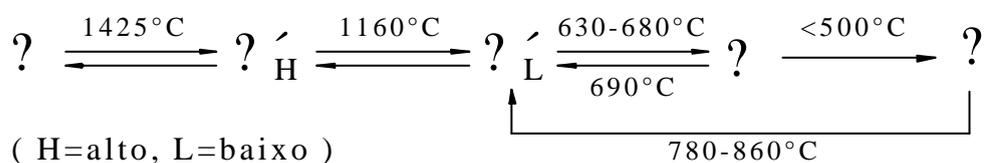
[Fonte: TAYLOR, 1990]

Taxas de resfriamento mais lentas e uma maior presença de óxidos de enxofre como impureza tendem a favorecer a formação de cristais monoclínicos tipo 1 (M1). Já a presença de maiores teores de óxido de magnésio e taxas de resfriamento mais rápidas favorecem a formação de cristais monoclínicos tipo 3 (M3).

Em termos de padrões de difração, os principais picos ficam compreendidos entre os ângulos de difração (2θ) de 32° a 33° e de 51° a 52° . Normalmente a análise se concentra na segunda faixa, pois a primeira superpõe outros compostos, principalmente a belita, podendo sofrer interferências.

A identificação das formas polimórficas a partir da análise não é fácil, porém é possível verificar que a estrutura cristalina M_1 normalmente se mostra como um pico simples, enquanto a estrutura cristalina M_3 se apresenta como um pico duplo bem definido. Já a estrutura T_1 forma um pico triplo.

Segundo Taylor [1990], o C_2S , denominado silicato dicálcico, é conhecido, na forma impura presente no cimento, como belita. O mesmo apresenta cinco fases polimórficas, três delas similares e denominadas fases alfa (α - C_2S), uma fase beta (β - C_2S) e uma fase gama (γ - C_2S), que se formam em diferentes temperaturas, como especificado na equação 3.2.



Equação 3.2 - Transformações de fase da belita

[Fonte: TAYLOR, 1990]

Nos clínqueres industriais, dada a presença de impurezas, a fase β é predominante, embora também sejam encontradas fases α . A fase γ , pouco reativa, é pouco comum em clínqueres industriais. Como a mesma é pouco densa e resistente, sua presença está normalmente associada com a existência de fissuras que resultam na desintegração do clínquer.

A belita é menos reativa que a alita, contribuindo com a resistência apenas nas idades mais avançadas [ALVES, 1982]. A identificação do forma polimórfica β , e a medida de intensidade, para análises quantitativas, são feitas no pico principal de 31.0° e no pico mais fraco de 35.2° . Os picos cristalinos da belita são difíceis de serem identificados e mensurados, pois normalmente se encontram sobrepostos aos picos da alita. Algumas técnicas de separação química podem ser empregadas para melhorar os resultados.

O C_3A é denominado aluminato tricálcico e representa a fase mais reativa entre as presentes no clínquer, podendo conter impurezas do tipo sílica (Si^{4+}), ferro (Fe^{3+}), sódio (Na^+) e potássio (K^+) [PETRUCCI, 1987]. A presença do aluminato é indicada por um pico intenso próximo a 33.3° , sendo, geralmente, encontradas duas fases cristalinas deste aluminato no clínquer industrial, a cúbica e a ortorrômbica. As mesmas são distinguíveis pelo perfil e pela intensidade relativa dos respectivos picos cristalinos. São identificados, eventualmente, outras fases, como a forma pseudo-tetragonal, que consiste numa forma modificada da ortorrômbica e exibe um difratograma similar à mesma. Em termos de padrões de difração, a forma cúbica apresenta picos intensos e singulares em 33.3° , 47.7° e 59.4° , enquanto a forma ortorrômbica apresenta uma subdivisão do pico da primeira região em um pico singular e intenso em 33.2° e em um pico mais fraco e duplo nas regiões de 32.9° a 33.0° . A presença de picos na região compreendida entre 20° e 23° também pode ser utilizada para identificar e quantificar as fases de aluminato. Porém, a dispersão dos aluminatos entre outras fases termina por dificultar as análises deste tipo.

O C_4AF , denominado ferroaluminato tetracálcico, ou, mais popularmente, ferrita, apresenta-se misturado ao C_3A , como uma fase intersticial, formando uma série de soluções sólidas com composições do tipo $Ca_2(Al_xFe_{1-x})$, com x ficando compreendido entre 0 e 0.7. Os ângulos de difração chaves para o reconhecimento da ferrita são 33.9° e 12.1° . As dificuldades em isolar o primeiro destes picos, que pode se superpor ao de outros elementos, faz com que a análise, neste caso, se concentre entre 24.4° e 12.1° [TAYLOR, 1990].

Além dos compostos principais, descritos acima, aparecem ainda, em pequenas quantidades, os sulfatos alcalinos, à base de potássio e sódio. Apesar de representarem uma pequena quantidade na fração de massa do clínquer ou cimento, estes elementos tem influência significativa em certas propriedades do concreto, tais como na resistência em idades iniciais e na reologia. No entanto, em virtude da sua baixa concentração na maioria dos clínqueres e cimentos, sua identificação por meio de ensaio de difração de raios-x torna-se difícil [ANDRIOLO, 1984].

Os sulfatos alcalinos mais comumente encontrados no clínquer são a afthitalita, a arcanita e a langbeinita cálcica. Os picos primários da afthitalita, que se localizam entre 32.2° e 31.5° , acabam sobrepostos aos da ferrita e dos aluminatos, dificultando a interpretação. Os demais picos podem ser úteis se o potencial dos picos sobrepostos pelas outras fases for considerado. Por exemplo, a intensidade relativa do pico em 22.39° , que se sobrepõe à ferrita e ao aluminato cúbico, é de 70%. A do pico de 25.3° , que se sobrepõe a um pico menor do aluminato cúbico, é de 20%. Finalmente, o pico de 18.4° , que não se sobrepõe a nenhum outro elemento, tem intensidade relativa de 10%. Os picos principais da arcanita, que se situam em 29.7° (com intensidade relativa de 80%) e a 21.3° (com intensidade relativa de 20%), podem ser utilizados para identificá-la, com o cuidado de notar que o segundo pico está localizado entre o pico do aluminato em $20.9^\circ/21.0^\circ$ e do aluminato cúbico em 21.7° , o que pode prejudicar sua visualização. A langbeinita cálcica produz um pico triplo agrupado, próximo a 27.3° , que pode ser facilmente medido.

A cal livre (CaO) e a periclase (MgO) também são importantes, pois sua presença reflete um potencial para a expansão do concreto endurecido e, conseqüentemente, traz conseqüências quanto à sua durabilidade. Os picos da cal livre ocorrem em 37.3° e 53.9° , podendo ser utilizados para identificação e medida da intensidade. Os picos da periclase ocorrem em 42.8° e podem ser utilizados para identificação e análise quantitativa. A cal livre é muito sensível às condições do ambiente, facilmente reagindo com a umidade proveniente do hidróxido de cálcio, o qual se transforma em carbonato, para produzir calcita. Cabe salientar que a presença de hidróxido de cálcio, identificado através de seu pico mais intenso em 18.1° , é uma indicação de exposição à umidade.

Por fim, dependendo da composição do gesso adicionado ao clínquer, da temperatura de queima e da umidade relativa subsequente ao processo de moagem, pode estar presente no cimento o sulfato de cálcio hidratado. As possíveis formas deste elemento incluem o $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (gesso di-hidratado), o $\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$ (bassanita ou hemi-hidrato) e o CaSO_4 (sulfato de cálcio anidro ou anidrito). A temperatura de desidratação ocorre entre 70°C e 100°C , sinalizando, de forma aproximada, a transição entre as fases. A identificação dos picos de sulfato de cálcio é de interesse, uma vez que a solubilidade relativa (bassanita > anidrita solúvel > gesso > anidrito) afeta a disponibilidade de íons SO_4^{2-} na água de poros. Ângulos baixos são utilizados para identificar o gesso (11.5° e 20.7°), a bassanita (14.74°) e os anidritos (25.48°). O anidrito solúvel é distinguido do anidrito pela intensidade relativa de seu pico, que tende a ser mais forte [TAYLOR, 1990].

3.1.2 Hidratação do Cimento

Quando o cimento é disperso em água, o sulfato de cálcio e os compostos de cálcio formados a altas temperaturas tendem a entrar em solução, e a fase líquida torna-se rapidamente saturada por várias espécies iônicas, especialmente cálcio, alumina, sílica e sulfato.

Ao longo dos primeiros minutos de hidratação do cimento Portland, as reações entre o cálcio, o sulfato, os aluminatos e os íons hidroxila resultam no aparecimento dos primeiros cristais aciculares de sulfoaluminato de cálcio hidratado, comumente chamados de etringita. Decorridas algumas horas, aparecem cristais prismáticos grandes de hidróxido de cálcio e pequenos cristais fibrilares de silicato de cálcio hidratado, que preenchem os espaços vazios inicialmente ocupados pela água e pelas partículas de cimento que se dissolveram.

Após alguns dias, dependendo da proporção alumina-sulfato do cimento Portland, a etringita pode tornar-se instável e decompor-se para formar o monossulfato hidratado, que tem a forma de placas hexagonais. A morfologia em placa hexagonal também é característica dos aluminatos de cálcio hidratados, os quais se formam em pastas hidratadas de cimento Portland, tanto com baixo teor de sulfato como de elevado teor de C_3A .

Além da evolução da microestrutura, resultante de transformações químicas decorrentes da hidratação do cimento, deve-se considerar as propriedades reológicas da pasta fresca de cimento, as quais também influenciam na microestrutura da pasta endurecida. Por exemplo, as partículas anidras de cimento têm tendência a formarem flocos, os quais aprisionam grande quantidade de água e ocasionam variações localizadas da relação água/aglomerante, o que resulta numa estrutura porosa e heterogênea [ANDRIOLO, 1984; PETRUCCI, 1987; PAULON, 2005].

3.1.3 Sólidos da Pasta de Cimento Hidratado

Os *silicatos de cálcio hidratados* representam 50 a 60% do volume de sólidos em uma pasta de cimento Portland completamente hidratada. Conseqüentemente, são eles os principais responsáveis pelas propriedades da pasta. O C-S-H não é um composto bem definido, visto que a relação C/S varia entre 1,5 e 2,0 e o teor de água varia ainda mais. A morfologia do C-S-H compreende desde fibras pouco cristalinas até um reticulado cristalino.

O *hidróxido de cálcio*, também chamado de portlandita, possui uma estequiometria definida, $Ca(OH)_2$, e constitui de 20 a 25% do volume de sólidos na pasta de cimento hidratada. Ele tende a formar cristais grandes, sob forma de prismas hexagonais distintos. Sua morfologia

varia desde formatos não definidos até pilhas de placas geometricamente definidas. A morfologia é influenciada pela temperatura de hidratação, pelo espaço disponível para a formação dos cristais e pelas impurezas presentes no sistema. Em relação ao C-S-H, a contribuição do hidróxido de cálcio para a resistência devido a forças de Van der Waals é limitada, devido a uma área específica consideravelmente menor. Ademais, a presença de grande quantidade de hidróxido de cálcio no cimento Portland hidratado tem um efeito negativo sobre a resistência química às soluções ácidas, devido à alta solubilidade do Ca(OH)_2 , em relação ao C-S-H.

Os *sulfoaluminatos de cálcio* representam de 15 a 20% do volume de sólidos na pasta endurecida, influenciando pouco nas relações estrutura-propriedade. Nos primeiros estágios da hidratação, a relação iônica sulfato/alumina da solução favorece a formação de trissulfato hidratado, $\text{C}_6\text{AS}_3\text{H}_{32}$, também chamado etringita, o qual forma cristais prismáticos aciculares.

Os *grãos de clínquer não-hidratados* são decorrentes de partículas de cimento que permaneceram anidras e do grau de hidratação. O tamanho das partículas de clínquer variam entre 1 e 50 μm . Durante a evolução da hidratação, as partículas menores são dissolvidas primeiro e as partículas maiores tornam-se menores. Como o espaço disponível entre as partículas é limitado, os produtos da hidratação tendem a cristalizar-se muito próximo das partículas de clínquer em hidratação, dando a aparência de formação de um revestimento ao redor delas. Em idades avançadas, devido a falta de espaço, a hidratação *in loco* de partículas de clínquer resulta na formação de um material muito denso, cuja morfologia às vezes assemelha-se a de uma partícula de clínquer original.

A resistência dos produtos sólidos da pasta é resultante de forças de atração de Van der Waals. A adesão entre as superfícies sólidas formadas decorre destas forças físicas e o grau de aderência é influenciado pela extensão e natureza das superfícies envolvidas. Os cristais de C-S-H, de sulfoaluminatos de cálcio hidratados e de aluminatos de cálcio hidratados hexagonais possuem maior área específica e, conseqüentemente, capacidade de adesão elevada. Estes produtos da hidratação do cimento Portland tendem a aderir fortemente, não somente uns aos outros, mas também a sólidos de área específica baixa, tais como hidróxidos de cálcio, grãos de clínquer anidro, e partículas de agregado miúdo e graúdo [NEVILLE, 1987; PETRUCCI, 1987; MEHTA & MONTEIRO, 1994; PAULON, 2005]

3.1.4 Vazios da Pasta Endurecida

O concreto é um material compósito que possui uma rede de poros com formas e tamanhos variados, distribuídos randomicamente em sua massa, e o volume total da mistura de cimento e água não sofre mudança significativa durante o processo de hidratação.

Logo, pode-se considerar que o espaço inicialmente ocupado pelo cimento e pela água é progressivamente substituído pelos produtos da hidratação do cimento. Os espaços não ocupados pelos produtos da hidratação e pelas partículas anidras de cimento constituem a estrutura de poros. Esta estrutura é relevante para o concreto, uma vez que influencia as suas características mecânicas, além de permitir a interação do mesmo com o meio exterior através das conexões formadas entre estes poros. Ademais, esta rede de poros permite o transporte de água na fase líquida e/ou gasosa, tornando a porosidade do concreto um parâmetro importante para a completa caracterização do material [SILVA FILHO, 1994].

Os vazios que formam a estrutura de poros apresentam dimensões e características diferentes, englobando desde o ar aprisionado até os vazios intersticiais nas lamelas de C-S-H, denominados poros de gel [NEVILLE, 1997].

Normalmente classificam-se os poros em função de seu tamanho. Os denominados *macroporos* apresentam tamanho compreendido entre poucos mm e poucos μm , e são oriundos do processo de compactação e aprisionamento de ar durante o endurecimento. Os *vazios capilares* se originam da migração do excesso de água adicionada à mistura, não utilizada nos primeiros estágios da hidratação, e tem ordens de grandeza uma ou duas vezes menores que os macroporos. Já os *microporos* apresentam tamanho inferior a $0,01 \mu\text{m}$, e incluem os poros de gel [ANDRADE et al, 2003].

Os poros estão presentes, principalmente, na pasta de cimento, mas também são encontrados na zona de transição entre os agregados e as armaduras. As paredes dos poros são formadas, principalmente, por C-S-H, mas dentro dos poros também são encontrados etringita e portlandita. O tamanho e a forma dos poros varia para cada tipo de concreto, sendo fator determinante a quantidade de água adicionada à mistura durante o processo de confecção do mesmo. A quantidade e o tipo de cimento também influenciam a microestrutura dos poros, juntamente com a quantidade, tamanho e distribuição dos agregados. A definição da forma de distribuição de poros na massa de concreto ocorre nas primeiras idades. O tamanho da rede de poros se reduz com o passar do tempo, em consequência do processo de hidratação, que aumenta a compacidade do concreto.

O volume e tamanho dos poros capilares é determinado pela distância inicial entre as partículas de cimento anidro na pasta de cimento recém misturada (relação água/aglomerante) e o grau de hidratação do cimento. Já a velocidade de hidratação do cimento não tem influência sobre os vazios capilares, mas o tipo de cimento sim, pois determina o grau de hidratação atingido a uma determinada idade. Para relações água/aglomerante elevadas, o volume de gel não é suficiente para preencher todos os espaços disponíveis, de forma que haverá um certo volume de poros capilares, mesmo depois de terminado o processo de hidratação [NEVILLE, 1997].

Na figura 3.1 observa-se os tamanhos característicos das fases sólidas e dos vazios na pasta de cimento hidratada, de acordo com Mehta e Monteiro [1994].

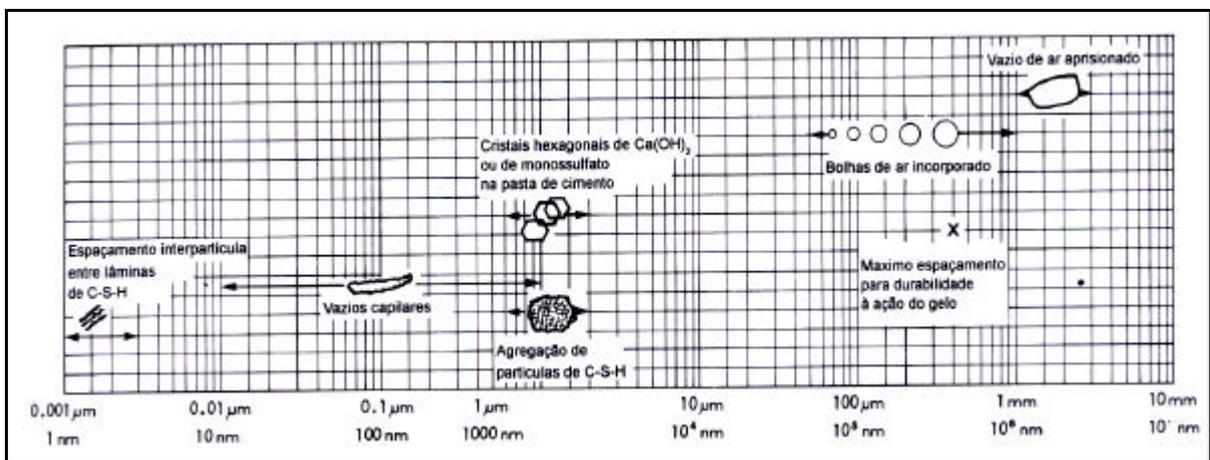


Figura 3.1 - Intervalo dimensional de sólidos e poros em uma pasta endurecida

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 1994]

Conforme Majorana et al [2003b], os poros podem também ser classificados tendo por base o estado físico da água presente nos mesmos. Neste caso são denominados *macroporos* os poros em que grande parcela da água está livre das forças de superfície e nos quais os efeitos capilares são negligenciáveis, ficando seu diâmetro normalmente acima de 500Å . Os *mesoporos* são aqueles em que parte da água vai estar livre das forças de superfície, permitindo a formação de efeitos capilares. Seu diâmetro normalmente varia entre 26 e 500Å . Nos *microporos*, que tem diâmetro muito reduzido (menor que 26Å), praticamente todas as partículas de água presentes estão sob influência das forças físicas superficiais, visto que a espessura do filme de adsorção no estado saturado pode atingir 5 moléculas de água, como explica Powers, citado pelos autores.

De acordo com esta classificação, os microporos são considerados como integrantes da estrutura do C-S-H. Já os mesoporos e os macroporos podem ser descritos como integrantes dos poros capilares. Desta forma, a estrutura dos poros pode ser dividida em duas regiões, sendo o diâmetro de 26Å a linha divisória. Estudos recentes, entretanto, sugerem que a estrutura de poros da pasta saturada é mais aberta do que a mencionada anteriormente, e que os microporos só podem ser criados durante um processo de secagem.

É importante, ainda, diferenciar porosidade aberta e fechada, uma vez que a primeira corresponde aos poros que estão conectados entre si e permitem o transporte de líquidos e gases através do mesmo, sendo os poros capilares desta natureza. Porosidade fechada significa que os poros não estão necessariamente conectados entre si, como é o caso dos poros gerados por incorporação de ar [SILVA FILHO, 1994].

No concreto, a fração volumétrica ocupada pelos poros e, em menor proporção, o grau de saturação, são os parâmetros que mais influenciam as propriedades mecânicas e a estabilidade volumétrica. Atualmente, o tipo de agregado e a zona de transição também estão sendo considerados como tendo grande importância.

Sob o ponto de vista da durabilidade, os vazios capilares são considerados os mais importantes da rede de poros que constitui a microestrutura do concreto, pois exercem maior influência nos mecanismos de transporte de agentes agressivos para o interior da massa. Por um lado, as forças capilares ocorrem no interior dos poros, juntamente com tensões de superfície. Por outro lado, os agentes agressivos podem penetrar e se difundir através dos poros capilares. A rede de poros capilares e a sua dimensão também contribuem para a perda ou ganho de vapor d'água. Pode ainda ocorrer condensação de água como consequência de alterações da temperatura [NEPOMUCENO, 2005].

A distribuição do tamanho dos poros, e não a porosidade total, é que controla efetivamente a resistência, os mecanismos de ingresso de fluídos e as variações de volume em uma pasta de cimento hidratada. Já a relação água/aglomerante e o grau de hidratação do cimento influem na distribuição do tamanho dos poros. Os poros maiores que 50nm, ditos macroporos, influenciam principalmente a resistência à compressão e a permeabilidade enquanto os poros menores que 5nm, ditos microporos, impactam a retração por secagem e fluência [MEHTA & MONTEIRO, 1994].

A interligação dos poros é o principal fator responsável pela permeabilidade da pasta de cimento endurecida. Com o decorrer do processo de hidratação, há um aumento no teor de sólidos na pasta. Em pastas hidratadas e densas, os capilares podem ser bloqueados pelo gel e segmentados de forma a se tornarem poros capilares interligados somente pelos poros de gel. A descontinuidade dos capilares está associada a uma baixa relação água/aglomerante e um período de cura úmida suficientemente longo [SILVA FILHO, 1994].

O *espaço interlamelar* no C-S-H, também conhecido como *poros de gel*, é responsável por 28% da porosidade capilar no C-S-H. O modelo de Powers-Brunauer assume que a largura do espaço interlamelar situa-se próximo a 18?, mas o modelo de Feldman-Sereda sugere um espaço entre 5 e 25?. Este tamanho de vazio é muito pequeno para ter um efeito desfavorável sobre a resistência e permeabilidade da pasta. No entanto, a água nestes pequenos vazios pode ser retida por pontes de hidrogênio e a sua remoção, em determinados casos, pode contribuir para ocorrer retração por secagem e fluência [MEHTA & MONTEIRO, 1994].

Salienta-se que os poros de gel são espaços intersticiais interligados entre as partículas de gel, que têm forma de agulhas, placas e folhas. O volume de poros de gel cresce com o aumento do volume de gel durante o processo de hidratação, ao contrário do volume de poros capilares que decresce com a evolução da hidratação [NEVILLE, 1997].

O *ar aprisionado* apresenta formato, geralmente, esférico e pode ser aprisionado na pasta fresca de cimento durante o processo de mistura, enquanto o *ar incorporado* pode ser propositalmente adicionado ao concreto por intermédio de aditivos, com a finalidade de incorporar poros muito pequenos e esféricos na pasta de cimento. O tamanho dos vazios de ar aprisionado está, geralmente, entre 50 e 200µm, mas podem ser de até 3 nm. No entanto, os vazios de ar aprisionado e/ou ar incorporado na pasta são maiores que os vazios capilares e podem prejudicar a resistência e a permeabilidade em alguns casos [ANDRADE et al, 2003].

A resistência à compressão é inversamente proporcional à porosidade, visto que é uma propriedade dependente da porção sólida do material, ou seja, os vazios influenciam negativamente esta propriedade. Cabe salientar, todavia, que o espaço interlamelar interno da estrutura do C-S-H e os pequenos vazios na pasta, que são influenciados por forças de Wan der Waals, não devem ser considerados como prejudiciais à resistência, pois a desestabilização dos mesmos é muito difícil. A concentração de tensões, e a conseqüente evolução da fissuração, com formação de planos de ruptura, sob ação de cargas, começa nos grandes vazios capilares e nas microfissuras presentes.

3.1.5 Água na Pasta Endurecida

Silva Filho [1994] destaca que não se pode falar em estruturas de concreto, sem fazer menção à água, que é o elemento fundamental na formação do concreto. Quando o concreto se encontra no estado fresco, a água funciona como meio para a ocorrência das reações de hidratação que formam a estrutura resistente do material, atuando também como participante das mesmas.

Já, no concreto endurecido a água está presente em diferentes estados e em variadas condições. Normalmente, a pasta contém uma considerável quantidade de água, determinada pela umidade ambiente e pela porosidade do material. Esta água é classificada de acordo com o grau de facilidade ou dificuldade em removê-la da matriz. Os diferentes estados de água presentes numa pasta de cimento não possuem uma linha divisória rígida para classificação, visto que em ambientes com baixa umidade relativa, por exemplo, haverá uma perda contínua de água da pasta para o meio circundante [MEHTA & MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997].

A *água capilar* está presente nos vazios maiores que 50 μ m e não recebe influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida. Sob o prisma do comportamento da pasta, pode ser dividida em duas categorias: água presente em vazios de grande diâmetro ($d > 50\text{nm}$), considerada como **água livre**, pois a sua remoção não causa variação volumétrica, e água retida em capilares pequenos (com 5 a 50nm), por tensão capilar, cuja remoção pode causar a retração do sistema.

A *água adsorvida* está próxima à superfície do sólido, ou seja, suas moléculas estão fisicamente adsorvidas na superfície dos sólidos na pasta. A perda de água adsorvida influencia principalmente a retração da pasta durante a secagem. Uma vez que a energia de ligação entre moléculas individuais de água diminui com a distância em relação à superfície do sólido, uma porção maior de água adsorvida pode ser perdida por secagem da pasta a 30% de umidade relativa.

A *água interlamelar, ou água de gel*, está associada à estrutura do C-S-H. Tem sido sugerido que há uma camada monomolecular de água entre as camadas de C-S-H fortemente ligada por pontes de hidrogênio. A água interlamelar somente é perdida em ambientes com umidade relativa abaixo de 11%, por secagem forte. Salienta-se que a estrutura do C-S-H retrai consideravelmente quando perde-se a água interlamelar.

A água quimicamente combinada ou água de cristalização é parte integrante da estrutura de vários produtos hidratados de cimento. Esta água somente é perdida quando os produtos hidratados do cimento são decompostos por aquecimento, não sendo liberada durante o processo de secagem. Na figura 3.2 pode-se observar os diferentes tipos de água associados ao C-S-H, com base nos modelos de Feldman e Sereda.

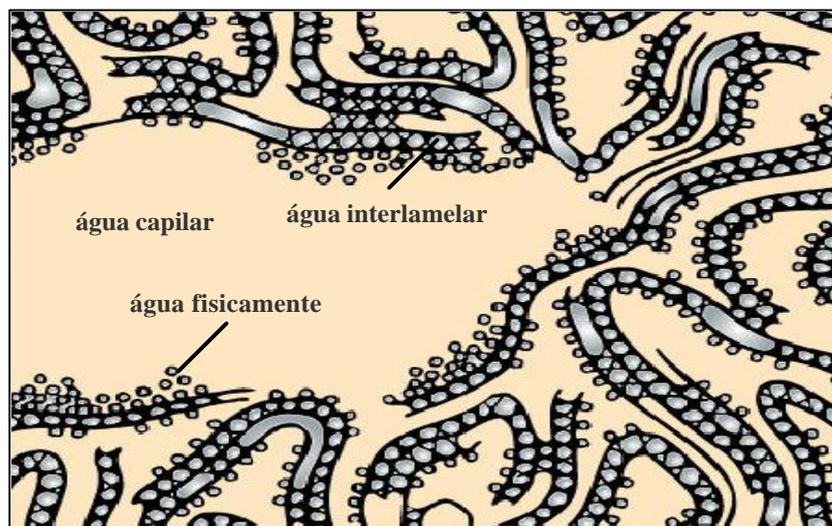


Figura 3.2 - Representação dos tipos de água na pasta

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 1994]

Um sistema de classificação como o anterior para os diferentes tipos de água torna-se útil para o entendimento das propriedades da pasta, pois além da presença de vapor nos poros vazios ou parcialmente preenchidos, a água pode estar ligada à fase sólida, de diferentes maneiras.

O problema é que, atualmente, não existe uma técnica que permita determinar como a água está distribuída entre estes diferentes estágios, bem como não é fácil prever estas divisões a partir das considerações teóricas, pois a energia de ligação da água combinada com os hidratos é da mesma magnitude que a energia de ligação da água adsorvida. No entanto, pesquisas com ressonância magnética nuclear sugerem que a água de gel possui a mesma energia de ligação que a água interlamelar em algumas argilas expansivas, demonstrando que a água de gel pode estar na forma interlamelar.

A presença da água é muito importante no processo de aquecimento. A 20°C e pressão de 1atm, a água existe na fase líquida, não sendo possível sua vaporização. À medida que ocorrem acréscimos na temperatura, a água na fase líquida expande levemente e o seu volume específico aumenta. Quanto mais calor for sendo transferido, mais a temperatura vai aumentando, até se atingir 100°C, limite no qual a água ainda permanece no estado líquido.

Nestas condições, qualquer acréscimo de calor irá transformar o líquido em vapor, indicando que houve uma mudança da fase líquida para a fase gasosa. Uma vez iniciada a ebulição, a temperatura permanecerá constante até que toda água no estado líquido seja completamente evaporada, processo acompanhado de um grande aumento de volume e de um decréscimo na quantidade da fase líquida, em consequência da transformação do líquido em vapor. Coexiste, nesta etapa, tanto a água na fase líquida quanto a água na fase de vapor. O processo de vaporização terá continuidade enquanto existirem moléculas de água no estado líquido e transferência contínua de calor. Qualquer perda de calor, através da emissão de vapor, por exemplo, irá fazer com que a água condense, ou seja, que ocorra uma mudança da fase de vapor para a fase líquida novamente.

Uma vez que a mudança de fase esteja terminada, futuras transferências de calor irão resultar apenas num aumento da temperatura e do volume específico do vapor. Um novo equilíbrio se estabelece. Neste estágio, se a temperatura for reduzida em alguma região, não acontecerá condensação, pelo menos enquanto a temperatura for superior a 100°C e a pressão se mantiver em 1atm [MAJORANA et al, 2003b]. Ou seja, a forma da água no interior do concreto varia de acordo com o processo de aquecimento. O mecanismo acima é aplicável à água livre e capilar, porém Alonso et al [2003] destacam que ainda são raros os estudos relacionados à influência de mudanças no equilíbrio da fase sólida da água adsorvida e interlamelar. Os mesmos lembram que a água adsorvida e a água interlamelar possuem propriedades diferenciadas e menos mobilidade que a água capilar, pois constituem a primeira monocamada do gel do C-S-H e de outras fases cimentícias, além de formarem uma camada dupla entre as fases sólida-aquosa em qualquer solução. Como já discutido, Powers [apud Majorana et al, 2003b] considera que, por adsorção, até cinco camadas de moléculas de água podem terminar sendo agregadas sobre a superfície dos poros.

Cabe ressaltar que o modelo clássico de Powers tem sido criticado, pois sugere que a secagem do concreto de alta resistência a 105°C leva à perda de água interlamelar e de água fisicamente combinada, ambas consideradas partes do sólido, e porque foi descoberto que a distribuição de tamanho dos poros é contínua. Conseqüentemente, a distinção entre água quimicamente e não-quimicamente combinada é aproximada e, muitas vezes, arbitrária, não sendo possível realizar uma separação clara da água e da fase sólida.

Diante destas considerações, para os fins de estudo dos efeitos de altas temperaturas, uma forma conveniente adotada em alguns trabalhos, embora arbitrária, seria dividir a água presente na pasta de cimento hidratada em evaporável e não evaporável [PETRUCCI, 1997].

A *água evaporável* é aquela conduzida para fora da pasta de cimento durante o processo de secagem, a fim de que seja atingindo um estado de equilíbrio a 105°C e pressão atmosférica. Na temperatura ambiente e pressão atmosférica, cerca de 50% do volume da pasta de cimento saturada e 2% a 10% do volume do concreto saturado é ocupado por água evaporável. No entanto, deve ser notado que alguma água é perdida durante o processo de hidratação, a 105°C, do sulfoaluminato de cálcio e do hexagonal tetracálcio aluminato hidratado. De fato, o $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 19\text{H}_2\text{O}$ perde seis moléculas de água justamente por secagem a temperatura ambiente com umidade relativa inferior a 85%.

A *água não-evaporável* é aquela conduzida para fora da pasta de cimento em temperaturas superiores a 105°C. Geralmente, esta porção inclui toda a água quimicamente combinada no C-S-H, toda a água proveniente dos cristais de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e parte da água não influenciada pelas ligações químicas. A energia necessária para estabelecer uma ligação entre a água não-evaporável e o C-S-H é de 1,67 J/g, enquanto que a energia para cristalização da água no $\text{Ca}(\text{OH})_2$ é de 3,56 J/g.

A água não-evaporável possui uma pressão de vapor inferior à pressão atmosférica na temperatura ambiente, sendo a quantidade desta água uma função contínua da pressão de vapor à temperatura ambiente. A quantidade de água não-evaporável aumenta com o processo de hidratação, mas na pasta saturada a água não-evaporável jamais ultrapassa a metade da água presente. Em pastas de cimento bem hidratadas, a água não-evaporável fica em torno de 18% da massa dos materiais anidros. Esta proporção aumenta em pastas de cimento totalmente hidratadas para 23%. Isto resulta da proporção entre a água não-evaporável e o volume de sólidos na pasta de cimento, os quais formam o volume que pode ser usado para mediar a quantidade de gel presente na pasta, ou seja, o grau de hidratação [MAJORANA et al, 2003b].

3.1.6 O Efeito do Agregado

O agregado exerce influência principalmente na massa específica, no módulo de elasticidade e na estabilidade dimensional do concreto. Estas propriedades dependem da densidade e da resistência do mesmo, as quais são determinadas mais pelas características físicas do que pelas características químicas da estrutura do agregado. Ou seja, a composição química ou mineralógica das fases sólidas do agregado é usualmente menos importante do que as características físicas, tais como volume, tamanho, forma, textura e distribuição de poros.

Como o agregado tende a ser mais resistente que as demais fases, para concretos de resistência convencional, o mesmo não tem influência direta sobre a resistência. No entanto, o tamanho e a forma do agregado graúdo podem influenciar indiretamente na resistência, visto que agregados com grande dimensão e/ou elevada proporção de partículas chatas e alongadas tendem a reter maior quantidade de água próxima à sua superfície, durante o processo de exsudação interna, enfraquecendo assim a zona de transição pasta-agregado, que fica mais propensa à fissuração. A zona de transição é o elo mais fraco do concreto e, conseqüentemente, constitui a região preponderantemente responsável pela resistência limite no concreto. Sua presença faz com que o concreto rompa em um nível de tensão consideravelmente mais baixo do que seria inferido a partir da análise da resistência dos seus constituintes principais.

A resistência da zona de transição, analogamente ao que acontece no restante da pasta endurecida, depende do volume e do tamanho dos vazios presentes. Nas primeiras idades, o volume e o tamanho de vazios na zona de transição serão maiores do que na matriz da argamassa, pela ocorrência de uma exsudação interna considerável, bem como pelo tamanho e concentração dos compostos cristalinos principais que se forma nestas áreas (hidróxido de cálcio e etringita), que propiciam o surgimento de fissuras, fazendo com que a resistência da zona de transição seja mais baixa. Com a evolução da maturidade do concreto, a resistência da zona de transição pode tornar-se igual ou mesmo superior à da matriz da argamassa. Este fato resulta da cristalização de novos produtos nos vazios da zona de transição, através de reações químicas lentas entre os constituintes da pasta de cimento e o agregado, formando silicatos de cálcio hidratado, no caso de agregados silicosos, ou carboaluminatos hidratados no caso de agregado calcário. Estas reações tendem a contribuir para a resistência visto que reduzem a concentração de hidróxido de cálcio na zona de transição. Os cristais maiores de hidróxido de cálcio possuem menor capacidade de adesão, não somente pela área específica menor e pelas forças de atração de Van der Waals correspondentemente mais fracas, mas também porque servem como pontos de clivagem⁹ preferencial, devido à sua estrutura orientada.

Outro fator que pode fazer com que a resistência seja mais baixa na zona de transição é a presença de microfissuras nesta região. As mesmas podem ser originadas por uma distribuição granulométrica do agregado inadequada, por um conteúdo elevado de cimento, por uma baixa relação água/aglomerante, por um deficiente adensamento do concreto enquanto fresco, por

⁹ Propriedade que têm certos minerais de se dividirem mais facilmente segundo certos planos atômicos, do que segundo outras direções. Os planos de clivagem são, portanto, repetitivos desde a escala mesoscópica (do cristal) a escala microscópica e até a escala da própria estrutura cristalina [BROND, 2005].

uma inadequada cura, entre outros fatores. Concretos contendo agregados com distribuição granulométrica inadequada tornam-se mais suscetíveis ao aparecimento de fissuras pois a tendência à segregação durante o adensamento é maior. Podem então ser formados filmes espessos de água ao redor do agregado graúdo, especialmente em baixo das partículas.

Em condições idênticas, quanto maior o tamanho do agregado, mais espesso será o filme de água. A zona de transição sujeita a estas variáveis estará suscetível à fissuração quando nela surgirem tensões de tração induzidas por movimentos diferenciais entre o agregado e a pasta. Resumindo, o concreto está sujeito ao aparecimento de microfissuras na zona de transição mesmo antes da estrutura ser carregada. Cargas de impacto de curta duração, retração por secagem, e cargas mantidas em níveis elevados de tensão terão como efeito o aumento do tamanho e quantidade destas microfissuras.

A estrutura da zona de transição, expressa essencialmente pelo volume de vazios e pela quantidade de microfissuras presentes, tem grande influência sobre a rigidez e o módulo de elasticidade do concreto. A zona de transição atua como elemento de ligação entre a matriz de argamassa e as partículas de agregado. Embora os constituintes individuais possam ter rigidez elevada, a rigidez do composto pode ser baixa, por causa da presença de vazios e de microfissuras na zona de transição, deficiências que não permitem uma adequada transferência de energia. A microfissuração causada pela exposição a elevadas temperaturas tem efeitos semelhantes sobre o módulo de elasticidade do concreto, que tenderá a decrescer mais rapidamente do que sua resistência à compressão.

O efeito da relação água/aglomerante sobre a permeabilidade/difusividade e a resistência do concreto é geralmente atribuído à dependência que existe entre a relação água/aglomerante e a porosidade da pasta no concreto. A discussão precedente sobre a influência da estrutura e das propriedades da zona de transição sobre o concreto mostra que, de fato, é mais adequado considerar os efeitos da relação água/aglomerante sobre a mistura de concreto como um todo, pois, dependendo das características do agregado (distribuição granulométrica e dimensão máxima), é possível ter grandes diferenças na relação água/aglomerante entre a matriz de argamassa e a zona de transição. Quando todos os demais fatores permanecem iguais, pode-se dizer que, quanto maior o agregado, maior será a relação água/aglomerante local na zona de transição, e, conseqüentemente, menos resistente e mais permeável será o concreto [Troxell, Davis & Kelly, 1968; Mehta & Monteiro, 1994; Almeida, 2005; Paulon, 2005]

3.1.7 Interação com o Meio Externo

Após o processo de mistura, considera-se que o concreto está saturado de água, embora haja também uma parcela de vazios com ar aprisionado, em decorrência do próprio processo de mistura. Se o concreto estiver isolado do ambiente externo, a água irá permanecer aprisionada no seu interior e somente será consumida pela hidratação progressiva. Se o concreto estiver em contato com a atmosfera, a água presente no seu interior irá evaporar, até que seja atingido o equilíbrio com a umidade relativa do ambiente circundante. Durante este processo de evaporação, é importante perceber que a água presente vai se distribuir entre as fases líquida e gasosa, pois a água dos poros primeiramente irá evaporar e depois o vapor gerado irá mover-se para fora do material. Este movimento cria zonas com diferentes concentrações de umidade. A água migrará das regiões com alta umidade relativa para regiões de baixa umidade relativa, criando um gradiente entre as partes externas do concreto que estão mais secas e as partes internas, mais úmidas.

Como a quantidade de água presente na pasta de cimento é influenciada pela umidade ambiente, os poros capilares ficam vazios quando a umidade relativa for inferior a 45% devido ao seu grande diâmetro, enquanto os poros de gel apresentam água adsorvida mesmo em ambientes com baixa umidade [MAJORANA et al, 2003b].

A pasta saturada apresentará estabilidade dimensional enquanto ficar mantida em uma umidade relativa de 100%. À medida que a umidade relativa for sendo reduzida, a pasta sofrerá um processo gradual de perda de água para o ambiente e começará a retrair, visto que a água em pequenos capilares (5 a 50nm) exerce pressão hidrostática e a sua remoção induz o surgimento de tensões de compressão sobre as paredes sólidas do poro capilar, ocasionando a retração do sistema [MEHTA & MONTEIRO, 1994]. Este fenômeno ocorre de forma violenta durante o aquecimento de uma estrutura a altas temperaturas e colabora para a fissuração do concreto.

A análise das condições atmosféricas envolve a consideração de variações diárias de temperatura e umidade, o que acaba por dificultar que seja atingido um estado de equilíbrio entre o meio exterior e o interior. Por exemplo, a chuva é uma fonte de água no estado líquido que pode mudar completamente a concentração de umidade em determinadas zonas do concreto que não estejam protegidas, quando comparadas com as zonas protegidas [NEPOMUCENO, 2005].

3.1.8 Mecanismos de Ingresso de Flúidos

Define-se permeabilidade como a facilidade com que um fluido é capaz de escoar através de um sólido, sob ação de um diferencial de pressão. O tamanho e a continuidade dos poros na estrutura do sólido determinam a permeabilidade do material.

A resistência e a permeabilidade da pasta estão intimamente relacionadas à porosidade capilar e à relação sólido-espaço. A relação água/aglomerante e o grau de hidratação determinam a porosidade capilar total. À medida que ocorre a hidratação da pasta, os espaços vazios entre as partículas de cimento não-hidratadas começam a ser preenchidos pelos produtos de hidratação.

A estrutura de poros do concreto é controlada pela pasta de cimento hidratada, visto que a mesma é a única fase contínua no concreto. Os poros importantes para o transporte de flúidos são aqueles que apresentam continuidade e diâmetro superior a 120nm ou 160nm.

Os poros descontínuos, os que contém água adsorvida e os que, embora grandes, possuem uma entrada estreita não contribuem para o escoamento. Os agregados também podem conter poros, que, na maioria dos casos, são descontínuos e não contribuem para o escoamento de flúidos no concreto [NEVILLE, 1997].

A porosidade correspondente ao espaço interlamelar do C-S-H e aos pequenos capilares da pasta não contribui para a permeabilidade da pasta. Ao contrário, com o aumento do grau de hidratação, embora haja um aumento considerável no volume de poros, a permeabilidade sofre redução [MEHTA & MONTEIRO, 1994].

A maioria das pesquisas relacionadas com a porosidade do concreto são realizadas em pastas de cimento hidratada ou em argamassas. A porosidade do concreto difere da porosidade de pastas e argamassas devido à influência das partículas de agregado graúdo sobre a pasta de cimento situada nas suas proximidades.

Para uma mesma composição de pasta e um mesmo grau de hidratação, há um aumento da porosidade com a presença do agregado graúdo. A presença do agregado miúdo tem um efeito semelhante, porém menos intenso [NEVILLE, 1997].

3.2 ALTERAÇÕES NA ESTRUTURA DO CONCRETO EM ELEVADAS TEMPERATURAS

Tendo revisado os princípios de formação do concreto em temperaturas ambientes, cabe agora examinar como a exposição a altas temperaturas afeta este material, tanto em nível micro como macroestrutural. Contudo, esta não é uma tarefa fácil, pois muitos dos mecanismos envolvidos na degradação causada por incêndios no concreto, bem como nos seus constituintes, são extremamente complexos que ainda não foram plenamente entendidos.

Mehta e Monteiro [1994] advertem que o comportamento do concreto exposto a altas temperaturas é influenciado por uma série de fatores que interagem, sendo muito difícil realizar uma análise perfeita do mesmo. A composição do concreto é um dos fatores que deve ser levado em consideração, uma vez que tanto a pasta de cimento quanto o agregado são constituídos de componentes que se decompõem, em maior ou menor grau, com a exposição ao calor. A permeabilidade do concreto, o tamanho da peça, e a taxa de crescimento da temperatura também são fatores influentes, uma vez que governam o desenvolvimento das pressões internas dos produtos gasosos em decomposição.

De forma geral, os componentes da pasta de cimento se mostram bastante vulneráveis a temperaturas elevadas. Sob ação de um processo de aquecimento, os mesmos ficam sujeitos a transformações químicas, ocorre o aparecimento de microfissuras e o surgimento de movimentações térmicas diferenciais, as quais acabam por reduzir a capacidade portante da estrutura, como explicam Castellote et al [2003].

O comportamento do concreto em altas temperaturas é influenciado não somente pelas condições prevalentes durante o aquecimento, tais como o regime térmico na superfície, o nível de carregamento e o isolamento térmico, mas também pelo histórico do material antes do aquecimento. Isto inclui as condições nas primeiras idades e durante a cura, histórico de cargas e umidade até o momento de ensaio ou modelagem.

É importante realizar uma distinção entre as diferentes condições de exposição ao calor. Durante um aquecimento rápido, em situações de baixa permeabilidade, podem existir regiões que não permitam o fluxo de umidade, gerando condições semelhantes às que existiriam num concreto com superfície selada. Já se tivermos um elemento com grandes dimensões e com faces seladas, mas com aquecimento em apenas uma das faces, pode haver uma migração da umidade para longe desta face, com geração de uma zona seca próxima à superfície aquecida.

Ou seja, é necessário considerar tanto a possibilidade de migração de umidade no interior do material quanto a possibilidade de troca com o meio.

Visto que o concreto é um material não-homogêneo, que duas amostras jamais terão exatamente as mesmas características e que as condições de ensaio, embora normalizadas, jamais serão as mesmas, torna-se vital a realização de inúmeros estudos, quer para detectar erros, quer para confirmar os resultados obtidos anteriormente, a fim de formular uma base de dados consistente e representativa do material que está sendo estudado. Situações onde poucos ensaios são realizados induzem a erros e corre-se o risco de que existam resultados não representativos, dificultando o processo de análise [MAJORANA et al, 2003a].

Cabe ainda lembrar que as estruturas de concreto não se comportam da mesma forma que os componentes isolados em situações de incêndio, uma vez que o sinergismo dos efeitos pode afetar o material de diferentes maneiras. Além disto, num incêndio real, a geometria e o tamanho dos elementos adquirem papel crucial. O tamanho relativamente grande dos elementos de concreto introduz gradientes de temperatura que irão influenciar significativamente o comportamento e desempenho da estrutura. A falta de homogeneidade do material é outro aspecto que deve ser avaliado quando se analisam os efeitos da temperatura [PETRUCCI, 1972].

Deve-se considerar que o concreto é um material multi-fásico, com uma distribuição espacial variável das fases, com poros que podem estar ou não preenchidos por água, diferentes graus de hidratação, além da eventual presença de fibras e armaduras. Estes componentes podem estar distribuídos no elemento, conforme o planejado, ou podem existir regiões não uniformes em consequência de lançamento inadequado, segregação ou falta de compactação homogênea que acabam por prejudicar que se atinja um estado de equilíbrio durante os incêndios.

Ademais, sabe-se que a intensidade do fogo em situações reais de incêndio irá depender, entre outros fatores, da quantidade de material inflamável e da sua inflamabilidade, da dimensão do ambiente e da taxa de ventilação, fazendo com que os incêndios sejam fenômenos aleatórios e não uniformes. Portanto, ao longo da estrutura, podem ocorrer situações onde somente algumas regiões serão afetadas pelo fogo. Nestas condições, a degradação microestrutural não ocorrerá de maneira homogênea. A possibilidade de formação de gradientes térmicos e a falta de uniformidade do material devem ser consideradas como possíveis causas de fissuras e deslocamentos explosivos, visto que induzem ao aparecimento de tensões térmicas e gradientes de pressões internas.

Deve ser enfatizado que o aquecimento pode causar reações físico-químicas que são benéficas ao concreto, tais como uma melhor hidratação ou melhora das propriedades de isolamento térmico, embora a maioria dos engenheiros e pesquisadores dêem importância, apenas, aos efeitos ruins como perda de resistência e deslocamentos explosivos. Esta é uma visão simplista e, em muitos casos, errônea. No caso de concretos pré-moldados, o processo de cura em autoclave impede que retrações e deformação lenta ocorram pelo simples aquecimento a 180°C. A realidade é que a resposta do concreto ao aquecimento varia consideravelmente, dependendo do traço do concreto, da configuração estrutural e das condições termo-hidro-mecânicas de exposição [MAJORANA et al, 2003a].

Uma importante constatação, que embasou o delineamento teórico-experimental da presente tese, é de que as inúmeras alterações nas propriedades mecânicas e no comportamento do concreto exposto a altas temperaturas são decorrentes e podem ser associadas a alterações na sua microestrutura. Desta forma, como destaca Aitcin [2000], a análise dos danos causados numa edificação em concreto armado, devidos a um incêndio, deve ser efetuada tanto em nível microestrutural, que corresponde aos danos causados às propriedades dos materiais, quanto em nível macroestrutural, que corresponde aos causados à estabilidade estrutural da edificação. Esta foi a visão adotada para desenvolvimento dos itens seguintes do trabalho.

3.2.1 Alterações Microestruturais Causadas pelo Aquecimento

Sob o ponto de vista microestrutural, devem ser analisadas as alterações que ocorrem nas fases cimentícias (C-S-H, portlandita, etringita, calcita, fases anidras, ar incorporado e misturas), efeito dos agregados e armaduras, adições fibrosas, aplicação ou não de carga durante os ensaios, pois durante o processo de aquecimento, as partículas hidratadas sofrem transformações químicas que originam novos compostos. Entre as técnicas mais utilizadas para monitorar estas transformações estão a análise termodiferencial (DTA), a análise termogravimétrica (TGA) e a difração de nêutrons.

O aquecimento de pastas de cimento, com proporção Ca/Si no C-S-H em torno de 1,5, a temperaturas superiores a 110°C, produz novas formas de silicato de cálcio, que geralmente apresentam uma estrutura cristalina fragilizada. Caso a proporção Ca/Si seja de aproximadamente 1,0, e a temperatura de aquecimento esteja acima de 150°C, pode ser produzido o gel de tobermorita, com estrutura química tipo $C_5S_6H_5$. Em temperaturas entre 180°C e 200°C outros silicatos, parcialmente desidratados, podem ser formados, como a xenolita ($Al_0Si_8O_{31}$) e a helebrandita ($Ca_2SiO_3(OH)_2$) [CASTELLOTE et al, 2003].

Na figura 3.3 podem ser visualizados os resultados de uma análise termo-diferencial em pastas de cimento aquecidas até 750°C. As súbitas mudanças de inclinação indicam temperaturas onde ocorrem perdas de massa significativas. Este efeito pode ser associado com mudanças de fase ou transformações químicas.

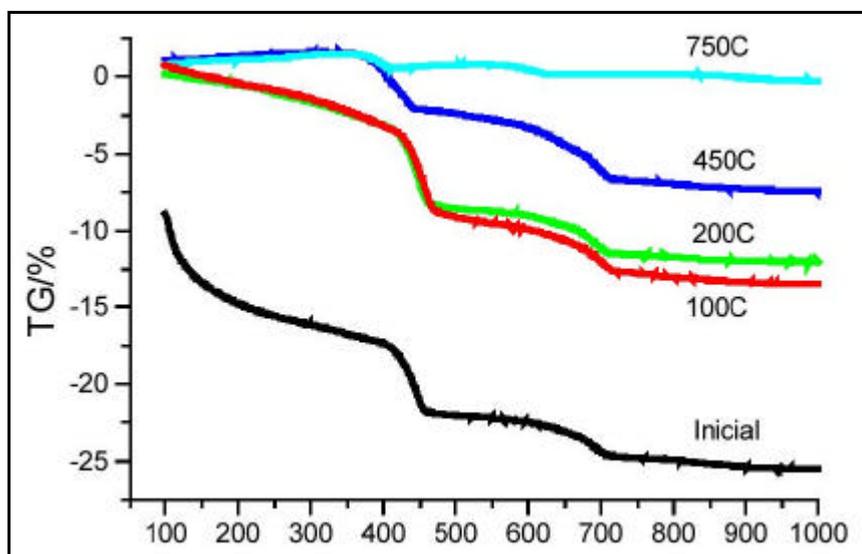


Figura 3.3 - Análise termogravimétrica em pastas de cimento

[Fonte: CASTELLOTE et al, 2003]

Pode-se observar que, na amostra que não foi exposta a altas temperaturas, houve um decréscimo gradual na massa até 100°C (atingindo cerca de 10% da massa inicial), que pode ser atribuído à evaporação da água presente nos poros. Entre 100°C e 400°C, o peso se manteve relativamente constante, com uma pequena perda de massa que pode ser atribuída à progressiva desidratação do C-S-H e de outras fases hidratadas. A abrupta perda de massa que ocorre a 400°C refere-se à desidratação da portlandita. Uma segunda perda de massa acentuada ocorre numa temperatura de 670°C, referente à descarbonatação da calcita. Como resultado, ocorre a liberação de gás carbônico (CO_2) e a formação de óxido de cálcio (CaO).

Na análise da amostra previamente aquecida a 100°C foi detectada uma redução de peso gradual e suave até 400°C, com alterações de fase em 400°C e 670°C, mostrando que o aquecimento neste nível provoca a perda de água mas poucas alterações microestruturais. Já as amostras submetidas a um aquecimento prévio a 750°C mostraram um comportamento diferenciado, com pequena perda de massa ao longo do ensaio, mostrando que o aquecimento havia desidratado e transformado a amostra. A única perda de massa significativa foi detectada em torno dos 400°C. Isto indica que, durante o resfriamento, o CaO deve ter sofrido uma re-hidratação, recuperando parte da água que foi perdida no ensaio.

A figura 3.4 mostra a evolução das fases cristalinas, durante o processo de aquecimento, de cimentos com baixo teor de C_3A .

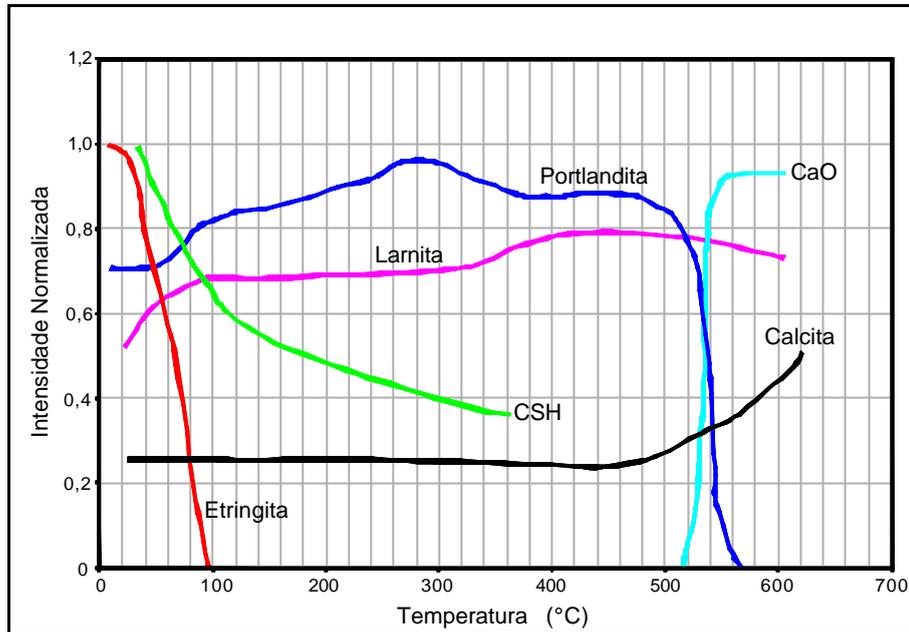


Figura 3.4 - Evolução das fases cristalinas de cimentos durante o aquecimento: baixo teor de C_3A

[Fonte: CASTELLOTE et al, 2003]

Nesta figura, observa-se que o silicato de cálcio hidratado desaparece progressivamente até a temperatura de 400 °C, ao mesmo tempo em que ocorre um acréscimo na quantidade de larnita. A quantidade de portlandita apresenta um aumento progressivo até 250 °C, permanecendo estável até 500 °C, quando se degrada rapidamente, dando lugar ao CaO. A etringita desaparece completamente antes dos 100 °C, enquanto a quantidade de calcita aumenta concomitantemente.

A figura 3.5 mostra a evolução das fases cristalinas, durante o processo de aquecimento, de cimentos com teor de C_3A normal. Observam-se algumas diferenças significativas em relação aos cimentos com baixo teor de C_3A , especialmente no que diz respeito à formação da larnita e da calcita. A descalcificação do C-S-H acarreta a produção de CaO, que reage com o CO_2 presente na atmosfera, e produz a calcita. Este fenômeno é muito mais intenso nos cimentos com maior quantidade de alumina, possivelmente porque ocorre uma substituição parcial do cálcio pela alumina no gel.

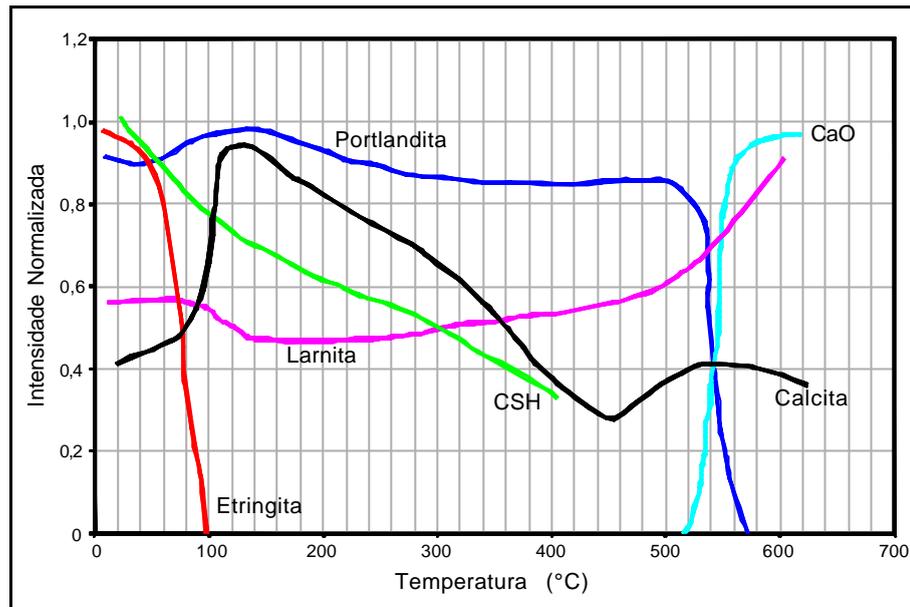


Figura 3.5 - Evolução das fases cristalinas de cimentos durante o aquecimento: teor normal de C_3A
 [Fonte: CASTELLOTE et al, 2003]

Já a larnita se forma quando a fração cristalina do gel de C-S-H desaparece, o que ocorre no entorno dos 400°C. Como se observa nos gráficos, a quantidade de C-S-H vai decrescendo progressivamente até a completa desidratação, contribuindo para o aumento da quantidade de larnita. Aparentemente, a transformação de parte do gel, com perda do cálcio, retarda o processo de formação de larnita, fazendo com que os teores deste material, em temperaturas abaixo de 600°C, sejam menores nos cimentos com mais alumina.

Em suma, conforme Chana e Price [2003], o gel de C-S-H sofre um processo de desidratação, que se inicia em 100°C e termina próximo a 400°C. Durante o mesmo, ocorre liberação de água e, em alguns casos, formação de silicatos anidros e óxido de cálcio. Durante o resfriamento pode ocorrer a re-hidratação parcial destes componentes.

No caso da portlandita, a quantidade inicial existente decresce até que a temperatura atinja 100°C, devido à rápida carbonatação do pó, ocorrendo um correspondente acréscimo de calcita. Ao atingir a temperatura de 530°C, a portlandita instantaneamente se decompõe, pela perda de água, e é transformada em CaO. Cabe salientar, todavia, que existem diferenças entre o comportamento de amostras de concreto íntegro e de amostras moídas, em forma de pó. Nas amostras de concreto, onde a carbonatação ocorre apenas superficialmente, ao invés de ocorrer uma redução total da portlandita até 100°C, observa-se um aumento gradual da mesma, devido à precipitação deste cristal, que é induzida pela perda da água presente nos poros e pela decomposição da etringita, a qual desaparece completamente em torno de 90°C.

Quando a amostra é aquecida em patamares superiores a 600°C e depois resfriada, o CaO formado se re-hidrata, formando novamente a portlandita. Isto provoca expansões, que acabam por contribuir para o aparecimento de fissuras no concreto. Esta portlandita secundária apresenta um arranjo cristalino de pior qualidade e é suscetível a processos de decomposição em temperaturas mais baixas.

A re-hidratação é um fator bastante relevante quando a durabilidade da estrutura está sendo analisada. Outro fator preponderante é o tipo de cimento, visto que em alguns cimentos o CaO se re-hidrata completamente, enquanto, em outros, somente uma parcela se re-hidrata.

A etringita vai perdendo água e se decompondo com o aumento de temperatura. Nenhuma fase cristalina contendo sulfato é detectada em temperaturas superiores a 100°C. Após o resfriamento, a etringita pode se formar novamente, por re-hidratação.

Quanto às partículas anidras, as mesmas não são afetadas pela variação de temperatura. No entanto, a maneira como elas estão ligadas à pasta pode ser alterada, visto que a zona de transição entre os agregados e a pasta consiste em uma região mais fraca, podendo desidratar com maior facilidade e, conseqüentemente, torna-se mais suscetível a fissuração.

Até 80°C, não ocorrem alterações significativas na estrutura. Entre 80°C e 105°C, ocorre a decomposição da etringita, paralelamente à perda de água adsorvida e interlamelar. A decomposição do gel de C-S-H origina diferentes tipos de silicatos de cálcio, dependendo da composição mineralógica e da proporção Ca/Si. A pressão gerada pela formação de vapor de água, associada a estas transformações, provoca a desidratação da portlandita, a qual inicia em 400°C e termina em 600°C. A cal livre formada pode se re-hidratar após o resfriamento, ocasionando uma ligeira expansão e o aparecimento de microfissuras [LIN et al, 1996].

Acima de 800°C, a pasta sofre reações cerâmicas e, em 1100°C, ocorre o derretimento total dos cristais. Após o resfriamento, todas as fases cimentícias podem se re-hidratar, formando assim diferentes géis ou componentes cristalinos. As partículas anidras permanecem inalteradas no decorrer de todo processo.

Na tabela 3.1, Castellote et al [2003] resumem as transformações sofridas por pastas de cimento durante o processo de aquecimento.

Tabela 3.1 - Transformações sofridas por pastas de cimento durante aquecimento

<i>Temperatura [°C]</i>	<i>Transformações</i>
20-80	Processo de hidratação acelerado, com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão
100	Marco no aumento da permeabilidade a água
80-200	Aumento na taxa de perda d'água capilar e fisicamente combinada
80-850	Perda da água quimicamente combinada
150	Pico do primeiro estágio de decomposição do C-S-H
300+	Marco no aumento da porosidade e micro-fissuras
350	Decomposição de alguns tipos de agregados de rio
374	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre
400-600	Dissociação do C-S-H em CaO e água
573	Transformação da fase γ para β dos agregados quartzosos e ligeira expansão
550-600+	Marco no aumento dos efeitos térmicos
700+	Dissociação do CaCO_3 em CaO e CO_2 (pasta e agregados carbonáticos)
720	Segundo pico da decomposição do C-S-H em γ - C_2S e β -CS
800	Modificação das ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

3.2.2 O Papel da Água no Concreto Aquecido

Uma pasta de cimento Portland endurecida, além de ser formada por silicato de cálcio hidratado, hidróxido de cálcio e sulfoaluminato de cálcio hidratado, possui em sua composição grande quantidade de água livre e água capilar, além de água adsorvida.

A água afeta as propriedades térmicas e mecânicas do concreto durante o aquecimento, tanto em condições de superfície impermeáveis quanto permeáveis. Em condições impermeáveis, a água atua favorecendo as reações de hidratação, abaixo de 100°C, e as reações higrotérmicas, em elevadas temperaturas. Em condições permeáveis, a perda da água evaporável influencia a retração, a perda de resistência, a condutividade e as expansões térmicas. A perda da água quimicamente combinada, que ocorre acima de 100°C, influencia praticamente todas as propriedades do concreto [MAJORANA et al, 2003b].

Partindo-se da hipótese que ocorre um acréscimo de pressão no interior dos poros, parte da água poderá condensar em altas temperaturas, devido à influência da pressão na tensão de superfície dos líquidos. Uma vez que a temperatura atinja 100°C, a pressão de vapor no interior dos poros aumentará, fazendo com que a água no estado líquido ou gasoso se movimente de regiões com alta concentração para regiões com baixa concentração [ALONSO et al, 2003].

Sob o prisma de proteção ao fogo, a presença da água é positiva, pois a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida, fenômeno este que necessita de um considerável calor de vaporização para a conversão de água em vapor [MEHTA & MONTEIRO, 1994].

Durante a evaporação, há uma estabilização induzida da temperatura em cerca de 100°C pois, uma vez atingido este patamar, iniciam-se as mudanças de estado da fase líquida para gasosa. A temperatura do material permanecerá inalterada até que toda a água evaporável seja perdida, inclusive a água interlamelar. Benefícios similares, em termos de absorção de calor, são alcançados com a desidratação do Ca(OH)_2 em 400°C e com a dissociação do CaCO_3 , entre 600°C e 700°C, como já discutido.

O problema, porém, é que, quando há um acréscimo na temperatura, a água presente nos poros tende a evaporar e gera um aumento na pressão de vapor dentro dos poros. A poropressão que se desenvolve com a expansão da água, devido à mudança da fase líquida para gasosa, contribui para a ocorrência de deslocamentos explosivos, fenômeno melhor explicado no item 3.5.

De forma simples, conforme Shuttleworth [2001], pode-se dizer que a presença de água evaporável ocasiona danos ao concreto, que tomam a forma de lascamentos superficiais. Estes ocorrem quando a pressão de vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão causado pela liberação de vapor para a atmosfera. Ou seja, no processo de deslocamento a permeabilidade do concreto adquire um papel crucial, pois as tensões aparecem quando o vapor de água não consegue escapar da pasta.

Dois mecanismos de transporte de fluídos no concreto podem ser identificados em relação à água: difusão do vapor devido às alterações na umidade relativa abaixo de 100°C, difusão da água no estado líquido e permeabilidade do vapor d'água em temperaturas acima de 80°C.

Um aspecto interessante diz respeito ao fato de que, em temperaturas próximas a 100°C, pode ocorrer um decréscimo na permeabilidade, fenômeno ainda não muito bem entendido e que está sendo associado a uma queda leve na resistência à compressão. Uma possível causa para este comportamento seria a condensação de água, devido ao acréscimo de pressão, pois concretos úmidos apresentam resistências mais baixas. Ainda, o mesmo poderia estar associado ao fato de que, nesta faixa de temperatura, há o desaparecimento da etringita e a liberação de grande quantidade de água, o que poderia levar a uma redução na capacidade portante [ALONSO et al, 2003].

As tensões de deslocamento geradas vão depender da quantidade total de água presente na pasta. A água liberada pela desidratação da fase cimentícia e dos agregados incrementa a umidade inicialmente contida nos poros. Até a água quimicamente combinada pode vir a contribuir para o fenômeno. Ainda, deve ser considerada, na quantidade total de água capaz de se transformar em vapor e gerar poro-pressão, a água contida nos agregados e os gases liberados pela decomposição de fibras presentes no concreto [MAJORANA et al, 2003b].

Segundo Cánovas [1988], as águas livre e capilar presentes na pasta de cimento começam a evaporar após a temperatura de 100°C, retardando o aquecimento do concreto. A evaporação total da água capilar ocorre entre 200°C e 300°C, mas ainda não são significativas as alterações na estrutura do cimento hidratado, bem como na resistência do concreto. Já, de 300°C a 400°C, há uma redução na água de gel do cimento, gerando um considerável decréscimo na resistência e aparecendo as primeiras fissuras superficiais no concreto.

Sob o ponto de vista microestrutural, pode-se dizer que o processo de aquecimento afeta principalmente a pasta de cimento. Esta é, em essência, uma fina estrutura coloidal, com área específica elevada e muito sensível à perda da água fisicamente e quimicamente combinada. O C-S-H mantém a pasta de cimento unida por meio de ligações químicas e das forças coesivas de Van der Waals. Embora as forças coesivas de atração entre superfícies sejam muito fracas, se comparadas às ligações químicas, a grande superfície específica do C-S-H, e sua pequena dimensão, garantem que as forças coesivas contribuam significativamente para a resistência do concreto. As forças coesivas são dependentes das propriedades dielétricas do meio (água e ar) entre as superfícies que estão interagindo, e são reduzidas pela água adsorvida. A desidratação, seja por secagem ou aquecimento, afeta as propriedades do concreto, particularmente as forças coesivas. A formação de novas ligações químicas durante a secagem consiste em outro importante fator que contribui, por exemplo, para a ocorrência de deformações irreversíveis [MAJORANA et al, 2003b].

Castellote et al [2003] lembram que a análise microestrutural de pastas de cimento sujeitas a elevadas temperaturas deve considerar as diferenças que ocorrem entre as regiões mais externas do concreto, onde a perda de umidade pelo aquecimento é facilmente alcançada, e as regiões mais internas, onde o vapor encontra grandes dificuldades para ser liberado, criando condições higro-térmicas semelhantes, em natureza, às prevalentes numa autoclave.

Por fim, cabe ressaltar que a água também pode exercer influência importante após o resfriamento. Poon et al [2001a] e Lin et al [1996] discutem a possibilidade de hidratação dos componentes do cimento que permaneceram anidros, o que pode contribuir para restabelecer, pelo menos parcialmente, as propriedades do concreto. Entre os aspectos negativos, cita-se a possibilidade de rehidratação do cal, que ocorre acompanhado de um significativo aumento de volume, gerando possíveis tensões na pasta.

3.2.3 Evolução da Estrutura dos Poros

As alterações microestruturais que influenciam a porosidade do concreto sujeito a tensões térmicas dependem da máxima temperatura atingida durante o sinistro. Em baixas temperaturas, a principal razão destas alterações é a decomposição das fases sólidas, por desidratação, que ocorrem até 300°C. A partir de 500°C, as alterações na porosidade também são influenciadas pela perda de estabilidade de alguns agregados.

As alterações no volume da fase sólida também influenciam as alterações na porosidade. Em geral, a fase sólida presente na pasta de cimento aquecida expande entre 20°C e 200°C, sendo que, acima de 200°C, prevalecem retrações em diferentes intensidades. Já, os agregados, normalmente, expandem para todos os níveis de temperatura [PETRUCCI, 1972]. Desta forma, a análise da porosidade deve considerar a porosidade da pasta de cimento, da zona de transição e, também, a do agregado, que usualmente não é vista como tão relevante, em relação às demais.

Na pasta de cimento, a perda de água livre, capilar e quimicamente combinada, devido ao aquecimento, induz ao aumento da porosidade capilar e da porosidade total, bem como ao colapso da porosidade associada ao gel do C-S-H. A figura 3.6 mostra esta evolução. Pode-se verificar que, entre 100°C e 300°C, a evolução dos poros se dá, principalmente, devido à perda da água quimicamente ligada ao gel de C-S-H. Em altas temperaturas, o tamanho dos poros na pasta de cimento desidratada cresce para valores acima de 1 μ m e pode ser atribuído ao aparecimento de micro-fissuras.

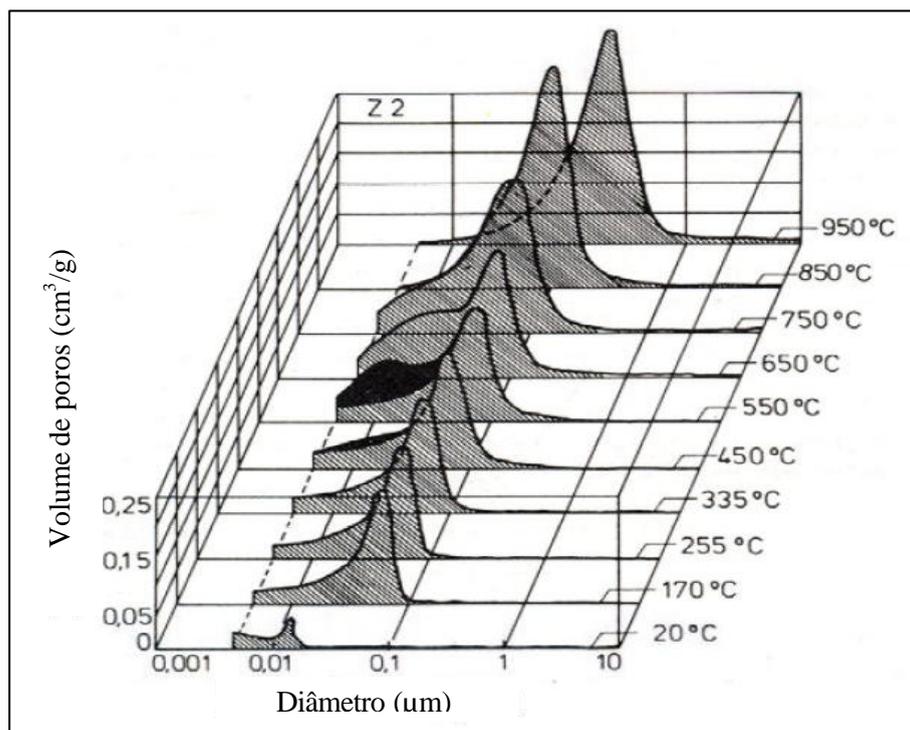


Figura 3.6 - Evolução da estrutura de poros com o incremento de temperatura em pastas de cimento

[Fonte: ANDRADE et al, 2003]

O comportamento das argamassas e dos concretos aquecidos é similar, embora em alguns casos a presença das micro-fissuras nos últimos seja mais acentuada, devido à incompatibilidade de esforços que ocorrem entre os agregados, que expandem durante o aquecimento, e a pasta de cimento, que contrai durante o aquecimento [PETRUCCI, 1972].

A perda de massa do concreto durante o aquecimento resulta em acréscimo na porosidade. Em concretos de resistência convencional um aumento linear da porosidade total é detectado. Para concretos de alta resistência, todavia, a grande quantidade de grãos de cimento anidros e a reduzida porosidade capilar podem ser a razão da dificuldade para liberação de vapor e perda de massa durante o aquecimento, embora a porosidade aumente drasticamente acima de certos níveis de perda de massa [SAAD et al, 1996; NOUMOWE et al, 1996].

Na figura 3.7 podem ser visualizadas as alterações na distribuição dos poros sofridas tanto pela pasta quanto pela zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas. A evolução da porosidade da pasta de cimento, representada pela região escura, indica que, até 450°C, não ocorrem alterações notáveis na forma e localização do pico máximo, referente ao diâmetro dos poros, variando apenas o volume total. Acima de 450°C, as alterações são mais intensas e ocorrem devido à desidratação dos produtos hidratados do cimento.

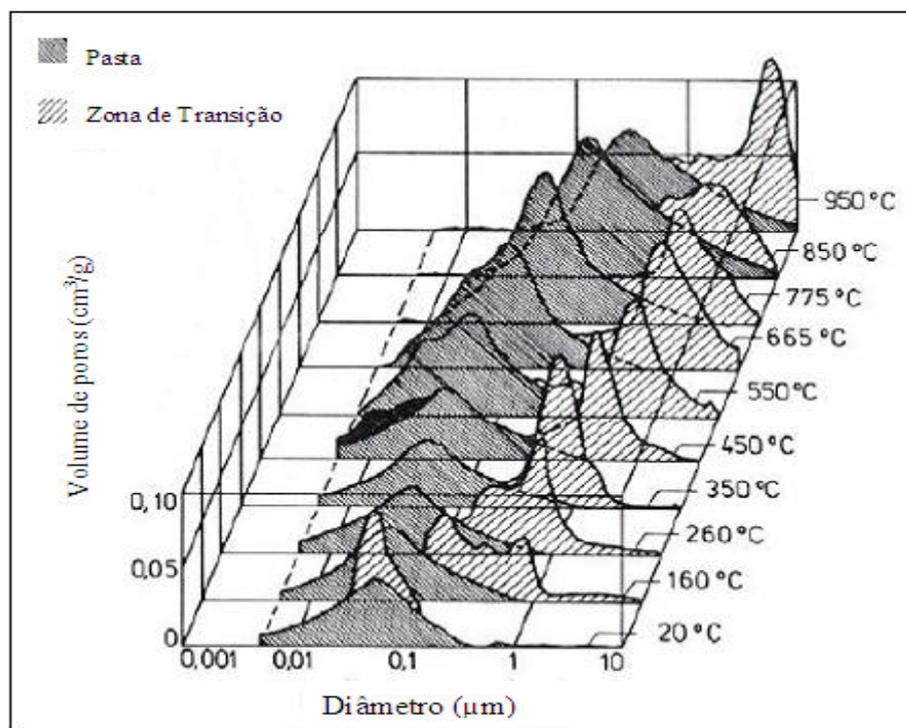


Figura 3.7 - Evolução da distribuição de tamanho de poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas
 [Fonte: ANDRADE et al, 2003]

A porosidade da zona de transição, representada pela região clara, apresenta, para temperaturas crescentes, uma forte tendência de transição do pico máximo para regiões de valores mais elevados. Simultaneamente, há um aumento no volume total de poros, derivado da progressiva formação de fissuras na estrutura da argamassa, devido à incompatibilidade de movimentos entre a pasta de cimento e os agregados.

Da mesma forma que nas argamassas, a quantidade de poros num concreto aumenta com o incremento da temperatura, mas não linearmente. O acréscimo no volume de poros, para concretos aquecidos acima de 300°C é menor do que o esperado, se comparado à perda de massa. É possível que as mudanças estruturais resultantes do processo de dessecamento e desidratação sejam predominantes em poros com diâmetros próximos a 40Å.

Embora as mudanças residuais no volume de poros sejam menos intensas após o resfriamento, visto que não há como mensurar a porosidade em amostras aquecidas e que pode haver re-hidratação dos compostos durante o resfriamento, alterações significativas podem ser observadas na distribuição acumulada do volume de poros. Além disso, o tipo de resfriamento também afeta as variações que ocorrem na estrutura dos poros, pois resfriamentos bruscos resultam em uma porosidade menor do que resfriamentos lentos, devido, em parte, à possibilidade de re-hidratação dos elementos após o aquecimento.

Se compararmos amostras não submetidas a tratamentos térmicos com amostras deterioradas, observa-se um acréscimo no volume total de poros e um aumento no tamanho dos poros quando a exposição ultrapassa 600°C. Este acréscimo é maior que o esperado em relação à perda de massa, e talvez possa ser atribuído à expansão do poro, pela ruptura de partículas da parede ou pela formação de micro-fissuras. Em altas temperaturas, o volume total de poros continua aumentando, ao mesmo tempo em que a parcela de poros com pequeno diâmetro se reduz, provavelmente devido ao desenvolvimento de um processo de sinterização, que se inicia em temperaturas acima de 900°C [ANDRADE et al, 2003].

De forma geral, pode-se dizer que a intensidade das transformações na distribuição dos poros é função do patamar de temperatura alcançado. As principais transformações, para cada categoria de poro, encontram-se sumarizadas na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Transformações na distribuição dos poros durante aquecimento

[Fonte: ANDRADE et al, 2003]

Poros / T [°C]	0 – 100	100 – 300	300 – 500	500 – 800	> 800
Gel [< 0,005µm]	Inalterado	Redução	Desaparece	Desaparece	Nova formação
Capilar [< 0,005µm]	Inalterado	Aumento	Aumento	Redução	Inalterado
Capilar [< 0,005 – 5µm]	Inalterado	Inalterado	Aumento	Aumento	Aumento
Ar incorporado [< 5µm]	Inalterado	Inalterado	Aumento	Aumento	Aumento

A incorporação de ar melhora a resistência do concreto às tensões térmicas, ao incrementar o espaço interno disponível para ser ocupado pelo vapor. Ao colapsarem durante o aquecimento, os vazios aumentam o volume total de poros e aliviam as tensões, reduzindo o risco do aparecimento de fissuras térmicas [COSTA, FIGUEIREDO & SILVA, 2002].

As adições minerais são benéficas à resistência ao fogo de concretos de resistência convencional, no que diz respeito ao acréscimo de porosidade, ao menos para temperaturas acima de 300°C. Dados de ensaios realizados indicam que a redução na resistência à compressão é menos intensa em concretos com adição, e pode ser correlacionada a um acréscimo menos acentuado da porosidade, função do tipo e da quantidade de adição mineral empregada. Ao contrário, concretos de alta resistência apresentam uma queda de resistência mais acentuada em elevadas temperaturas, quando comparados a concretos de resistência convencional.

O nível de carregamento também influencia as variações da porosidade causadas pelo aquecimento. Para concretos de resistência até, no máximo, 70 MPa, os efeitos decorrentes do carregamento durante o aquecimento são pouco pronunciados. Carregamentos maiores tendem a reduzir os acréscimos na porosidade total e causar um suave aumento na distribuição do tamanho dos poros [ANDRADE et al, 2003].

3.2.4 Fissuração Induzida pelo Aquecimento

Além das transformações dos cristais e da alteração da porosidade, o desenvolvimento de micro-fissuras é outra consequência do aquecimento do concreto a altas temperaturas.

A micro-fissuração é provocada pela perda de água derivada das transformações sofridas pelos produtos hidratados do cimento (normalmente com aumento da sua fragilidade) e pelas variações volumétricas sofridas pelos agregados e pela matriz cimentícia. Este fenômeno começa a ser detectável em temperaturas superiores a 300°C [GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2004].

A nucleação das micro-fissuras normalmente ocorre em pontos onde a pasta encontra-se fragilizada, como consequência do processo de desidratação causado pelo aquecimento. A concentração de tensões em algumas regiões, como a interface com os agregados e com os grãos de cimento anidros, favorece o início das mesmas. O desenvolvimento de fissuras devido a tensões térmicas pode ser facilitado pela presença inicial de micro-fissuras na pasta de cimento, em decorrência de outras ações, tais como retrações autógenas por dessecação. Estas micro-fissuras funcionam com caminho preferencial para a formação das fissuras térmicas durante o aquecimento. Pode acontecer de algumas micro-fissuras se conectarem em temperaturas inferiores a 200°C, resultando em fissuras de grande tamanho, porém esparsas. Micro-fissuras próximas aos grãos anidros também se desenvolvem nesta temperatura. Quando nos aproximamos dos 300°C, as micro-fissuras começam a atravessar a matriz de cimento e se desenvolver nos arredores dos agregados.

Em temperaturas superiores a 500°C, os agregados também ficam sujeitos a transformações em sua estrutura sendo que, em alguns casos, pode até ocorrer o rompimento total dos mesmos. Neste patamar de temperatura as fissuras começam a se tornar visíveis a olho nu. Ocorre ainda um aumento do número total de fissuras, que na pasta assumem aberturas superiores a 0,01 mm, enquanto no agregado tendem a serem menores, com aberturas de cerca de 0,05 mm.

A adição de fibras de aço também pode contribuir para a formação de fissuras no concreto em altas temperaturas, uma vez que as fibras se oxidam em temperaturas acima de 500°C e o volume do óxido formado gera tensões na pasta de cimento desidratada que envolve a fibra, induzindo à propagação de fissuras.

Em relação às fibras de polipropileno, embora as mesmas contribuam para melhorar o comportamento de concretos compactos em elevadas temperaturas, devido ao seu derretimento em temperaturas próximas a 160°C e a criação de vazios que permitam o alívio das pressões de vapor, tem sido constatado que, nas extremidades dos vazios inicialmente ocupados pelas fibras, pode ocorrer nucleação e propagação de fissuras [ANDRADE et al, 2003].

3.2.5 Efeitos das Altas Temperaturas nos Agregados

Os agregados não são normalmente considerados elementos chaves para garantir a estabilidade térmica do concreto. No entanto, eles ocupam de 60 a 80% do volume do material, e a variação de suas propriedades durante o aquecimento pode influenciar significativamente o coeficiente de dilatação térmica, a condutividade térmica e as demais propriedades do concreto [GRATTAN-BELLEW, 1996; ROBERTS, 2003].

Os agregados contêm poros em vários tamanhos. Estes são geralmente grandes, inertes e descontínuos, e a água presente nos mesmos pode contribuir para o calor latente e para os deslocamentos explosivos, além de influenciar as propriedades térmicas, como já foi discutido. Durante o aquecimento, as partículas de agregado começam a expandir e gerar tensões diferenciais no interior do concreto, que podem levar ao aparecimento de microfissuras na pasta e, eventualmente, à desintegração do material [CHANA & PRICE, 2003].

Ademais, os diferentes agregados presentes no concreto não apresentam o mesmo coeficiente de dilatação térmica, levando ao aparecimento de expansões internas de diferentes intensidades. Muitas vezes o efeito destas expansões é incrementado por transformações estruturais ocorridas na estrutura interna de certos agregados.

Por exemplo, os agregados silicosos contendo quartzo (granito, arenito e gnaisse) sofrem uma expansão súbita de 0,85% do volume em temperaturas próximas à 573°C. Este fato decorre da transformação do quartzo da forma α para β durante o aquecimento, levando ao surgimento de tensões internas que desagregam o concreto [GRATTAN-BELLEW, 1996].

Ainda, a aderência entre a pasta e o agregado pode ser altamente comprometida durante o aquecimento. A reatividade do agregado pode ser benéfica ou não para a aderência, dependendo da natureza das transformações químicas que ocorrem, uma vez que o elemento formado pode produzir uma aderência mais elevada ou, ao contrário, transformar a zona de transição em um local repleto de micro-fissuras e vazios [CASTELLOTE et al, 2003].

Desta forma, a escolha do agregado pode ser considerada como um fator crítico para o bom desempenho frente a altas temperaturas.

Alguns agregados se desintegram em 350°C (tais como os agregados extraídos do Rio Tâmis), enquanto outros (como as rochas magmáticas e o granito) são termicamente estáveis até patamares de temperatura de 600°C ou mais. Concretos que utilizam agregados termicamente estáveis não apresentam redução considerável de peso durante o aquecimento e só começam a afetar a capacidade de suporte do concreto em temperaturas superiores a 550°C [CHANA & PRICE, 2003; MAJORANA et al, 2003a].

Os agregados calcários e os leves são os menos afetados pelo calor, devido aos baixos coeficientes de dilatação térmica, às reações endotérmicas que se produzem ao elevar-se a temperatura e à criação de uma película superficial de CO₂ que atua como isolante térmico [CÁNOVAS, 1998].

Os agregados carbonáticos são estáveis até 700°C, quando o CaCO₃ começa a se transformar em CaO e liberar CO₂. Durante o resfriamento, o CaO começa a re-hidratar apresentando uma expansão de 40%. Já os agregados leves, particularmente os manufaturados, possuem elevada estabilidade física e química em temperaturas superiores a 800°C, uma vez que seu processo de fabricação envolve temperaturas de cerca de 1.300°C. Esta característica, aliada ao baixo coeficiente de dilatação térmica e à baixa condutividade térmica, conferem a estes agregados um ótimo desempenho diante de elevadas temperaturas [GRATTAN-BELLEW, 1996].

3.3 EFEITOS MACROESTRUTURAIS DA EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

Tendo analisado, no item anterior, as transformações microestruturais sofridas pelo concreto exposto a altas temperaturas, cabe agora discutir quais os efeitos, em termos de propriedades mecânicas e comportamento macroestrutural, causados por estas transformações, em estruturas de concreto armado.

Segundo Petrucci [1972] e Chijiwa et al [1993] os aços, tanto os utilizados como armadura tradicional quanto os utilizados como tendões de protensão, pode sofrer perda considerável de resistência quando aquecidos. Embora o comportamento dependa do tipo de aço utilizado e das condições de aquecimento, a capacidade resistente poderá ser recuperada após o resfriamento, se a temperatura máxima atingida for menor que 450°C, para o aço laminado a frio, e de 600°C, para o aço laminado a quente. Quando as temperaturas superam 700°C, as transformações sofridas pelo aço podem ser maiores e é necessário um estudo micrográfico para determinar a sua capacidade residual do material.

O ponto chave do comportamento do concreto em altas temperaturas é que o mesmo deve permanecer intacto, sem sofrer fissuração ou deslocamentos explosivos, de forma que as camadas mais externas continuem atuando como barreira térmica, protegendo as camadas mais internas e as armaduras.

Pequenas variações de temperatura não costumam ocasionar o aparecimento de tensões internas no concreto armado, pois os coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto são similares. No entanto, quando as variações de temperatura são grandes, podem ocorrer expansões diferenciadas significativas, resultando no aparecimento de tensões e na fissuração do concreto.

A baixa condutividade térmica do concreto assegura que o calor excessivo gerado pelo aquecimento fique limitado às camadas superficiais ou mais externas durante a fase inicial de incêndios. Desta forma, as temperaturas que podem colocar em perigo a integridade do concreto só atingem profundidades de 50 a 100 mm, salvo em incêndios com uma duração muito grande [CÁNOVAS, 1998; MAJORANA et al, 2003a].

A análise de estruturas sinistradas geralmente tem início com uma inspeção visual, durante a qual busca-se verificar a existência de alterações na coloração do concreto, pois a elevação na temperatura do concreto ocasiona uma mudança gradativa em sua coloração. Esta alteração pode ser relacionada às perdas de resistência sofridas pelo material devido à exposição ao calor [LIN et al, 1996].

A figura 3.8 apresenta de forma sistematizada as alterações colorimétricas sofridas pelo concreto a medida que o mesmo é submetido à diferentes patamares de temperatura e correlaciona as mesmas com a resistência mecânica do material.

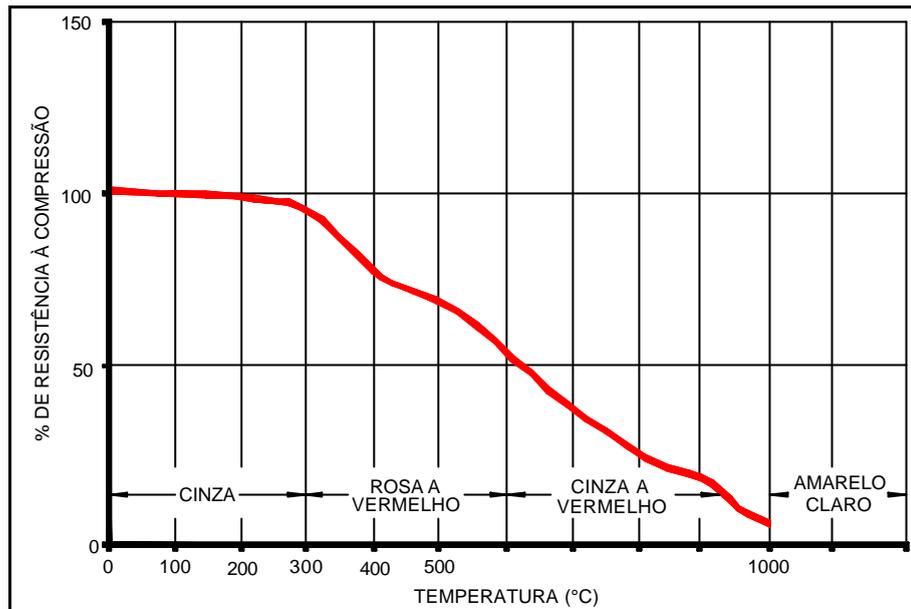


Figura 3.8 - Alteração na resistência e coloração do concreto

[Fonte: CÁNOVAS, 1998]

Segundo Cánovas [1998], se o agregado utilizado for rico em sílica, num patamar de temperatura próximo a 200°C, a coloração do concreto torna-se acinzentada, sem que ocorram mudanças significativas em termos de redução da resistência à compressão.

A partir daí a resistência começa a se reduzir, gradativamente, até que, em cerca de 300°C, tem-se uma perda média de cerca de 10%. O fenômeno se acelera a partir deste nível de temperatura. Quando aquecido entre 300 a 600°C, a coloração do concreto muda de rosa a vermelho, e ocorrem perdas de resistência à compressão da ordem de 50%, sendo que o módulo de deformação pode decrescer até 20% e a resistência à tração pode atingir valores desprezíveis.

Entre 600 e 950°C, ocorre uma nova mudança de cor no concreto, que passa a apresentar um tom acinzentado com pontos avermelhados. Neste estágio o mesmo se mostra bastante friável e registra uma alta sucção de água, pelo incremento da fissuração. Isto tem fortes reflexos sobre a resistência à compressão.

De 950 a 1000°C, a cor modifica-se para amarelo alaranjado e o concreto começa a sofrer um processo de sinterização. Entre 1000 e 1200°C, a sinterização se intensifica, com o material assumindo uma tonalidade amarelada clara. Neste ponto a resistência residual é praticamente nula, restando apenas um material calcinado e mole.

A alteração na cor ocorre devido à presença de componentes ferrosos e pode ser utilizada como um parâmetro que indica a máxima temperatura atingida e a duração do fogo. Deve-se, todavia, adotar alguma cautela nesta análise pois a extensão das alterações colorimétricas dependerá também do tipo de agregado utilizado. Os efeitos descritos tenderão a serem mais acentuados para agregados ricos em sílica, e menos acentuados para agregados calcários. Portanto, concretos sujeitos a incêndio, que não apresentem coloração rosácea, não podem ser considerados como intactos. A aparência dos mesmos indica apenas, com certeza, que a quantidade de materiais ferrosos no concreto é reduzida.

Enfim, o concreto terá seu comportamento melhorado frente ao calor quando os agregados possuírem baixo coeficiente de dilatação térmica e boa granulometria; e o concreto for bem compactado, possuir baixa condutividade térmica, baixa umidade e alta resistência à tração. A utilização de agregados leves ou calcários e também favorece o bom desempenho frente a altas temperaturas.

3.4 ESTUDOS SOBRE OS EFEITOS DO CALOR NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

A exposição a altas temperaturas provoca diversas alterações na estrutura do concreto, com repercussões na sua resistência e módulo de elasticidade. A seguir, serão apresentados comentários resumidos sobre alguns dos programas experimentais realizados por pesquisadores interessados em avaliar o comportamento do concreto de alta resistência em elevadas temperaturas.

O programa experimental conduzido por Balendran, Nadeem e Maqsood [2001] contemplou a avaliação da resistência ao cisalhamento e a flexão. As classes de concreto ensaiadas incluíram amostras de 50, 90, 110 e 130 MPa. As amostras foram submetidas a temperaturas de 100, 200, 400 e 600°C, em fornos cuja taxa de aquecimento é de 5°C/min. Os corpos-de-prova foram mantidos no interior destes fornos durante uma hora após ter sido atingido o patamar de temperatura especificado. Posteriormente, os mesmos foram retirados para resfriamento ao ar livre ou resfriamento brusco através de imersão em água, com subsequente ensaio à compressão.

Os resultados indicaram que temperaturas elevadas reduzem drasticamente as resistências dos concretos de alta resistência; em particular, o método de resfriamento brusco causou maiores perdas na resistência à flexão e ao cisalhamento para todas as temperaturas ensaiadas. Ainda, concluíram que as perdas de resistência, geralmente, foram mais pronunciadas para classes de concreto mais elevadas. Nas temperaturas mais baixas, a resistência à tração sofreu maiores perdas em relação à resistência ao cisalhamento. No entanto, as perdas de resistência foram semelhantes nas temperaturas mais altas.

Dotrepe, Bisschops e Franssen [2001] avaliaram a resistência ao fogo de colunas circulares em concreto armado com a finalidade de identificar os principais parâmetros que influenciam no comportamento destes elementos em situações de incêndio. As dimensões destas colunas, limitadas em função do tamanho do forno utilizado, ficaram em 2,10 x 0,30 m. O concreto avaliado tinha f_{ck} de 60 MPa, sem adição de sílica-ativa. A curva-padrão de incêndio da ISO 834 [1994], foi utilizada como parâmetro para o aquecimento do forno. Os resultados evidenciaram a ocorrência de deslocamentos superficiais moderados a partir dos 20 até os 60 minutos de ensaio, demonstrando que a seção circular das colunas não evitou a ocorrência deste fenômeno. Deslocamentos explosivos não foram observados, provavelmente em função de não terem sido adicionadas partículas ultrafinas que refinassem a estrutura de poros da matriz cimentícia.

Kodur e McGrath [2001] também avaliaram o comportamento de colunas confinadas em concreto armado diante de elevadas temperaturas, sendo o comprimento das mesmas de 3,8m. Diferentes composições de concreto foram estudadas, com resistência à compressão compreendida entre 81 e 107 MPa. Os traços se distinguiam pela presença de sílica-ativa, pelo tipo de agregado empregado (silicoso e carbonático), e pela configuração das armaduras. Os resultados obtidos indicaram que a resistência ao fogo de colunas em concreto de alta resistência é inferior à de colunas em concreto de resistência convencional, para níveis equivalentes de confinamento. Entretanto, a resistência ao fogo desejada, superior a quatro horas, nas colunas em concreto de alta resistência pôde ser obtida através da provisão de suficiente confinamento. O tipo de agregado, a resistência do concreto, a intensidade de carga, o detalhamento e espaçamento dos estribos influenciaram significativamente no comportamento do concreto de alta resistência frente ao calor. Deslocamentos significantes não foram observados nos primeiros estágios de exposição ao calor. Geralmente, os mesmos adquiriam maiores proporções no final de cada ensaio.

Komonen e Penttala [2001] analisaram as propriedades residuais de pastas de cimento Portland expostas ao calor; foram avaliadas as resistências à compressão e flexão, bem como a porosidade, através do ensaio de porosimetria de mercúrio. Os corpos-de-prova foram expostos a vários patamares de temperatura, até um máximo de 1000°C. As taxas de aquecimento e resfriamento dos corpos-de-prova foram de 4°C/min, sendo 60 min o intervalo de tempo em que a temperatura foi mantida constante. Os dados coletados demonstraram que a porosidade da pasta aumenta mais de 100% quando a temperatura é elevada até 1000°C e que este aumento resulta numa progressiva redução de resistência. Acima de 600°C, a resistência à compressão residual girou em torno de 50% da original, sendo que esta tendência de perda não foi linear, e sim exponencial, com o acréscimo de temperatura. De acordo com os resultados coletados, exposições a faixas de temperatura compreendidas entre 50 e 120°C podem ser tão perigosas quanto a faixas compreendidas entre 400 e 600°C, visto que nestes intervalos as perdas na capacidade resistente se equivalem.

Já Takano et al [2001] ensaiaram concretos com resistência a compressão variando entre 60 e 100 MPa, aquecidos em fornos elétricos, com aquecimento à taxa de 10°C/min até a temperatura de 600°C. Termopares foram introduzidos nos corpos-de-prova, em diferentes profundidades, para medir a distribuição dinâmica da temperatura no interior da amostra. As conclusões demonstraram que a adição de fibras de polipropileno à matriz cimentícia traz benefícios para a resistência residual do concreto após o aquecimento. A resistência residual tende a valores maiores para concretos com maior quantidade de água. A condutividade térmica de concretos com adição de fibras de polipropileno mostrou-se relativamente inferior à de concretos sem a adição das mesmas.

Sun, Luo e Chan [2001] conduziram uma ampla pesquisa para avaliar a degradação sofrida pelo concreto de alta resistência em altas temperaturas. Os ensaios conduzidos por eles foram de compressão, flexão, cisalhamento, módulo de elasticidade e porosimetria. Os resultados indicaram que tanto o concreto de resistência convencional quanto o concreto de alta resistência, quando aquecidos a taxas de 5 a 7°C/min, em situação de completa saturação em água, não sofrerem deslocamentos explosivos. Este fato chamou a atenção dos pesquisadores, visto que programas experimentais semelhantes reportaram a ocorrência do fenômeno. Devido à não ocorrência deste fenômeno em corpos-de-prova resfriados por choque térmico, descartou-se a possibilidade do deslocamento ser governado por este processo. Concluiu-se, então, que a adição de fibras de aço na matriz cimentícia contribuiu para melhorar a resistência residual do concreto após o aquecimento, bem como a adição de

fibras de polipropileno contribuiu para reduzir a probabilidade de deslocamentos explosivos. No entanto, tanto o concreto de resistência convencional quanto o concreto de alta resistência, mesmo com a adição de fibras, apresentaram tendências similares quanto ao decréscimo na resistência a compressão dos corpos-de-prova com o aquecimento. Esta redução ficou mais acentuada para temperaturas acima de 600°C.

Cabe salientar que os resultados do programa experimental descrito acima despertam uma questão, que até o momento, parece ter sido negligenciada pelos relatos dos demais programas experimentais encontrados na literatura: a adição de fibras de polipropileno ao concreto serve apenas para evitar os deslocamentos em elevadas temperaturas? Ou também contribui para que a resistência residual destes concretos seja afetada em menor escala pela exposição ao calor? A primeira vista, ambas as assertivas parecem verdadeiras. Porém, na prática, parece que a resistência residual é similar em concretos com ou sem fibra. Esta questão poderá ser esclarecida com os resultados do programa experimental a ser conduzido nesta pesquisa.

Lima et al [2003] investigaram a resistência à compressão residual de concretos de resistência convencional e de alta resistência com a presença ou não de fibras de polipropileno e/ou aço, após a exposição a elevadas temperaturas. Os resultados da pesquisa indicaram que, conforme o esperado, o concreto de resistência convencional apresentou um comportamento adequado diante de elevadas temperaturas. No entanto, à medida que a compactação do material foi aumentando, a vulnerabilidade ao aquecimento foi crescendo proporcionalmente. Esta tendência enfatiza a importância de realizar pesquisas voltadas a este tema, com o objetivo de determinar como prever e controlar os danos causados pelo aquecimento, uma vez que as perdas de resistência nesta situação são bastante significativas.

Os autores concluíram que as fibras de aço não têm influência sobre a porosidade, a não ser pelo fato de que, no processo de adição das mesmas ao concreto, pode ocorrer um aumento na quantidade de ar incorporado. As mesmas foram usadas com o intuito de aumentar a resistência à tração do material, buscando torná-lo mais resistente às tensões térmicas. A adição de fibras de aço foi eficiente para controlar os danos até 400°C, mas a sua presença não foi efetiva em 800°C, provavelmente devido à perda de aderência entre as fibras e a matriz, decorrente de deformações diferenciais entre os materiais. Analisando os resultados para corpos-de-prova à temperatura ambiente, pode-se inferir que a adição de fibras de aço provavelmente criou problemas de trabalhabilidade no material e/ou causou a incorporação de ar, sendo este o provável motivo da redução na resistência dos concretos com fibra de aço, se comparados aos concretos sem fibra, como se pode ver na figura 3.9.

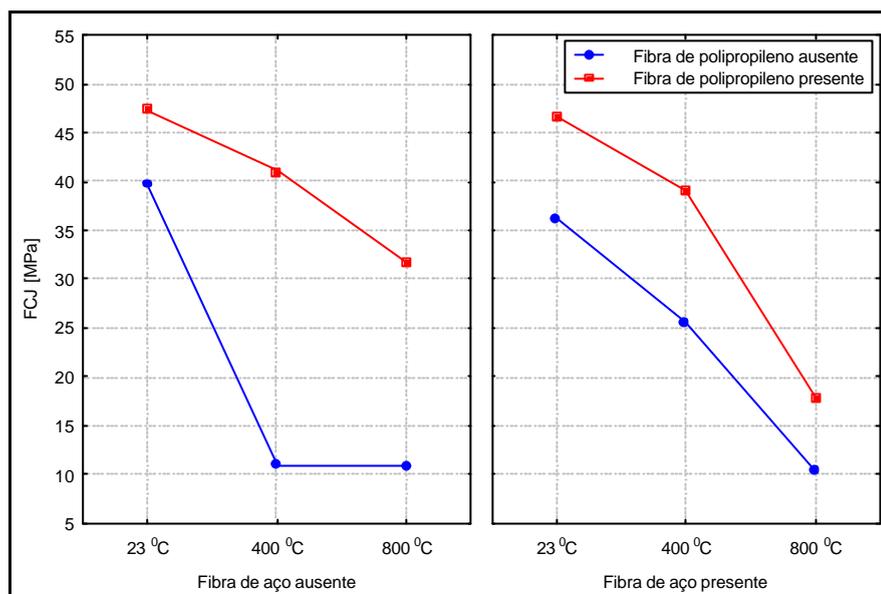


Figura 3.9 - Resistência à compressão residual para concretos de alta resistência

[Fonte: LIMA et al, 2003]

A análise dos dados coletados demonstrou ainda que, para o concreto de resistência convencional, onde o volume de vazios atinge valores consideráveis, o acréscimo de permeabilidade conferido pelo derretimento das fibras de polipropileno com o calor não contribuiu para a redução da poro-pressão. A presença das fibras serviu apenas para reduzir a resistência residual com o aquecimento, embora ocorresse um aumento de resistência dos corpos-de-prova à temperatura ambiente. No caso do concreto de alta resistência, a adição das fibras de polipropileno à matriz cimentícia minimizou os danos causados pelo aquecimento, tanto nos corpos-de-prova sujeitos a 400°C quanto nos sujeitos a 800°C, indicando que o derretimento das mesmas aumentou a porosidade do material e minimizou os danos causados pela poro-pressão. Em resumo, com base nos resultados coletados nesta pesquisa, o uso de fibras de polipropileno pode ser uma solução potencial para o controle da deterioração sofrida pelos concretos de microestrutura compacta no caso de aquecimento. Por outro lado, fibras de aço com características semelhantes às usadas nesta pesquisa parecem não conferir efeitos benéficos ao concreto em altas temperaturas. A adição de uma combinação de fibras de aço e polipropileno parece não ser efetiva em temperaturas de 800°C, apresentando propriedades similares a concretos somente com fibras de polipropileno em temperatura ambiente e a 400°C.

3.5 INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE COMPACIDADE DO CONCRETO NA EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

Há pouco mais de uma década, as pesquisas sobre incêndio estavam focadas no comportamento dos concretos de resistência convencional em altas temperaturas. Como discutido no capítulo 1, estes concretos foram tradicionalmente considerados como um material não inflamável e resistente ao fogo, embora se soubesse que a exposição excessiva ao calor pudesse ocasionar alterações em suas propriedades mecânicas.

Com o aprimoramento da tecnologia dos materiais, concretos de alta resistência, com uma maior compactidade, passaram a ser empregados na construção de prédios, túneis e pontes, permitindo o projeto de estruturas mais esbeltas e complexas. No entanto, pesquisadores como Kodur [1997], Phan e Carino [1998] e Hertz [2002], entre outros, têm reportado que estes concretos mais compactos, expostos a temperaturas elevadas, têm demonstrado substanciais diferenças no seu comportamento frente ao calor, em relação aos concretos de resistência convencional.

Diante de condições térmicas extremas, tais como durante um rápido aquecimento dos elementos estruturais em caso de incêndio, podem ocorrer deslocamentos explosivos e imprevisíveis, devido à estrutura densificada do material. Este fenômeno, muitas vezes conhecido no meio técnico pelo termo em inglês *spalling*, se caracteriza por um desprendimento, violento ou não, de camadas ou pedaços da superfície de elementos sujeitos a um rápido e alto acréscimo de temperatura.

Uma das primeiras observações de *spalling* no concreto foi registrada por um pesquisador de nome Gary, em 1916, durante um estudo sobre os efeitos do fogo em casas de concreto. Ao provocar incêndios em alguns protótipos especialmente fabricados para este fim, o concreto apresentou uma grande variedade de mecanismos de falha, tais como deterioração nos cantos dos degraus de escadas e nas quinas das vigas, sulcos nas lajes e explosões repentinas na seção de vigas, pilares e lajes [KHOURY, 2003b].

Tecnicamente, pode-se dizer que o *spalling* resulta de dois processos independentes, que ocorrem ao mesmo tempo no interior da massa de concreto aquecida. O primeiro deles, que pode ser denominado *termo-mecânico*, está relacionado ao aparecimento de tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica que ocorrem na estrutura. O segundo tem natureza

termo-hidráulica, e está associado à transferência de massa (ar, vapor e água) através dos poros, resultando no aparecimento de gradientes de pressão no interior da massa, com subsequente acréscimo de pressão nos poros [KALIFA, MENNEAU & QUENARD, 2000].

A baixa permeabilidade do material faz com que o vapor gerado durante o aquecimento não encontre porosidade suficiente na massa de concreto para atingir a superfície, ocasionando a saturação dos poros existentes e elevando as pressões internas, que pode eventualmente superar a resistência à tração do material. Desta forma, a presença de água, em quantidade relativamente grande, tanto no estado evaporável quanto no estado quimicamente combinado, faz com que a umidade desempenhe um papel importantíssimo e preponderante na probabilidade de ocorrência do fenômeno [ANDERBERG, 1997; KODUR, 1997; PHAN & CARINO, 1998; KITCHEN, 2001].

Cabe salientar que a tendência ao spalling constitui uma característica importante dos concretos de alta resistência, visto que, nos concretos de resistência convencional, a quantidade de poros existentes na matriz permite a migração do vapor para a superfície e para as camadas mais internas, com relativa facilidade [ANDERBERG, 1997].

Na figura 3.10 pode-se observar um exemplo típico de spalling. O aquecimento de uma das faces de uma laje plana de concreto causa o surgimento de tensões próximas à superfície aquecida, como o conseqüente aparecimento de micro-fissuras. Se a resistência superficial do concreto não for suficiente para suportar as tensões geradas, a camada superficial da estrutura será expulsa, deixando às camadas mais internas expostas. Se este fenômeno não for controlado, haverá uma progressiva perda das camadas de concreto [KODUR, 1997; PHAN & CARINO, 1998; KITCHEN, 2001].

Segundo Anderberg [1997], em casos extremos, grandes volumes de concreto podem ser arrancados pelas forças explosivas, levando à redução de seção e ocasionando o aumento da taxa de transmissão de calor para as camadas mais internas da estrutura. Uma vez exposta a armadura, a mesma passa a conduzir calor, havendo uma rápida redução na capacidade portante do elemento estrutural, podendo ocorrer o rompimento imediato do mesmo.



Figura 3.10 - Aparência de uma estrutura tipo laje após um incêndio

[Fonte: GASTAL, KLEIN & CAMPAGNOLO, 1996]

Outro fenômeno de deterioração decorrente da exposição ao calor consiste no desprendimento superficial de pequenas camadas de concreto, com uma configuração específica que se tornou conhecida como *onion effect* (efeito cebola). Este efeito está associado à ação de uma alta taxa de aquecimento sobre um concreto com uma permeabilidade relativamente alta e baixo nível de saturação dos poros. Nesta situação, torna-se necessário um determinado tempo para que a umidade dos poros vaporize e migre para regiões menos aquecidas no interior do concreto, ou para a atmosfera. O vapor de água é, portanto, liberado de forma gradual, sob baixos gradientes de pressão. Isto faz com que as alterações nas propriedades mecânicas, na região seca, ocorram camada a camada, o que explica a associação do efeito com a aparência de uma cebola [KALIFA, MENNEAU & QUENARD, 2000; TATNALL, 2002].

3.6 REVISÃO DOS MECANISMOS CAUSADORES DO SPALLING NO CONCRETO

Cada categoria de spalling possui os seus fatores causadores intrínsecos, que recebem diferentes influências, motivo pelo qual existe muita confusão sobre o tema. A extensão, severidade e natureza deste fenômeno pode ser insignificante em importância e consequência, quando os resultados são sulcos na superfície e pode ter um sério efeito na resistência ao fogo dos elementos estruturais, quando uma extensiva parcela de concreto for removida, deixando as armaduras e o núcleo da seção transversal de concretos expostos, podendo levar ao colapso dos elementos estruturais aquecidos.

Gabriel Khoury, um dos pesquisadores mais influentes e ativos na área de estudo da exposição de concretos a altas temperaturas, realizou uma revisão fundamental sobre o mecanismo de spalling [KHOURY, 2003b]. Dada a importância da obra e a escassez de referências complementares, tal discussão será apresentada, de forma adaptada, nas próximas páginas, com o intuito de esclarecer adequadamente o conceito, fundamental para a presente pesquisa.

Didaticamente, o spalling pode ser subdividido em categorias baseadas no local e na intensidade do fenômeno. Desta forma, o spalling pode acontecer de forma intensa nos agregados, de forma não-violenta nos cantos e quinas, de forma violenta na superfície do concreto, de forma explosiva em todo elemento e de forma não-violenta durante o resfriamento. Nos agregados, na superfície de vigas, pilares e lajes e em todo elemento, o fenômeno ocorre entre 7 e 30 minutos após o início da exposição ao fogo, e vem acompanhado de estalos nos agregados e de explosões violentas na superfície e/ou em todo o elemento.

Quando o fenômeno é menos violento, pode ocorrer entre 30 e 90 minutos após o início do incêndio, principalmente nos cantos e quinas, devido à fragilidade do concreto nestas regiões. Neste caso, o mesmo é marcado pela ocorrência de fissuras e pelos desprendimentos de pedaços da superfície. Os deslocamentos podem ainda ocorrer durante o resfriamento, devido à re-hidratação do CaO, que vem acompanhada de uma expansão de ~ 44%.

O spalling nos agregados é marcado pela deterioração dos agregados localizados na superfície do concreto, que se rompem com estalos audíveis. A mesma pode ser causada pelo surgimento de tensões de cisalhamento, frente a altas taxas de aquecimento, ou pela ruptura do agregado, em função da temperatura máxima atingida, independente da taxa de aquecimento e em decorrência de transformações físicas ou químicas. Normalmente, os danos ao concreto, devidos a este tipo de deslocamento, não são graves, e sua ocorrência fica limitada aos primeiros 20 minutos do incêndio. O processo não remove grandes quantias da seção transversal do elemento, nem afeta o cobrimento da armadura. Os parâmetros que mais influenciam esta forma de spalling são a taxa de aquecimento e o coeficiente de dilatação térmica dos agregados graúdos e miúdos. O teor de umidade do concreto também influencia, uma vez que a suscetibilidade ao spalling é muito reduzida em concretos com teor de umidade inferior a 4% da massa. A resistência do concreto e as cargas atuantes não possuem nenhum efeito, bem como as conseqüências são poucas ou nenhuma sobre a resistência ao fogo dos elementos.

O spalling nos cantos e quinas ocorre de forma gradual e não explosiva, no intervalo entre 30 a 90 minutos de exposição ao fogo, devido ao surgimento de tensões localizadas e à redução na resistência do material em altas temperaturas. O fenômeno caracteriza-se pelo aparecimento de fissuras e pela remoção de pedaços do concreto nos cantos de pilares e vigas. O mesmo parece ser governado mais pela temperatura do elemento do que pela taxa de aquecimento, podendo ser minimizado pelo emprego de concretos com baixo coeficiente de dilatação térmica, com baixa condutividade térmica, com razoável resistência residual após o aquecimento e com a presença de fibras de aço.

Já, o spalling na superfície do concreto caracteriza-se pelo desprendimento explosivo de pedaços com dimensão aproximada de 100 x 100 mm e espessura de 25 a 50 mm. Este mecanismo pode implicar na exposição direta da armadura ao calor e ocasionar alterações na resistência ao fogo do elemento. Este fenômeno é progressivo e a área afetada pode se estender por todo o elemento, particularmente em concretos de alta resistência. Este tipo de spalling ocorre quando as tensões originadas pela poro-pressão superam a resistência do material. Os fatores que aumentam a sua suscetibilidade são aqueles que elevam a magnitude da poro-pressão durante o aquecimento, tais como o acréscimo na taxa de aquecimento e na saturação dos poros, bem como a redução da permeabilidade. A resistência à tração do concreto influencia fortemente o desenvolvimento deste tipo de spalling.

Pode-se considerar que o spalling durante o resfriamento do concreto é função da absorção de umidade pelo material e da conseqüente re-hidratação do CaO, que é acompanhada de uma expansão, como já discutido. O CaO pode ser produzido durante o aquecimento, pela reação de desidratação do Ca(OH)₂, que ocorre em temperaturas próximas a 400°C, e/ou pela reação de decarbonatação do CaCO₃, que se transforma em CaO, liberando CO₂, quando as temperaturas do material estão entre 600°C e 700°C. Este problema pode ser minimizado através de medidas que reduzam a quantidade de Ca(OH)₂ e CaCO₃ no concreto aquecido.

Por fim, a mais importante e temida dentre as diversas categorias de spalling consiste no desplacamento completo do elemento estrutural, que pode ocorrer de forma extremamente violenta, nos primeiros 30 a 40 minutos de exposição ao fogo. Este se caracteriza pela separação forçada de peças de concreto e pela emissão de um som típico de explosão. O fenômeno pode acontecer por meio de uma única ou de uma seqüência de explosões. Em função das mesmas, fatias delgadas de concreto, com comprimento entre 100 e 300 mm e espessura entre 15 e 20 mm, são arrancadas violentamente, podendo causar, inclusive, danos físicos por impacto.

O aparecimento de fissuras paralelas à superfície, quando as tensões atuantes excederem a tensão de tração do material, levam à uma repentina liberação de energia e à uma ruptura violenta na região aquecida da superfície.

O fenômeno geralmente ocorre devido à ação combinada de poro-pressão, tensão de compressão na superfície exposta à chama e micro-fissuras internas, e depende do tamanho da seção transversal, do material e do teor de umidade, sendo influenciado pelo carregamento externo. Entre os fatores que influenciam este tipo de spalling, a taxa de aquecimento ocupa uma posição de destaque, pois o acréscimo da mesma aumenta a probabilidade e a severidade do fenômeno. Entretanto, concretos muito compactos contendo sílica-ativa podem explodir mesmo a taxas baixas como 1°C/min, demonstrando que a ocorrência deste spalling também é influenciada por outros fatores, descritos a seguir.

A pressão de vapor apresenta um papel importante, visto que níveis significantes de poro-pressão podem surgir em concretos com baixa permeabilidade e alto teor de umidade. A pressão hidráulica de vapor tem ordem de grandeza muitas vezes superior à tensão de tração do concreto. Se a mesma não puder ser aliviada, pode colocar em risco a integridade de toda a estrutura. A magnitude da pressão de vapor depende do nível de saturação dos poros. Esta pressão não ocasiona a ruptura do concreto se a sua magnitude for inferior à tensão de tração do concreto, mas contribuirá para os deslocamentos explosivos, ao combinar-se com os demais mecanismos de ruptura.

A permeabilidade influencia os níveis críticos de pressão, uma vez que afeta a taxa de liberação do vapor. Tem sido sugerido que o spalling completo do elemento tem pouca probabilidade de ocorrer se a permeabilidade do concreto for superior a $5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$. A presença de micro-fissuras possui dois efeitos contraditórios neste tipo de spalling. Como fator positivo, elas atuam criando rotas preferenciais para o vapor aflorar na superfície durante o aquecimento e aliviar a poro-pressão, e como fator negativo, elas facilitam o spalling devido a criação de zonas fragilizadas que induzem formação de fissuras maiores.

As cargas aplicadas e as restrições também influenciam este tipo de spalling, pois o acréscimo na tensão de compressão, seja pela redução da seção transversal ou pelo acréscimo das cargas atuantes, aumentam a probabilidade do fenômeno. Somente a tensão de compressão inicial, presente na superfície do concreto, não irá promover o spalling, mas irá quando combinada com as tensões geradas pelas restrições impostas as expansões, desenvolvidas quando a taxa de aquecimento for alta, não permitindo o alívio de tensões pelo fissuramento do material.

Embora diversos autores apresentem resultados bastante contraditórios no que se refere à influência do tipo de agregado no spalling completo do elemento, genericamente pode-se concluir que o fenômeno seja menos pronunciado quando o concreto é composto por agregados com baixo coeficiente de dilatação térmica. O risco vai crescendo quando se empregam agregados leves, passando pelos agregados basálticos e calcários, até chegar nos agregados ricos em sílica. Salienta-se que esta ordem somente é válida se os agregados estiverem em condições de umidade semelhantes, uma vez que mesmo os agregados leves estão sujeitos ao spalling quando saturados de água.

Segundo alguns pesquisadores, outro fator que reduz a probabilidade de ocorrência de spalling completo do elemento é o aumento da idade, o que poderia ser justificado pelo fato de concretos mais antigos terem um teor de umidade menor. No entanto, pode-se argumentar que os concretos mais velhos apresentariam um maior grau de hidratação e, conseqüentemente, poderia haver um aumento no risco de spalling, especialmente quando os poros capilares começassem a ficar descontínuos, fazendo deste tópico um objeto de conflito.

O perfil do aquecimento, ou seja, o número de faces do elemento que estará em contato com o fogo, visto que haverá maior probabilidade de ocorrência do fenômeno quanto maior o número de faces expostas ao calor. Neste sentido, as lajes são menos propícias do que as vigas, pois na maioria dos casos apenas uma face estará em contato com o calor, enquanto três ou quatro faces das vigas ficaram expostas. O spalling do concreto no cruzamento de vigas aumenta o risco de ruptura por cisalhamento, enquanto que, nas zonas comprimidas, aumenta o risco de ruptura por esmagamento.

Seções delgadas são menos propícias neste caso específico, pois o vapor gerado durante o aquecimento atinge a superfície mais rapidamente, limitando o aumento da poro-pressão. Ademais, evidências experimentais têm sugerido que as explosões também são menos intensas em elementos largos, acima de 200 a 300 mm, tornando a suscetibilidade ao spalling completo do elemento mais acentuada em seções com dimensões medianas. O formato da seção também influencia, pois mudanças bruscas na seção transversal e cantos, especialmente os em ângulo agudo, aumentam a probabilidade deste fenômeno. A seção ideal, portanto, seria a formada por superfícies planas com arestas arredondadas.

Muitas vezes, este tipo de spalling se restringe às regiões não armadas da estrutura ou não acontece nas proximidades das mesmas, pois a presença ou não de armadura consiste num fator com maior importância para o spalling completo do elemento do que a quantidade de

armadura propriamente dita. Regiões densamente armadas facilitam a formação de fissuras devido ao espaçamento reduzido, levando a ocorrência de spalling. A presença de armadura limita a extensão dos danos, mas não previne o spalling. Em situações onde o cobrimento for superior a 40 mm para agregados densos ou 50 mm para agregados leves, o risco de spalling aumenta devido a espessa camada não ancorada pela armadura. Cobrimentos de 15 mm ou menos têm a probabilidade de spalling reduzida.

Ironicamente, os concretos rotulados como de qualidade inferior apresentam menor probabilidade a este tipo de spalling em relação aos concretos ditos de boa qualidade, ou seja, os concretos de alta resistência a temperatura ambiente, devido a sua elevada resistência mecânica, baixa permeabilidade e alta durabilidade, apresentam baixo desempenho em elevadas temperaturas devido a maior suscetibilidade ao spalling completo do elemento. Os motivos para este fato seriam a redução da relação água/aglomerante e as adições minerais empregadas para elevar a resistência e a durabilidade, resultando em concretos extremamente compactos com baixa permeabilidade. De maneira contraditória, a redução na relação água/aglomerante aumenta a probabilidade de spalling pelo acréscimo da poro-pressão em decorrência da baixa permeabilidade alcançada, embora reduza a probabilidade de spalling pelo surgimento de tensões térmicas devido a elevada resistência. Os concretos com sílica-ativa possuem alta probabilidade ao fenômeno devido a elevada compacidade, mesmo diante de taxas reduzidas de aquecimento.

Concretos de resistência convencional estão sujeitos a este tipo de spalling somente quando o teor de umidade for maior que 2% da massa ou 5% do volume. No entanto, esta situação raramente ocorre, mesmo em situações desfavoráveis.

Na tabela 3.3 são apresentadas, de forma resumida, as características de cada categoria de spalling. O fenômeno pode causar falha na resistência ao fogo do elemento pela perda de capacidade de carga e/ou pela perda de integridade. O mesmo afeta as conexões dos membros de concreto, gerando imprecisão no cálculo estrutural.

A perda na capacidade de carga ocorre devido à redução de seção e perda do cobrimento das armaduras. Em alguns casos, a ocorrência de spalling pode reduzir a área da seção transversal do concreto para níveis tais que o elemento estrutural fica impossibilitado de absorver as tensões impostas. O problema é maximizado pela forte tendência atual no sentido de racionalizar o projeto e aumentar as tensões de serviço.

Em outros casos, a perda da capacidade de carga é resultante do spalling das camadas de cobrimento das armaduras, podendo resultar no aquecimento excessivo das mesmas e levar ao rompimento. Uma vez que a resistência do aço é consideravelmente reduzida com a elevação da temperatura, o spalling pode acelerar esta degradação, precipitando a ruptura à flexão do elemento. Ademais, a probabilidade de ruptura por flexão aumenta, visto que o spalling e a desagregação do concreto nos arredores da armadura podem causar perda de aderência.

Tabela 3.3 - Características dos diferentes tipos de spalling [Khoury, 2003b]

Spalling	Tempo (min)	Natureza	Som	Dano	Influência
Agregado	7 a 30	Intenso	Estalo	Superficial	H A S D W
Cantos e quinas	30 a 90	Não-violento	Nenhum	Pode ser sério	T A Ft R
Superfície	7 a 30	Violento	Estampido	Pode ser sério	H W P Ft
Resfriamento	Durante	Não-violento	Nenhum	Pode ser sério	T X
Todo elemento	7 a 30	Violento	Estrondo	Sério	H A S Fs G L O P Q R S W Z

Legenda			
A	expansão térmica do agregado	P	permeabilidade
D	difusão térmica do agregado	Q	seção transversal
Fs	resistência cisalhamento do concreto	R	armadura
Ft	resistência a tração do concreto	S	tamanho do agregado
G	idade do concreto	T	temperatura máxima
H	taxa de aquecimento	W	umidade
L	carregamento / restrições	X	re-hidratação da cal
O	perfil do aquecimento	Z	tamanho da seção

Entre os prejuízos ocasionados por spalling, destacam-se os danos causados ao sistema de compartimentação contra o fogo em edificações, no qual a abertura de orifícios em lajes ou painéis, que permitem a passagem da chama para o outro ambiente e, conseqüentemente, o alastramento do incêndio. Ademais, caso as armaduras fiquem expostas, as mesmas serão aquecidas rapidamente e a resistência da seção decairá instantaneamente, sendo as vigas e as lajes os elementos mais suscetíveis de serem afetadas desta maneira.

Cabe notar que o spalling é um fenômeno aleatório e que, muitas vezes, seu desenvolvimento contraria as expectativas. De fato, contradições entre os resultados de diferentes programas experimentais têm sido bastante comuns. Em grande parte, isto ocorre devido às diferenças entre as condições experimentais, tais como taxas de aquecimento e teores de umidade inicial. Em alguns casos, todavia, as causas parecem estar associadas à falta de entendimento dos fatores intervenientes no fenômeno e, até mesmo, à própria aleatoriedade do material frente ao mesmo.

3.7 ALTERNATIVAS PARA MINIMIZAR OS DANOS AO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

Com base nas discussões do item 3.5, a sanidade de edificações em concreto de alta resistência durante incêndios constitui um problema que necessita ser solucionado urgentemente, dado o risco de rompimento repentino destes materiais durante o aquecimento. Diante destas considerações, torna-se imprescindível analisar alternativas técnicas para minimizar ou eliminar a tendência aos deslocamentos explosivos.

Dentre as alternativas técnicas potencialmente viáveis para solucionar o problema, podem-se identificar 2 categorias básicas:

- ✍ as *proteções passivas ou reforços* incorporados à matriz cimentícia do concreto, que passam a fazer parte do mesmo, formando um material compósito; e
- ✍ as *proteções passivas e/ou ativas* que são sobrepostas aos elementos estruturais, não se integrando ao substrato, pois são aplicadas posteriormente à execução do elemento ou agem independentemente do mesmo, tais como nos casos de proteção de estruturas metálicas contra incêndios.

Na primeira categoria destacam-se as seguintes alternativas:

- ✍ a escolha de traços que contenham aditivos capazes de alterar a estrutura de poros, aumentando as reservas de espaço que podem ser ocupadas pelo vapor e, também, a permeabilidade da matriz cimentícia. Dentre estes aditivos, os incorporadores de ar poderiam contribuir para a liberação do vapor gerado durante o aquecimento através dos vazios criados na matriz cimentícia. No entanto, estudos mais específicos para esta finalidade devem ser realizados, pois a adição dos mesmos pode levar a uma considerável redução na capacidade portante pela elevação do volume de vazios. Em alguns casos pode-se tentar controlar a umidade do concreto, a fim de que evitar que hajam quantidades elevadas de água nos poros, pois baixos valores de umidade total na mistura tendem a provocar uma hidratação mais continuada ao longo do tempo, com incorporação da água livre na forma de água quimicamente combinada ou adsorvida [ANDERBERG, 1997; CASTELLOTE et al, 2003];

- ✍ o emprego de armadura de pele para limitar a extensão dos danos, melhorando significativamente o desempenho de colunas. No entanto, este tipo de armadura somente deverá ser empregado em casos onde as normas requeiram altas resistências ao fogo, pois os reforços suplementares, embora protejam as colunas do spalling, não evitam o fenômeno propriamente dito. Os benefícios se restringem a limitar os danos decorrentes do incêndio, e facilitar o reparo da estrutura [KHOURY, 2003b];
- ✍ a adição de filamentos fibrosos (ou fibras, como são comumente denominadas) a matriz cimentícia do concreto, tais como fibras de aço e/ou polipropileno.

A adição de fibras de aço ao concreto para reduzir e, em alguns casos, evitar os deslocamentos explosivos que ocorrem em altas temperaturas tem a função primordial de inibir a formação e a propagação de micro-fissuras. Sua maior eficácia ocorre em temperaturas compreendidas entre 300°C e 400°C. Acima destes patamares, as fibras começam a se expandir, devido ao aquecimento e, conseqüentemente, terminam por perder a aderência com a matriz cimentícia, o que pode favorecer o aparecimento de micro-fissuras. Além disto, a adição destas fibras não elimina o risco das explosões em concretos extremamente compactos, pois elas aumentam a resistência a tração do material e acabam ocasionando uma explosão mais violenta, devido a abrupta liberação de grande quantidade de energia [CASTELLOTE et al, 2003].

No caso da adição de fibras de polipropileno, o embasamento técnico para evitar os deslocamentos está fundamentado no fato de que estas fibras derretem com a elevação da temperatura, criando poros adicionais no concreto que podem ser preenchidos pela água evaporada, permitindo a migração dos gases quentes para a superfície da matriz cimentícia, reduzindo assim a poro pressão e, conseqüentemente, a tendência aos deslocamentos [BONOMI, 2001; KALIFA, CHÉNÉ & GALLÉ, 2001; SUN, LUO & CHAN, 2001; TAKANO, 2001; KÜTZING, 2002].

Na temperatura de 160°C as fibras de polipropileno começam a derreter, ficando inicialmente com o aspecto de um líquido viscoso. Este processo proporciona uma gradativa redução do volume ocupado por cada filamento individualmente e, a medida que a temperatura vai aumentando, estes filamentos vão se degradando, até que em ~360°C, os mesmos entram em ignição. Neste momento, os filamentos retornam aos seus materiais constituintes e o produto remanescente de cada filamento individual nada mais é do que fuligem / pó, a qual ocupa

aproximadamente 5% do volume inicial. Os vazios remanescentes criam rotas que permitem a fuga do vapor d'água com o aquecimento e, neste caso, há o relaxamento da poro-pressão, que acaba por minimizar a probabilidade de acontecer deslocamentos explosivos no concreto [KITCHEN, 2001].

Segundo Sun, Luo e Chan [apud Harmathy, 2001], os vazios deixados na matriz cimentícia do concreto de alta resistência, pelo derretimento das fibras de polipropileno, tornam o comportamento deste material frente ao calor mais semelhante ao do concreto de resistência convencional. A adição de fibras pode proporcionar um aumento na resistência à tração e flexão do concreto, consideradas no projeto original e que, após o aquecimento, podem ter significativa redução.

A adição de fibras de polipropileno ao concreto, em quantidade adequada, pode minimizar a tendência a deslocamentos inclusive em túneis onde o fogo é mais severo que nos incêndios hidro-carbônicos ou nos prescritos pela ISO 834. No entanto, algumas evidências têm sugerido que o líquido orgânico formado pelo derretimento pode produzir uma densificação localizada entre 200°C e 300°C, induzindo um efeito contrário, de bloqueio dos poros e aparecimento de micro-fissuras nas regiões próximas as fibras. Estas micro-fissuras permitem a redução da poro-pressão e acabam contribuindo para eliminar o risco de spalling completo da estrutura, até mesmo, para os concretos de alta resistência. Ainda, nas regiões periféricas das fibras tem sido constatada a ocorrência de fissuras nucleadas, o que indica que a quantidade adicionada deve ser cuidadosamente dosada [CASTELLOTE et al, 2003].

Na prática, concretos projetados contendo fibras de polipropileno têm sido correntemente utilizados na Europa como barreira contra o fogo em túneis. Como exemplo dos primeiros projetos em grande escala que contemplaram a adição de fibras de polipropileno para melhorar as propriedades do concreto, pode-se citar a plataforma petrolífera Heidrun, construída no início dos anos 90 e que empregou 23.000 m³ de concreto com fibra de polipropileno [KITCHEN, 2001, KHOURY, 2003b].

Enfim, segundo Kützing [2002], a adição de uma mistura de fibras de aço e polipropileno ao concreto poderia alterar o rompimento repentino dos concretos de alta resistência, durante a elevação da temperatura, pela obtenção de uma curva tensão-deformação semelhante a de concretos de resistência convencional. Na figura 3.11 visualiza-se o diagrama s-e para diferentes concretos, avaliados por este autor. Nota-se que o rompimento brusco do concreto de alta resistência desaparece com a adição de uma mistura de fibras de aço e polipropileno.

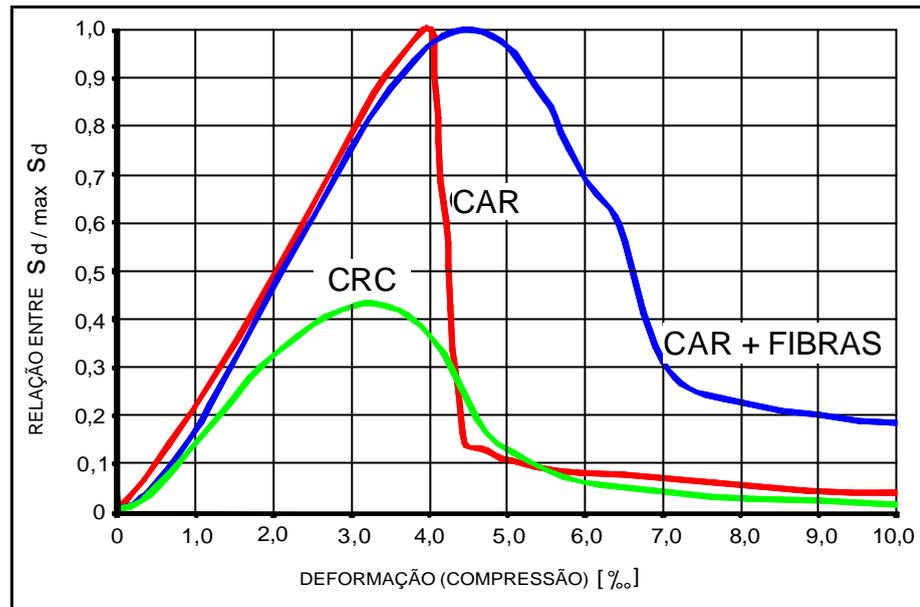


Figura 3.11 - Diagrama s-e para concretos: convencional (CRC), alta resistência (CAR) e alta resistência com fibras de aço e polipropileno (CAR+FIBRAS)

[Fonte: KÜTZING, 2002]

Já, no grupo de alternativas técnicas que poderiam ser sobrepostas aos elementos estruturais em concreto e atuar como proteção passiva e/ou ativa, citam-se:

- ✍ o encapsulamento do elemento estrutural. Esta técnica de proteção passiva pode ser realizada com materiais tradicionais, como alvenarias de blocos cerâmicos e o próprio concreto, ou com materiais mais específicos para esta finalidade como placas rígidas de gesso acartonado e vermiculita, argamassa de asbesto, argamassa ou painel de vermiculita, manta de fibra-cerâmica, manta ou painel rígido de lã de rocha, tinta intumescente e revestimentos fibrosos [MENDES, NETO & SALES, 2002].
- ✍ a utilização de chuveiros automáticos (sprinklers). Este sistema de proteção ativa consiste basicamente de bombas de pressurização e tubulações com alta pressão, cujas saídas apresentam um dispositivo que só entra em funcionamento a partir determinada temperatura, a qual é programada em função da área a ser protegida [KLEIN, 2001].

As argamassas de asbestos são compostas por fibras de amianto e cimento, sendo aplicadas na forma de spray. Durante muitos anos este material foi largamente utilizado como proteção passiva em estruturas de aço, até ser proibido em virtude dos riscos sanitários atribuídos a poeira do amianto, principalmente o amianto azul, cujas fibras são consideradas altamente cancerígenas.

As argamassas ou painéis rígidos de vermiculita são formadas por agregados leves à base de vermiculita, com ponto de fusão próximo a 1370°C. O seu atrativo é a reduzida massa específica. Quando aquecida, perde água, intumescce e expande funcionando como barreira térmica. São encontradas no mercado em forma de flocos, para dosagem na obra, pré-misturada a seco com aditivos e cimento, para posterior adição em água, ou em placas para proteção tipo contorno. O processo de aplicação pode ser feito manualmente ou através de spray [DIAS, 2002].

Estes materiais são aplicados por jateamento tipo spray e, após sua secagem, trabalham monoliticamente com a estrutura, acompanhando as suas movimentações sem a ocorrência de fissuras e desprendimentos, formando um revestimento homogêneo e contínuo que deve preencher todos os cantos e reentrâncias da estrutura, tendo como vantagem o baixo custo. Sua durabilidade deverá ser a mesma da estrutura, sem que haja necessidade de manutenção e permitindo que sejam efetuados reparos manuais com perfeita aderência entre as camadas. Os mesmos não devem ser higroscópicas e nem conter espaços vazios que permitam o alojamento de insetos no seu interior. Sua formulação com fungicidas e bactericidas tem que estabilizar os seus componentes, não permitindo a proliferação de fungos e bactérias [PANNONI, 2002; VARGAS & SILVA, 2003].

As mantas de fibra cerâmica são formadas por um aglomerado de fibras sílico-aluminosas, de baixa densidade, possuindo fibras em várias direções, entrelaçadas por um processo contínuo de agulhamento, conferindo boa resistência ao manuseio e à erosão. Por não serem resistentes à umidade e à abrasão, elas devem ser aplicadas em locais abrigados e protegidos por algum tipo de acabamento superficial [DIAS, 2002].

As mantas ou painéis rígidos de lã de rocha possuem baixa densidade e são produzidas a partir de alterações de pedras basálticas, cujas fibras estão dispostas aleatoriamente e aglomeradas com resina termo-endurecíveis, podendo ser flexíveis, revestidas em uma das faces com tela de arame galvanizado para revestimento de contorno ou rígidas. Não estão sujeitas a reações químicas após sua aplicação ou mesmo quando expostas ao calor [PANNONI, 2002; VARGAS & SILVA, 2003].

As placas de gesso acartonado podem conter fibra de vidro e, em alguns casos, vermiculita. Quando a temperatura estiver entre 90 e 150°C, as ligações químicas existentes no gesso hidratado começam a romper e liberam a água de hidratação. Essa reação absorve energia do fogo e retarda a elevação da temperatura [PANNONI, 2002].

As tintas intumescentes são consideradas como revestimentos fogo-retardantes, visto que retardam a propagação da chama e, conseqüentemente, a elevação de temperatura no elemento que está sendo protegido. A sua composição é formada por polímeros com pigmentos intumescentes que reagem na presença de calor, aumentando o volume e formando uma camada isolante. O calor provoca uma reação em cadeia quando a temperatura atinge 200°C, onde uma fina película de 55 a 2500µm de espessura se transforma em uma volumosa camada, semelhante a uma esponja que tem propriedades de isolamento térmica. Estes produtos são, geralmente, degradáveis na presença de água, necessitando de uma pintura de base e de acabamento compatíveis com a tinta intumescente, quando empregadas em estruturas sujeitas à ação do intemperismo, tais como uma película acrílica ou poliuretânica. Como desvantagem do sistema cita-se o custo elevado, principalmente quando o tempo requerido de resistência ao fogo for superior a 60 minutos [DIAS, 2002; PANNONI, 2002].

Os revestimentos fibrosos consistem em argamassas a base de 80% de gesso, 20% de cimento e minerais inertes, tais como fibras de celulose ou lã de rocha. A água presente no gesso começa a evaporar quando o material é aquecido, retardando a transmissão de calor e propiciando ao material uma considerável resistência térmica. No término do processo de evaporação, o material irá se desintegrar. No entanto, a fim de aumentar a sua eficácia, pequenas fibras são adicionadas ao gesso para deixá-lo mais reforçado e garantir que esta desintegração somente aconteça em altas temperaturas. Este revestimento é importado na forma de pó seco, ao qual se adiciona controladamente água. O revestimento fibroso deve ser utilizado de forma abrigada da ação do intemperismo e não proporciona um acabamento adequado [DIAS, 2002].

Capítulo 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentadas as estratégias experimentais adotadas neste trabalho e detalhadas as etapas do programa experimental concebido, com o intuito de atingir os objetivos definidos no Capítulo 1, bem como comprovar ou refutar as hipóteses de pesquisa. Para cada uma das etapas do trabalho, serão discutidas as variáveis analisadas, apresentadas as justificativas que levaram à escolha dos parâmetros de controle e detalhados os procedimentos de cada um dos ensaios empregados.

4.1 ESTRATÉGIA EXPERIMENTAL

A estratégia experimental adotada nesta pesquisa consistiu basicamente em avaliar as alterações nas propriedades macroestruturais de concretos, em decorrência da elevação de temperatura, ao mesmo tempo em que se buscou elucidar as possíveis causas, em nível microestrutural, que levam a estas alterações.

Como discutido na revisão teórica, a microestrutura do material afeta diretamente o desempenho mecânico em altas temperaturas, especialmente quanto ao deslocamento explosivo (*spalling*). Portanto, no início desta pesquisa, foram moldados concretos com diferentes consumos de cimento e compostos por distintos tipos de agregados graúdos e teores de adições minerais. Obtiveram-se, assim, amostras com diferentes compacidades e composições, permitindo entender como estes fatores contribuem para as alterações nas propriedades do concreto em altas temperaturas.

Além disto, com o intuito de entender melhor os fenômenos envolvidos no processo de degradação, decidiu-se trabalhar não só com amostras de concreto mas também de argamassa e pasta. Isto permitiu avaliar como a introdução de diferentes componentes (agregado graúdo e agregado miúdo) afetava o comportamento das misturas de cimento aquecidas.

Os resultados iniciais obtidos embasaram a escolha de um traço para o prosseguimento da pesquisa. A segunda fase teve por objetivo avaliar medidas para a prevenção de deslocamentos explosivos (*spalling*).

Com este intuito foi selecionado, a partir da análise dos dados obtidos, o traço mais suscetível à ocorrência de *spalling*. Uma vez definido o traço crítico, amostras do mesmo com adição de fibras de polipropileno em diferentes teores e com pontos de fusão distintos, bem como amostras com incorporação de ar em teores variados foram moldadas, com vistas a avaliar a eficiência destas duas alternativas técnicas, do tipo proteção passiva, as quais são comumente indicadas para minimizar o *spalling* no concreto.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Em consonância com a estratégia experimental descrita no item 4.1, foi elaborado o programa experimental, que consistiu de duas etapas.

A Etapa I englobou o conjunto de ensaios executados com o objetivo de avaliar a deterioração sofrida por diferentes tipos de concreto, com composições distintas, em decorrência da exposição a elevadas temperaturas.

Já a Etapa II buscou avaliar medidas para minimizar o *spalling* no concreto frente à exposição a altas temperaturas, através do emprego de fibras de polipropileno e incorporador de ar.

4.2.1 Descrição da Etapa I

Os fatores controláveis adotados nesta etapa foram:

- ✍ temperatura de exposição;
- ✍ tipo de agregado graúdo;
- ✍ tipo e teor de adições minerais;
- ✍ traço do concreto (resistência convencional e alta resistência).

Os níveis para a temperatura de exposição foram: 23°C (testemunhos), 200°C, 400°C, 600°C e 900°C. Estes patamares de temperatura foram escolhidos com base numa análise termo-diferencial preliminarmente realizada em pastas de cimento equivalentes às que seriam avaliadas nesta pesquisa. A interpretação dos resultados, um dos quais é apresentado na figura 4.1, indica que as mudanças na direção da curva ocorrem durante as transformações de fase. Conseqüentemente, admitiu-se que, se os ensaios forem realizados em amostras expostas a temperaturas inferiores e superiores às temperaturas destas transformações, será possível mapear as mudanças que ocorrem na estrutura do concreto no decorrer do aquecimento.

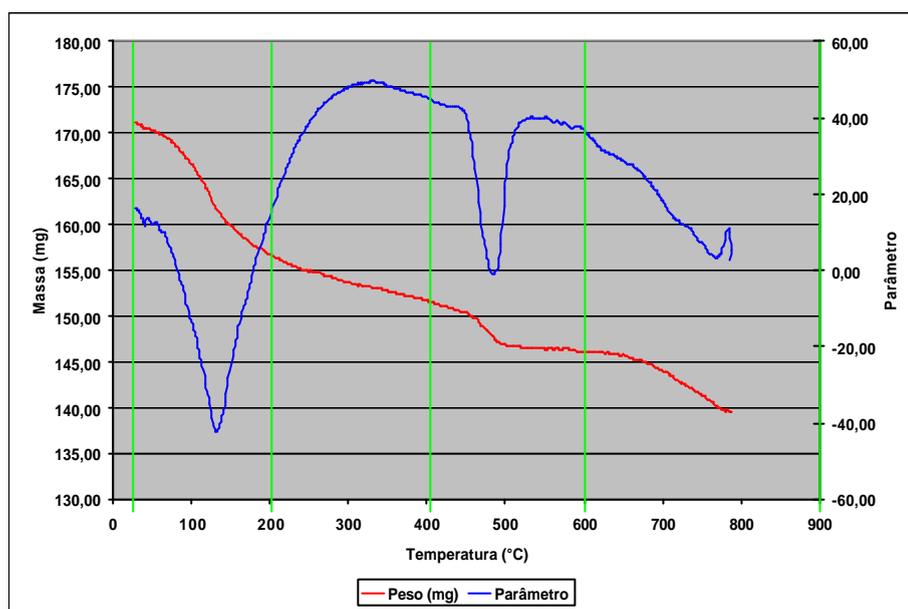


Figura 4.1 - Análise termo-diferencial de uma pasta de cimento de alta resistência

Os agregados graúdos empregados foram o basalto e o granito, uma vez que os mesmos são os agregados mais comumente utilizados na fabricação de concreto em decorrência da fartura que estas rochas são encontradas, especialmente na região de Porto Alegre, local onde foi realizada esta pesquisa. Além disto, o agregado granítico apresenta uma expansão súbita de 0,85% na temperatura de 573°C, conforme explicado anteriormente, despertando dúvidas quanto às conseqüências deste fenômeno no concreto.

As adições minerais escolhidas foram a sílica-ativa e o metacaulim, visto que estes materiais apresentam grande atividade pozolânica e reatividade, além de freqüentemente serem adicionados aos concretos para aumentar a sua compacidade, o que acaba por refinar a estrutura de poros e, provavelmente, a tendência ao spalling. Os teores definidos para os testes foram de 5% e 10%, em conformidade com a faixa de valores comumente utilizada, como discutido em Barata [1998].

A compacidade do concreto foi variada pelo emprego de traços de concreto com diferentes relações água-aglomerante. Estas relações água-aglomerante originaram, respectivamente, concretos de resistência convencional, representando os concretos de baixa compacidade, e concretos de alta resistência, representando os concretos de alta compacidade. Salienta-se que os concretos de alta resistência foram obtidos através do aumento no consumo de cimento, do emprego de adições minerais e da redução da relação água/aglomerante. A combinação de variáveis permitiu avaliar o desempenho de concretos com diferentes níveis de compacidade, especialmente quanto à tendência indicada na literatura de que os concretos com uma estrutura de poros refinada pela ação das adições tendem a serem mais sensíveis ao aquecimento.

A tabela 4.1 apresenta, resumidamente, os níveis dos fatores controláveis investigados na pesquisa. A matriz experimental foi formulada a partir da combinação de todos os níveis das variáveis elegidas para serem investigadas, sendo apresentada na íntegra no Anexo 1. No fluxograma da figura 4.2 pode-se visualizar, esquematicamente, todos os níveis das variáveis de estudo da Etapa I.

Tabela 4.1 - Fatores controláveis da Etapa I

<i>Fatores Controláveis</i>	<i>Níveis</i>
<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	ambiente / 200 / 400 / 600 / 900
<i>Tipo de agregado graúdo</i>	basalto / granito
<i>Tipo de adições minerais</i>	sílica-ativa / metacaulim
<i>Teor das adições minerais [%]</i>	0 / 5 / 10
<i>Compacidade do concreto</i>	alta / baixa (<i>conjunto suplementar</i>)

Para operacionalizar a exploração da matriz experimental, foi selecionado um conjunto de ensaios que permitisse efetuar um mapeamento das evidências plausíveis da variação no comportamento do concreto frente à exposição à temperatura, tanto em nível micro quanto macroestrutural, conforme indicado na figura 4.3. Os ensaios realizados em nível macroestrutural incluíram a resistência à compressão simples, a determinação do módulo de deformação, a absorção por sucção capilar (teste de Kelham), a absorção por imersão e o monitoramento da evolução da temperatura. Em nível microestrutural, os concretos foram avaliados através de microscopia eletrônica de varredura (MEV), as *argamassas* através de dilatometria ao ar e as *pastas de cimento* através de dilatometria ao ar, difração de raios-x (XRD) e análise termo-diferencial (DTA).

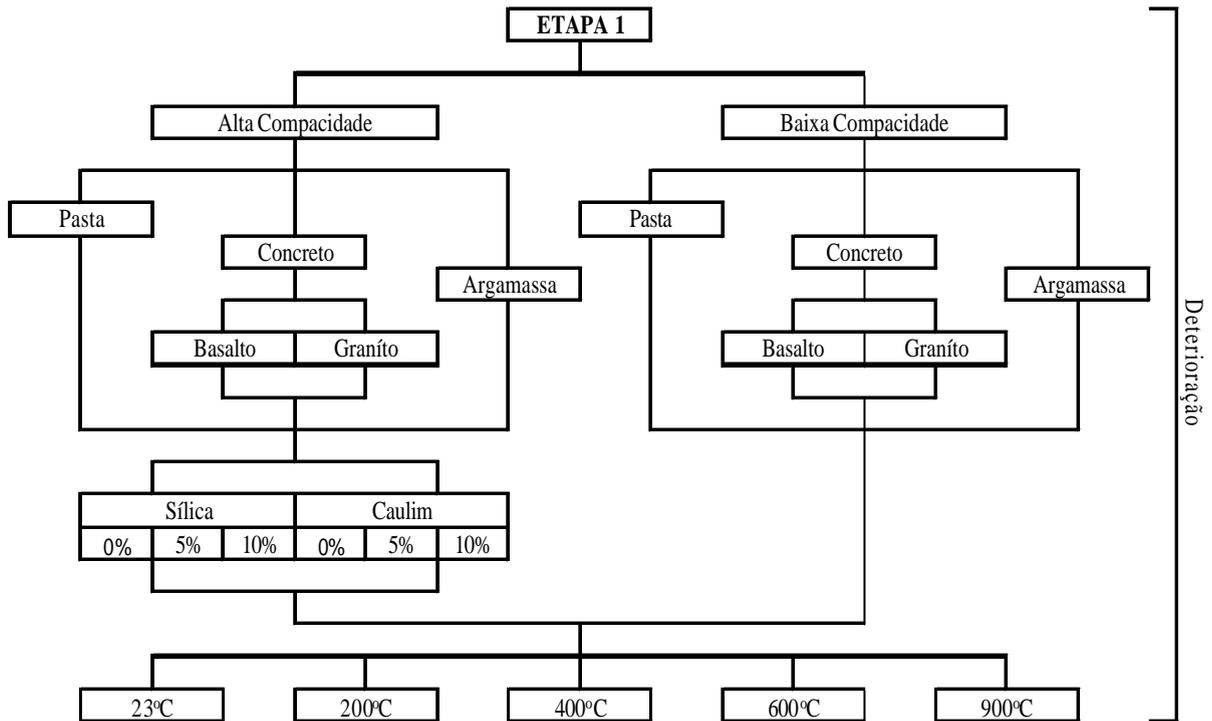


Figura 4.2 - Fluxograma esquemático da matriz experimental desenvolvida na Etapa I

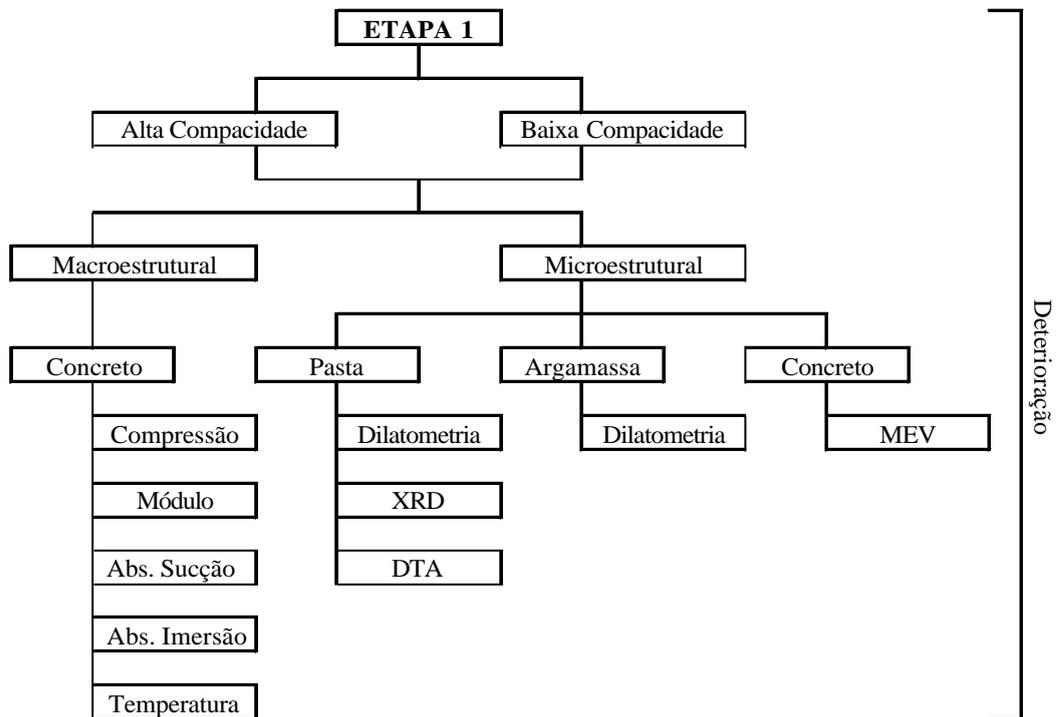


Figura 4.3 - Fluxograma esquemático do programa experimental da Etapa I

4.2.2 Descrição da Etapa II

A Etapa II foi dedicada à investigação da eficiência de medidas potenciais para minimizar os riscos de deslocamentos explosivos (spalling) no concreto, durante o processo de aquecimento. Nesta etapa, conforme mencionado no item 4.1, foi escolhido como referência o traço mais sensível à ação das altas temperaturas, dentre os avaliados na Etapa I. Alguns mecanismos de proteção passiva foram então testados para verificar se os mesmos eram capazes de melhorar o desempenho deste traço. Os fatores controláveis nesta etapa foram:

- ✍ temperatura de exposição,
- ✍ tipo de proteção passiva.

Os níveis da temperatura de exposição foram os mesmos adotados na Etapa I.

Dois tipos de proteção passiva foram contemplados: emprego de diferentes fibras de polipropileno e de aditivo incorporador de ar. O aditivo incorporador de ar foi escolhido uma vez que, segundo Castellote et al [2003], os mesmos poderiam contribuir para a redução da poro-pressão e eventual liberação do vapor gerado durante o aquecimento, por aumentar o número de vazios na matriz cimentícia.

A escolha das fibras de polipropileno, assim como a definição dos teores de fibra a adotar, foi embasada numa detalhada análise da literatura na área, com destaque para os dados publicados por Anderberg [1997], Sun, Luo e Chan [2001], Takano [2001], Kützing [2002], Castellote et al [2003], Khoury [2003b] e Lima et al [2003]. Um aspecto interessante deste tipo de proteção é que a presença das fibras no concreto, antes do aquecimento, traz efeitos positivos, pois colabora para controlar as retrações e as fissurações.

Foram analisados diferentes tipos de fibra com o intuito de verificar se as propriedades intrínsecas da fibra poderiam influenciar de maneira diferenciada a eficiência deste tipo de proteção passiva, à medida que houvesse o acréscimo na temperatura. A diferenciação entre as fibras de polipropileno (A / B / C) encontra-se detalhada no item 4.3.1 e foi realizada em função do seu diâmetro e ponto de fusão. O teor de adição à mistura foi de 3.0 kg/m^3 .

Os teores de aditivo incorporador de ar foram 0.100 kg/m^3 , 0.05 kg/m^3 e 0.025 kg/m^3 .

Na tabela 4.2 são apresentados resumidamente os fatores controláveis desta etapa da pesquisa, mas no Anexo 1 encontra-se a combinação de todos os níveis das variáveis estudadas.

Tabela 4.2 - Fatores controláveis da Etapa II

<i>Fatores Controláveis</i>	<i>Níveis</i>
<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	ambiente / 200 / 400 / 600 / 900
<i>Tipo de proteção passiva</i>	fibra polipropileno (A # B # C) / incorporador ar
<i>Teor incorporador de ar [kg/m³]</i>	0.100 / 0.050 / 0.025

Novamente, foram moldadas argamassas e pastas de cimento, com o intuito de verificar a influência isolada de cada uma das fases do concreto a fim de compreender o comportamento global. Na figura 4.4 apresenta-se o fluxograma dos fatores controláveis desta etapa da pesquisa.

Similarmente ao que ocorreu na etapa I, foram selecionados alguns ensaios adequados para avaliar a eficiência dos diferentes mecanismos de proteção do concreto. O único ensaio que não foi repetido nesta etapa foi o de difração de raios-x, visto que não se esperava que o mesmo apresentasse alterações significativas de resultados, pois tanto as fibras de polipropileno quanto o aditivo incorporador de ar são elementos inertes na matriz cimentícia.

Na figura 4.5 observa-se um fluxograma esquemático dos ensaios realizados nesta etapa.

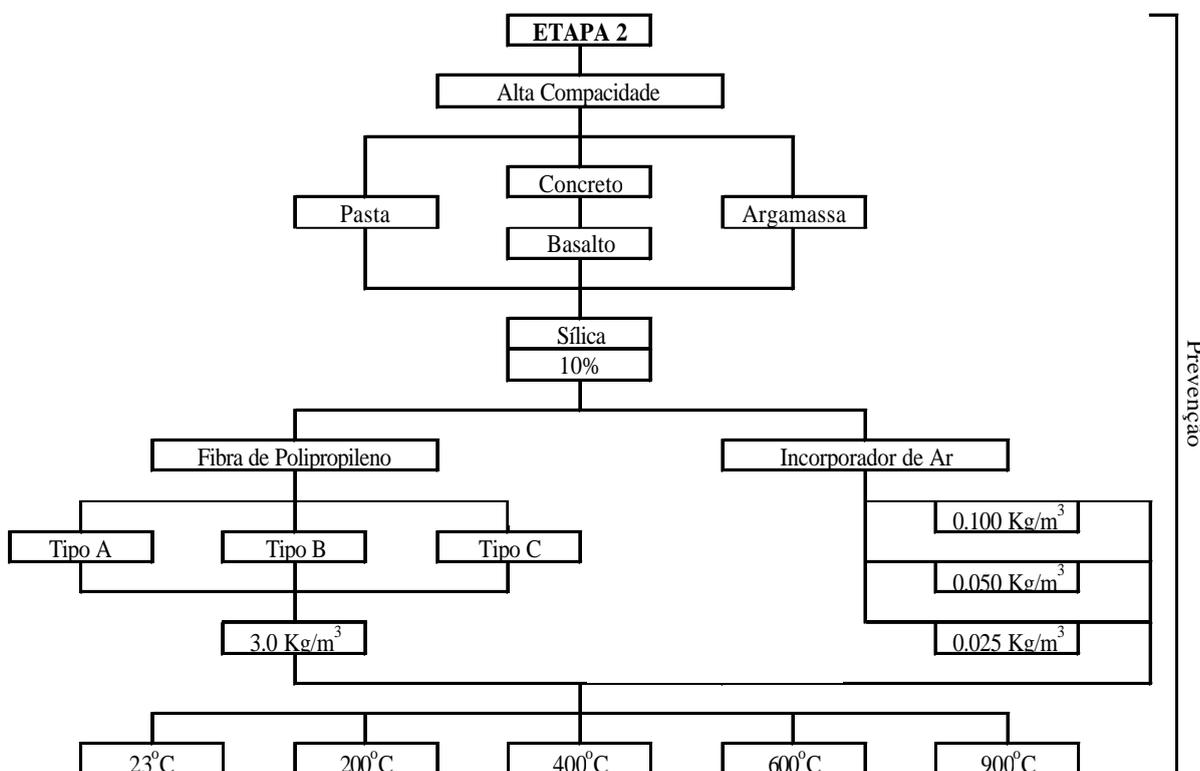


Figura 4.4 - Fluxograma esquemático da matriz experimental na Etapa II

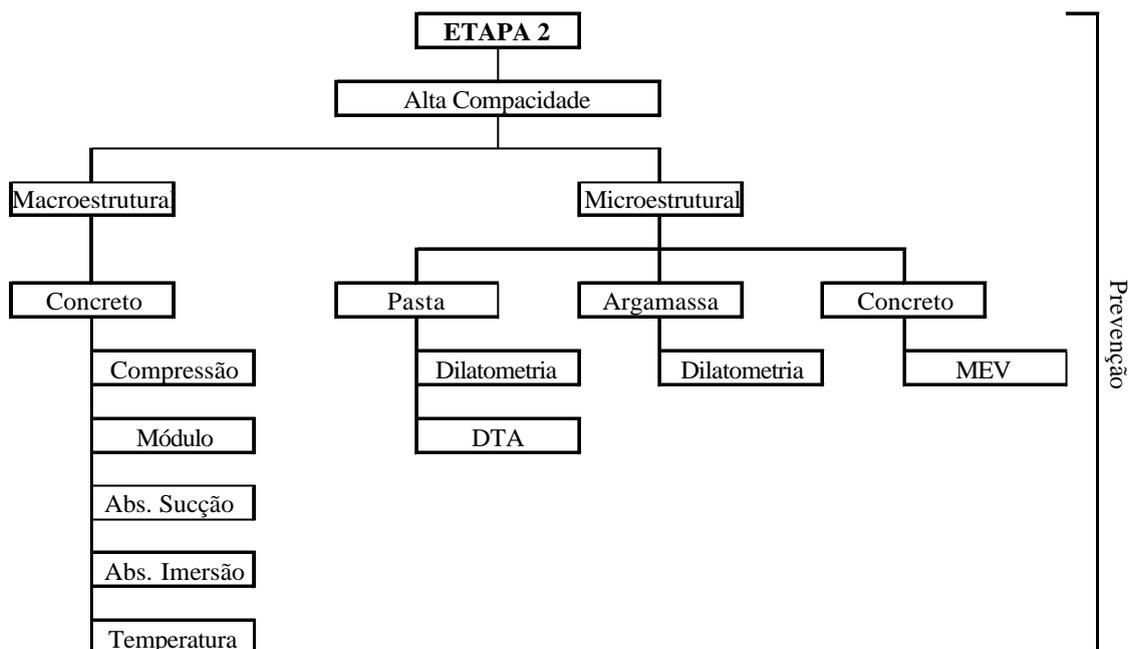


Figura 4.5 - Fluxograma esquemático do programa experimental na Etapa II

4.3 PROCEDIMENTOS PARA A CONFECÇÃO DO CONCRETO

Neste item serão apresentados os materiais utilizados nesta pesquisa e as suas respectivas propriedades. Além disto, serão discutidos os traços avaliados em cada etapa da pesquisa e os procedimentos adotados para a moldagem e cura dos corpos-de-prova.

4.3.1 Materiais: Seleção e Caracterização

Os materiais utilizados na pesquisa foram os comumente empregados para a confecção de concretos na região sul do Brasil.

Aglomerante

O aglomerante cimentício empregado nos ensaios foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI). Sua escolha foi determinada pela sua maior pureza (o baixo teor de adições inertes facilita o mapeamento por difratometria de raios-x) e pela rapidez de ganho de resistência, o que dá maior agilidade para a execução dos ensaios em laboratório. Todo o cimento utilizado foi proveniente de um mesmo lote.

A tabela 4.3 apresenta as características físicas e mecânicas do mesmo, fornecidas pelo fabricante.

Tabela 4.3 - Características físicas e mecânicas do cimento (dados do fabricante)

<i>Características</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Valor</i>	<i>NBR5733 / 91</i>
<i>Físicas</i>	<i>Perda ao Fogo</i>	2,83 %	< 4,50 %
	<i>Finura (resíduo na peneira 200)</i>	0,10 %	< 6,00 %
	<i>Tempo de início de pega</i>	6 h 20 min	> 1 h (pega normal)
	<i>Tempo de fim de pega</i>	7 h 05 min	< 10 h
<i>Mecânicas</i>	<i>Resistência à compressão</i>	3d 30 MPa	3d > 24 MPa
		7d 34 MPa	7d > 34 MPa
		28d 40 MPa	28d ***

Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado foi areia média de origem natural, extraída do rio Jacuí na região metropolitana de Porto Alegre / RS.

A sua caracterização foi realizada segundo os preceitos das normas *NBRNM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica* [ABNT, 2003] e *NBR 9775: Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman* [ABNT,1987]. Na tabela 4.4, apresenta-se a sua caracterização.

Tabela 4.4 - Composição granulométrica do agregado miúdo

<i>Abertura peneira [mm]</i>	<i>9,5</i>	<i>4,8</i>	<i>2,4</i>	<i>1,2</i>	<i>0,6</i>	<i>0,3</i>	<i>< 0,15</i>
<i>% Retida Média</i>	0,00	0,80	3,90	6,80	16,60	46,20	25,70
<i>% Retida Acumulada</i>	0	1	5	12	28	74	100
<i>Dimensão Máxima Característica</i>				[mm]		2,4	
<i>Módulo de Finura</i>						2,20	
<i>Massa Específica</i>				[g/cm ³]		2,65	

Agregado Graúdo

Conforme justificado anteriormente, foram utilizados dois tipos de agregado graúdo natural nesta pesquisa, o agregado basáltico e o agregado granítico.

Os ensaios para as suas respectivas caracterizações foram baseados nas normas *NBRNM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica* [ABNT, 2003] e *NM 53: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água* [ABNT, 2002a]. A caracterização destes agregados encontra-se na tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Composição granulométrica dos agregados graúdos

Agregado	Abertura peneira [mm]	19	12,5	9,5	4,8	2,4	1,2
Basáltico	% Retida	0,00	37,37	36,22	22,17	2,49	1,74
	% Retida Acumulada	0	37	74	96	98	100
Granítico	% Retida	0,73	55,07	37,73	6,19	0,20	0,07
	% Retida Acumulada	1	56	94	100	100	100
Basáltico	<i>Dimensão Máxima Característica</i>				[mm]	19,0	
	<i>Massa Específica Seca</i>				[g/cm ³]	2,86	
Granítico	<i>Dimensão Máxima Característica</i>				[mm]	19,0	
	<i>Massa Específica Seca</i>				[g/cm ³]	2,63	

Adições Superpozolânicas

Na presente pesquisa foram empregadas como adições minerais a sílica-ativa e o metacaulim. A sílica-ativa é um subproduto da indústria siderúrgica oriunda do processo de produção de ligas de silício. A mesma é constituída de partículas esféricas amorfas e com diâmetro médio de 0,1µm. Além da alta reatividade com os produtos de hidratação do cimento Portland, proporciona um melhor empacotamento das partículas de cimento, fazendo deste material um produto largamente utilizado na produção do concreto de alta resistência [BARATA, 1998].

O metacaulim consiste num material alumino-silicoso oriundo da calcinação de argilas caulínicas em temperaturas que variam de 600°C a 900°C. A forma e a distribuição granulométrica das partículas e a compatibilidade com outros materiais, o elevado índice de refração e a alta refletância conferem a este material uma grande aplicabilidade industrial, bem como na construção civil [DAVIES, 1985].

Água

Foi utilizada água da rede de abastecimento local, com características de potabilidade, isenta de matérias orgânicas e impureza.

Aditivo Superplastificante

Utilizou-se na pesquisa um aditivo superplastificante de última geração, formado por moléculas a base de éter carboxílico modificado, que proporcionam à mistura um alto poder de fluidificação. A opção por adicionar aditivo químico às misturas advém do fato de que a produção de concretos especiais, tais como os concretos de alta resistência, demanda um maior consumo de cimento e adições ativas, os quais aumentam o teor de finos da mistura.

Este consumo elevado requer uma maior quantidade de água para alcançar uma trabalhabilidade adequada. O emprego de aditivo permite compensar a perda de trabalhabilidade, devido à grande quantidade de finos, e evitar o acréscimo de água na mistura, de forma a não prejudicar a resistência e prover durabilidade ao concreto. Além do mais, a eficiência dos finos como pontos de nucleação adicionais é auxiliada pelo uso de superplastificante.

Fibra de Polipropileno

A adição fibrosa avaliada como proteção passiva ao concreto foi fibra de polipropileno. Foram analisadas fibras com diâmetro de 18 e 29 micra, ponto de fusão de 150°C e 161°C, e comprimento de 12 mm a fim de averiguar se existe algum efeito na minimização do spalling decorrente de alterações nas propriedades das mesmas. A tabela 4.6 apresenta de forma sistematizada as diferentes fibras adotadas e suas respectivas propriedades.

Tabela 4.6 – Propriedades das fibras de polipropileno empregadas na pesquisa

<i>Fibra de Polipropileno</i>		<i>Tipo A</i>	<i>Tipo B</i>	<i>Tipo C</i>
<i>Diâmetro</i>	[μm]	18	18	29
<i>Comprimento</i>	[mm]	12	12	12
<i>Ponto de Fusão</i>	[°C]	161	150	150

Nas figuras 4.6 e 4.7 são apresentadas as análises calorimétricas diferenciais (DSC) das fibras de polipropileno avaliadas nesta pesquisa.

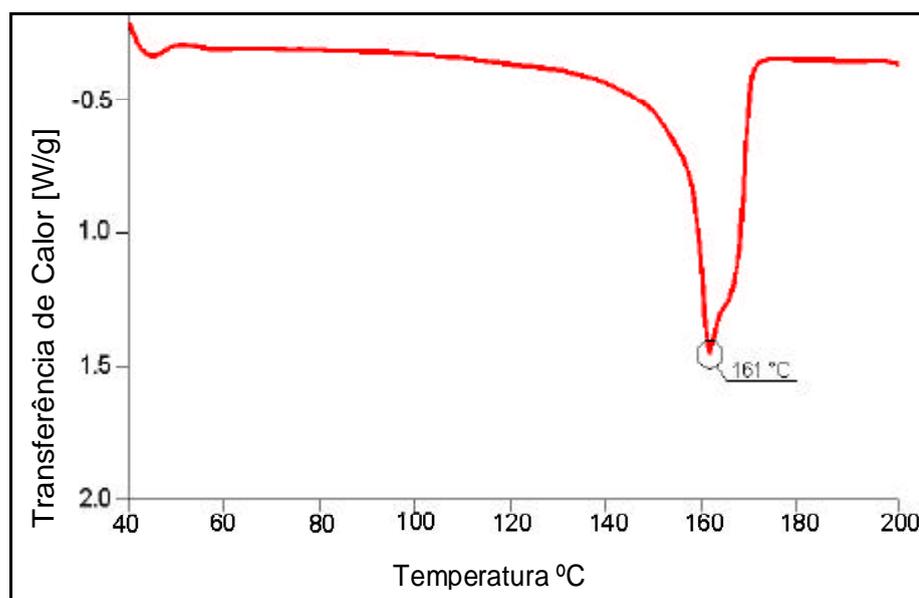


Figura 4.6 – DSC da fibra de polipropileno tipo A

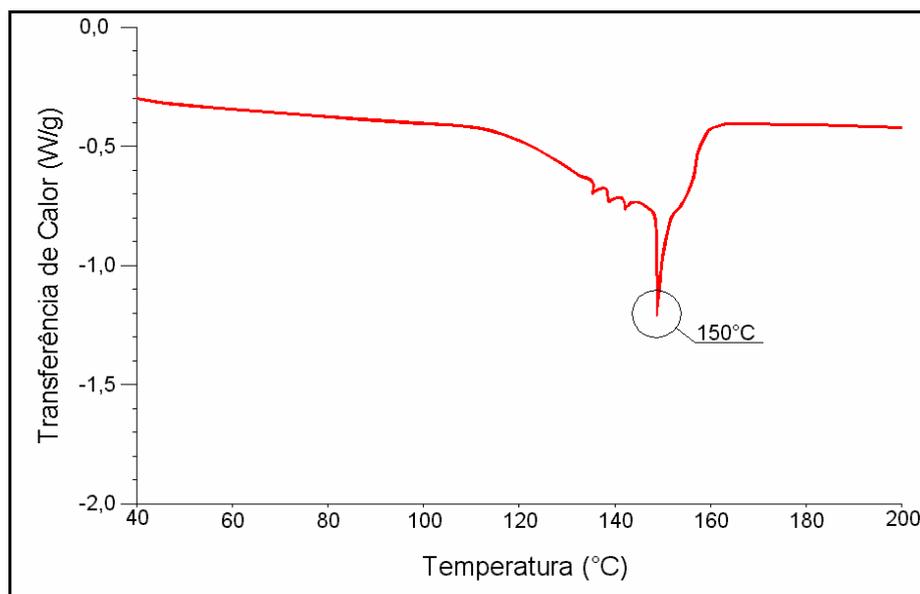


Figura 4.7 – DSC das fibras de polipropileno tipo B e C

Incorporador de Ar

Foi empregado um aditivo incorporador de ar comercial, indicado pelo fabricante como adequado para a aplicação pretendida, pois colabora para fluidificar o concreto, reduzir sua densidade e incorporar bolhas de ar em teores acima de 35%. Cabe salientar que este nível de incorporação de ar é bastante elevado, o que torna este aditivo compatível com os utilizados para a produção de alguns concretos leves.

4.3.2 Definição dos Traços

A estratégia experimental definida para esta pesquisa, a qual foi detalhada no item 4.1, contempla a produção de concretos, argamassas e pastas de cimento para a confecção dos corpos-de-prova necessários aos diferentes ensaios a serem realizados neste trabalho.

Entretanto, salienta-se que as argamassas e pastas não reproduzem exatamente as fases presentes nos concretos equivalentes, devido às dificuldades em reproduzi-las de forma isolada. De qualquer forma, a definição dos traços de pastas e argamassas foi feita de forma criteriosa, buscando obter materiais cujas propriedades fossem semelhantes às dos concretos ensaiados.

A seguir, são apresentados os traços empregados para fabricação de cada um destes materiais.

Concreto

Os traços dos concretos produzidos nesta pesquisa não foram obtidos através de métodos convencionais de dosagem, pois os requisitos do programa experimental definido se limitavam à produção de concretos de diferentes compacidades (normal e alta), representando os concretos de resistência convencional e alta resistência, respectivamente. Desta forma, tomou-se como base os traços utilizados em estudos previamente realizados por Lima et al [2003], sendo os mesmos ajustados em conformidade com as variáveis de estudo.

A incorporação das adições ativas ao concreto foi efetuada por substituição em massa, sendo fixada uma relação água/aglomerante (a/ag) de 0.70 para os concretos de resistência convencional e de 0.30 para os concretos de alta resistência.

A trabalhabilidade dos concretos foi mantida através do emprego do aditivo superplastificante. Salienta-se que os concretos contendo fibras de polipropileno da *Etapa II* apresentaram problemas de trabalhabilidade durante a confecção e moldagem dos corpos-de-prova, tornando-se necessário aumentar o teor de aditivo superplastificante nos grupos correspondentes. As tabelas 4.7 e 4.8 apresentam os traços dos concretos empregados, respectivamente, nas *Etapas I e II* do trabalho.

Tabela 4.7 – Traços dos concretos da Etapa I

<i>Grupo</i>	<i>Concreto (Etapa I)</i>					
	<i>1 / 2</i>	<i>3 / 10</i>	<i>4 / 9</i>	<i>5 / 12</i>	<i>6 / 11</i>	<i>7 / 8</i>
<i>Cimento (kg/m³)</i>	451,31	443,79	436,52	444,44	437,78	269,61
<i>Agregado Miúdo (kg/m³)</i>	722,10	710,06	698,43	711,10	700,45	911,28
<i>Agregado Graúdo (kg/m³)</i>	1.173,41	1.153,85	1.134,95	1.155,54	1.138,23	1.180,89
<i>Água (l/m³)</i>	135,39	139,79	144,05	140,00	144,47	188,73
<i>Super Plastificante (kg/m³)</i>	4,51	4,65	4,80	4,66	4,81	-
<i>Sílica-Ativa (kg/m³)</i>	-	22,19	43,65	-	-	-
<i>Metacaulim (kg/m³)</i>	-	-	-	22,22	43,78	-

Tabela 4.8 – Traços dos concretos da Etapa II

<i>Concreto (Etapa II)</i>					
<i>Cimento (kg/m³)</i>	<i>Agregado Miúdo (kg/m³)</i>	<i>Agregado Graúdo (kg/m³)</i>	<i>Água (l/m³)</i>	<i>Sílica-Ativa (kg/m³)</i>	
436,52	698,43	1.134,95	144,05	43,65	
<i>Grupo</i>	<i>13 / 14 / 15</i>	<i>16</i>	<i>17</i>	<i>18</i>	<i>19</i>
<i>Fibra de Polipropileno (kg/m³)</i>	2,72	-	4,08	-	-
<i>Incorporador de ar (kg/m³)</i>	-	0,100	-	0,050	0,025
<i>Super Plastificante (kg/m³)</i>	8,90	4,80	9,60	4,80	4,80

Argamassas e Pastas de Cimento

Para moldar as argamassas e as pastas de cimento, com características semelhantes às presentes no concreto original, foi necessário ajustar o traço do concreto, retirando os agregados da mistura.

O ajuste da relação água/aglomerante dos traços foi feita baseada numa estimativa da quantidade de água que seria absorvida ou ficaria adsorvida à superfície dos agregados durante o processo de mistura. Desta forma esperava-se obter misturas com características similares às dos concretos utilizados.

Uma maior precisão não era necessária pois o objetivo primordial não era estudar um traço em particular mas coletar informações, de forma genérica, sobre como a presença dos agregados graúdos e miúdos afetava o comportamento das misturas. Nas tabelas 4.9 e 4.10, encontram-se os traços das argamassas e pastas avaliadas.

Tabela 4.9 – Traços das pastas de cimento

<i>Grupo</i>	<i>Pastas de Cimento</i>							
	<i>I: 1 / 2</i>	<i>I: 3 / 10</i>	<i>I: 4 / 9</i>	<i>I: 5 / 12</i>	<i>I: 6 / 11</i>	<i>I: 7 / 8</i>	<i>II: 14</i>	<i>II: 19</i>
<i>Cimento (kg/m³)</i>	451,31	443,79	436,72	444,44	437,78	269,61	436,52	436,52
<i>Água (l/m³)</i>	104,03	107,41	110,74	107,57	111,01	145,01	110,64	110,64
<i>Sup. Plastif.(kg/m³)</i>	4,51	4,65	4,80	4,66	4,81	-	4,80	4,80
<i>Sílica-Ativa (kg/m³)</i>	-	22,19	43,65	-	-	-	43,65	43,65
<i>Metacaulim (kg/m³)</i>	-	-	-	22,22	43,78	-	-	-

Tabela 4.10 – Traços das argamassas

<i>Grupo</i>	<i>Argamassas</i>							
	<i>I: 1 / 2</i>	<i>I: 3 / 10</i>	<i>I: 4 / 9</i>	<i>I: 5 / 12</i>	<i>I: 6 / 11</i>	<i>I: 7 / 8</i>	<i>II: 14</i>	<i>II: 19</i>
<i>Cimento (kg/m³)</i>	451,31	443,79	436,72	444,44	437,78	269,61	436,52	436,52
<i>Agr. Miúdo (kg/m³)</i>	722,10	710,06	698,43	711,10	700,45	911,28	698,43	698,43
<i>Água (l/m³)</i>	133,25	137,58	141,77	137,80	142,19	185,75	141,77	141,77
<i>Sup. Plastif.(kg/m³)</i>	4,51	4,65	4,80	4,66	4,81	-	4,80	4,80
<i>Sílica-Ativa (kg/m³)</i>	-	22,19	43,65	-	-	-	43,65	43,65
<i>Metacaulim (kg/m³)</i>	-	-	-	22,22	43,78	-	-	-

4.3.3 Processo de Mistura

A mistura dos concretos foi realizada mecanicamente, com auxílio de uma betoneira intermitente de queda livre, com eixo inclinado. A imprimação da betoneira foi feita com uma argamassa de cimento e areia, na proporção 1:3, e relação água/aglomerante similar à do traço a ser executado.

Os materiais foram dosados em massa, sendo adotada a seguinte ordem de colocação:

- ✍ 100% do agregado graúdo;
- ✍ 2/3 da água de amassamento;
- ✍ 100% do cimento e da adição mineral;
- ✍ 100 % do aditivo superplastificante;
- ✍ 2/3 do agregado miúdo
- ✍ 1/3 da água de amassamento
- ✍ 1/3 do agregado miúdo
- ✍ fibras de polipropileno ou incorporador de ar (quando necessário).

Após a adição do aditivo superplastificante, mantinha-se a mistura em agitação por 2 minutos antes da colocação da areia, a fim de garantir uma adequada dispersão do aditivo e maximizar a sua eficácia. A colocação de todos os materiais demandava aproximadamente 5 minutos. A mistura era então agitada por mais 5 min. Após a mistura, para cada betonada, era determinada a consistência do concreto, de acordo com a *NBRNM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone* [ABNT, 1998], cujos valores encontram-se na tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Consistência dos concretos

Grupo	I: 1	I: 2	I: 3	I: 4	I: 5	I: 6	I: 7	I: 8	I: 9	I: 10
<i>Abatimento (mm)</i>	220	230	235	205	200	190	135	75	235	210
Grupo	I: 11	I: 12	II: 13	II: 14	II: 15	II: 16	II: 17	II: 18	II: 19	
<i>Abatimento (mm)</i>	195	210	34	46	81	193	23	207	229	

As misturas de argamassa e pasta foram realizadas em conformidade com as indicações da *NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência* [ABNT, 2002c]. Foi empregada uma argamassadeira com capacidade nominal de 5 litros para a moldagem, sendo adotado como parâmetro de controle das argamassas e pastas produzidas a média da resistência a compressão de dois corpos-de-prova 5 x 10 cm, cujos valores encontram-se na tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Resistência a compressão das pastas e argamassas.

Grupo	I: 1 / 2	I: 3 / 10	I: 4 / 9	I: 5 / 12	I: 6 / 11	I: 7 / 8	II: 14	II: 19
<i>Argamassa (MPa)</i>	73,07	***	60,52	***	***	26,74	54,16	17,15
<i>Pastas (MPa)</i>	80,98	52,76	62,03	52,20	41,71	32,95	76,70	26,53

4.3.4 Moldagem dos Corpos-de-Prova

Para a realização dos ensaios de compressão simples, módulo de deformação, absorção por sucção capilar e absorção por imersão foram moldados corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões de 100 mm x 200 mm, de acordo com a *NBR 5738: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto* [ABNT, 1984]. O processo de compactação foi realizado com auxílio de vibrador tipo agulha, com diâmetro de 25 mm.

Para os ensaios de difração de raios-x, dilatometria ao ar e análise termo-diferencial, moldaram-se corpos-de-prova prismáticos, com dimensões de 10 x 10 x 60 mm (vide figura 4.8), sendo o processo de compactação manual. Para fins de controle tecnológico das argamassas e pastas de cimento produzidas foram moldados dois corpos-de-prova cilíndricos de cada traço, com dimensões de 50 mm x 100 mm.



Figura 4.8 – Processo de moldagem dos cps prismáticos de argamassas e pasta

4.3.5 Cura dos Corpos-de-Prova

Após a desforma, todos os corpos-de-prova foram armazenados em câmara úmida, a uma temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa superior a 95%. Os mesmos foram mantidos em cura, nestas condições, até o sétimo dia subsequente à concretagem. Concluído este período inicial de cura, os corpos-de-prova foram armazenados em câmara climatizada durante 21 dias, a uma temperatura de $23^\circ \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade de 70%, com a finalidade de reduzir o seu teor de umidade.

Esta medida foi tomada pois se acreditava que, se o grau de umidade fosse elevado, a baixa permeabilidade do concreto de alta resistência poderia causar efeitos deletérios muito intensos no material, durante o processo de aquecimento. Isto poderia mascarar os resultados, apontando para problemas de deslocamentos mais sérios do que os que seriam normalmente enfrentados por estruturas com concretos em condições de umidade relativa mais brandas. Cabe salientar que, em túneis, é bastante plausível que se encontram concretos em condição de quase saturação, que potencialmente seriam mais sensíveis à degradação por spalling.

4.4 MÉTODO DE EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

A metodologia de exposição dos corpos-de-prova a temperaturas elevadas consistiu em colocá-los em um forno elétrico, com grande capacidade de aquecimento, a fim de simular a quantidade de calor a que o elemento estrutural estaria sujeito se estivesse em uma situação real de incêndio.

A opção por este tipo de exposição foi motivada pela possibilidade de exercer um controle mais preciso sobre a temperatura de exposição, e pela facilidade de ajuste da temperatura para vários patamares. Procedimentos similares foram adotados nas pesquisas realizadas por Lima [2001], Takano et al [2001] e Sun, Luo e Chan [2001].

O equipamento empregado, mostrado na figura 4.9, consiste num forno elétrico com potência de 18 kW/h, com controlador automático de temperatura digital e precisão de 1°C, com programação de aquecimento e resfriamento, que pode aplicar temperaturas de até 1050°C.



Figura 4.9 – Forno elétrico empregado para o aquecimento das amostras

A taxa de aquecimento adotada em todos os ensaios foi de 27.4 °C/min, valor que se encontra em conformidade com as observações feitas por Anderberg [2003b], referente à taxa média de acréscimo na temperatura, prevista na curva de incêndio-padrão da ISO 834, para os primeiros 30 minutos de ensaio.

Uma vez atingido o patamar de temperatura desejado (200°C, 400°C, 600°C ou 900°C), os corpos-de-prova foram mantidos nesta temperatura durante 30 minutos, tempo mínimo que se esperaria que uma estrutura resistisse ao fogo e em que acontecem os principais deslocamentos.

Ao término deste intervalo, os cps foram retirados do forno e deixados resfriar ao ar livre. Quando a temperatura dos mesmos se aproximava de 100°C, os cps eram colocados em uma câmara climatizada selada, modelo FEUTRON KPK 200, como mostrado na figura 4.10. Na câmara as amostras eram mantidas a uma temperatura de 95°± 1°C e umidade relativa de 10%. Isto evitava que os corpos-de-prova se re-hidratassem até o momento do ensaio. Este cuidado foi tomado a fim de padronizar as condições de resfriamento, pois estas muitas vezes são negligenciadas em pesquisas desta natureza, o que pode ocasionar distorções importantes nos resultados, como discutido no capítulo 2.



Figura 4.10 – Câmara climatizada utilizada para armazenar os corpos-de-prova em condição desidratada até o momento dos ensaios

4.5 DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS EMPREGADOS

A seguir, descreve-se cada um dos ensaios realizados nesta pesquisa, explicando de forma sucinta seu mecanismo de funcionamento, bem como discutindo as contribuições esperadas dos mesmos para determinar e quantificar as alterações que ocorrem na microestrutura e/ou na macroestrutura de concretos sujeitos a elevações bruscas de temperatura.

4.5.1 Resistência Mecânica

O ensaio de resistência à compressão simples foi adotado como parâmetro para determinar a resistência mecânica residual de concretos expostos a diferentes patamares de temperatura.

Os ensaios foram realizados 24 horas após o aquecimento, em uma prensa hidráulica SHIMADZU, monitorada por computador, com capacidade de 2000 kN. Os procedimentos de ensaio foram baseados na *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos cilíndricos* [ABNT, 1994a], sendo a carga máxima o parâmetro utilizado para o controle da qualidade do concreto. Os dados coletados permitiram o cálculo da resistência à compressão simples, obtida a partir da média dos resultados dos ensaios de três corpos-de-prova.

4.5.2 Módulo de Deformação

O módulo de deformação secante foi um dos parâmetros adotados para determinar as propriedades macroestruturais do concreto em diferentes patamares de temperatura. Salienta-se que não foi possível obter dados para as amostras aquecidas a 900°C, devido à degradação acentuada de grande parte dos corpos-de-prova.

A metodologia para realização dos testes foi a mesma adotada nos ensaios de resistência à compressão simples, sendo o procedimento de ensaio baseado na *NBR 8522: Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação* [ABNT, 2002b]. Durante o ensaio, os deslocamentos (?) foram medidos por intermédio de transdutores de deslocamento linear (*LVDTs – Linear Variable Differential Transformers*), conforme pode ser visualizado na figura 4.11. O ensaio foi controlado pelos deslocamentos, sendo adotado uma velocidade de 0,6 mm / minuto. A aquisição dos dados foi automatizada, por meio do uso de um computador conectado à prensa. O módulo de deformação foi calculado conforme sugerido pela *NBR 8522: Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação* [ABNT, 2002b].



Figura 4.11 – Ensaio para determinar o módulo de deformação.

4.5.3 Absorção

Os ensaios normalizados brasileiros, para determinação da absorção de água no concreto, são prescritos pela *NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica* [ABNT, 1990a] e pela *NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos: determinação da absorção de água por capilaridade* [ABNT, 1990b].

Além destes métodos normalizados, existe um método não-normalizado de absorção por sucção capilar, proposto por Kelham [1988], que frequentemente é empregado para determinar a absorção por capilaridade. Acredita-se que este método tenha mais sensibilidade para avaliar as alterações microestruturais na rede de poros do concreto, bem como mensurar o efeito da adição de fibras de polipropileno com o intuito de aliviar as tensões internas que surgem durante o aquecimento.

No programa experimental do presente trabalho, decidiu-se adotar o ensaio não-normalizado de Kelham (denominado ensaio de absorvidade) e o ensaio normalizado de absorção por imersão. Esperava-se que o ensaio de absorção por imersão fornecesse a taxa de absorção de água da amostra, enquanto o ensaio de absorvidade possibilitaria determinar a demanda capilar de água dos vários concretos ensaiados, parâmetros importantes para embasar qualquer tentativa de elucidar os fatores que favorecem ou não a ocorrência do spalling.

Ensaio de Absorção por Sucção Capilar - Absortividade

Como dito anteriormente, o método adotado no ensaio de absorção de água por capilaridade foi baseado no método original proposto por Kelham (1988). No entanto, para realizar o ensaio num intervalo de tempo menor, reduziu-se a espessura do corpo-de-prova de 50 para 25 mm, conforme sugerido por Gopalan [1996]. Para garantir que a exposição ao calor das amostras usadas no ensaio fosse semelhante à incidente nos corpos-de-prova utilizados para os demais ensaios, decidiu-se que as amostras seriam retiradas de corpos-de-prova cilíndricos de 100 x 200 mm, previamente expostos a altas temperaturas.

Os procedimentos adotados para a execução do ensaio foram os seguintes:

- ✍ após a exposição dos corpos-de-prova a diferentes patamares de temperatura, serrou-se uma fatia com 25 mm de espessura da base da amostra. Para cada condição de exposição, foram ensaiadas duas amostras, sendo uma de cada corpo-de-prova;
- ✍ inicialmente, as amostras serradas foram mantidas ao ar, para que pudessem perder a água adquirida durante o processo de corte. Procedeu-se então à pesagem das mesmas em balança digital, com 0,01g de precisão, para determinar a massa inicial;
- ✍ após 1 hora, as amostras foram armazenadas em estufa, à temperatura de 110°C, para secagem até a constância de massa, que corresponde a uma diferença de 0,1% entre pesagens sucessivas, efetuadas num intervalo de 24 horas;
- ✍ após obtenção de constância de massa, procedeu-se ao resfriamento das amostras até a temperatura ambiente;
- ✍ em seguida, realizou-se a impermeabilização das faces laterais de cada corpo-de-prova, com resina epóxi, a fim de garantir o fluxo unidirecional da água. A secagem da resina foi realizada em câmara climatizada, à temperatura de 60°C e umidade relativa de 10%, para evitar qualquer variação na massa das amostras. Salienta-se que foram tomados cuidados para evitar que a resina atingisse a face inferior e superior das amostras, principalmente a inferior, para que não houvesse redução da área de contato com a água;

- ✍ uma vez polimerizada a resina, fixou-se na face superior da amostra (face serrada) uma placa de PVC contendo um furo no centro, no qual se encaixava uma mangueira de 4 mm de diâmetro. O objetivo deste dispositivo foi estabelecer um equilíbrio de pressão entre a atmosfera e a região entre a placa e a face da amostra;
- ✍ ao término destas etapas, deu-se início ao ensaio propriamente dito. O mesmo foi realizado em uma câmara climatizada, à temperatura de $23^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade de 70%. O sistema empregado na execução do ensaio era composto de uma caixa plástica contendo água e uma balança hidrostática. Acoplou-se uma bandeja à balança para que os corpos-de-prova permanecessem imersos durante as pesagens, como pode ser observado na figura 4.12;
- ✍ medidas sucessivas do ganho de massa dos cps foram realizadas, em intervalos de 2, 5, 15, 30, 60, 120, 360, 480 e 1440 minutos. A partir de então realizaram-se pesagens em intervalos sucessivos de 24 horas até que ocorresse a saturação do corpo-de-prova, ou seja, quando a variação de massa foi inferior a 0,1%. Salienta-se que a massa inicial não foi coletada, dada a dificuldade em equilibrar a balança e o corpo-de-prova submerso em um intervalo de tempo reduzido;
- ✍ os valores de ganho acumulado de massa foram graficados em função da raiz quadrada do tempo. De acordo com o princípio do ensaio, é necessário, neste gráfico, determinar o ponto de inflexão resultante do ajuste de duas retas, estabelecidas por regressão linear simples. Uma reta caracteriza a fase de absorção inicial, enquanto a outra marca a fase de saturação. O ponto de encontro das retas, denominado ponto de saturação ou “nick point”, corresponde ao tempo necessário para que ocorra a saturação efetiva do corpo-de-prova.
- ✍ determinou-se, então, para cada amostra, a taxa de absorção, em $\text{g}/(\text{cm}^2\text{h}^{1/2})$ (valor obtido pela divisão da inclinação da reta, correspondente à fase de absorção inicial, pela área da seção transversal do corpo-de-prova, dada em centímetros quadrados), e a resistência capilar, em h/m^2 (obtida ao elevar ao quadrado o valor da divisão do valor do ponto de saturação, no eixo das abscissas, pela espessura média do corpo-de-prova, em metros).

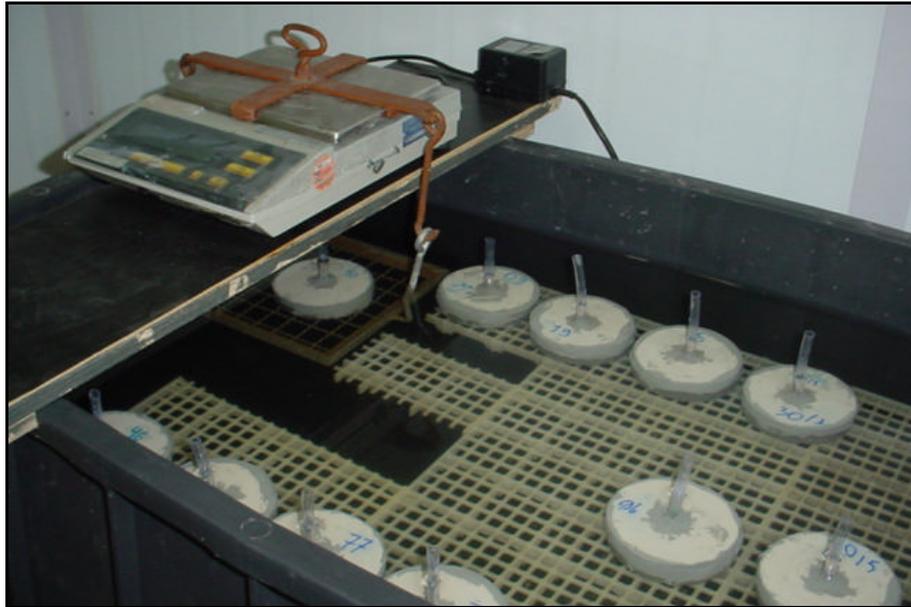


Figura 4.12 – Ensaio de absorção por sucção capilar

Ensaio de Absorção por Imersão

Este ensaio foi realizado em corpos-de-prova de 100 x 200 mm, submetidos a diferentes patamares de temperatura. O parâmetro fornecido pelo mesmo é a taxa de absorção das amostras e os procedimentos adotados para a sua execução se conformaram com a norma *NBR 9778: Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por imersão - índice de vazios e massa específica* [ABNT, 1990a].

Na figura 4.13 é possível visualizar o andamento do ensaio, durante a saturação dos corpos-de-prova, no instante em que os mesmos estavam com $\frac{1}{2}$ de sua altura imersa.



Figura 4.13 – Aspecto do ensaio de absorção por imersão em andamento

4.5.4 Difração de Raios X (XRD)

Para monitorar as modificações da microestrutura foi empregado o ensaio de difração de raios X, que permite a identificação direta dos cristais presentes, possibilitando acompanhar as mudanças que ocorrem com os mesmos à medida que as amostras são submetidas a diferentes patamares de temperatura.

O ensaio está baseado no fenômeno físico da difração, que ocorre devido à diferença de fase entre duas ou mais ondas que percorrem caminhos ópticos diferentes. Os fótons de raios X, ao incidirem em um cristal, são difratados por uma rede cristalina e, posteriormente, captados e processados por circuitos eletrônicos, sendo o sinal resultante plotado em um gráfico, cujos eixos coordenados são a intensidade da radiação difratada e o ângulo de difração (2 θ). Este gráfico, chamado difratograma, irá possibilitar a identificação dos cristais presentes no material, pois cada fase produz um difratograma típico, sendo a intensidade de cada pico proporcional à concentração dos respectivos cristais na mistura [STUTZMAN, 1996].

Dentre as vantagens deste tipo de ensaio para avaliação de estruturas afetadas por altas temperaturas se incluem o seu caráter não destrutivo e a necessidade de pequenas quantidade de material para a análise [GOLDSTEIN et al, 1977; JOY, ROMIG Jr. & GOLDSTEIN, 1989].

Para realização deste ensaio, amostras da pasta de cimento aquecidas a diferentes patamares de temperaturas foram retiradas dos corpos-de-prova de 10 x 10 x 60 mm. As mesmas foram moídas e peneiradas, sendo analisadas as partículas passantes na peneira número 200.

O pó obtido foi prensado, para fabricar uma pastilha com resistência mecânica suficiente para que a análise possa ser realizada. As pastilhas empregadas tinham uma polegada de diâmetro e três milímetros de espessura. O procedimento de prensagem deve ser executado com extremo cuidado, uma vez que o tamanho das partículas do pó e a densidade do material compactado interferem nos resultados da análise, e os efeitos da texturização podem determinar intensidades extremamente dependentes dos ângulos.

O ensaio de difração de raios-X foi realizado somente nas pastas de cimento moldadas na *Etapa I*. O equipamento utilizado para as análises, cedido pelo *Laboratório de Materiais Cerâmicos* da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, foi um Difratômetro de Raios X, marca Phillips X'Pert, modelo MPD, mostrado na figura 4.14. O aparelho opera com um tubo que possui alvo de cobre.

O tratamento dos dados foi realizado com auxílio dos softwares Phillips X'Pert Graphics Identify e Profit Profile. Na tabela 4.13 são apresentados os parâmetros adotados na realização do ensaio.



Figura 4.14 – Equipamento utilizado no ensaio de difração de raios-X

Tabela 4.13 - Parâmetros de ajuste do equipamento para a realização do ensaio

<i>Parâmetro</i>	<i>Janelas</i>	<i>Ângulo</i>	<i>Passo</i>	<i>Tempo</i>	<i>Duração</i>	<i>Speeling</i>
<i>Ajuste</i>	1/2	5 a 55	0,010	1s	1h23min	Ligado

4.5.5 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A microscopia eletrônica de varredura é uma das ferramentas mais versáteis e mundialmente utilizadas para análises microestruturais, uma vez que a mesma permite o estudo da morfologia e da composição física e biológica dos materiais. O objetivo de realizar este ensaio foi identificar as alterações morfológicas, minerais e/ou texturais dos concretos ao serem submetidos a elevações de temperatura em diferentes patamares.

O ensaio foi realizado no *Centro de Microscopia Eletrônica* da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, num microscópio eletrônico de varredura com faixa de magnificação variável entre 18 e 300 mil vezes. As amostras de concreto para o ensaio foram extraídas dos corpos-de-prova ensaiados à compressão simples, que haviam sido previamente expostos aos diferentes patamares de temperatura. A preparação das amostras para a análise consistiu em retirar a umidade do concreto, com auxílio de acetona, seguida de banho de solução de ouro, para metalização da superfície.

4.5.6 Dilatometria ao Ar

Este ensaio foi realizado no *Laboratório de Materiais Cerâmicos* e consiste numa técnica através da qual monitora-se a variação dimensional de um corpo-de-prova no decorrer do tempo, na medida em que se impõe ao mesmo um gradiente de temperatura. O objetivo do ensaio era mapear as movimentações térmicas diferenciais sofridas pelas amostras com a variação de temperatura, bem como verificar se existe alguma diferença no comportamento das argamassas em relação às pastas de cimento.

Para o ensaio utilizaram-se corpos-de-prova de argamassa e pasta de cimento, com dimensões de 10 x 10 x 60 mm, que não haviam sofrido aquecimento prévio. Os mesmos foram aquecidos num Dilatômetro Harrop, mostrado na figura 4.15, a uma taxa de 10°C/min, até a temperatura de 900°C, sendo mantidos neste patamar durante 30 min. O resfriamento das amostras se deu ao ar.

Devido a problemas com o equipamento, o ensaio só pode ser realizado em alguns dos corpos-de-prova de argamassa e pasta de cimento, apresentados na tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Corpos-de-prova ensaiados à dilatométrica ao ar

Grupo	Argamassa / Pasta de Cimento					
	I - 1	I - 2	I - 4	I - 9	II - 14	II - 19

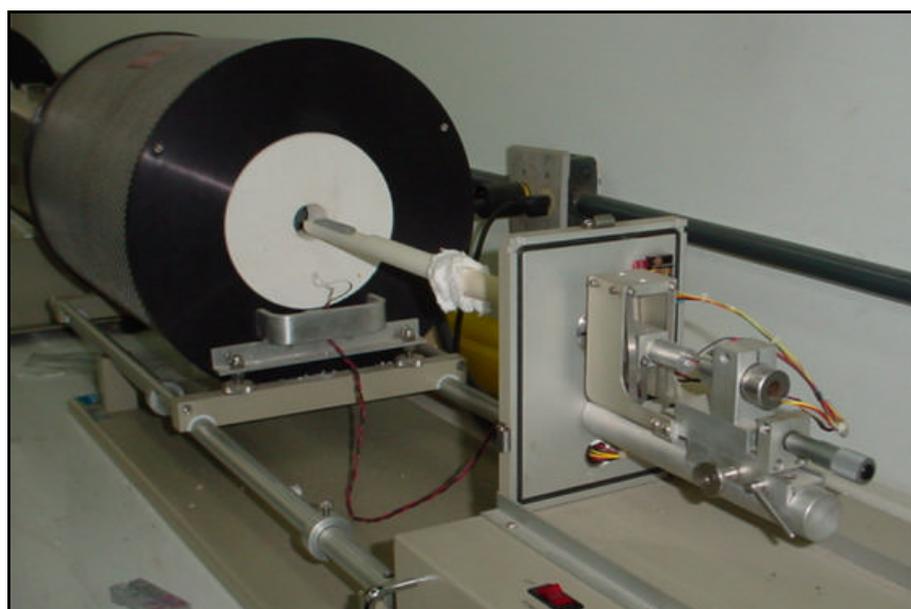


Figura 4.15 – Equipamento utilizado no ensaio de dilatométrica ao ar

4.5.7 Análise Termo-Diferencial (DTA)

Este ensaio consiste em aquecer um determinado material até uma temperatura pré-determinada, sob ação de uma taxa de aquecimento controlada. No decorrer do processo é efetuado o registro dos fenômenos térmicos que acompanham a amostra, tais como liberação de calor (reação exotérmica) ou absorção de calor (reação endotérmica).

O objetivo principal do ensaio foi mapear as reações químicas ou transformações de fases que ocorrem nas amostras. Este ensaio foi realizado antes da formulação do programa experimental, com a finalidade de identificar as faixas de temperatura mais indicadas para a matriz experimental, conforme discutido no item 4.1.1.

Na figura 4.16 visualiza-se o equipamento utilizado para este ensaio, disponibilizado pelo *Laboratório de Materiais Cerâmicos*.



Figura 4.16 – Equipamento utilizado no ensaio de análise termo-diferencial

Para o ensaio, amostras de algumas pastas de cimento, que não haviam sido submetidas a aquecimento prévio, foram moídas e peneiradas numa peneira de abertura de $74\mu\text{m}$ (200mesh), para posterior aquecimento até a temperatura de 900°C , a uma taxa de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. As pastas ensaiadas foram as listadas na tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Corpos-de-prova ensaiados à análise termo-diferencial

<i>Grupo</i>	<i>Pasta de Cimento</i>					
	I - 1	I - 2	I - 4	I - 9	II - 14	II - 19

4.5.8 Monitoramento da Temperatura

O monitoramento da temperatura teve por objetivo determinar como ocorre a transmissão de calor através do concreto durante o processo de aquecimento dos corpos-de-prova. Este ensaio foi realizado em apenas alguns corpos-de-prova cilíndricos de 100 x 200 mm, aquecidos à temperatura de 900°C, conforme pode ser visualizado na figura 4.17.

Para a medição das temperaturas foram utilizados termopares tipo K, ou seja, sensores com faixa de medição entre -90°C e 1380°C, que possuíam linearização por software. A precisão de leitura dos mesmos era de $\pm 1^\circ\text{C}$.

Foram utilizados dois termopares por corpo-de-prova, posicionados no centro e na metade da distância entre o centro e a superfície dos mesmos, aproximadamente nos terços médios da altura, ou seja, a 50 e 25 mm ao longo do diâmetro e a 70 e 140 mm ao longo da altura, respectivamente.



Figura 4.17 – Sistema de monitoramento da temperatura

As leituras dos termopares, que permitiram traçar as curvas de aquecimento, foram coletadas através de um sistema de aquisição de dados, denominado Fieldlogger, que é conectado a um computador e permite o monitoramento contínuo de temperatura através do registro da leitura dos termopares.

Este equipamento possui 8 canais de entrada e é gerenciado por um software que opera sobre a plataforma Windows. Os dados adquiridos são registrados em computador, através do software Fieldchart, o qual apresenta, em tempo real, a evolução das temperaturas no decorrer do tempo, em forma de gráficos.

Capítulo 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados oriundos do programa experimental conduzido e suas respectivas análises.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como evidenciado no capítulo 4, vários ensaios foram realizados nesta pesquisa, com diferentes objetivos. Nem todos os resultados obtidos eram adequados para realização de análises estatísticas. Os ensaios que receberam este tipo de abordagem foram a compressão simples, o módulo de deformação, a absorção por imersão e a absorção por sucção capilar. Os demais ensaios, por suas características peculiares, foram interpretados de forma comparativa ou qualitativa.

Em relação à análise estatística, cabe salientar que os dados extraídos dos ensaios foram inicialmente filtrados com o intuito de identificar e eliminar os valores atípicos, sendo os critérios deste tratamento preliminar descritos a seguir:

- ✍ **Critério 1:** os dados numéricos coletados foram considerados suspeitos quando o valor absoluto da variável de resposta subtraído da média de suas repetições era maior que o desvio padrão;
- ✍ **Critério 2:** uma vez identificados os valores suspeitos, foram calculados as novas médias e os novos desvios padrões dos grupos sem considerar estes valores suspeitos. A seguir, procedeu-se novamente a subtração da variável de resposta suspeita pela nova média calculada, sendo classificado como valor espúrio o resultado cujo valor absoluto ultrapassasse duas vezes o novo desvio padrão.

Após o tratamento preliminar, os dados foram analisados pelo método estatístico de *Análise da Variância (ANOVA)*. A ANOVA é empregada para identificar se os valores da variável de resposta, medidos nos diversos níveis do fator controlável (variáveis de estudo), diferem entre si, sendo adequado para extrair a tendência de comportamento das amostras.

Este tipo de procedimento permite comparar os valores de uma variável de resposta medida em diversos grupos, determinando se há ou não diferenças significativas entre as médias dos grupos, onde cada nível do fator controlável estudado configura um grupo.

A comparação de vários grupos está baseada na relação da *variabilidade das médias entre os grupos* com a *variabilidade das observações dentro dos grupos*. O efeito de um determinado fator controlável sobre uma variável de resposta é determinado a partir de uma comparação entre valores calculados (*Fcalculado*) e valores tabelados (*Ftabelado*) obtidos de uma função de distribuição de probabilidade de Fischer, sendo os valores do *Ftabelado* estabelecidos para um determinado nível de significância, 5% (valor comumente adotado na engenharia civil). Um fator irá influenciar significativamente os resultados se o *Fcalculado* for maior do que o *Ftabelado* [RIBEIRO, 1996]. Em suma, este tipo de abordagem permite identificar quais os parâmetros de controle estatisticamente significativos.

Para operacionalizar a análise utilizou-se como ferramenta o software *Statística*.

Nos itens a seguir apresentam-se os gráficos que representam a tendência de comportamento das variáveis que foram estatisticamente definidas como significativas. Para o entendimento destes gráficos, torna-se importante ressaltar que eles unificam a tendência de comportamento a partir da média de todos os valores obtidos nos ensaios, para cada fator controlável. Os resultados detalhados de cada análise, com o grau de significância atribuído a cada um dos parâmetros de controle, podem ser encontrados no Anexo III.

Salienta-se que a análise dos ensaios de absorção por sucção capilar e absorção por imersão contém alguns gráficos incompletos nas temperaturas de 600 e 900°C, devido à ocorrência de spalling explosivos em todas as amostras de alguns grupos nesta temperatura, o que impediu a realização dos ensaios. A ausência destes valores não permitiu extrair a linha de tendência de alguns fatores controláveis, pois a análise de variância só pode ser executada para matrizes quadradas e não é possível estipular um valor para a resistência capilar e taxa de absorção dos corpos-de-prova que explodiram.

Isto obviamente influenciou a significância de algumas variáveis, de forma que os gráficos apresentados para estes ensaios, contendo as tendências dos fatores controláveis e suas interações, tiveram de ser escolhidos em função da sua potencialidade em explicar o comportamento dos diferentes concretos nos ensaios de resistência mecânica e módulo de deformação, e não propriamente pela significância apresentada durante a análise estatística. Acredita-se que esta decisão não comprometeu a qualidade das conclusões obtidas, uma vez o objetivo principal dos ensaios de absorção por sucção capilar e por imersão era embasar e/ou elucidar os resultados dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade, os quais permitiram uma análise estatística completa.

5.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA - ETAPA I: ANÁLISE DE FATORES INFLUENTES NA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO A ALTAS TEMPERATURAS

Esta etapa visava avaliar a deterioração sofrida por concretos com diferentes composições, na medida em que ocorrem incrementos de temperatura.

A análise estatística desta etapa teve de ser realizada subdividindo os dados em dois conjuntos, denominados *Principal I* e *Suplementar I*, como indicado na tabela 5.1.

No conjunto *Principal* estavam todos os grupos de concretos de alta resistência (nível *alto* do fator controlável *compacidade do concreto*).

No grupo *Suplementar* estavam apenas os concretos de resistência convencional (nível *baixo* do fator controlável *compacidade do concreto*), cujos fatores controláveis eram a *temperatura de exposição* e o *tipo de agregado graúdo*. Neste caso, os resultados foram comparados com os concretos de alta resistência sem adições minerais (grupos I-1 e I-2).

Tabela 5.1 – Grupos que integraram a análise estatística da Etapa I

<i>Conjunto Principal</i>				
I - 1	I - 2	I - 3	I - 4	I - 5
I - 6	I - 9	I - 10	I - 11	I - 12
<i>Conjunto Suplementar</i>				
I - 1	I - 2	I - 7	I - 8	

5.2.1 Análise dos Dados de Resistência à Compressão: Conjunto Principal I

Na figura 5.1 é possível observar que, conforme o esperado, a resistência à compressão dos concretos de alta resistência decresce na medida em que ocorre o incremento de temperatura. Esta redução tem intensidade mais baixa até temperaturas da ordem de 400°C, porém acima deste patamar a curva de redução adquire características exponenciais.

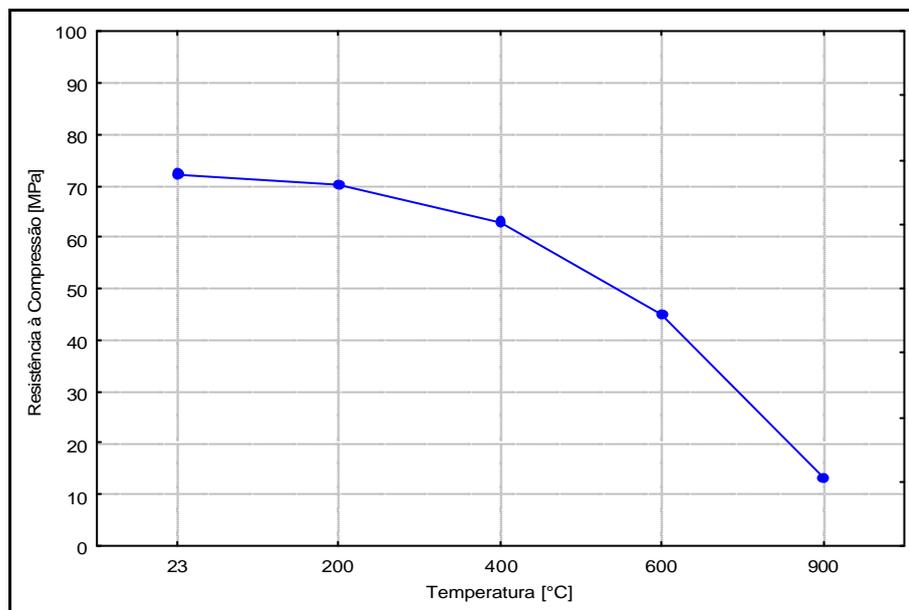


Figura 5.1 – Influência da temperatura de exposição na resistência à compressão do concreto

Já a tabela 5.2 apresenta os fatores de redução (FR) para cada patamar de temperatura, calculados a partir dos dados experimentais. Com base nestes resultados, já é possível inferir a necessidade da adoção de critérios, durante a fase de projeto de estruturas em concreto armado, que considerem os danos causados por incêndios nos elementos estruturais, visto que estes não se limitam a deslocamentos explosivos em determinados concretos em função da sua composição, mas também a uma sensível redução na resistência a compressão, para todos os tipos de concreto ensaiados, quando temperaturas mais elevadas são atingidas.

Além disto, fica evidenciado que a resistência do concreto não é muito prejudicada até temperaturas próximas a 400°C, de forma que é possível concluir que a adoção de medidas de proteção ativas ou passivas que impeçam que a temperatura na matriz do concreto supere este patamar são excelentes alternativas técnicas quando se deseja que uma estrutura em concreto armado não sofra danos consideráveis se for atingida por incêndios. Salienta-se, entretanto, que estudos mais específicos sobre o comportamento de estruturas em concreto armado diante de elevadas temperaturas devem ser conduzidos, com a intenção de avaliar possíveis efeitos de escala.

Tabela 5.2 – Fator de redução da resistência a compressão para diferentes temperaturas

<i>Temperatura</i>	<i>200°C</i>	<i>400°C</i>	<i>600°C</i>	<i>900°C</i>
<i>Fator de Redução (FR)</i>	0,97	0,87	0,62	0,18

Com base na figura 5.2 é possível concluir ainda que esta redução na resistência ocorre independentemente do tipo de agregado graúdo adicionado à mistura de concreto. Além disto, os resultados evidenciam que não há diferenças consideráveis entre os fatores de redução para os dois tipos de agregados avaliados nesta pesquisa, salvo na temperatura de 200°C, na qual, para os concretos confeccionados com agregado basáltico, houve um acréscimo de 7% na resistência à compressão em relação aos testemunhos (temperatura ambiente), o que justifica o fato da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” ter sido considerada estatisticamente significativa.

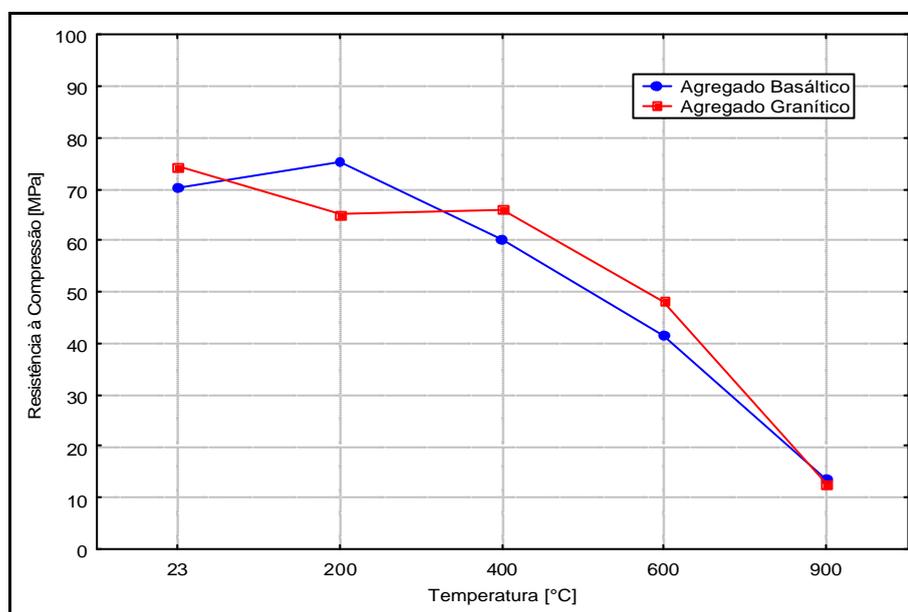


Figura 5.2 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão

Este comportamento diferenciado poder ser resultado de um ruído experimental nos resultados, que não conseguiu ser eliminado durante o tratamento dos valores atípicos. Entretanto, no decorrer da análise deste conjunto de concretos, ao comparar-se esta tendência aos resultados da figura 5.4, apresentada logo a seguir, observa-se que quase todos os concretos contendo agregado basáltico sofreram um pequeno ganho de resistência na temperatura de 200°C ou que os concretos apresentaram um comportamento diferenciado na faixa de 200 a 600°C, para ambos os tipos de agregado graúdo. Pode-se então levantar a hipótese de que este tipo de comportamento seja devido a um processo tardio de hidratação estimulado pela temperatura, tendência que já havia sido constatada experimentalmente por

Lima [2001]. Cabe lembrar, com base em dados publicados por Neville [1997], que isto pode ter acontecido porque os concretos ensaiados são jovens. Concretos com idades mais avançadas não apresentariam este comportamento, pois teriam tido tempo para desenvolvimento das reações químicas. De qualquer forma, acredita-se que seria interessante realizar estudos específicos para avaliar este fenômeno, inclusive quanto à influência do tipo de agregado.

Analisando a figura 5.3 pode-se destacar que o tipo e o teor das adições minerais incorporadas à mistura influenciam significativamente a resistência a compressão dos diferentes tipos de concreto. O exame dos dados obtidos para cada uma das adições, em seus respectivos teores, indicou que a resistência dos concretos de alta resistência com adição de metacaulim apresenta uma curva de queda muito similar à dos concretos sem adição mineral, para quase todos os patamares de temperatura. Ou seja, ao contrário do esperado, a adição de metacaulim não acarretou incrementos na resistência à compressão, tendência que se manteve praticamente para todas as temperaturas. De fato, como se pode observar no gráfico, na temperatura ambiente, a adição de 10% de metacaulim causou até uma pequena queda na resistência. Todavia, como os valores estão dentro da faixa de variabilidade do ensaio, esta tendência não pode ser estatisticamente confirmada. De qualquer forma, pode-se admitir que o metacaulim usado no experimento praticamente não afetou a resistência do concreto, embora tenham se mostrado mais influente em termos de redução da taxa de absorção e aumento da resistência capilar, como será visto no item 5.2.7.

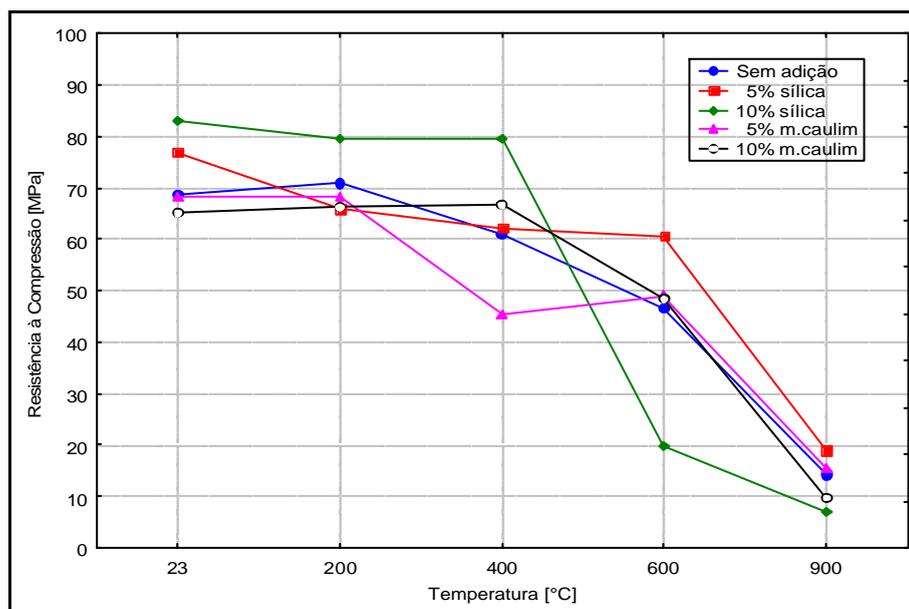


Figura 5.3 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral” na resistência à compressão

Já os concretos com adição de sílica-ativa apresentaram algumas peculiaridades em determinadas temperaturas, que merecem uma análise mais específica. Em primeiro lugar, na temperatura ambiente, observa-se que os concretos com adição de sílica-ativa foram os que apresentaram as maiores resistências. De fato, os incrementos de resistência foram diretamente proporcionais aos teores de adição, o que vem ao encontro da revisão bibliográfica efetuada.

Os concretos com 5% de sílica-ativa apresentaram, como particularidade, uma resistência mecânica superior aos demais concretos nas temperaturas de 600 e 900°C. Além disso, até 600°C, a sua resistência apresentou apenas uma ligeira queda de 21% (FR = ~0,79).

Quanto aos concretos com 10% de sílica-ativa, constata-se que, até 400°C, a sua resistência praticamente não sofreu alteração (FR = ~0,96). A partir deste patamar, todavia, houve uma queda brusca, sendo atingidos fatores de redução de 0.24 para 600°C e de 0.08 para 900°C. Esta mudança brusca de comportamento decorre da grande incidência de deslocamentos explosivos, nestes patamares de temperatura.

Com base na tabela 5.3, pode-se avaliar a quantidade de corpos-de-prova que sofreram deslocamentos explosivos durante o aquecimento em relação a quantidade total de corpos-de-prova do grupo. Constatou-se que teores mais elevados de adição mineral favoreceram o spalling e, além disso, que houve uma interação entre o tipo e teor de adição mineral, e o tipo de agregado graúdo. Os concretos com sílica-ativa no teor de 10% e agregado basáltico foram os que mais experimentaram o fenômeno, seguido dos concretos com metacaulim no teor de 10% e agregado basáltico, demonstrando que o refinamento da estrutura de poros reduz espaços e dificulta a liberação da poro-pressão acumulada durante o processo de aquecimento.

Tabela 5.3 – Incidência de spalling nos concretos de alta compactidade

	<i>Sem Adição</i>	<i>Sílica-Ativa [5%]</i>	<i>Sílica-Ativa [10%]</i>	<i>Metacaulim [5%]</i>	<i>Metacaulim [10%]</i>
<i>Agregado Basáltico</i>	0 / 47	1 / 47	17 / 47	1 / 47	9 / 47
<i>Agregado Granítico</i>	3 / 47	1 / 47	2 / 47	0 / 47	4 / 47

Além disso, as amostras contendo agregado basáltico se mostraram mais suscetíveis ao spalling que as com agregado granítico, o que pode estar associado a:

- ☞ compactidade do próprio agregado, uma vez que concretos contendo agregados com menor índice de vazios deveriam absorver a maior parte do vapor gerado

durante o processo de aquecimento em sua matriz cimentícia, enquanto concretos contendo agregados com maior índice de vazios poderiam se valer de um alívio das pressões geradas durante a evaporação dos gases quentes, caso parte deste vapor fosse absorvido pelo próprio agregado;

- ✎ a uma maior densidade do agregado basáltico, o que pode tornar este agregado mais suscetível à deterioração térmica, tendência já observada por Hasparyk (2001), em testes térmicos realizados para verificar a suscetibilidade de agregados à reação álcali-agregado;
- ✎ uma desagregação intensa do agregado basáltico durante o processo de aquecimento, o que estaria contribuindo para elevar as tensões internas no concreto e, conseqüentemente, ocasionando os deslocamentos explosivos;
- ✎ mudança de fase do agregado granítico em 573°C com ligeira expansão, o que estaria contribuindo para incrementar o número de fissuras no concreto, as quais acabariam propiciando um alívio das tensões geradas durante o aquecimento.

Os resultados da figura 5.4 permitem identificar a diferença entre os concretos produzidos com agregados basáltico e granítico a partir de 600°C. Em decorrência dos deslocamentos, não foi possível determinar a resistência à compressão dos concretos produzidos com agregado basáltico e 10% de sílica-ativa nas temperaturas de 600°C e 900°C. Já as resistências médias dos cps produzidos com agregado granítico, nestas condições, ficaram em torno de 40 e 14 MPa, respectivamente.

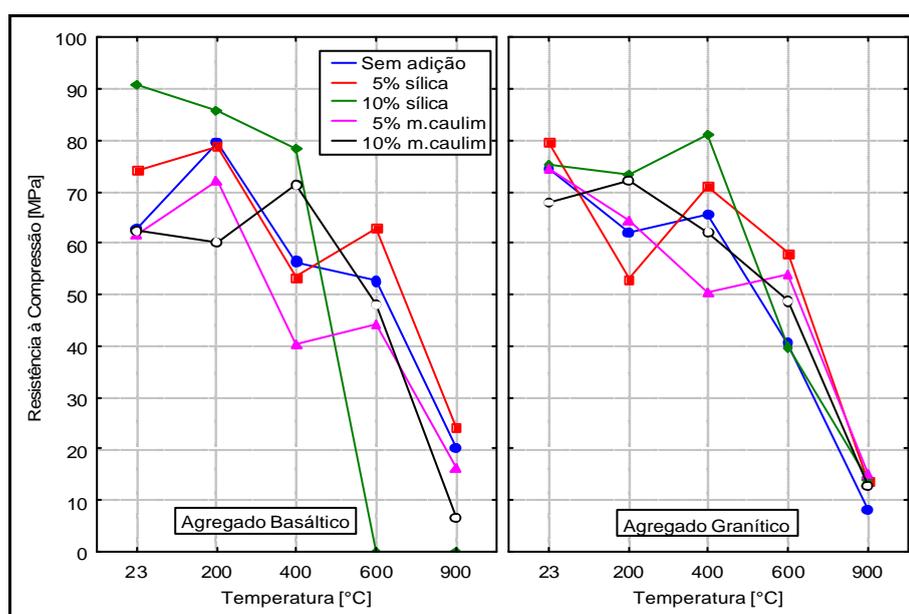


Figura 5.4 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral x tipo de agregado graúdo” na resistência a compressão

Na figura 5.5 visualiza-se o aspecto dos corpos-de-prova do grupo I-9, após o aquecimento a 900°C, que sofreram spalling explosivo intenso. Cabe salientar que, neste momento, estavam presentes no forno elétrico dez cps cilíndricos, com dimensões de 10 x 20 cm. O concreto deste grupo era composto por agregado basáltico e adição de 10% de sílica-ativa, sem nenhum tipo de proteção passiva.



Figura 5.5 – Spalling nos concretos com adição de 10% de sílica-ativa e agregado basáltico

Este se mostrou o traço mais suscetível ao spalling e, segundo os critérios definidos no item 4.1, foi escolhido como referência para a continuidade dos estudos relacionados a avaliação de mecanismos de proteção passiva que pudessem minimizar ou evitar a ocorrência deste fenômeno deletério.

5.2.2 Análise dos Dados de Resistência à Compressão: Conjunto Suplementar I

A análise isolada dos resultados de resistência mecânica dos concretos de resistência convencional e alta resistência demonstrou que os mesmos apresentam comportamento similar, em termos de queda de resistência, frente ao aumento de temperatura, conforme pode ser visto na figura 5.6.

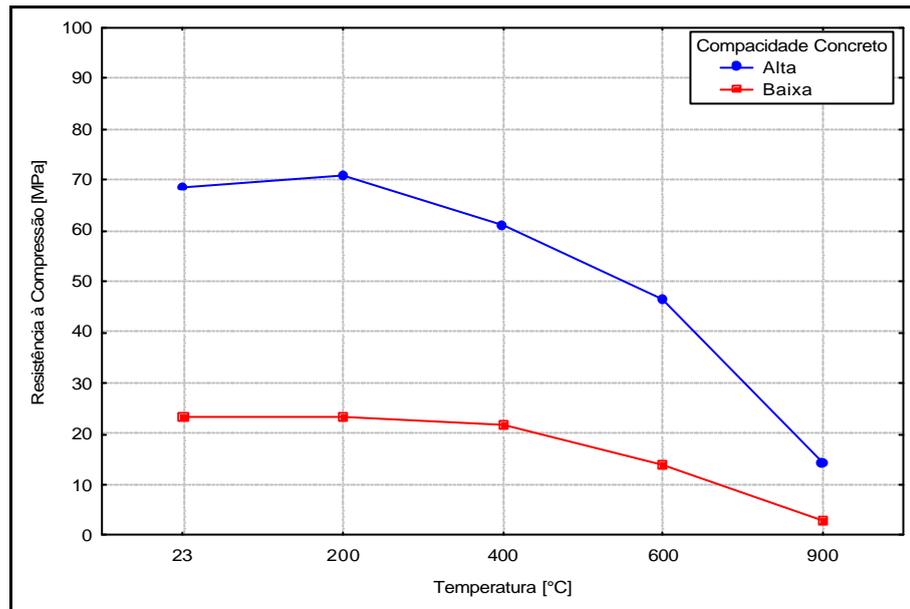


Figura 5.6 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” na resistência a compressão

As curvas obtidas reforçam as constatações, já discutidas, de que a redução na resistência se intensifica a partir dos 400°C e de que, até 200°C, podem acontecer pequenos aumentos na resistência à compressão. Apesar disto, a interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” foi considerada estatisticamente significativa. Este resultado, provavelmente, foi influenciado pela disparidade entre os fatores de redução da resistência à compressão a 900°C, conforme visualiza-se na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Fator de redução da resistência para concretos de alta e baixa compacidade

<i>Fator de Redução</i>	<i>Temperatura</i>			
	<i>200°C</i>	<i>400°C</i>	<i>600°C</i>	<i>900°C</i>
<i>Alta Compacidade</i>	1,03	0,89	0,68	0,21
<i>Baixa Compacidade</i>	1,00	0,93	0,60	0,13

A figura 5.7 indica que o comportamento dos concretos confeccionados com agregado basáltico e granítico é similar, com suaves diferenças que pode ser resultado de ruídos experimentais ou de pequenas distinções nas características dos agregados. Provavelmente, estas pequenas variações no desempenho acabaram fazendo com que a interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” fosse caracterizada outra vez como estatisticamente significativa.

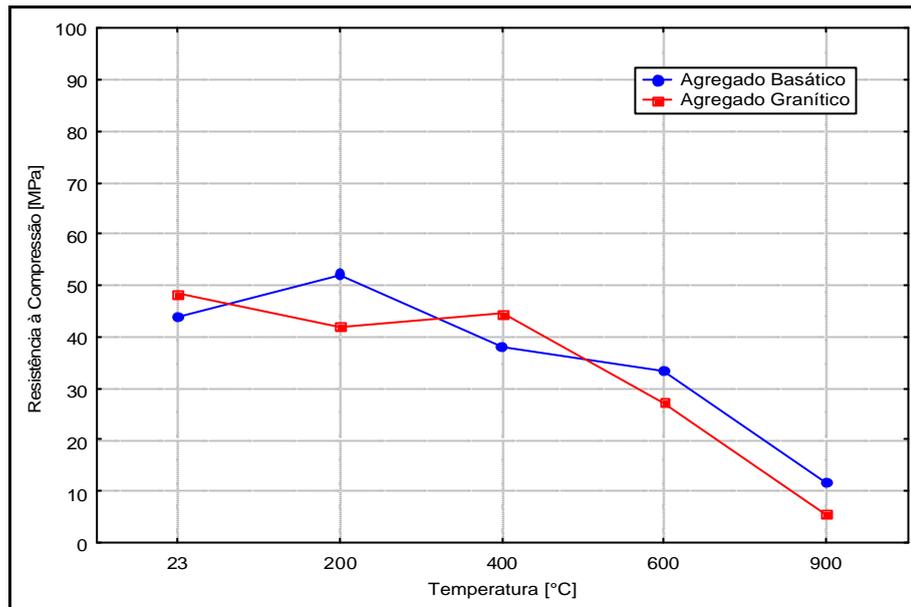


Figura 5.7 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão

Uma avaliação mais detalhada deste comportamento pode ser obtida com base na figura 5.8, que apresenta as amostras com diferentes compacidades em separado. Na mesma observa-se que a redução de resistência dos concretos de baixa compactidade foi bastante similar, independentemente do tipo de agregado. As curvas se comportaram de forma bastante consistente, com exceção do pequeno aumento de 6% na resistência dos concretos com agregado granítico a 400°C, possivelmente resultado de ruído experimental.

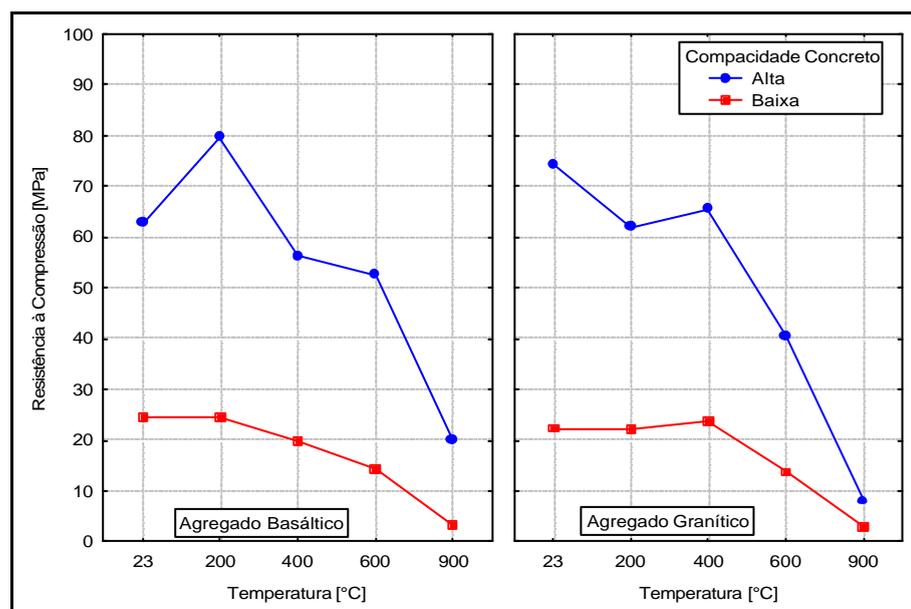


Figura 5.8 – Influência da interação “temperatura de exposição x compactidade do concreto x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão

É interessante ressaltar que não ocorreram deslocamentos explosivos em nenhum dos corpos-de-prova de concreto com baixa compactidade. A resistência residual, após a exposição a 900°C, foi de cerca de ~3MPa, valor extremamente baixo e que dificultou até o manuseio de algumas amostras, que se desintegraram durante o transporte, como mostra a figura 5.9.



Figura 5.9 – Desagregação dos concretos com baixa compactidade à 900°C durante o transporte

Já os resultados obtidos para as amostras de concreto com alta compactidade permitem levantar a hipótese de que exista um comportamento diferenciado, dependendo do tipo de agregado. Observando a tendência geral das curvas pode-se dizer que as amostras com agregado granítico tendem a apresentar maiores resistências em temperaturas mais baixas, porém sofrem perdas de resistência mais elevadas em temperaturas acima de 600°C. Novamente, observou-se algumas discrepâncias nos valores de resistência à temperatura ambiente para os concretos com agregado basáltico e à 400°C para os concretos com agregado granítico, provavelmente devido aos ruídos experimentais.

Caso este gráfico tivesse sido elaborado com os valores potenciais coletados a partir dos ensaios, o mesmo teria a aparência da figura 5.10. Observa-se que as discrepâncias comentadas anteriormente, como resultados de ruídos experimentais, tendem a desaparecer ou ficar minimizadas. Assim sendo, pode-se inferir que as curvas de redução da resistência para os concretos de baixa e alta compactidade foram muito semelhantes, sendo que acima de 400°C houve uma grande inflexão das mesmas, ratificando a constatação de que a temperatura crítica do concreto está localizada entre 400 e 600°C.

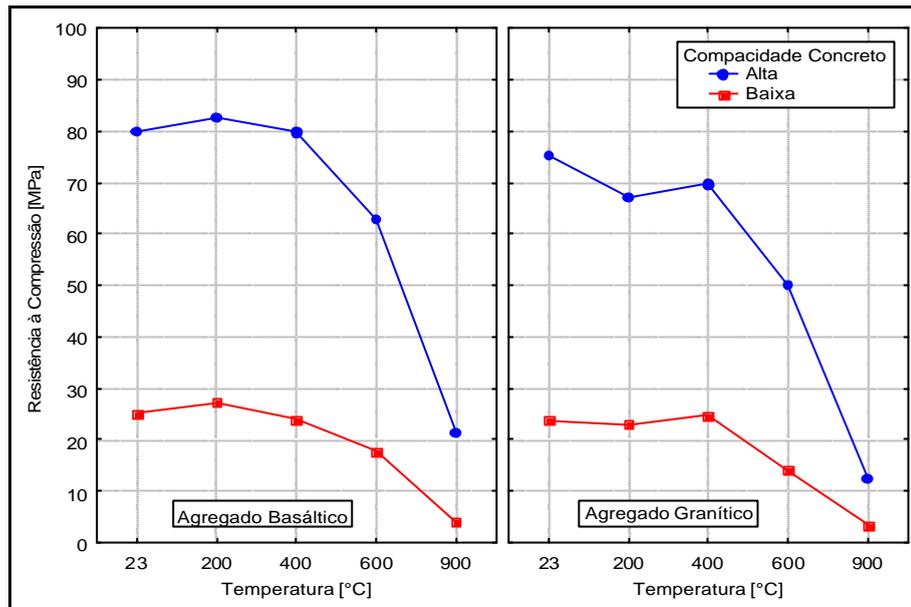


Figura 5.10 – Gráfico com valores potenciais da interação “temperatura de exposição x compactidade do concreto x tipo de agregado graúdo” na resistência à compressão

5.2.3 Módulo de Deformação: Conjunto Principal I

O estudo do módulo de deformação é importante, uma vez que o comportamento tensão-deformação do concreto é um dos parâmetros importantes de comportamento, junto com a resistência mecânica à compressão, durante o projeto de estruturas em concreto armado.

A seguir, será apresentada a análise dos resultados deste parâmetro para os conjuntos analisados na Etapa I. Conforme mencionado no item 4.4.2, este parâmetro não pôde ser coletado para as amostras submetidas a 900°C, dada a degradação acentuada da maioria das mesmas.

De acordo com os resultados mostrados na figura 5.11, observa-se que o módulo de elasticidade do concreto, assim como a resistência à compressão, decresce na medida em que ocorre o incremento da temperatura. Esta alteração, na prática, pode originar deformações não previstas para os elementos estruturais submetidos a elevadas temperaturas. Mesmo que a peça não entre em colapso, isto poderá torná-la inadequada para uso.

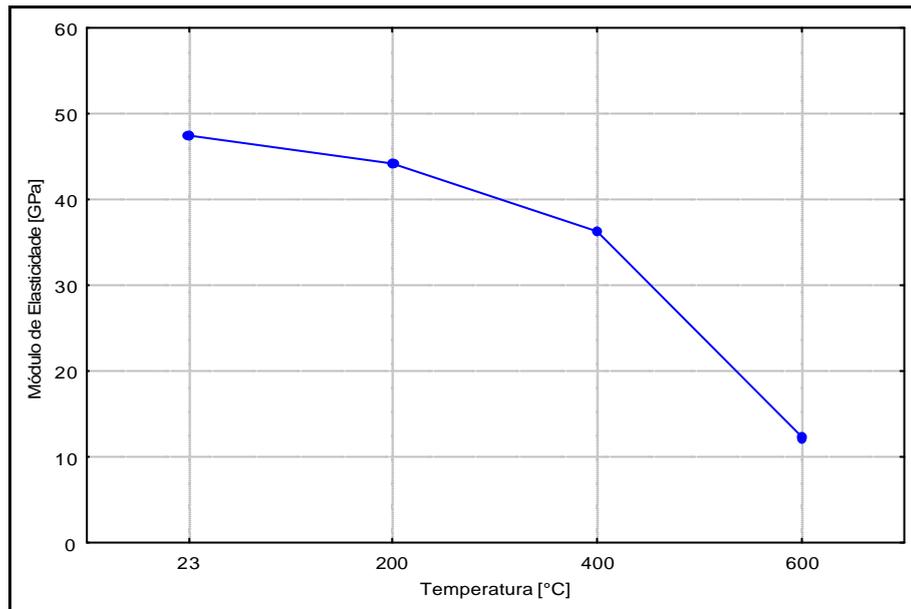


Figura 5.11 – Influência da temperatura de exposição no módulo de elasticidade

Embora a tendência geral de comportamento seja a mesma observada para a perda de resistência (ou seja, um decréscimo menos acentuado até 400°C e um decréscimo bem mais acentuado a partir desta temperatura), uma análise mais criteriosa da velocidade de perda do módulo, como mostrado na tabela 5.5, demonstra algumas diferenças.

Tabela 5.5 – Fatores de redução do módulo de deformação para diferentes temperaturas

<i>Temperatura</i>	<i>200°C</i>	<i>400°C</i>	<i>600°C</i>
<i>Fator de Redução (FR)</i>	0,93	0,77	0,26

O exame dos fatores de redução do módulo de elasticidade para cada patamar de temperatura evidencia que, em 400°C, este fator foi um pouco mais intenso (FR = ~0,77) que o equivalente para resistência à compressão (FR = ~0,87). Em 600°C, o fator de redução do módulo foi de ~0,26, contra ~0,62 da resistência. Isto demonstra que o processo de degradação do módulo ocorre mais rapidamente que o da resistência à compressão, o que deve ser levado em consideração quando se avaliam estruturas sinistradas.

A tabela 5.6 apresenta uma análise comparativa entre os fatores de redução da resistência à compressão (F_c) e do módulo de deformação (E_c). Com base na mesma é possível ratificar as afirmações já realizadas sobre a degradação mais acentuada do concreto, pela exposição a elevadas temperaturas, acima de 400°C, visto que as relações (F_c / E_c) obtidas foram 1,04, 1,13 e 2,38, para as temperaturas de 200, 400 e 600°C, respectivamente.

Tabela 5.6 – Relação entre os fatores de redução: resistência à compressão x módulo de deformação

<i>Temperatura</i>	<i>200°C</i>	<i>400°C</i>	<i>600°C</i>
<i>F_c / E_c</i>	1,04	1,13	2,38

Em relação ao tipo de agregado, a figura 5.12 indica valores ligeiramente maiores de módulo para concretos com agregado basáltico, resultando numa diferença estatisticamente significativa, o que se justifica pela maior compacidade deste tipo de agregado.

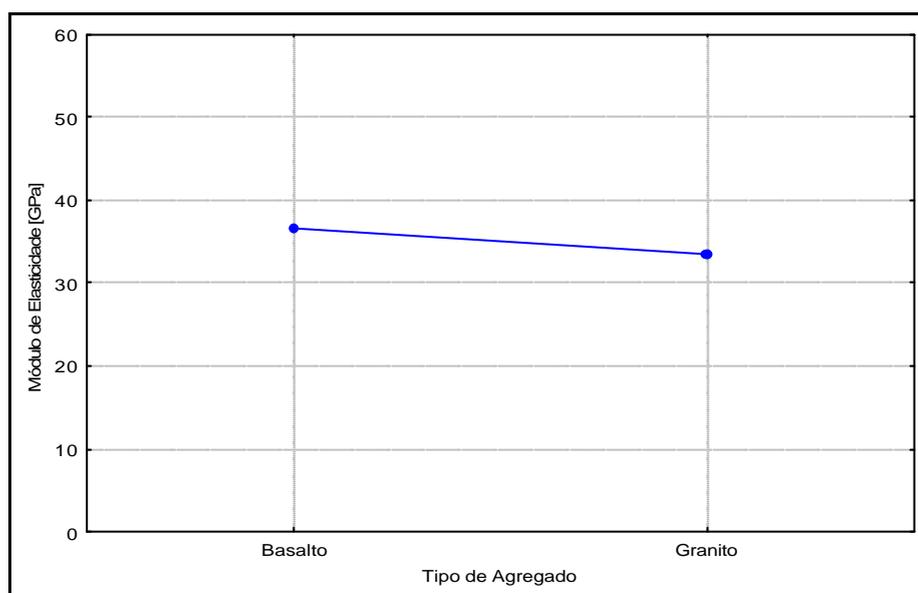


Figura 5.12 – Influência do tipo de agregado graúdo no módulo de elasticidade

A análise da figura 5.13 permite concluir que o módulo de elasticidade dos concretos de alta resistência com diferentes teores de adições minerais apresenta um comportamento muito semelhante ao do concreto de alta resistência sem adições, para todos os patamares de temperatura. Observa-se que, em temperaturas mais baixas, não existem grandes diferenças na grandeza dos valores, mas que, a partir de 400°C, começam a acontecer algumas defasagens entre os concretos com teores mais elevados de adição em relação aos demais concretos, o que resultou numa diferença significativa na análise estatística. Tomando-se como base apenas os dois concretos que apresentaram valores extremos em 900°C, ou seja, o concreto de alta resistência sem adição mineral e o concreto de alta resistência com 10% de sílica-ativa, tem-se que os fatores de redução, a 400°C, foram de ~0,81 e ~0,72, respectivamente. Já a 600°C, os fatores se reduzem para ~0,36 e ~0,16, respectivamente. Isto indica que, aos 900°C, haveria uma diferença de aproximadamente 125% nos valores do módulo de elasticidade entre estes concretos, que eram muito próximos à temperatura ambiente.

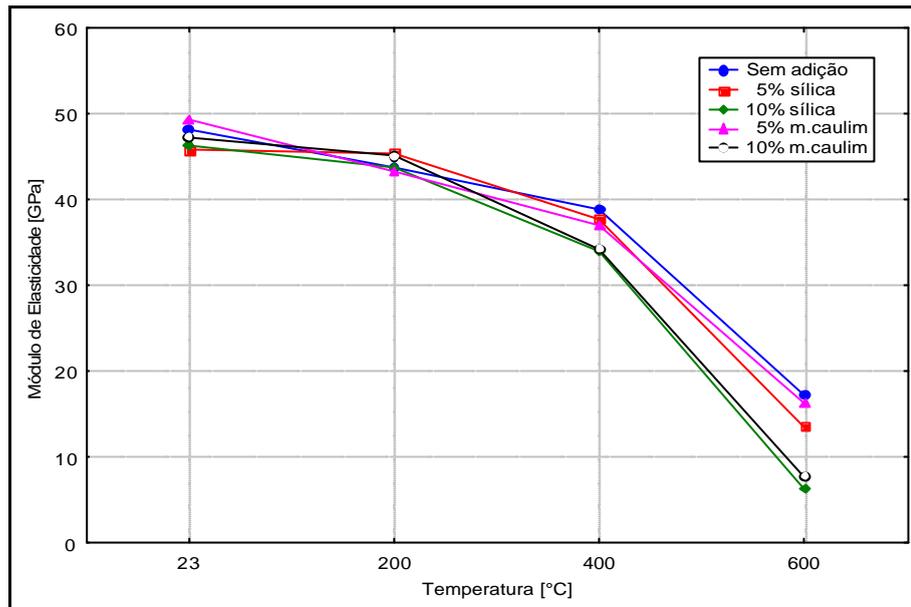


Figura 5.13 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral” no módulo de elasticidade

Com base nos resultados graficados na figura 5.14 é possível identificar que esta discrepância de valores foi influenciada pelos deslocamentos explosivos que aconteceram nos concretos contendo agregado basáltico, a partir da temperatura de 400°C. Visualiza-se que, nestas temperaturas, os teores de sílica-ativa e metacaulim foram inversamente proporcionais ao valor do módulo. O comportamento foi praticamente o mesmo para o mesmo teor de adições, exceto a 600°C onde ocorreu spalling de todas as amostras com sílica-ativa. Na temperatura ambiente e a 200°C o módulo de todos os grupos atingiu valores semelhantes. As amostras com agregado granítico apresentaram comportamento mais homogêneo.

Quanto aos resultados dos concretos contendo somente agregado granítico, constata-se que foram muito semelhantes em todos os patamares de temperatura. Na temperatura de 900°C o módulo de elasticidade foi praticamente o mesmo para os concretos sem adição mineral e com 10% de sílica-ativa. Isto indica que o comportamento discutido na figura 5.13 é decorrente da mistura agregado basáltico com altos teores de adição, especialmente sílica-ativa.

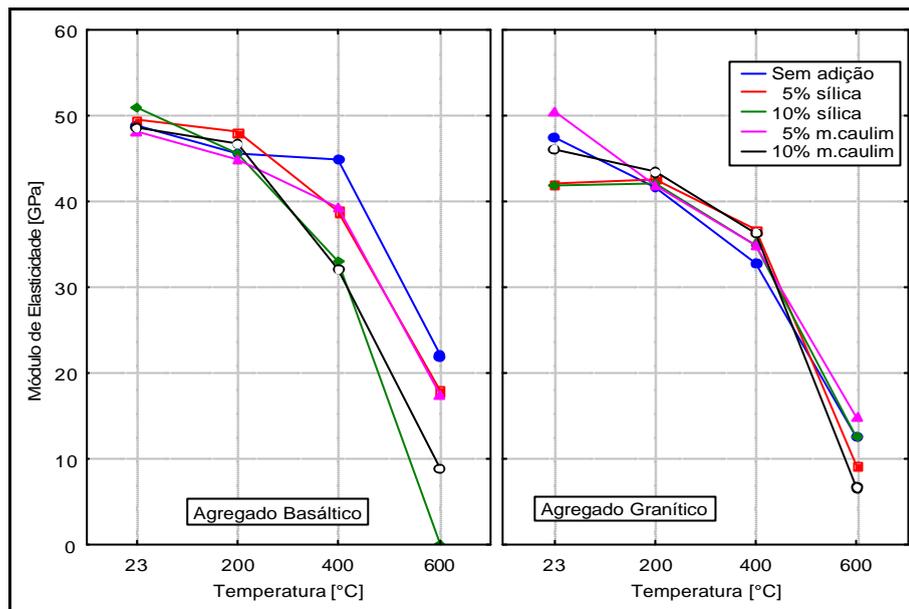


Figura 5.14 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral x tipo de agregado graúdo” no módulo de elasticidade

5.2.4 Módulo de Deformação: Conjunto Suplementar I

Com base nos resultados da figura 5.15 é possível afirmar que o módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, independentemente da compactidade do concreto. Os fatores de redução para cada patamar de temperatura, dispostos na tabela 5.7, indicam que os mesmos apresentam ordem de grandeza semelhante até 200°C, mas diferem significativamente em temperaturas mais elevadas.

Tabela 5.7 – Fatores de redução do módulo para concretos de alta e baixa compactidade

Fator de Redução	Temperatura		
	200°C	400°C	600°C
Alta Compactidade	0,91	0,81	0,35
Baixa Compactidade	0,91	0,69	0,20

Comparando-se o valor do fator de redução do módulo de elasticidade obtido para concretos de resistência convencional na temperatura de 600°C (FR≈0,20) com o fator prescrito pela *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* [ABNT, 2004] para agregados silicosos, constata-se que os valores são idênticos. Se, por um lado, isto valida o valor dos coeficientes indicados pela norma, salienta a necessidade de cautela na verificação de estruturas atingidas por sinistros, pois os coeficientes de norma aparentemente podem ser atingidos ou superados, não existindo reserva aparente de segurança.

Na tabela 5.8 encontram-se os valores da relação F_c / E_c para concretos de alta e baixa compacidade. Os resultados desta tabela permitem afirmar que, diante da exposição ao calor, o desempenho dos concretos de alta resistência (nível alto do fator controlável compacidade do concreto) é superior ao desempenho dos concretos de resistência convencional (nível baixo do fator controlável compacidade do concreto), visto que a diferença entre os valores dos concretos de baixa e alta compacidade (baixa / alta) foi, aproximadamente, -3, 23 e 54% nas temperaturas de 200, 400 e 600°C, respectivamente. Com base nestes dados, é possível inferir que a sanidade após incêndio dos concretos de alta resistência em relação à dos concretos de resistência convencional parece ser mais dependente dos fenômenos deletérios oriundos do spalling pelo aquecimento do que da deterioração de suas propriedades mecânicas. Este ponto de vista, jamais reportado por outros pesquisadores, é um indicativo de que os concretos de alta compacidade podem ser mais eficientes que os concretos de baixa compacidade durante incêndios, desde que mecanismos eficazes para o controle dos deslocamentos explosivos sejam empregados durante a sua execução, conferindo o título *alto desempenho* ao concreto de alta resistência também em elevadas temperaturas.

Tabela 5.8 – Relação entre os fatores de redução: resistência à compressão x módulo de deformação

F_c / E_c	Temperatura		
	200°C	400°C	600°C
<i>Alta Compacidade</i>	1,13	1,10	1,94
<i>Baixa Compacidade</i>	1,10	1,35	3,00

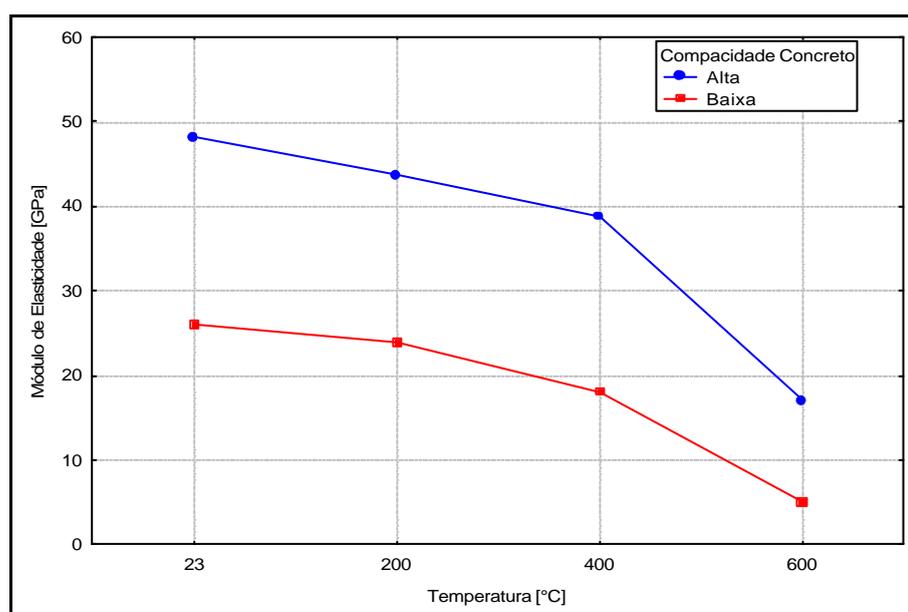


Figura 5.15 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” no módulo de elasticidade

A tendência observada durante a análise do Conjunto Principal I, que indicava que o módulo de elasticidade para concretos contendo agregado basáltico era mais elevado do que o de concretos contendo agregado granítico se repetiu nos resultados da figura 5.16. Torna-se importante ressaltar que, à temperatura ambiente, os valores dos módulos são muito semelhantes. Porém, na medida em que vai havendo o aumento na temperatura de exposição, as curvas vão sofrendo uma pequena defasagem.

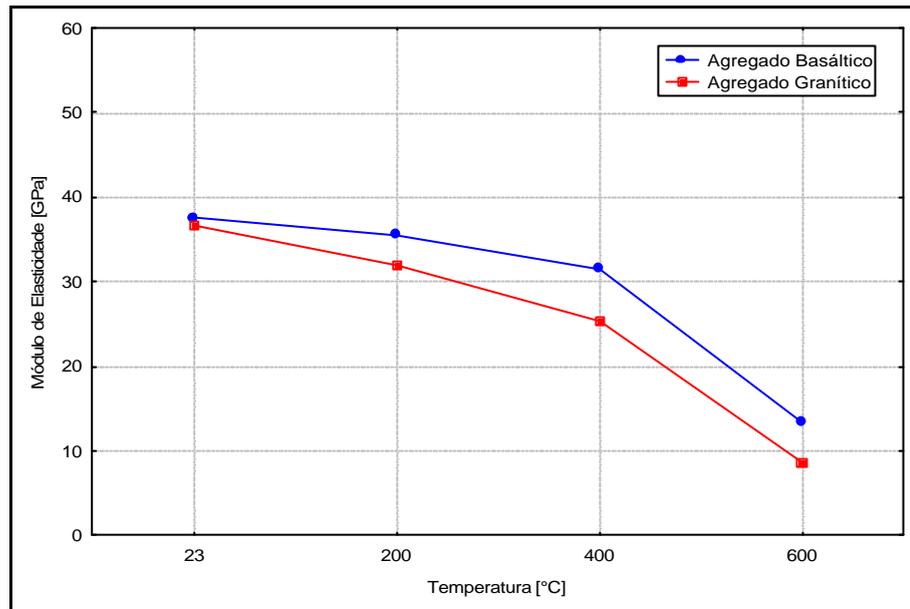


Figura 5.16 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” no módulo de elasticidade

De acordo com as informações contidas na figura 5.17, este comportamento diferenciado entre concretos contendo agregados basálticos e graníticos é mais acentuado em concretos de alta resistência. Os valores médios do módulo diferiram ~20% nos concretos de alta resistência, variando apenas ~7% nos concretos de resistência convencional.

Este comportamento pode ser justificado pela própria compacidade do concreto, pois muitas vezes os concretos com uma estrutura de poros mais refinada possuem sua matriz cimentícia e zona de transição mais rígidas que o próprio agregado, tornando este o elo mais frágil do compósito. Uma vez que a estrutura dos agregados basálticos lhe confere um maior módulo em relação aos agregados graníticos, isto acaba se refletindo nos resultados para o concreto.

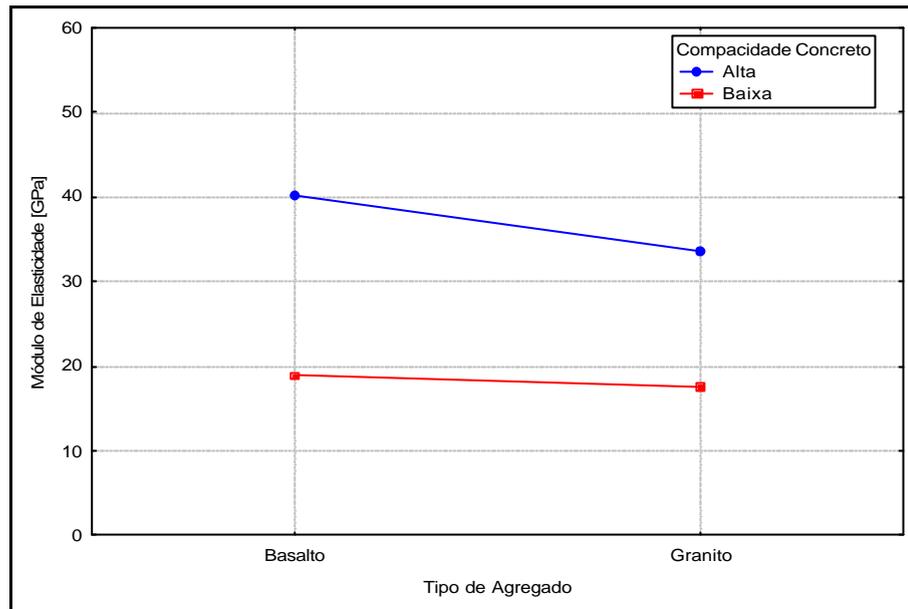


Figura 5.17 – Influência da interação “tipo de agregado graúdo x compacidade do concreto” no módulo de elasticidade

5.2.5 Absorção por Imersão: Conjunto Principal I

A seguir se apresentam os resultados da análise do parâmetro *taxa de absorção à temperatura ambiente*, referente aos dados coletados no ensaio de absorção por imersão para o conjunto principal de ensaios. Salienta-se, novamente, que em alguns casos o spalling de todos os corpos-de-prova em 600 e 900°C acabou prejudicando a análise estatística, assunto mais bem explicado no item 5.1. Além disso, os resultados não contemplam os concretos provenientes dos grupos I1 e I2 (testemunhos sem adição com ambos os agregados), uma vez que, durante a realização dos ensaios, ocorreram problemas na coleta dos dados que inviabilizaram a sua análise.

A figura 5.18 demonstra que a taxa de absorção dos corpos-de-prova aumenta com o incremento da temperatura. No intervalo entre 400 e 600°C a curva de absorção sofre uma sensível inflexão, confirmando novamente as considerações sobre o processo de degradação sofrido pelo concreto neste intervalo de temperatura.

Com base no gráfico observa-se, ainda, que o tipo de agregado não influenciou, de forma considerável, na taxa de absorção até 400°C, embora o agregado basáltico tenha apresentado uma maior absorção em todas as patamares de temperatura deste intervalo. Após 400°C as amostras com agregado basáltico sofreram spalling, o que não permitiu continuar o traçado da curva.

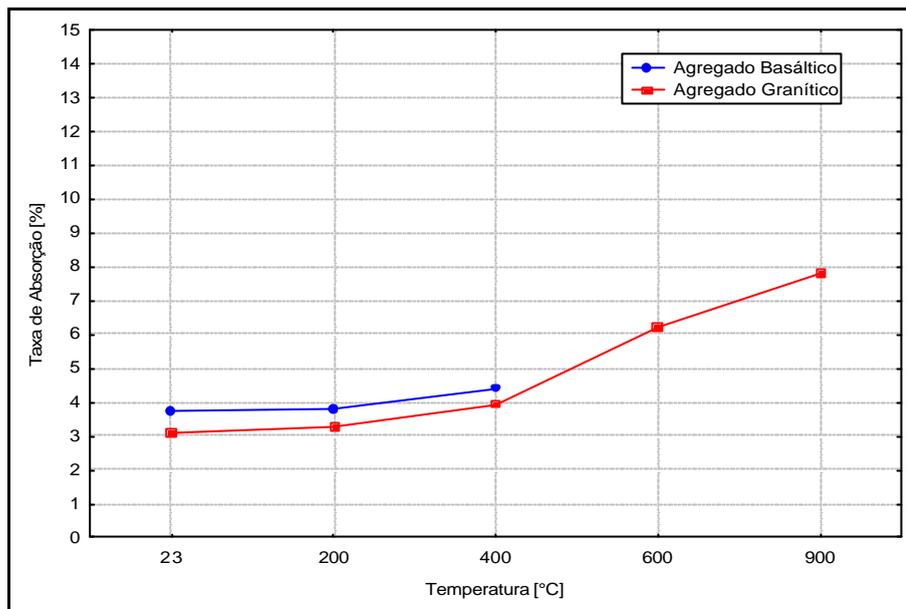


Figura 5.18 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” na taxa de absorção

Com base na figura 5.19, conclui-se que, à temperatura ambiente, tanto o tipo de adição mineral quanto o teor das mesmas influenciaram o taxa de absorção dos concretos.

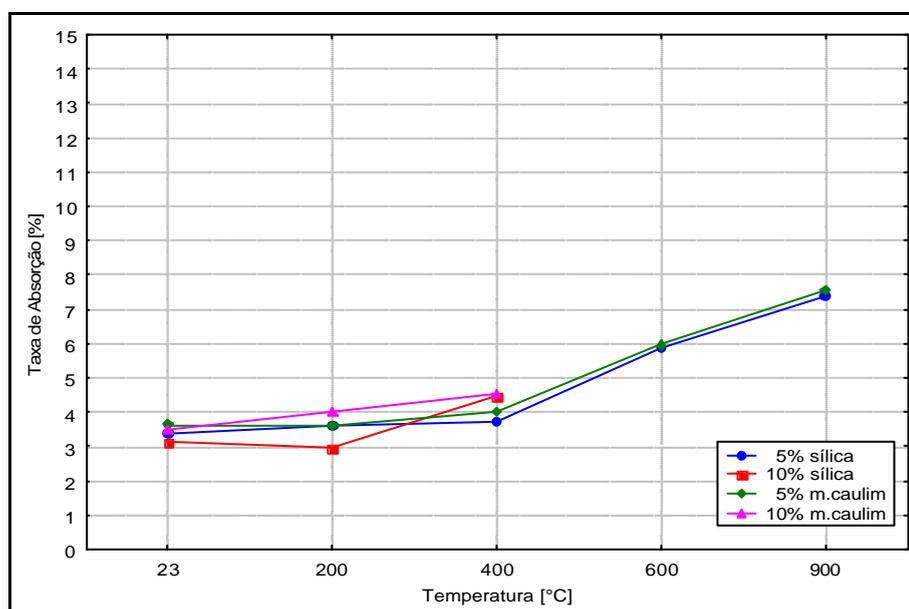


Figura 5.19 – Influência da interação “temperatura de exposição x adição mineral” na taxa de absorção

Os concretos com sílica-ativa apresentaram uma absorção menor em relação os concretos com metacaulim, indicando que os mesmos tendem a refinar mais a estrutura de poros e obstaculizar o fluxo de fluídos, o que acaba justificando a maior incidência de spalling nos concretos produzidos com este tipo de adição.

Em relação ao teor de adição mineral, o incremento do mesmo reduziu a taxa de absorção para ambas adições, comportamento esperado dado o maior refinamento da estrutura de poros da matriz cimentícia quando se aumenta a quantidade de materiais ultrafinos reativos que são adicionados à mistura.

A partir da análise da figura 5.20 é possível afirmar que a linha de tendência da taxa de absorção, para alguns grupos de concreto, apresentou algumas suaves discrepâncias em relação à tendência geral observada na figura anterior, o que pode ter sido ocasionado por alguns fatores de ruído durante a execução do programa experimental. No entanto, fica evidenciado que, entre 600 e 900°C, existe uma diferença considerável entre os concretos produzidos com agregado basáltico, em relação aos com agregado granítico, uma vez que nestas temperaturas a interação tipo de agregado x teor de adição propiciou a ocorrência de deslocamentos explosivos. Todos os concretos produzidos com agregado basáltico e 10% de adição mineral sofreram spalling nestas temperaturas, indicando que esta combinação não é muito favorável para uso em estruturas de concreto submetidas a situações de incêndio.

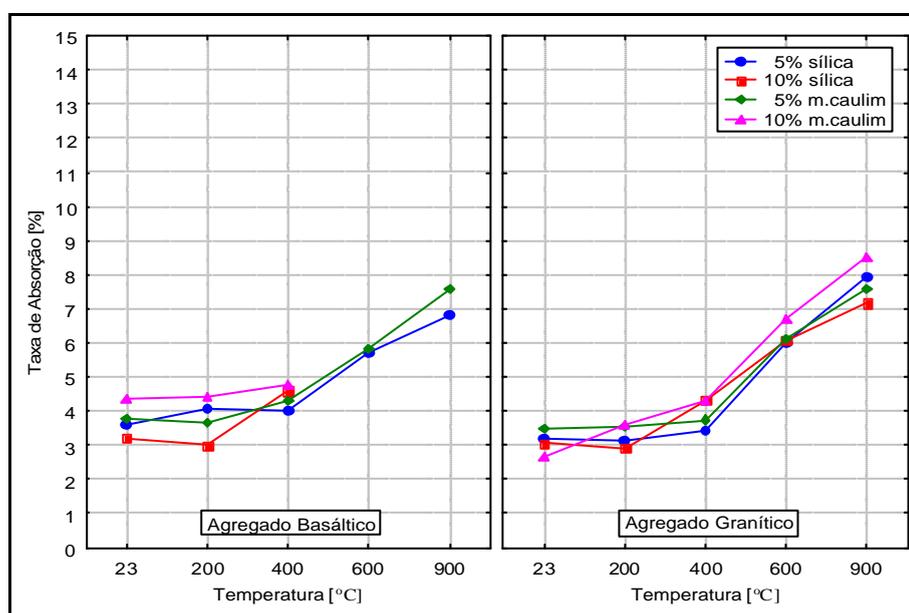


Figura 5.20 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo x adição mineral” na taxa de absorção¹.

¹ A ausência de alguns valores em 600 e 900°C deve-se ao deslocamento das amostras nestas temperaturas.

5.2.6 Absorção por Imersão: Conjunto Suplementar I

Infelizmente os resultados deste conjunto não poderão ser apresentados uma vez que, durante a realização dos ensaios, não foi possível efetuar a leitura dos corpos-de-prova em concreto de baixa compacidade, por problemas técnicos.

5.2.7 Absorção por Sucção Capilar: Conjunto Principal I

Os resultados apresentados a seguir referem-se ao ensaio de absorção por sucção capilar (Etapa I). Na figura 5.21 visualiza-se que a taxa de absorção dos corpos-de-prova não apresenta grande variação em baixas temperaturas, mas que, a partir de 400°C, há um acréscimo considerável da mesma. Este comportamento pode ser ocasionado pelo aparecimento de um grande número de fissuras no concreto, em decorrência do aquecimento. Em alguns casos, a fissuração pode, inclusive, ter colaborado para a ocorrência do spalling.

Além disto, observa-se que o tipo de adição mineral não influenciou muito a taxa de absorção, embora a mesma tenha sido menor para as amostra com a presença das mesmas, a ponto de gerar diferenças significativas na análise estatística. Quanto aos teores de adição, constata-se que os teores mais elevados (10%) podem ter contribuído para a ocorrência de deslocamentos explosivos nas temperaturas de 600 e 900°C, como já discutido, o que interrompe as curvas. Até 400°C, todavia, o teor de adição mineral influenciou pouco na taxa de absorção, embora seja possível verificar que os corpos-de-prova com adição de sílica-ativa mostraram taxas de absorção menores.

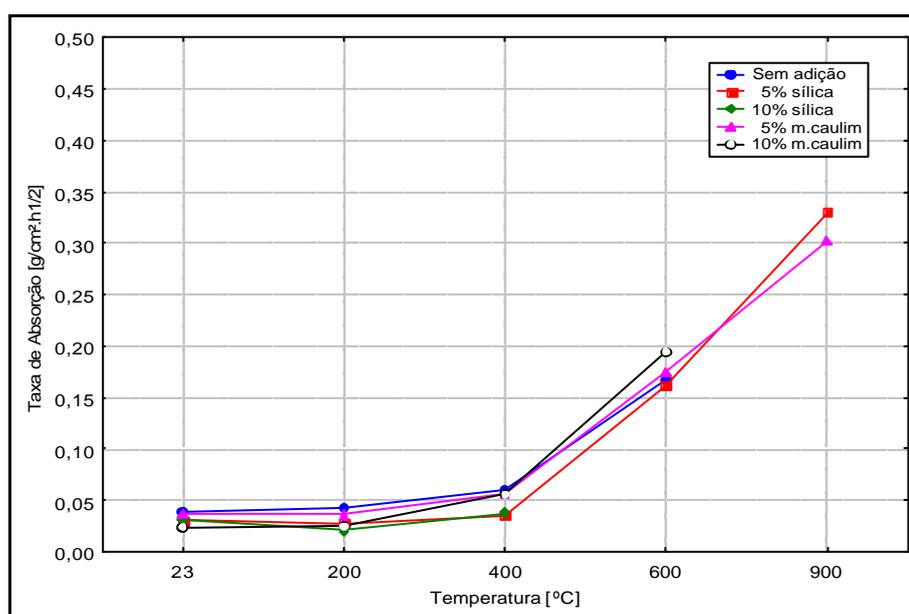


Figura 5.21 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de adição mineral” na taxa de absorção!

A análise da figura 5.22 indica que, até 400°C, o tipo de agregado graúdo não teve grande influência na taxa de absorção, mas que, a partir desta temperatura, ele pode ter contribuído com os demais fatores controláveis para os deslocamentos explosivos. Observa-se que os concretos contendo os dois tipos de agregado graúdo e 5% de adição mineral não deslocaram à 900°C, embora as taxas de absorção tenham aumentado consideravelmente.

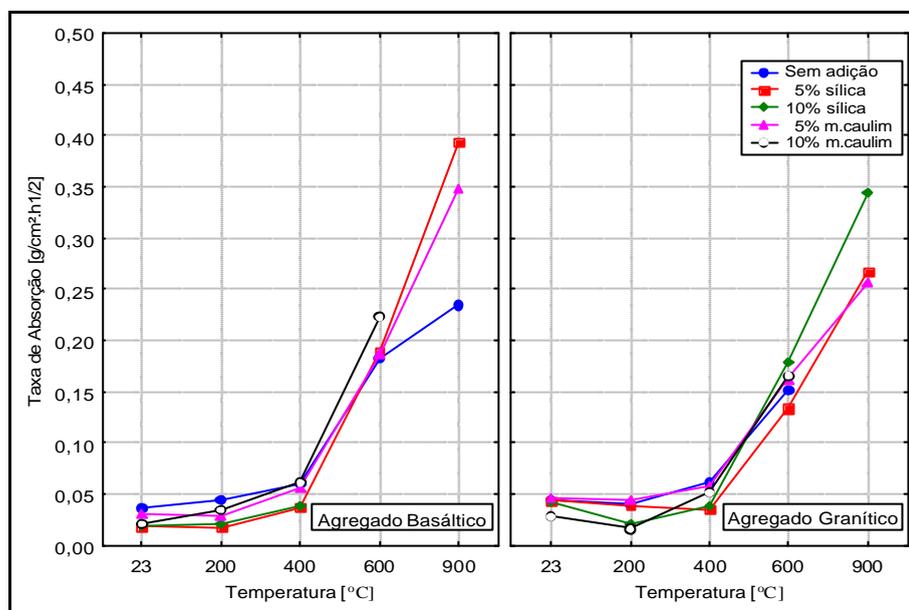


Figura 5.22 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de adição mineral x tipo de agregado graúdo” na taxa de absorção

Os resultados discutidos acima ratificam as conclusões decorrentes da análise dos resultados de resistência à compressão e módulo de deformação, principalmente quanto à pequena variabilidade das propriedades do concreto até 400°C, indicando ser esta temperatura um marco divisório no comportamento do concreto durante incêndios.

Em relação à resistência capilar, observa-se que a mesma decresce com o incremento de temperatura, provavelmente devido ao surgimento de fissuras decorrentes das tensões térmicas. Na figura 5.23 constata-se que o valor para concretos com agregado basáltico é superior a concretos com agregado granítico. Durante o aquecimento, este diferencial acaba justificando uma maior incidência de spalling em concretos com agregados basálticos, pois se a resistência capilar é maior, os gases quentes encontrarão maior dificuldade para migrarem para o meio exterior e, conseqüentemente, este fato implicará num acréscimo na poro-pressão, que acabará ocasionando os deslocamentos explosivos.

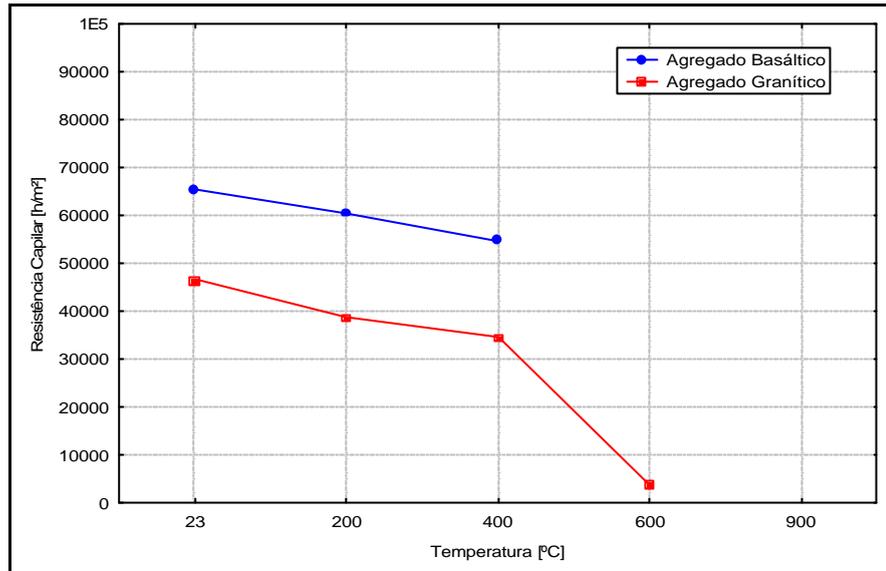


Figura 5.23 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo” na resistência capilar¹

A figura 5.24 mostra que a resistência capilar dos concretos com adição mineral é maior à temperatura ambiente. Nota-se, ainda, que teores de adição mais elevados tendem a contribuir para aumentar a resistência capilar, ao propiciar um maior refinamento da estrutura de poros. Salienta-se que o desempenho do concreto com 10% de sílica-ativa foi inferior ao do concreto com 5% de sílica-ativa, tendência já observada em alguns estudos anteriores com o material [Silva Filho, 1994], que indicam que teores mais elevados de sílica-ativa podem causar modificações na estrutura de poros que terminam por aumentar a capilaridade, dada a geração de um grande número de poros muito finos.

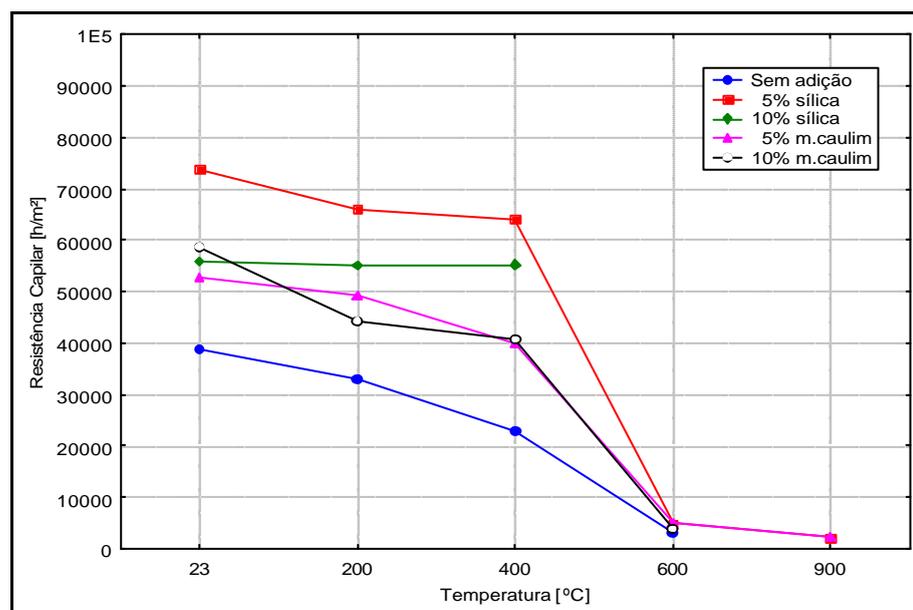


Figura 5.24 – Influência da interação “temperatura de exposição x teor de adição mineral” na resistência capilar¹

Observa-se, ainda, que, com o incremento da temperatura a resistência capilar decresce rapidamente, atingindo valores muito pequenos após a exposição a 600°C, independentemente do tipo e teor de adição mineral. Isto pode indicar que os corpos-de-prova se encontram tão fissurados que a estrutura de poros já não é o fator determinante da resistência capilar.

Analisando-se os valores de resistência capilar em 400 e 600°C (figura 5.25), para os diferentes concretos avaliados no Conjunto Principal I, é possível ratificar as considerações formuladas ao longo deste capítulo sobre a nítida alteração nas propriedades dos concretos em temperaturas superiores a 400°C. Observa-se que, em 600 e 900°C, praticamente não houve diferenças na resistência capilar para todos os tipos de concreto, indicando que, independentemente do tipo e teor das adições, os mesmos já estavam extremamente fissurados nestes patamares. Verifica-se, ainda, que as amostras com adição de sílica-ativa apresentam resistência capilar superior às amostras com adição de metacaulim.

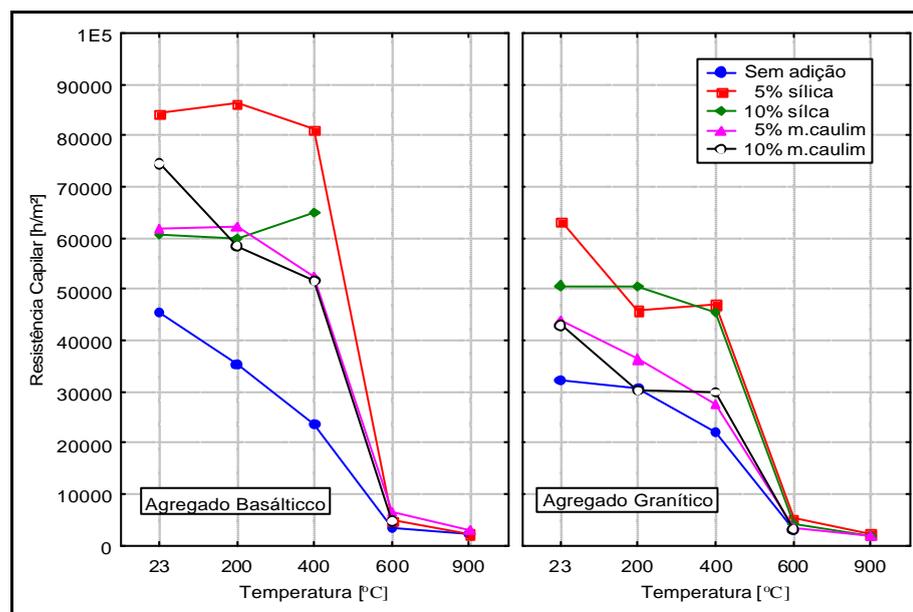


Figura 5.25 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo x teor de adição mineral” na resistência capilar

5.2.8 Absorção por Sucção Capilar: Conjunto Suplementar I

A figura 5.26 indica que os concretos com baixa compactidade possuem uma taxa de absorção mais elevada do que os concretos com alta compactidade. Esta diferença começa a se intensificar a partir de 600°C, o que pode estar associado a uma maior quantidade de fissuras decorrentes do aquecimento.

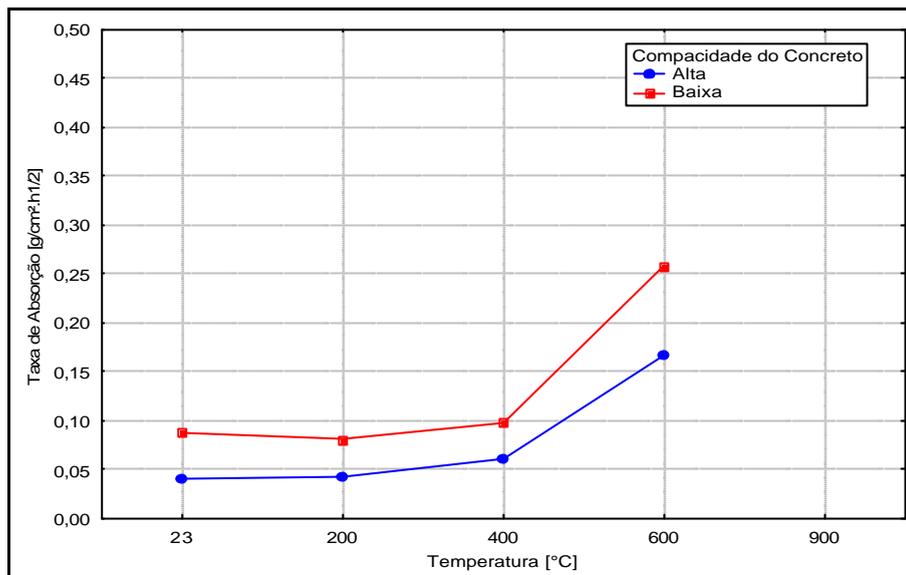


Figura 5.26 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” na taxa de absorção¹

A figura 5.27 indica que a diferença de comportamento a 600°C foi influenciada pelo tipo de agregado graúdo. Os concretos com agregado granítico mantiveram uma defasagem homogênea em todos os patamares de temperatura, enquanto os concretos de baixa compacidade, com agregado basáltico, apresentaram um acréscimo considerável em 600°C. Salienta-se que as amostras dos concretos com baixa compacidade e agregado granítico estavam extremamente degradadas a 900°C, o que não permitiu a avaliação nesta temperatura.

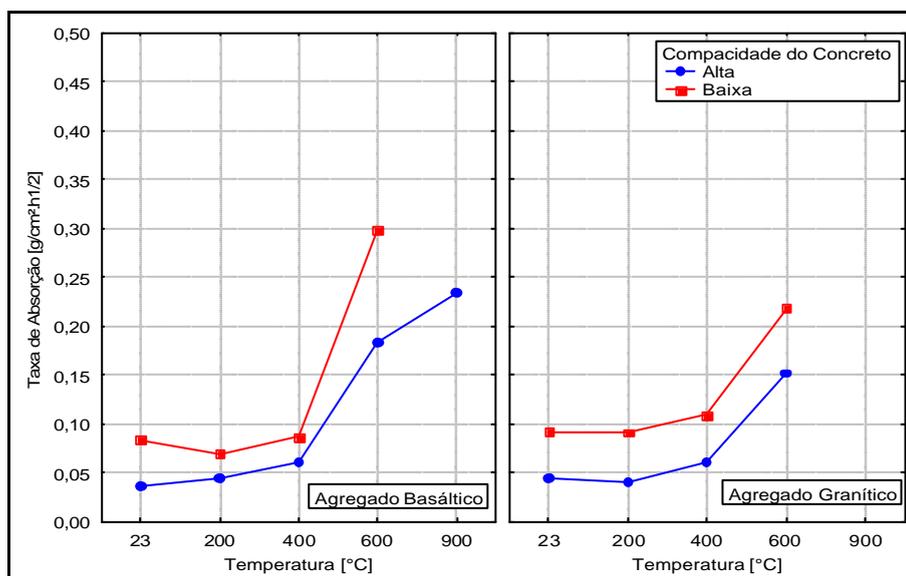


Figura 5.27 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto x tipo de agregado graúdo” na taxa de absorção¹

A figura 5.28 demonstra que a resistência capilar dos concretos com alta compacidade é superior à dos com baixa compacidade a temperatura ambiente, o que acaba se refletindo em

valores mais elevados de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Nos concretos com baixa compacidade, a resistência capilar variou pouco até 400°C, provavelmente devido ao fato de que a estrutura de poros deste tipo de concreto, mais aberta, é menos afetada pelo aumento da temperatura. Em 600°C ambos os concretos apresentaram resultados similares, indicando que, nesta temperatura, a compacidade do concreto não exerce mais influência. A figura 5.29 ratifica estas tendências, mostrando que os concretos com basalto e granito apresentam comportamentos similares em todos os patamares de temperatura, sendo que as misturas de alta compacidade com agregado basáltico, em temperatura ambiente, apresentam resistência capilar superior às com agregado granítico.

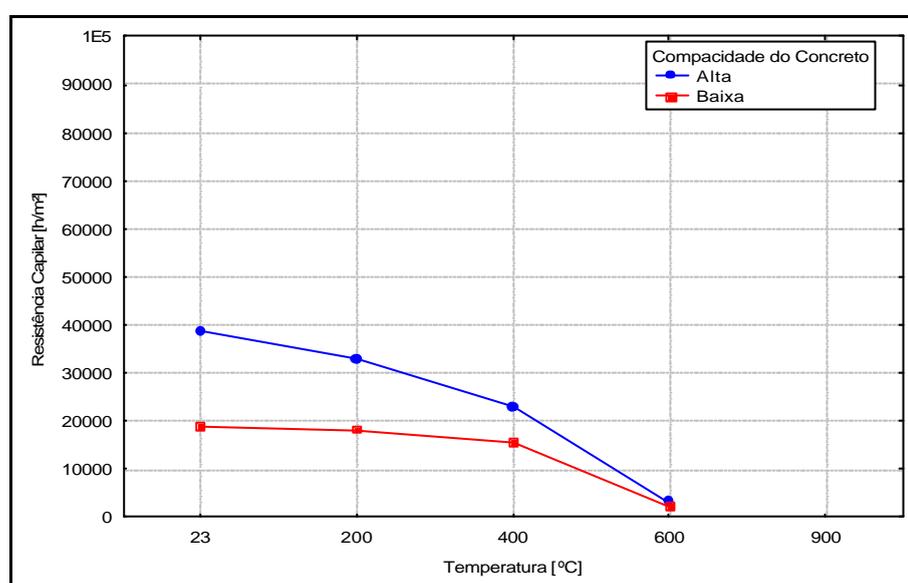


Figura 5.28 – Influência da interação “temperatura de exposição x compacidade do concreto” na resistência capilar

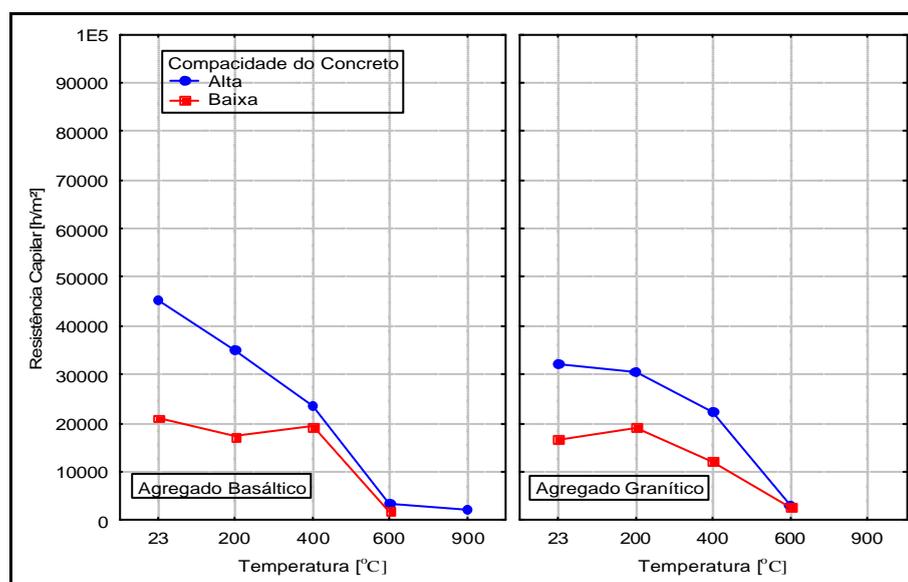


Figura 5.29 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de agregado graúdo x compacidade do concreto” na resistência capilar

5.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA - ETAPA II: ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE PROTEÇÃO PASSIVA

A segunda etapa foi destinada a avaliar alguns mecanismos de proteção passiva potencialmente viáveis para minimizar a ocorrência de spalling no concreto. Para tanto tomou-se como referência o traço com agregado basáltico e 10% de sílica-ativa da primeira etapa, que se mostrou como o mais sensível aos deslocamentos. Foram testadas amostras com incorporação de ar e adição de fibras de polipropileno.

5.3.1 Resistência Mecânica

A análise dos resultados de resistência à compressão apresentados na figura 5.30 leva à conclusão de que os mecanismos de proteção passiva que foram avaliados nesta pesquisa apresentaram comportamento bastante diferenciado.

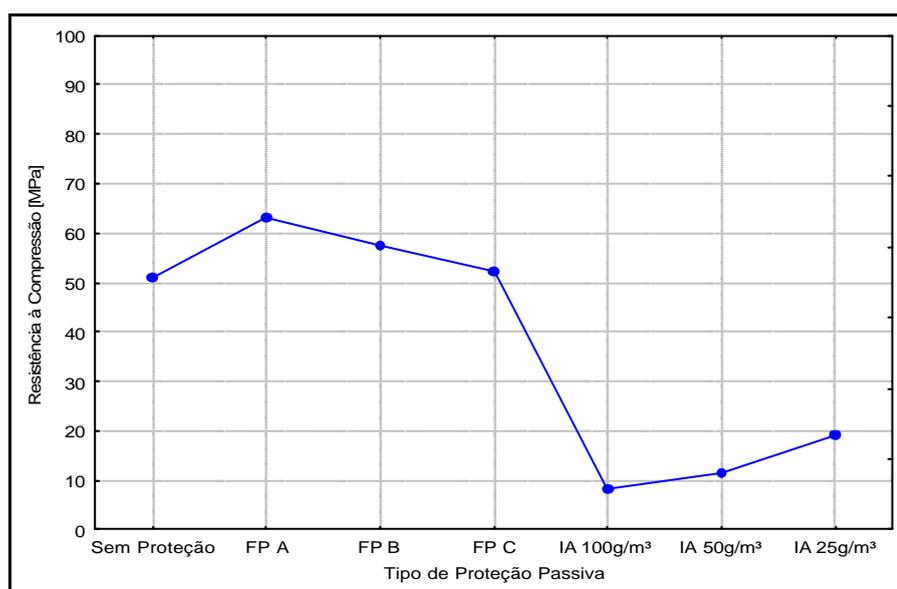


Figura 5.30 – Influência do tipo de proteção passiva na resistência a compressão

As fibras de polipropileno contribuíram para a manutenção ou, até mesmo, elevação da resistência média dos corpos-de-prova em relação ao concreto testemunho sem proteção passiva, acumulada ao longo do espectro de temperaturas, enquanto a incorporação de ar reduziu significativamente a resistência das amostras.

Isto indica que a incorporação de ar nos teores adotados nesta pesquisa é uma alternativa técnica pouco atraente quando se deseja empregar algum mecanismo de proteção passiva que não afete as propriedades dos concretos a serem protegidos, que eventualmente possam ser submetidos a elevações bruscas de temperatura.

Verifica-se que melhores resultados foram alcançados pela fibra tipo A, cujas propriedades são equivalentes à das fibras avaliadas pelos pesquisadores Sun, Luo e Chan [2001] e Takano et al [2001]. O concreto contendo fibra tipo B, a qual tinha como peculiaridade um menor ponto de fusão em relação às fibras comumente adicionadas ao concreto, não conduziu a melhores resultados, não confirmando a hipótese levantada pelo professor Gabriel Alexandre Khoury no *Curso Effect of Heat on Concrete*. Cabe salientar que este fato pode realmente refletir a tendência de comportamento quanto ao ponto de fusão, mas também pode ter sido originado pela falta de ajuste no processo de fabricação das fibras com ponto de fusão menor, pois as mesmas foram produzidas especialmente para esta pesquisa, já que não contemplam o catálogo de produtos da empresa fornecedora. Já o concreto contendo fibra tipo C, cujos diferenciais eram o maior diâmetro e o ponto de fusão mais baixo, apresentou resultados inferiores aos concretos contendo fibras tipo A e B, possivelmente porque o maior diâmetro das fibras originou uma menor quantidade de vazios capilares para um mesmo teor, após o derretimento das mesmas.

Em relação aos resultados dos concretos contendo aditivo incorporador de ar, observa-se que a resistência média dos concretos de alta compactidade com este tipo de proteção passiva foi semelhante à resistência dos concretos de baixa compactidade, avaliados na Etapa I. Portanto, fica inviabilizada a utilização de aditivos que incorporam elevados teores de ar como forma de evitar e/ou minimizar o spalling nas estruturas de concreto de alta resistência, pois não faz sentido, até mesmo por razões econômicas, adicionar um mecanismo de proteção que reduza a resistência do concreto.

Na figura 5.31 é possível visualizar a resistência mecânica dos concretos contendo os três tipos de fibra de polipropileno, em todas as temperaturas. Nas temperaturas mais baixas, a resistência à compressão foi prejudicada pela adição das fibras, provavelmente devido à ocorrência de incorporação de ar ou à perturbação causada pela presença das fibras na matriz. O efeito benéfico da incorporação das fibras de polipropileno começou a se tornar pronunciado nos corpos-de-prova expostos a 400°C, pois a resistência residual dos concretos com fibras tipo A e B foi superior à do concreto testemunho exposto à mesma temperatura.

Prosseguindo com a análise constata-se que, nas temperaturas de 600 e 900°C, houve um grande diferencial favorável aos concretos contendo fibras de polipropileno, pois não aconteceram deslocamentos explosivos durante o processo de aquecimento e resfriamento dos corpos-de-prova com fibras. Além disto, os mesmos apresentaram resistência residual a 900°C equivalente à dos concretos de alta resistência, avaliados na etapa I, que não haviam

sofrido spalling. Conclui-se, portanto, que a adoção das fibras é uma forma eficiente de contornar o problema dos deslocamentos em concretos de alta compacidade com adições ativas.

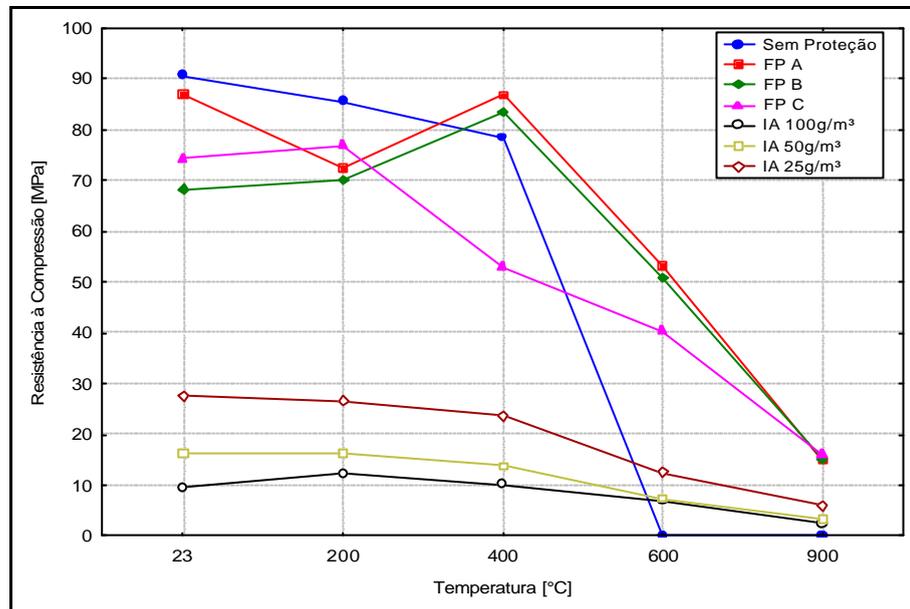


Figura 5.31 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” na resistência a compressão

Na figura 5.32 é possível ver qual a média da resistência à compressão para os concretos contendo fibra de polipropileno, em cada patamar de temperatura de exposição. Salienta-se que, embora as fibras tenham evitado os deslocamentos explosivos durante o processo de aquecimento, os fatores de redução da resistência à compressão foram bastante expressivos nas temperaturas de 600 e 900°C, conforme apresentado na tabela 5.9.

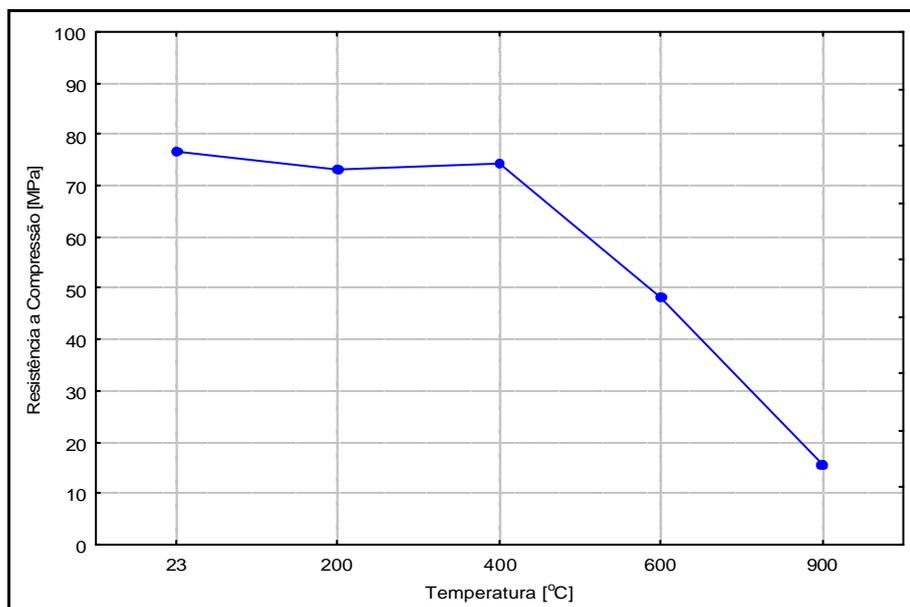


Figura 5.32 – Influência da temperatura de exposição na resistência dos concretos com fibra

Tabela 5.9 – Fator de redução da resistência à compressão, para diferentes temperaturas

<i>Temperatura</i>	<i>200°C</i>	<i>400°C</i>	<i>600°C</i>	<i>900°C</i>
<i>Fator de Redução (FR)</i>	0,96	0,97	0,63	0,20

O comportamento registrado neste ensaio reforça tendências observadas durante a análise estatística da Etapa I. Combinando a interpretação dos resultados de ambas as fases, pode-se concluir que a melhor solução para garantir a sanidade do concreto em situação de incêndio seria impedir que, no decorrer do sinistro, a temperatura na matriz do material superasse valores próximos a 400°C, seja por meio de mecanismos de proteção ativa e/ou passiva.

5.3.2 Módulo de Deformação

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios para determinação do módulo de deformação, realizados na Etapa II. Os dados contidos na figura 5.33 indicam que a adição de fibras ao concreto contribui para aumentar a ordem de grandeza do módulo de elasticidade, ao longo de todo o espectro de temperaturas, ao contrário do que ocorre com o uso de aditivo incorporador de ar. Esta tendência está de acordo com os resultados de resistência à compressão.

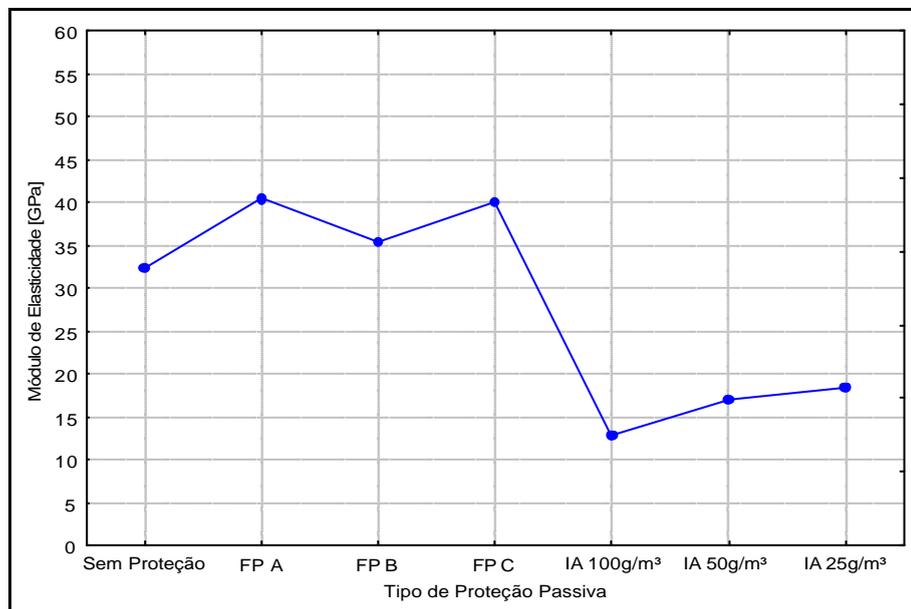


Figura 5.33 – Influência do tipo de proteção passiva no módulo de elasticidade

Observa-se que as fibras tipo A e C foram as que apresentaram melhores resultados, traduzidos como um acréscimo de ~25% no valor médio do módulo, em relação ao concreto testemunho.

Já os concretos com adição de 25g/m^3 de aditivo (II-19), grupo que apresentou o melhor resultado dentre os grupos com incorporador de ar, apresentaram uma queda de $\sim 45\%$ no valor médio do módulo.

A partir da figura 5.34 é possível verificar que os resultados favoráveis das fibras foram consequência, principalmente, dos concretos com fibra não terem apresentado spalling em 600°C , embora mesmo nas temperaturas mais baixas tenham sido observados aumentos no valor do módulo para as fibras tipo A e C.

Quanto aos resultados dos concretos com incorporador de ar, constata-se que o fator de redução no valor do módulo para temperaturas crescentes não foi tão acentuado. Isto pode indicar que a presença do ar incorporado, que reduz significativamente o módulo, também colabora para reduzir os efeitos da exposição ao calor, como esperado.

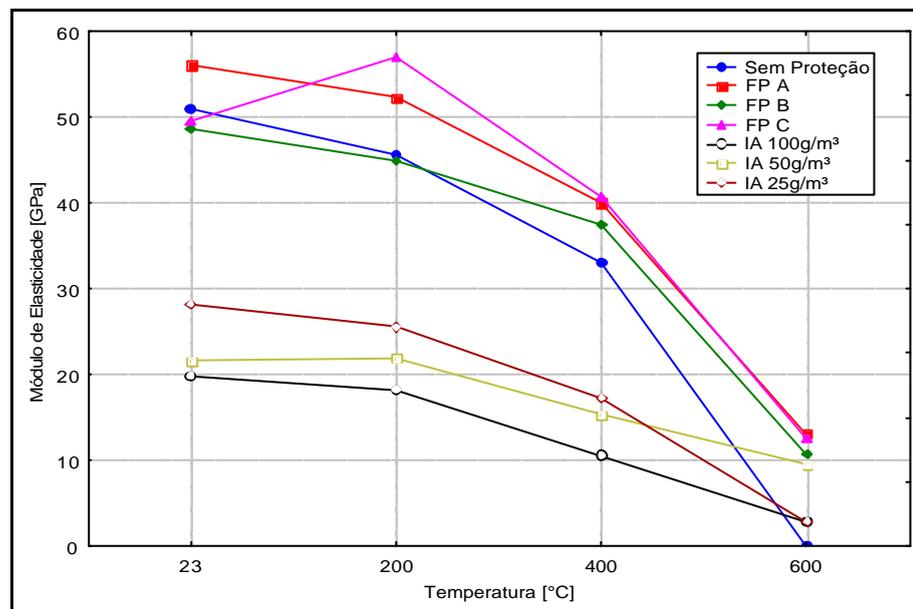


Figura 5.34 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” no módulo de elasticidade

5.3.3 Absorção por Imersão

A seguir será apresentada a análise do parâmetro taxa de absorção à temperatura ambiente, referente aos dados coletados no ensaio de absorção por imersão. A figura 5.35 demonstra que tanto a adição de fibras de polipropileno quanto a incorporação de ar ao concreto resultam em acréscimos na taxa de absorção do concreto a partir de 400°C , o que pode ter contribuído para que os deslocamentos explosivos não ocorressem nos concretos com proteção passiva.

Observa-se que, nos corpos-de-prova não expostos a altas temperaturas, a taxa de absorção foi muito similar para todos os concretos, exceto para o concreto com fibra de polipropileno tipo C. Na medida em que ocorrem incrementos de temperatura, a taxa de absorção vai crescendo, para todas as amostras. Após a exposição a 900°C é nítida a diferença entre a taxa de absorção dos concretos com incorporador de ar e adição de fibras. Os primeiros apresentam taxas de absorção superiores, possivelmente porque a presença de bolhas de ar disseminadas no material incrementa a concentração de tensões em diversos pontos da matriz e facilite o desenvolvimento de fissuras.

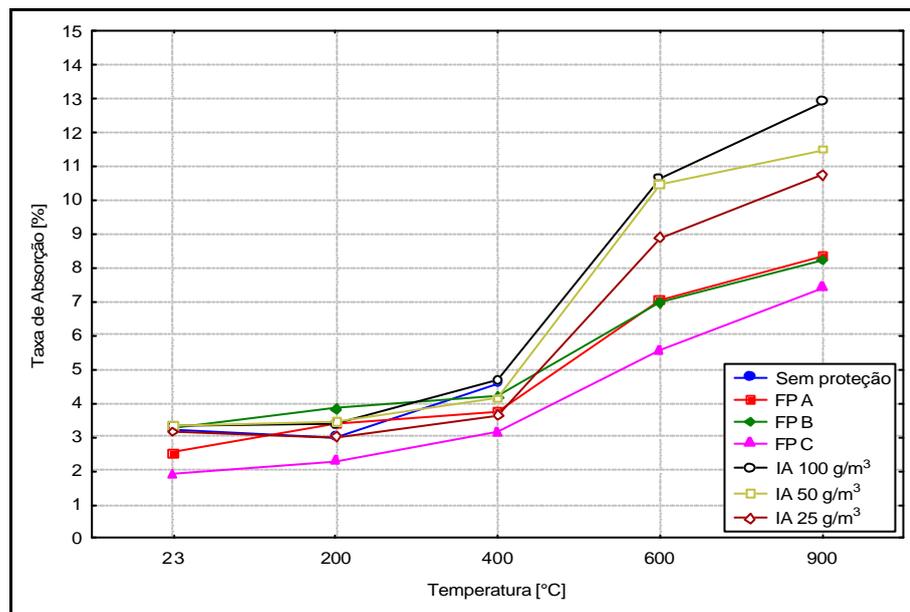


Figura 5.35 – Influência da interação “temperatura de exposição x proteção passiva” na taxa de absorção¹

5.3.4 Absorção Sucção Capilar

Os resultados apresentados a seguir referem-se ao ensaio de absorção por sucção capilar. A figura 5.36 indica que a taxa de absorção do concreto permanece praticamente inalterada até 400°C, para amostras com todos os tipos de proteção passiva, embora seja notável um ligeiro acréscimo da mesma à 400°C, nos concretos contendo fibras tipo A e B.

O grande diferencial de comportamento acontece em temperaturas superiores a 400°C, pois os corpos-de-prova contendo fibras apresentam um acréscimo considerável na taxa de absorção, indicando que o derretimento das mesmas contribui efetivamente para a criação de canais intercomunicáveis que propiciam a migração do vapor gerado pelo aquecimento até o meio externo.

Quanto aos concretos contendo incorporador de ar, contata-se que, para temperaturas de exposição superiores a 600°C, o acréscimo na sua taxa de absorção é pequeno. Isto parece contradizer os resultados da taxa de absorção por imersão, na qual as amostras com incorporador de ar apresentam os maiores valores. Esta diferença pode ser explicada pela forma das bolhas de ar incorporado, que cortam o fluxo capilar. Ou seja, acima de 600°C, possivelmente as amostras com ar incorporado estão bastante fissuradas, o que permite a entrada de água, porém a presença das bolhas de ar incorporado reduz a absorção capilar.

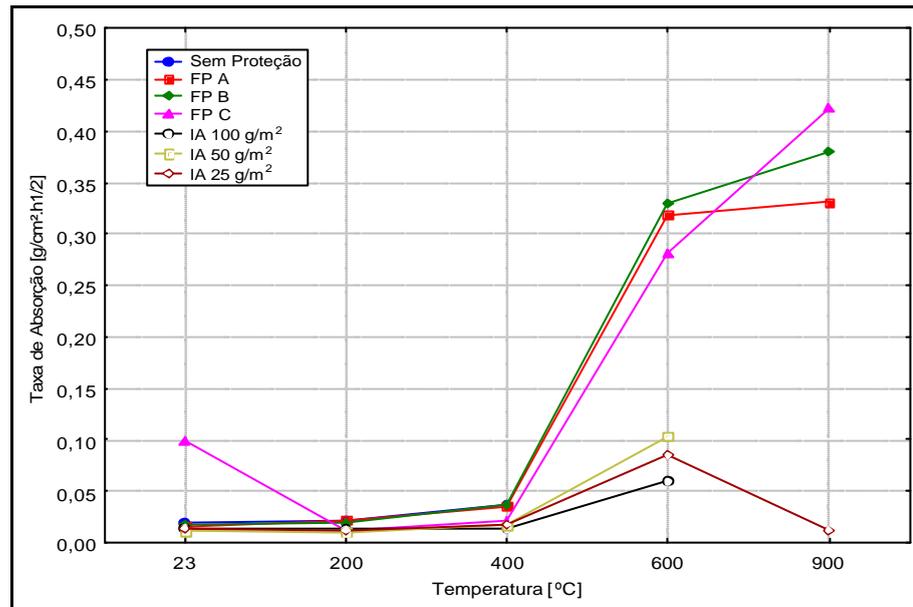


Figura 5.36 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” na taxa de absorção

Na figura 5.37 observa-se, claramente, que a adição de fibras ao concreto produz um aumento da resistência capilar à temperatura ambiente em relação ao concreto sem proteção, enquanto a incorporação de ar produz uma sensível redução deste parâmetro. Na medida em que temperaturas mais elevadas são atingidas, a resistência capilar dos concretos com fibras começa a sofrer redução.

Após a exposição a 400°C, todos os concretos com fibras apresentam uma resistência capilar inferior à do concreto testemunho. Em 600°C, a resistência capilar cai bruscamente para os concretos com fibras, provavelmente devido ao completo derretimento das mesmas. Este fenômeno é um dos responsáveis pela ausência de deslocamentos explosivos nos concretos com fibras, uma vez que uma baixa resistência capilar possibilita a migração dos vapores pelo concreto e, conseqüentemente, o alívio da poro-pressão.

Um comportamento diferenciado é notado nos concretos com incorporador de ar, uma vez que os mesmos apresentam resistência capilar reduzida a 23 e 200°C, com um aumento em 400°C (possivelmente devido ao desenvolvimento de algumas fissuras) e queda em temperaturas mais elevadas (possivelmente devido ao efeito de conexão das fissuras com os poros de ar incorporado).

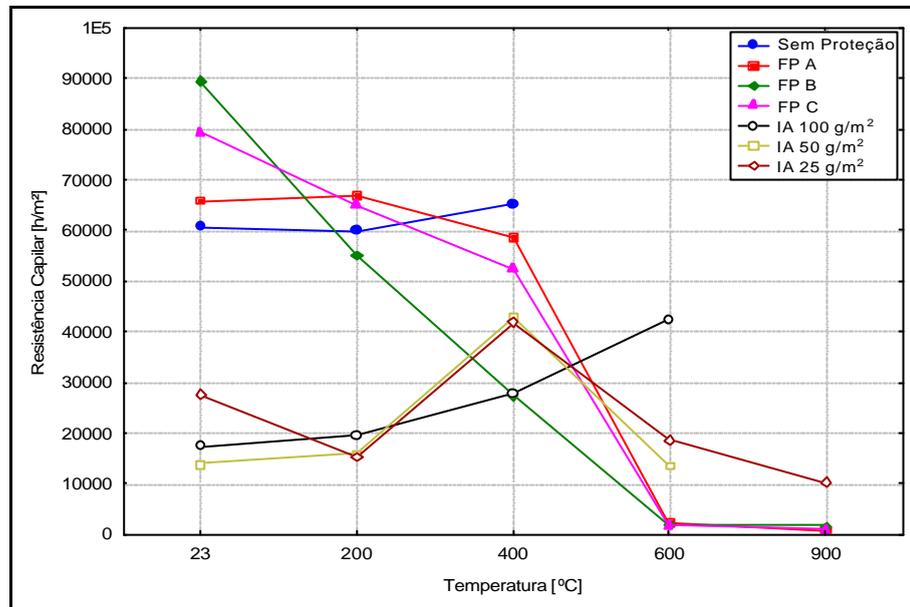


Figura 5.37 – Influência da interação “temperatura de exposição x tipo de proteção passiva” na resistência capilar

O fato da resistência capilar dos concretos com incorporador de ar ser reduzida já na temperatura ambiente evidencia, mais uma vez, que esta alternativa técnica produz uma degradação das propriedades do material mesmo antes que ocorra a degradação térmica.

De fato, o uso do incorporador de ar causa uma redução de desempenho que se assemelha à degradação sofrida pelos demais concretos quando expostos a patamares de temperatura superiores a 400°C, o que acaba justificando que não se recomende usar este tipo de proteção passiva para evitar o spalling de concretos de alta resistência.

5.4 ANÁLISE QUALITATIVA

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios realizados para caracterizar a variação do comportamento de alguns concretos, pastas e argamassas frente à exposição a altas temperaturas.

5.4.1 Difração de Raios X (XRD)

A análise por difração foi efetuada através da identificação e comparação de picos cristalinos existentes nas amostras de pasta de cimento expostas a diferentes temperaturas. Salienta-se que o objetivo não era fazer uma análise completa do difratograma, identificando cada pico, e sim mapear as principais alterações ocorridas na medida em que a temperatura de exposição aumentava.

A escolha dos compostos a acompanhar foi baseada na sua potencialidade de atuar como indicadores do nível de degradação térmica. Buscou-se estabelecer correlações que permitissem estimar a temperatura alcançada durante um incêndio e, principalmente, o estado de degradação do concreto após o sinistro, a fim de determinar as condições de segurança e integridade dos elementos estruturais afetados.

As figuras 5.38 a 5.43 apresentam os difratogramas das pastas de cimento avaliadas na *Etapa I* desta pesquisa, nos cinco patamares de temperatura. Como esperado, alguns compostos químicos estão presentes em todos os difratogramas, na temperatura ambiente, independentemente da composição das pastas de cimento. Algumas fases cristalinas, produtos da hidratação do cimento, são razoavelmente conhecidas e foram identificadas nos difratogramas como etringita, portlandita, larnita, SC (silicato de cálcio anidro), e calcita. Além destas foram marcantes as presenças de carbonato de magnésio ($MgCO_3$) e de alguns sais complexos, formados a partir da introdução de magnésio alumínio em silicatos de cálcio, denominados pelo programa de análise como cálcio-magnésio (CM).

Teoricamente, o conjunto dos picos cristalinos encontrados à temperatura ambiente para cada amostra poderia constituir uma espécie de identidade que caracterizaria o traço adotado para confecção do material. Avaliando a quantidade absoluta de cada composto nas amostras, seria possível identificar qual a composição dos respectivos concretos e, conseqüentemente, estimar de forma comparativa a resistência dos mesmos com outros concretos previamente analisados. O problema é que a quantificação das áreas dos picos não é uma tarefa simples, pois pode haver superposições que dificultam a análise.

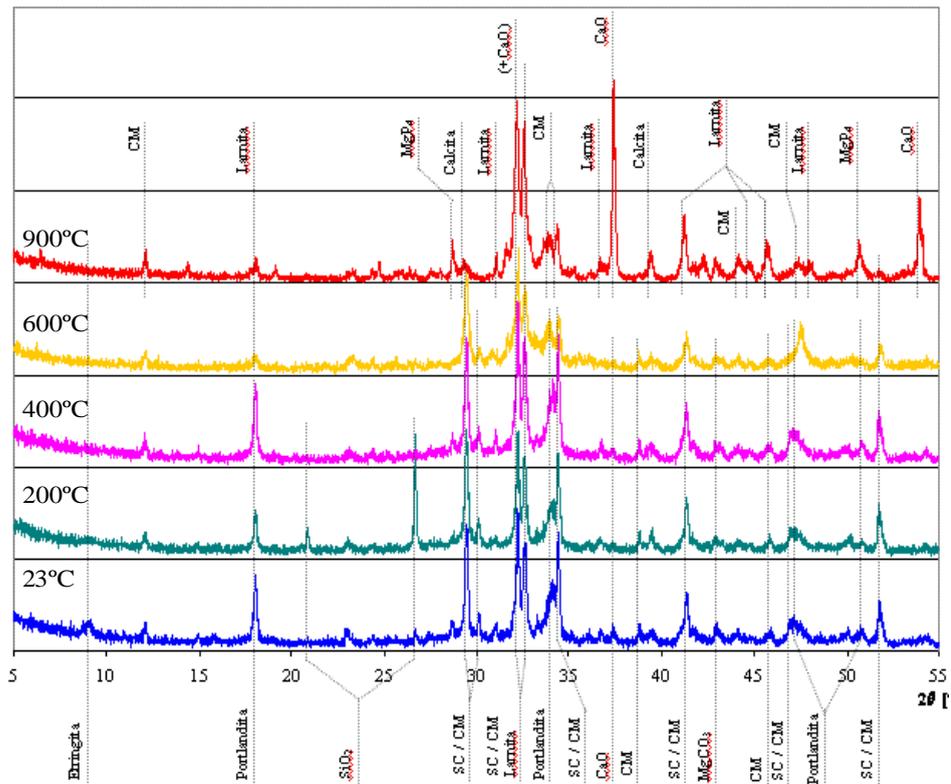


Figura 5.38 – Difratoograma dos grupos I-1 e I-2 (alta resistência sem adição mineral)

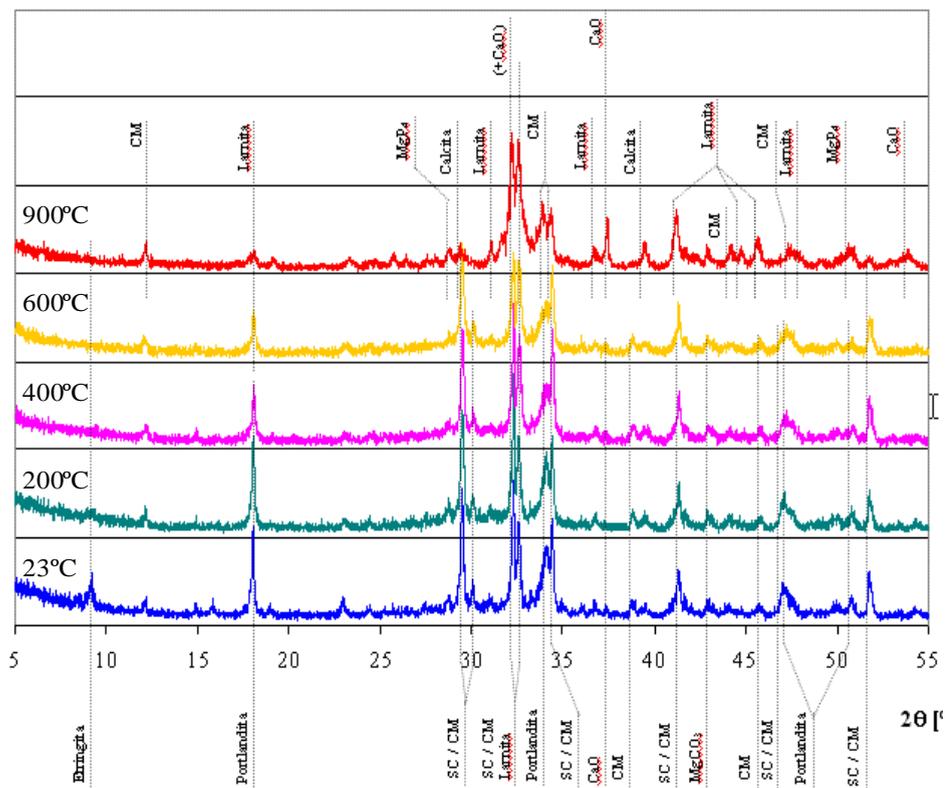


Figura 5.39 – Difratoograma dos grupos I-3 e I-10 (alta resistência com 5% de sílica-ativa)

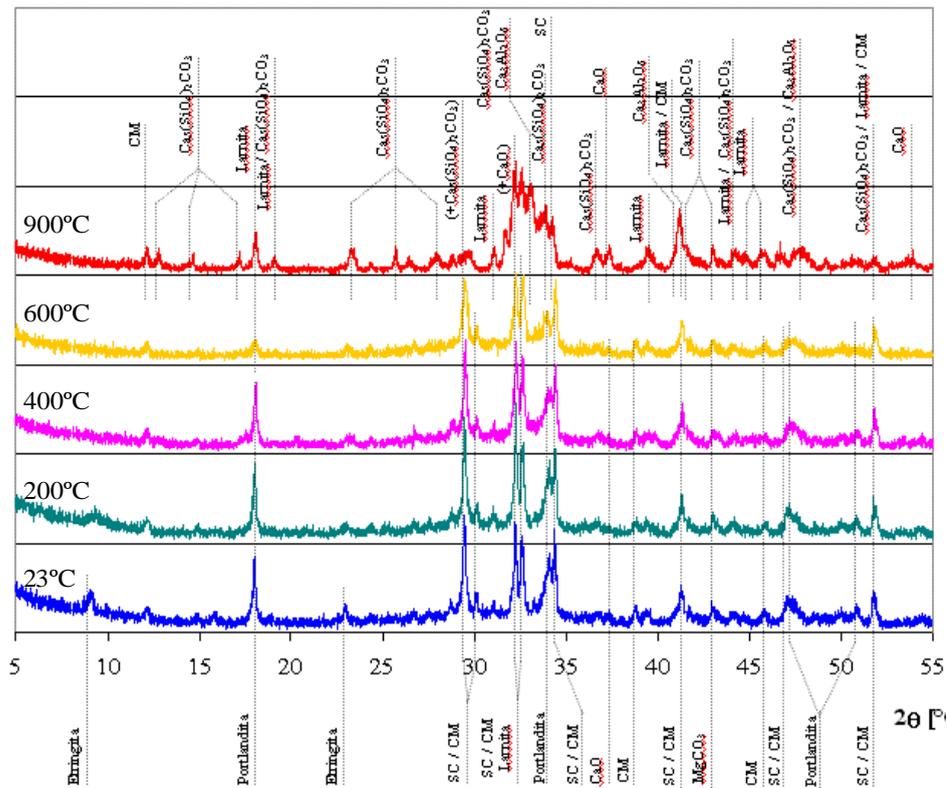


Figura 5.42 – Difratoograma dos grupos I-6 e I-11 (alta resistência com 10% de metacaulim)

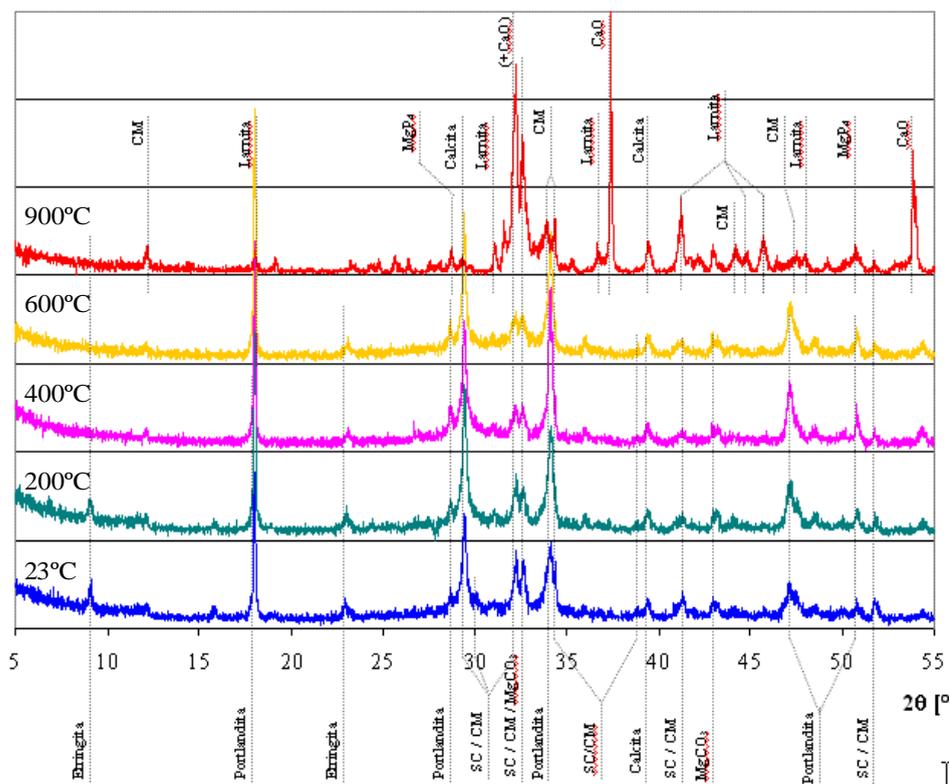


Figura 5.43 – Difratoograma dos grupos I-7 e I-8 (resistência convencional)

Considerando que, no presente trabalho o objetivo era apenas identificar elementos traçadores, que indicassem a intensidade da deterioração, não foi feita a quantificação dos picos, sendo os mesmos analisados comparativamente.

A análise das amostras de pasta de cimento aquecidas em diferentes patamares de temperatura mostra que, de fato, ocorreram mudanças de fase e decomposição térmica bastante marcantes de alguns dos compostos presentes nas amostras, conforme discutido mais especificamente a seguir.

A literatura indica que a etringita é estável a temperatura ambiente, mas que, durante o aquecimento, perde água e se decompõe. Castellote et al [2003] comentam que a sua completa desidratação deveria acontecer em torno de 100°C, fato confirmado pelos resultados da análise termo-diferencial (vide item 5.4.3). Entretanto, os difratogramas das amostras aquecidas a 200°C ainda mostram sinais da presença de etringita. Isto poderia indicar que parte da etringita ainda se manteve estável, no interior da amostra (o que não é muito provável, dadas as dimensões reduzidas do cp). Ou pode ter sido resultado de um processo de re-hidratação ocorrido após o tratamento térmico, que ocorreu apesar das precauções para armazenagem da amostra em dessecador. Acima dos 200°C nenhuma amostra mostrou sinais de etringita, indicando que a deterioração deste composto nestes patamares é praticamente completa.

A portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) apresenta-se estável nos difratogramas de amostras expostas até 400°C, começando a se transformar em óxido de cálcio (CaO) nos difratogramas de amostras expostas a 600°C e desaparecendo completamente nos difratogramas de 900°C. Isto se explica pelo fato de que a decomposição por desidratação deste composto se inicia em torno dos 530°C. Como a análise realizada foi primariamente qualitativa, não se pode determinar com precisão as variações na quantidade do composto, ainda mais considerando a rápida carbonatação do óxido, tendência reportada por Castellote et al [2003].

A larnita (Ca_2SiO_4) foi encontrada nos difratogramas de todas as temperaturas, confirmando as expectativas sugeridas por Castellote et al [2003]. Qualitativamente, verificou-se que o aquecimento, como esperado, tende a aumentar a intensidade dos picos deste composto. Sem quantificação, não é possível fazer afirmações mais específicas sobre o assunto. De qualquer forma, acredita-se que a variação na intensidade do pico deste composto possa ser utilizada, para identificar amostras aquecidas a temperaturas superiores a 600°C desde que se obtenham amostras do mesmo material que não foram aquecidas. Amostras com adição de metacaulim

parecem retardar o aparecimento da larnita, devido à maior presença de alumina, como enfatizado por Castellote et al [2003].

Um dos indicadores mais interessantes consiste na substituição do pico de portlandita por um pico menor de larnita para um ângulo 2θ de cerca de 18.08° .

Todas as amostras indicam a presença de compostos de silicatos de cálcio e magnésio (SC/CM), provavelmente oriundos da abundante fase de silicatos hidratados (C-S-H). Estes apresentam composição variável, e se mantêm estáveis nas análises de amostras aquecidas até 600°C . Com o aumento da temperatura estes picos aumentam gradativamente em intensidade e quantidade. Todavia, como a degradação do gel de C-S-H é um processo gradual e complexo, isto dificulta a visualização de alterações marcantes nos difratogramas.

Outra fase cristalina característica é o óxido de cálcio (CaO), normalmente ausente ou em baixíssima quantidade à temperatura ambiente, mas sempre presente nos difratogramas das amostras submetidas a 600°C . Este óxido é formado a partir da decomposição da portlandita e da calcita, conforme mencionado anteriormente. A calcita (CaCO_3) está presente em todas as temperaturas, embora nos patamares mais baixos os seus picos estejam sobrepostos pelos picos dos silicatos de cálcio e magnésio. Em torno de 800°C , a calcita se decompõe em CaO e CO_2 , que pode ser liberado em forma de gás. Aparentemente, todavia, o gás carbônico se recombina, ocupando as valências deixadas pela desidratação dos silicatos. São então formados carbonatos complexos de cálcio e sílica, que se tornam uma característica marcante das amostras aquecidas a 900°C .

Isto acontece de forma levemente diferente nos grupos I-5 e I-6, com adição de metacaulim. É possível constatar que, nas amostras aquecidas a 900°C , aparecem não só compostos do tipo $\text{Ca}_5(\text{SiO}_4)_2\text{CO}_3$, mas também do tipo $\text{Ca}_2\text{Al}_2\text{O}_6$. Provavelmente a adição, nestes casos, ocasiona a formação de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados na temperatura ambiente. Na medida em que ocorre o aumento da temperatura e a conseqüente desidratação destes compostos hidratados, estes sais mais complexos, com ligações cerâmicas ao invés de hidráulicas, acabam se formando.

A partir da identificação dos picos cristalinos presentes em cada patamar de temperatura e as transformações de fase que aconteceram durante o aquecimento, é possível correlacionar as alterações das propriedades mecânicas, discutidas no item 5.2, com as micro-estruturais discutidas neste item.

Observa-se que a redução brusca da resistência à compressão e do módulo de elasticidade entre 400 e 600°C pode estar associada, entre outros fatores, à desidratação da portlandita e à decomposição dos silicatos de cálcio e magnésio.

Ainda, é possível inferir que difratogramas contendo picos cristalinos de óxido de cálcio com grande intensidade relativa indicam que a amostra analisada atingiu no mínimo 600°C. Já difratogramas com quantidades muito baixas de calcita indicam que a temperatura alcançada pelo material analisado superou 800°C. A presença de picos de carbonato espalhados pelo difratograma também indica aquecimento a temperaturas de cerca de 900°C. A presença de etringita indica aquecimentos suaves, abaixo de 200°C.

Estas constatações podem ser muito úteis durante a perícia de estruturas sinistradas, visto que uma avaliação representativa das condições remanescentes e uma estimativa da temperatura máxima atingida durante o incêndio podem ser feitas com auxílio de pequenas amostras do concreto, coletadas em diversos locais da edificação. Esta metodologia permite que informações sobre as propriedades mecânicas do concreto sejam obtidas através do ensaio de difração de raios X e, com base nos mesmos, ajuizar se a estrutura deverá ser reforçada e onde deve ser reforçada, ou, se a mesma deve ser demolida e reconstruída. Petrucci [1972] já destacava que, sem estudos com embasamento técnico-científico, corre-se o risco de desprezar materiais e elementos estruturais em boa situação, mas com aspecto ruim, os quais poderiam ser aproveitados total ou parcialmente, e ainda, de reaproveitar elementos que não são aproveitáveis, decisão mais grave e perigosa.

5.4.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Em complementação às análises de difração de raios-x, buscou-se realizar análises de microscopia eletrônica para averiguar eventuais mudanças micro-estruturais. Com o auxílio de microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários, é possível identificar visualmente as alterações morfológicas, minerais ou texturais do concreto submetido ao calor.

A figura 5.44 mostra a aparência de uma amostra de concreto de alta resistência não aquecida. Pode-se observar a aparência vítrea e contínua da matriz, interrompida apenas pela presença de agregados ou cristais hexagonais de hidróxido de cálcio. A figura 5.45 mostra uma amostra aquecida a 600°C, que já apresenta uma matriz com aparência bem mais rugosa, além de fissuras no agregado.

As figuras 5.46 e 5.47 mostram o aspecto bem deteriorado da matriz de uma amostra aquecida a 900 e 600°C, respectivamente. Pode-se notar o aspecto rugoso, pouco coeso e descontínuo do material, decorrente da desidratação e transformação dos silicatos. Verifica-se, ainda, na figura 5.47, a presença de fissuras em torno do agregado. Aumentando a magnificação, foi possível verificar nestas amostras mais fissuras interconectadas com os poros (figura 5.48), além da presença de cristais deformados pela temperatura, possivelmente carbosilicatos ou outros sais complexos de alumínio decorrentes da degradação do hidróxido de cálcio e dos silicatos hidratados (fig 5.49 a 5.51). A figura 5.52 mostra o aspecto superficial de um agregado, completamente deslocado e desagregado.

As figuras 5.53 e 5.54 mostram concretos com adição de sílica-ativa em temperatura ambiente e expostos a 900°C. Como se pode perceber na figura 5.53, antes do aquecimento a matriz é contínua, coesa e opaca. Após o aquecimento, vide figura 5.54, a matriz se fragmenta e assume um aspecto granular. Nota-se a presença de uma grande quantidade de cristais aciculares, provavelmente etringita formada por um processo de re-hidratação.

A seqüência de figuras 5.55 a 5.65 mostra vários concretos de alta resistência, com adição de 10% de sílica-ativa e fibra de polipropileno.

Nas figuras 5.55 e 5.56, tiradas de uma amostra não exposta a altas temperaturas, observa-se a grande compacidade da matriz e a distribuição das fibras na mesma. Pode-se notar que as fibras estão dispersas de forma satisfatória, como um arranjo tridimensional, sem formação de grumos. As figuras 5.57 e 5.58 mostram o aspecto de uma amostra aquecida a 200°C. Pode-se verificar como já começou a acontecer o derretimento das fibras, o que gera o aparecimento de canais na matriz (fig. 5.57). Nem todas as fibras foram completamente derretidas, como mostra a figura 5.58, indicando a existência de gradientes térmicos nas amostras. Até mesmo na figura 5.59, tirada de uma amostra aquecida a 400°C, pode-se notar a existência de uma fibra remanescente. Já se observa nesta imagem a transformação da matriz, que começa a assumir um aspecto granulado.

As figuras 5.60 a 5.62 foram obtidas de uma amostra aquecida a 600°C. Pode-se observar que todas as fibras de polipropileno já derreteram deixando canais, que às vezes se interconectam (fig. 5.60). Os canais se comunicam com a rede de fissuras gerada pelas tensões térmicas (figura 5.61).

Em alguns deles nota-se a presença de material (fig. 5.62), possivelmente cristais rehidratados formados durante o esfriamento do material (morfologicamente, alguns aparentam ser hexágonos, o que indicaria a presença de hidróxidos de cálcio formados pela hidratação da calcita).

Finalmente, as figuras 5.63 a 5.65 mostram as transformações geradas pelo aquecimento a 900°C. Na figura 5.63 observa-se, mais uma vez, o aspecto friável e descontínuo que a matriz assume, podendo-se também notar as alterações superficiais e fissuração do agregado. A figura 5.64 mostra em maior detalhe a desagregação da matriz, com formação de uma rede de poros extensa, que se conecta com os vazios deixados pelo derretimento das fibras. A figura 5.65 evidencia como o aquecimento reduz a aderência entre a pasta e os agregados (canto superior esquerdo) e causa a fissuração da matriz.

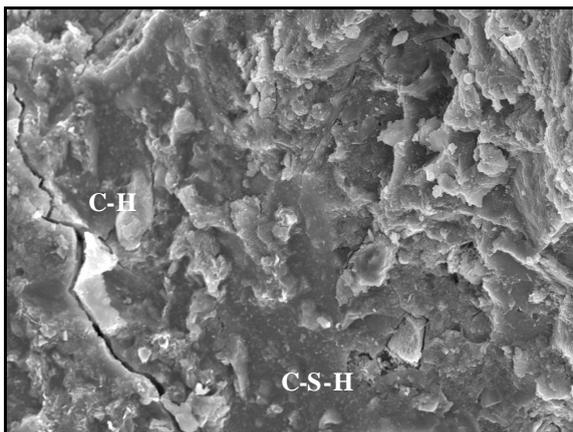


Figura 5.44 – Concreto de alta resistência à 23°C (x1000)

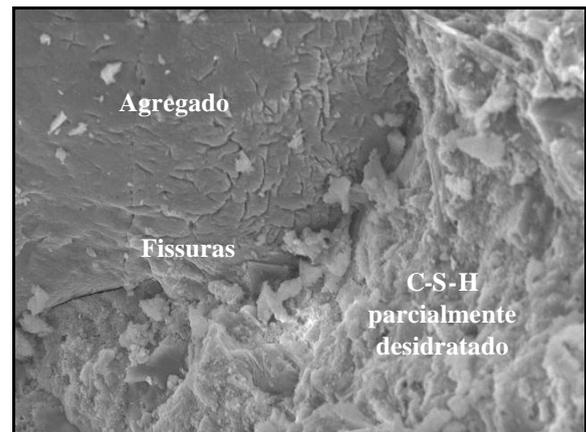


Figura 5.45 - Concreto de alta resistência à 600°C (x1000)



Figura 5.46 - Concreto de alta resistência à 900°C (x1000)

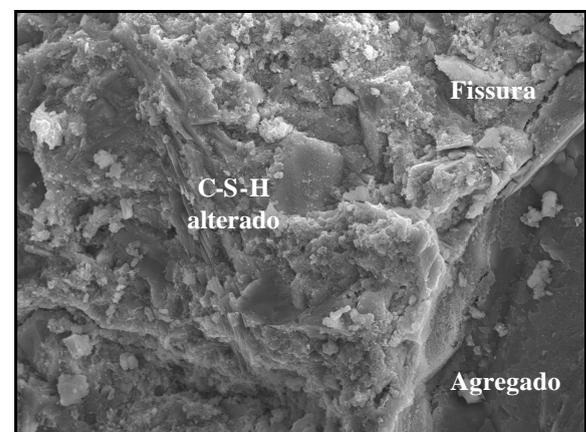


Figura 5.47 - Concreto de alta resistência à 600°C (x1000)

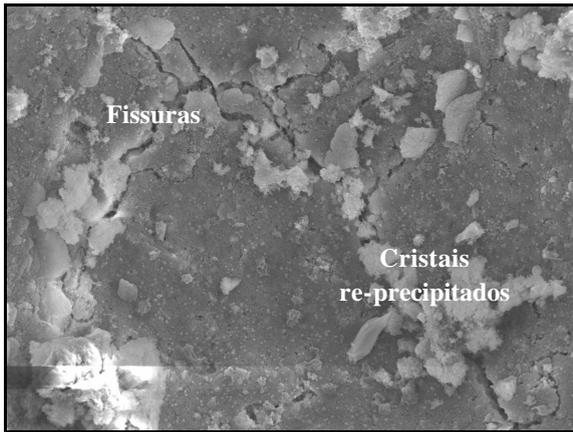


Figura 5.48 - Concreto de alta resistência à 900°C (x1000)

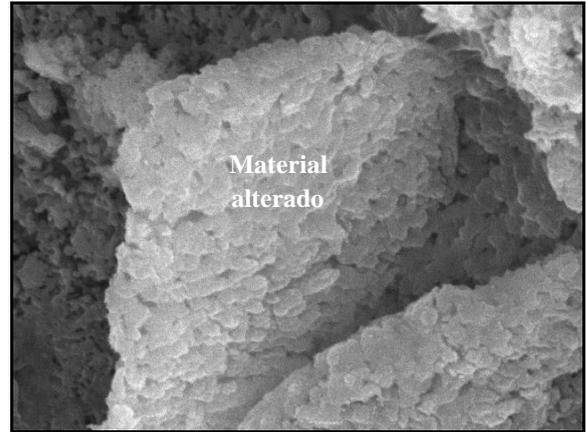


Figura 5.49 - Concreto de alta resistência à 900°C (x11000)

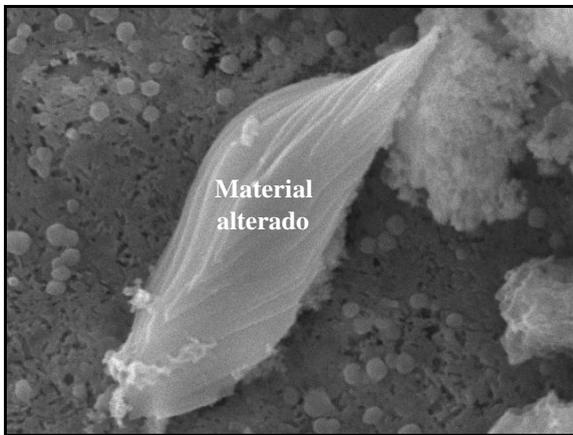


Figura 5.50 - Concreto de alta resistência à 900°C (x8000)

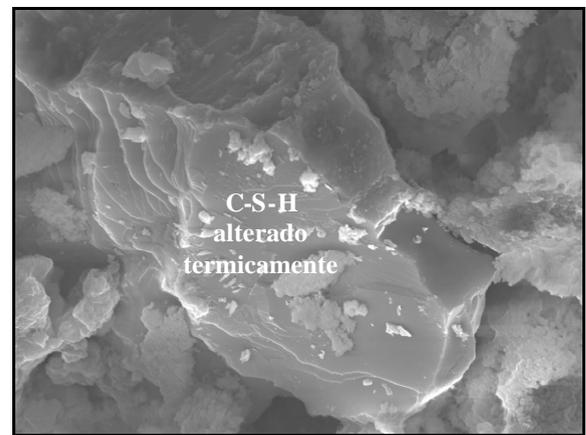


Figura 5.51 - Concreto de alta resistência à 900°C (x3300)

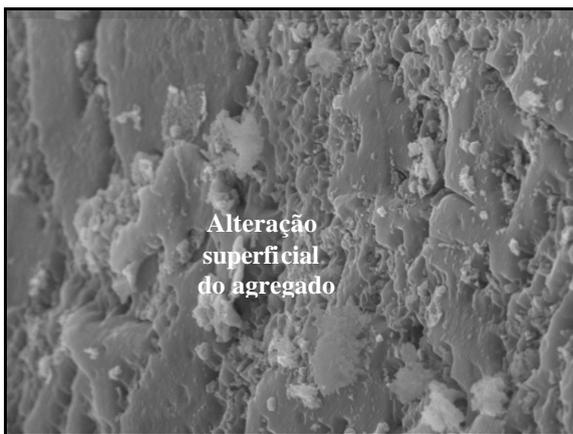


Figura 5.52 - Concreto de alta resistência à 900°C (x5000)

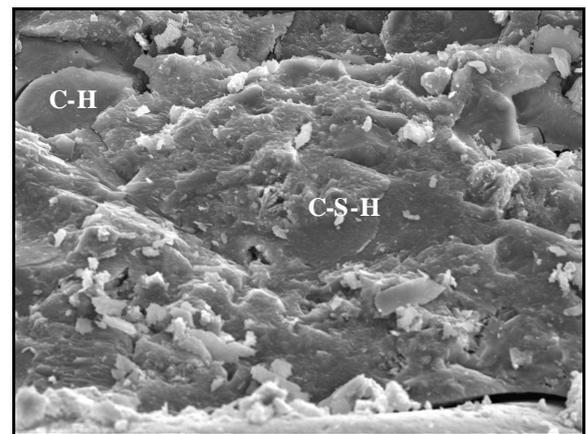


Figura 5.53 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 23°C (x1000)

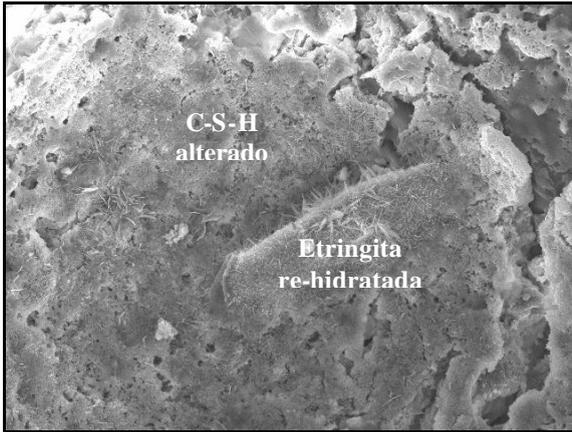


Figura 5.54 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x1000)

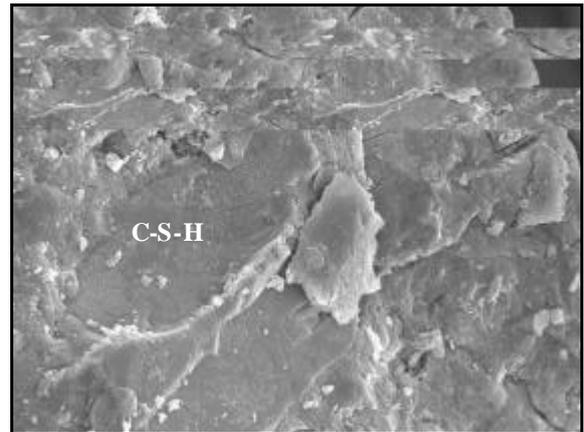


Figura 5.55 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 23°C (x1000)

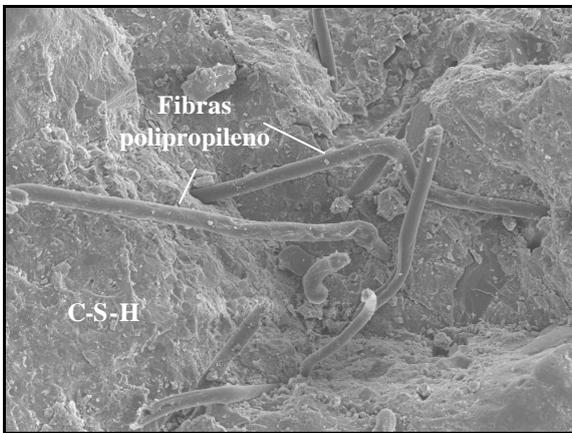


Figura 5.56 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 23°C (x150)

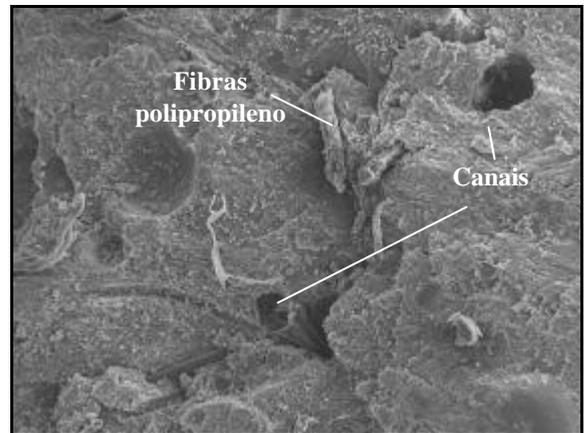


Figura 5.57 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 200°C (x150)



Figura 5.58 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 200°C (x1100)

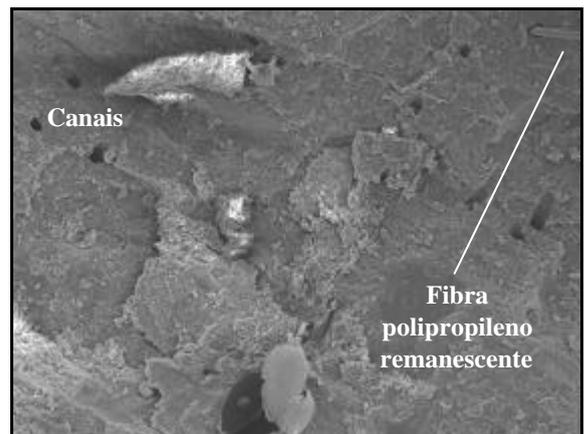


Figura 5.59 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 400°C (x150)

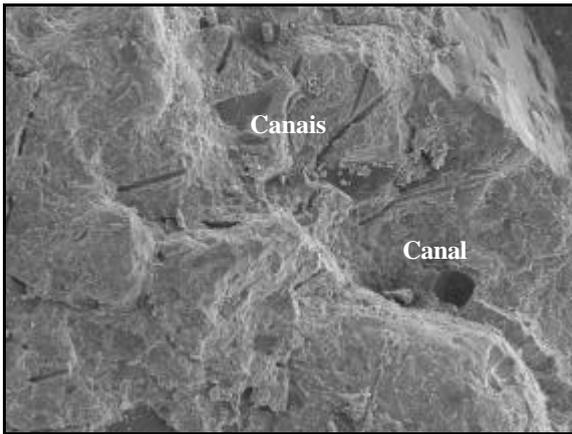


Figura 5.60 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 600°C (x75)

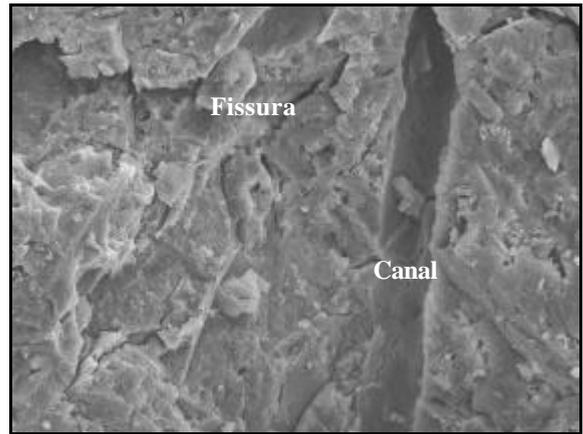


Figura 5.61 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 600°C (x650)

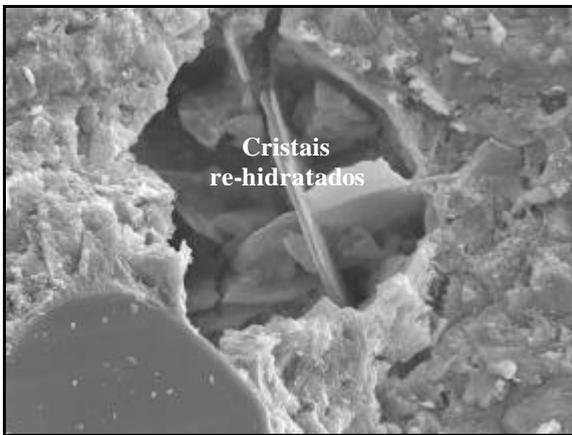


Figura 5.62 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 600°C (x1100)

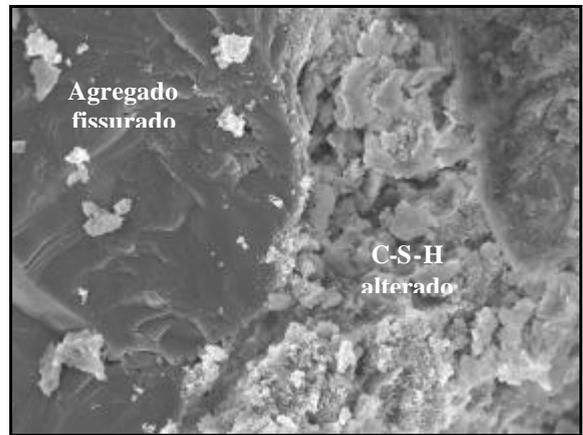


Figura 5.63 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x1000)

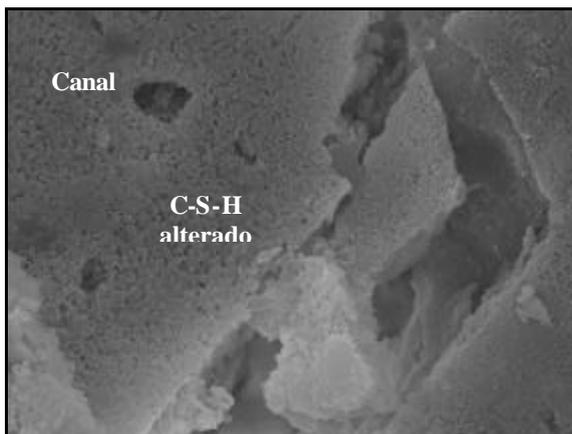


Figura 5.64 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x5000)

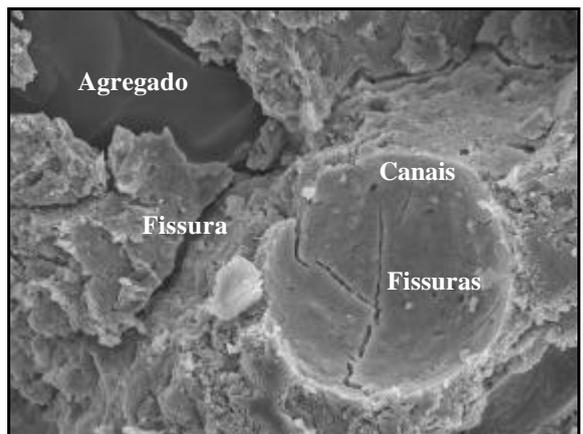


Figura 5.65 - Concreto de alta resistência com 10% sílica-ativa à 900°C (x650)

5.4.3 Dilatometria ao Ar

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de dilatometria realizados em pastas de cimento e argamassa, para verificação do efeito da inclusão do agregado no comportamento da mistura, como mencionado no item 4.4.6.

Pastas de Cimento

De acordo com a figura 5.66, observa-se que todas as pastas de cimento sofrem inicialmente um processo de dilatação, causado pelo aumento da temperatura, até cerca de 125°C.

A partir deste patamar de temperatura, a água capilar começa a evaporar, desencadeando um processo de retração da pasta, que continua até que seja atingida a temperatura máxima do ensaio, prosseguindo, inclusive, durante a fase de resfriamento. O comportamento observado é um tanto instigante, pois vai contra os preceitos de que um acréscimo na temperatura ocasiona uma dilatação e vice-versa, mas já era previsto pelo Engenheiro Eládio Petrucci : “... *se, por um lado, a pasta de cimento expande pelo aumento da temperatura, por outro lado, ela retrai pela perda de água de constituição. Esta retração logo supera a expansão e diz-se que o material retrai ...*” [PETRUCCI, 1972].

A retração que acontece, ao longo de todo ensaio, é decorrente da perda progressiva da água adsorvida, da água interlamelar e, por fim, da água quimicamente combinada, que atinge primeiramente os cristais maiores, como a etringita e a portlandita, mas também afeta parcialmente o gel de C-S-H.

Durante o processo de retração é possível observar a existência de diferenças na retração dos concretos de alta resistência sem adição mineral (I-1 / I-2) em relação aos demais concretos com adição de sílica-ativa (demais amostras).

Analisando-se o processo de retração dos corpos-de-prova I-1 e I-2, visualiza-se que durante o aquecimento a amostra contraiu até ~570°C e que, no intervalo de 500°C a 570°C, há uma inclinação maior na curva, possivelmente devido ao fenômeno de desidroxilação da portlandita, que aparece em maior quantidade nestas amostras.

Quando se atinge o patamar de 570°C, a maioria dos compostos hidratados que estavam perdendo água (etringita, portlandita e parte do C-S-H) já foram completamente transformados, e a amostra estabiliza, voltando a experimentar uma ligeira expansão, até que se atinge a temperatura máxima do ensaio, permitida pelo equipamento. Durante o

resfriamento, a amostra se retrai, pela queda da temperatura, como esperado. É interessante notar a existência de um patamar de retração rápida em torno de 600°C, nas amostras sem adição, o que pode representar uma formação de portlandita secundária. Segundo Castellote et al [2003], esta portlandita apresenta um arranjo cristalino de baixa qualidade e é suscetível a processos de decomposição em temperaturas mais baixas que a original.

Em relação às demais amostras (I-4 e I-9, II-14 e II-19 que representam concreto de alta resistência com 10% de sílica-ativa, com fibra de polipropileno e com aditivo incorporador de ar, respectivamente), observa-se que os corpos-de-prova retraíram até ser atingida a temperatura máxima do ensaio, sendo a retração maior nos cps com incorporação de ar. É interessante notar que a retração ocorreu de forma mais gradual, possivelmente devido à existência de menos portlandita e de C-S-H secundário. A retração só para perto dos 700°C onde, de acordo com Castellote et al [2003], ocorre o segundo pico de decomposição do C-S-H em silicatos. A partir de então, os cps com fibra de polipropileno e incorporador de ar sofrem uma ligeira expansão, enquanto os cps só com sílica ficam praticamente estáveis. Durante o resfriamento todas as amostras retraem, sem que nenhuma apresente o patamar em 600°C.

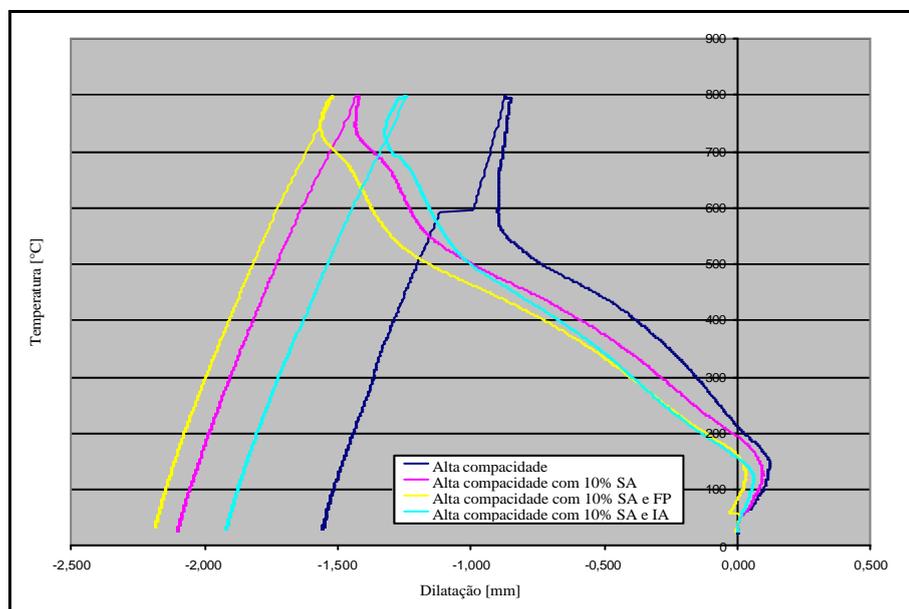


Figura 5.66 – Dilatometria ao ar das pastas de cimento

Argamassas

Na figura 5.67 encontram-se os dilatogramas das argamassas, cujo diferencial, em relação às pastas, é a presença de agregado miúdo quartzoso.

Todas as amostras apresentaram um comportamento muito similar neste ensaio, diferindo apenas quanto à ordem de grandeza da dilatação durante o aquecimento e da retração durante o resfriamento.

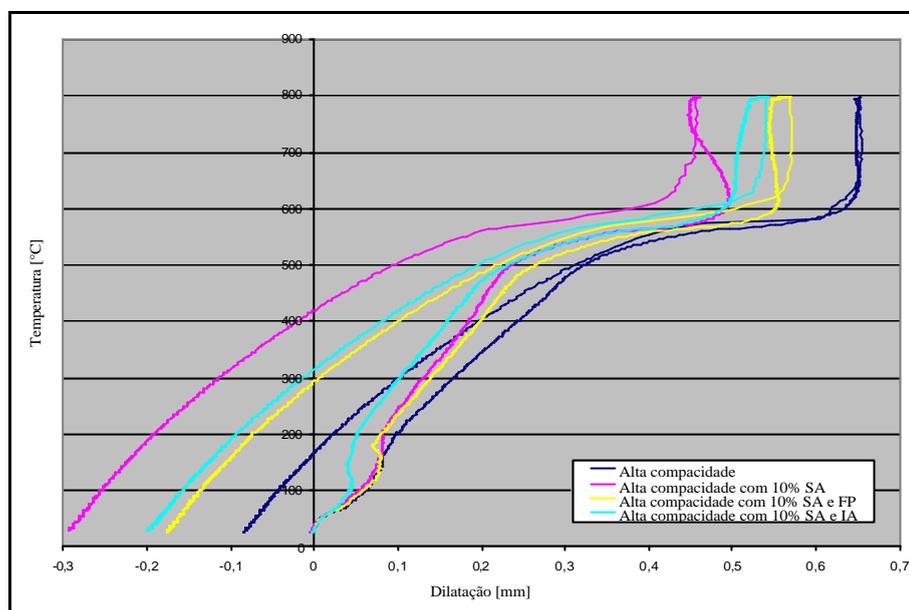


Figura 5.67 – Dilatometria ao ar das argamassas

No intervalo de 100 à 200°C é possível visualizar a evaporação da água livre através de uma pequena mudança na curva de expansão das amostras. É interessante salientar que, durante o aquecimento, não ocorre a retração apresentada pelas pastas de cimento, pois, após a saída da água livre os grãos do agregado miúdo passam a estar em contato entre si, impedindo a redução de volume do corpo-de-prova.

Por volta de 570°C, nota-se um patamar de rápida dilatação na curva de expansão devido à mudança de fase do quartzo (de β para α). Após ~600°C o volume das amostras permanece praticamente constante, em função da desidratação dos compostos e do baixo coeficiente de expansão térmica da fase quartzo α .

No decorrer do resfriamento a fase quartzo α volta a transformar-se em quartzo β e tem-se uma curva de retorno semelhante à de aquecimento, marcada ainda pela provável ocorrência de re-hidratações de alguns componentes.

Como resultado deste processo de aquecimento e resfriamento, observa-se que as dimensões finais de todos os corpos-de-prova foram inferiores à dimensão original, indicando que houve uma contração residual ao término do processo, possivelmente decorrente do colapso de parte da estrutura de poros, submetida a altas pressões capilares durante o processo de desidratação

e/ou das mudanças de fase experimentadas pelos compostos químicos. Indicando que este pode ser de fato o motivo, constata-se que a amostra que sofreu maior retração foi a de concreto de alta resistência com 10% de sílica-ativa (I-4/I-9), onde a estrutura de poros é mais refinada, sendo que a que experimentou a menor retração foi a de concreto de alta resistência sem adição mineral (I-1 / I-2).

5.4.4 Análise Termo-Diferencial (DTA)

A partir da análise dos resultados da análise termo-diferencial, mostrados na figura 5.68, é possível identificar que todas as pastas de cimento apresentaram um comportamento muito similar durante o ensaio.

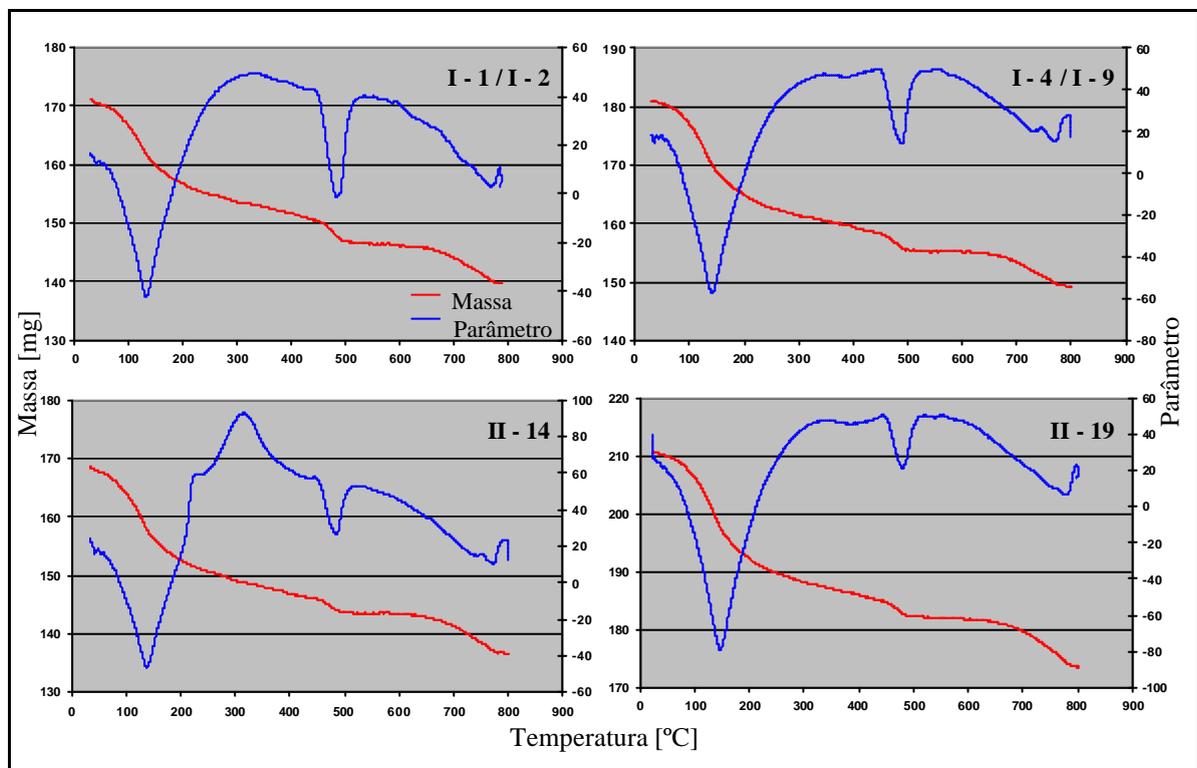


Figura 5.68 - Análise termo-diferencial das pastas de cimento

O primeiro trecho descendente mais inclinado, na curva de perda de massa, que acontece no intervalo de 40°C a 105°C, representa os efeitos oriundos da decomposição da etringita, que ocorre em torno de 50°C, associados aos efeitos da remoção inicial da água de gel e capilar. Os mesmos são registrados como um pico endotérmico na curva do parâmetro térmico.

A partir da temperatura de 105°C se inicia a decomposição do silicato de cálcio hidratado, que é acompanhada de uma gradual perda de massa, fenômeno que se estende como uma curva suave até o término do aquecimento.

Em torno de 500°C ocorre uma reação endotérmica marcante, que afeta a curva do parâmetro. A mesma pode ser atribuída à desidroxilação da portlandita, o que é confirmado pelos resultados da difração de raios X, e causa o aparecimento de uma maior declividade na curva de perda de massa.

Próximo aos 800°C ocorre outro pico endotérmico, de pequena amplitude, que representa a perda do dióxido de carbono do carbonato de cálcio, formado anteriormente pela desidratação do hidróxido de cálcio.

Na curva II-14 ocorre um pico exotérmico, em ~310°C, originado pela pirólise da fibra de polipropileno.

5.4.5 Monitoramento da Temperatura

A figura 5.69 apresenta as leituras dos termopares localizados a uma profundidade de 25 e 50 mm, em relação à superfície dos corpos-de-prova. O monitoramento da temperatura foi realizado durante o aquecimento até a temperatura de 900°C dos grupos I-1 e I-2.

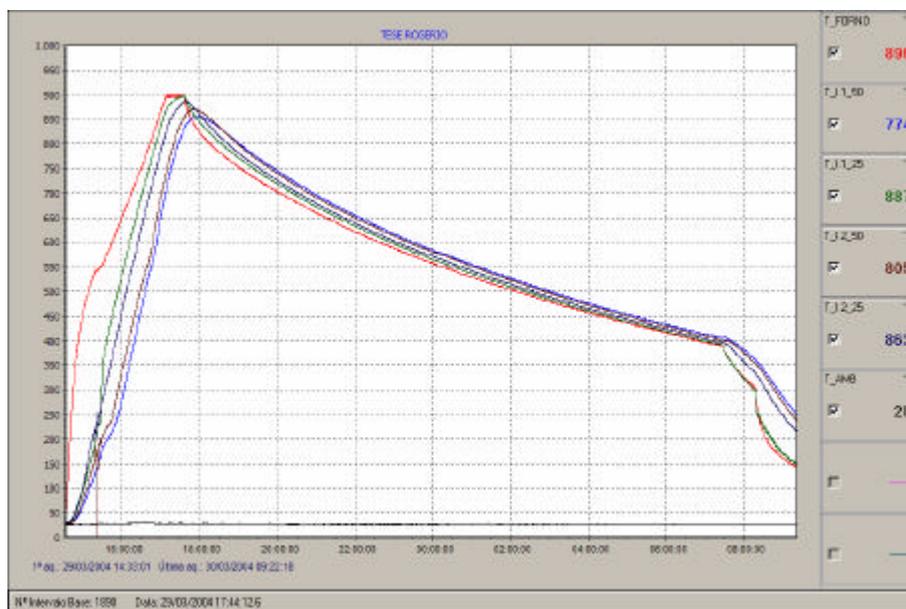


Figura 5.69 – Curvas de aquecimento dos corpos-de-prova

Constata-se que a curva de aquecimento das amostras apresentou um pequeno retardo térmico em relação à curva de aquecimento do forno. Apesar disto, a temperatura máxima atingida pelo forno (900°C) foi praticamente a mesma atingida na profundidade de 25 mm.

No entanto, houve um retardo térmico mais acentuado entre a temperatura no ambiente e na profundidade de 50 mm, devido à necessidade de migração do calor para o interior do concreto, sendo a diferença entre as mesmas de $\sim 50^{\circ}\text{C}$.

Isto pode explicar porque foi registrada a presença de etringita em amostras aquecidas a 200°C e de fibras de polipropileno em amostras aquecidas até 400°C .

5.5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS X PRESCRIÇÕES DA NBR 15200

Na figura 5.70 pode-se observar os resultados de uma análise comparativa entre os fatores de redução da resistência do concreto em função da temperatura obtidos nos ensaios e os fatores previstos pela *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* [ABNT, 2004]. Salienta-se que estes resultados derivam da média geral da resistência à compressão dos concretos avaliados na *Etapa I* deste programa experimental. Ou seja, representam concretos de resistência convencional e alta resistência, sem mecanismos de proteção passiva para minimizar ou evitar o desencadeamento de spalling durante o aquecimento.

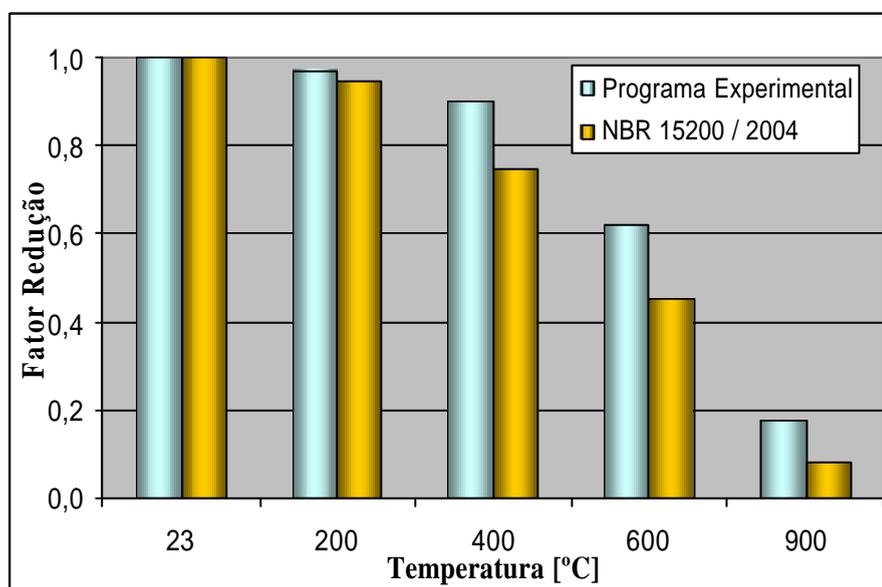


Figura 5.70 – Fatores de redução da resistência mecânica em função da temperatura

Observa-se que os fatores de redução obtidos nesta pesquisa e os prescritos pela norma, para o comportamento do material concreto, apresentam a mesma tendência, sendo os valores

prescritos pela norma geralmente mais exigentes. Em nenhuma temperatura se obtiveram resistências à compressão mais baixas do que as indicadas pela norma, o que reforça a confiabilidade do critério proposto, que trabalha em favor da segurança. Salienta-se, novamente, que este critério visa estabelecer correlações entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal, ou seja, comparar o desempenho à temperatura ambiente com o esperado em uma situação de incêndio.

Na figura 5.71 encontram-se os fatores de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura obtidos nos ensaios, comparados com os previstos pela NBR 15200. Do mesmo modo que na figura anterior, os valores experimentais representam a média dos resultados coletados na *Etapa I* deste programa experimental para o ensaio de módulo de deformação.

Conforme pode ser visto, novamente a comparação entre os fatores de redução prescritos pela norma e os obtidos durante os ensaios apresentaram a mesma tendência e, além disto, em nenhum patamar de temperatura o fator de redução obtido experimentalmente foi superior ao prescrito pela norma.

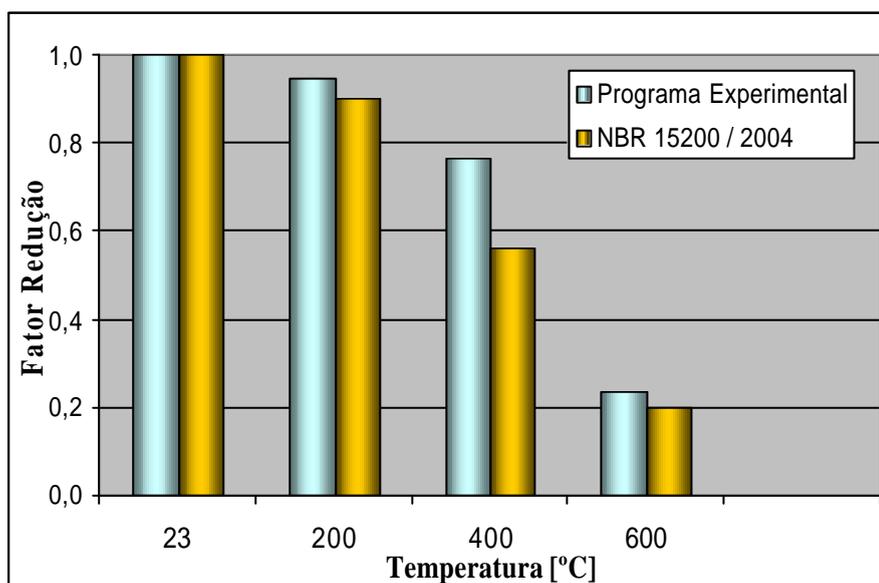


Figura 5.71 – Fatores de redução do módulo de deformação em função da temperatura

Assim sendo, pode-se concluir que as indicações da NBR 15200 referentes às reduções potenciais de resistência e rigidez do concreto em situações de incêndio se mostram adequadas, se constituindo numa referência importante para consideração, na fase de projeto, do comportamento de elementos estruturais após a exposição a diferentes temperaturas.

Capítulo 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões sobre o comportamento do concreto em elevadas temperaturas, extraídas a partir do programa experimental conduzido. Ainda, serão discutidas algumas sugestões que poderão embasar o desenvolvimento de outras investigações científicas que visem dar continuidade a esta linha de pesquisa.

6.1 CONCLUSÕES

O programa experimental desta tese de doutorado contemplou duas etapas, sendo a primeira destinada a elucidar o comportamento de diferentes concretos durante a elevação da temperatura, e a segunda, voltada para a avaliação de medidas de proteção passiva que pudessem contribuir para minimizar os deslocamentos explosivos no concreto que apresentasse a maior incidência deste fenômeno.

Os resultados da *Etapa I* permitem concluir que o comportamento do concreto durante um processo de aquecimento, tais como ocorre numa conflagração de incêndio, inspira cuidados visto que tanto as suas propriedades macro-estruturais quanto as suas características micro-estruturais sofrem alterações consideráveis com a elevação da temperatura, independentemente da composição do material.

A verificação desta tendência enfatiza a importância de realizar pesquisas voltadas ao estudo dos danos causados por incêndios em estruturas de concreto armado e à determinação de possíveis medidas para a prevenção e controle do processo de degradação térmica.

Constatou-se que a temperatura crítica para a deterioração térmica do concreto está compreendida entre 400 e 600°C, pois neste intervalo houve uma sensível redução das propriedades mecânicas avaliadas, tais como resistência à compressão e módulo de elasticidade. Diante deste resultado, é plausível que medidas de proteção passiva e/ou ativa sejam inseridas nas edificações com a intenção de garantir que, durante um sinistro, a temperatura nos elementos estruturais que determinam a integridade das mesmas não ultrapasse esta faixa de temperatura durante o *Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)*, prescrito pela *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento* [ABNT, 2000] em função da ocupação e da altura da mesma.

Em relação à compacidade do concreto, concluiu-se que, tanto os concretos de resistência convencional quanto os concretos de alta resistência, sofrem reduções significativas em suas propriedades durante o processo de aquecimento. Salienta-se que os fatores de redução destas propriedades diferem entre si, sendo que os valores do módulo começam a apresentar maior ordem de grandeza em temperaturas mais baixas.

Foi também calculada a relação (F_c / E_c), entre os valores obtidos experimentalmente para a resistência a compressão (F_c) e para o módulo de deformação. Fica evidenciado, no exame desta relação, que os concretos de alta resistência podem apresentar um comportamento mais adequado durante a exposição a elevadas temperaturas do que os concretos de resistência convencional, desde que medidas para controlar os deslocamentos explosivos nos concretos de alta compacidade sejam adotadas durante a execução dos mesmos.

Ademais, relacionando-se os resultados obtidos na pesquisa com os fatores de redução da resistência a compressão e do módulo de elasticidade, prescritos pela *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* [ABNT, 2004], conclui-se que os fatores indicados pela norma parecem adequados para estimar estas propriedades em situação de incêndio, seja durante o projeto de estruturas em concreto de resistência convencional e alta resistência ou após a efetivação de um sinistro.

Estes resultados ratificam a importância das normalizações vigentes contemplarem critérios para a estimativa de redução da resistência e do módulo após sinistro, seja para o projeto de um novo empreendimento ou para a avaliação das condições de segurança de uma estrutura sinistrada.

Pode-se concluir, ainda, que a compactidade do concreto é uma característica determinante para a ocorrência de deslocamentos explosivos, visto que este fenômeno só ocorreu em concretos de alta resistência. Além disso, observou-se que existe uma substancial diferença quanto à incidência de spalling em função do tipo de agregado graúdo presente no concreto, pois os corpos-de-prova contendo agregado basáltico foram bem mais suscetíveis ao fenômeno do que os contendo agregado granítico.

Outro aspecto que merece atenção especial diz respeito ao efeito do tipo de adição mineral presente no concreto e o seu respectivo teor. Em conformidade com esperado, a adição de sílica-ativa e de metacaulim na mistura propiciou um refinamento da matriz cimentícia à temperatura ambiente e, conseqüentemente, um acréscimo da resistência à compressão e do módulo de elasticidade em função do teor adicionado. Com o aumento da temperatura, os concretos contendo adições minerais sofreram uma sensível redução nestes parâmetros.

O comportamento mais preocupante observado nos ensaios, todavia, está associado à incidência de spalling nos concretos mais compactos. Os resultados obtidos, especialmente com o agregado basáltico, ratificam a preocupação inicial expressa no capítulo 1, que motivou o presente estudo, acerca da suscetibilidade dos concretos de alta resistência atualmente empregados a este fenômeno deletério, e da necessidade de consideração de medidas de atenuação e/ou prevenção do mesmo durante o projeto de estruturas.

Os resultados provenientes da *Etapa II* permitem afirmar que a adição de fibras de polipropileno aos concretos de microestrutura compacta pode ser uma solução potencialmente indicada para controlar os deslocamentos explosivos que ocorrem durante o aquecimento do material, bem como contribuir para a estabilidade da edificação até, ao menos, que se proceda a evacuação da estrutura sinistrada.

O fenômeno do spalling não foi verificado em nenhum dos concretos com fibras. No entanto, cabe salientar que as fibras atuam somente na minimização do fenômeno, mas não interferem na queda da resistência à compressão e do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura, sendo os respectivos fatores de redução semelhantes aos demais concretos sem fibra. Em relação aos tipos de fibra avaliados, constatou-se que os concretos contendo as fibras de polipropileno tradicionalmente produzidas, ou seja, com ponto de fusão 160°C e diâmetro de 18µm, foram os que apresentaram os melhores resultados.

A incorporação de ar ao concreto, no percentual empregado na pesquisa, não se mostrou como uma alternativa técnica atrativa. Embora este tipo de proteção passiva tenha contribuído para evitar os deslocamentos explosivos em altas temperaturas, também promoveu um decréscimo considerável da resistência à compressão e do módulo de elasticidade à temperatura ambiente e nos demais patamares de temperatura, para todos os teores de aditivo analisados, fazendo com que os concretos de alta resistência contendo incorporador de ar apresentassem características semelhantes aos concretos de resistência convencional deteriorados pelo calor, em termos de resistência mecânica e módulo de deformação. Salienta-se, entretanto, que estes resultados não invalidam esta técnica, pois, nesta pesquisa, o aditivo utilizado incorporava bolhas de ar em níveis compatíveis com os empregados na produção de concreto leve. Portanto, estudos adicionais com aditivos que incorporem menores teores de ar, semelhantes aos utilizados para prevenir os fenômenos deletérios da ação gelo/degelo, fazem-se necessários para uma melhor avaliação deste tipo de proteção passiva.

Quanto aos ensaios realizados, pode-se considerar que os resultados decorrentes dos mesmos se adequaram aos fins que estavam previstos, conforme discutido a seguir.

- ✍ os ensaios de resistência mecânica e de módulo de deformação propiciaram estimar os fatores de redução destes parâmetros com o aquecimento e, além disto, comparar estas correlações com as previstas na NBR 15200 [ABNT, 2004]. Foi possível confirmar que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade são parâmetros sensíveis para caracterizar as propriedades macro-estruturais do concreto em elevadas temperaturas. Esta constatação adquire maior importância sob o prisma da familiaridade que os engenheiros possuem com estas grandezas durante o projeto de estruturas de concreto armado;
- ✍ os ensaios de absorção, especialmente aqueles baseados no método de Kelham, forneceram uma noção importante das mudanças que ocorrem na rede de poros do concreto durante a elevação de temperatura, bem como durante a adição de proteções passivas à mistura. Apesar da análise estatística dos resultados ter ficado parcialmente comprometida em função dos deslocamentos explosivos, as correlações obtidas contribuíram para o estabelecimento de uma ampla visão do concreto em elevadas temperaturas;
- ✍ os resultados da análise micro-estrutural por difração de raios X indicaram que esta ferramenta pode ser utilizada para acompanhar e, até mesmo, estimar a degradação sofrida pelo concreto em condições extremas de temperatura. Esta

técnica permite ampliar o escopo das informações coletadas e, no caso da análise de estruturas sinistradas, têm como vantagem o baixo custo, a rapidez para execução e a possibilidade de re-ensaio no mesmo local, permitindo o acompanhamento das variações de propriedades no decorrer do tempo, sem aumentar os danos à estrutura remanescente. Confirmada esta potencialidade, esta estratégia de investigação pode vir a se tornar uma importante ferramenta para a avaliação de estruturas sinistradas, permitindo o rápido e eficiente mapeamento da degradação sofrida por zonas sujeitas a diferentes intensidades de calor;

- ✍ o ensaio de microscopia eletrônica de varredura permitiu visualizar alterações morfológicas que ocorrem na micro-estrutura do concreto durante o aquecimento, mas é necessário estudar a morfologia dos cristais gerados em corpos expostos a altas temperaturas, associando sua presença e forma com a variação das propriedades macro-estruturais;
- ✍ o ensaio de análise termogravimétrica permitiu identificar as temperaturas em que ocorreram as principais transformações químicas no concreto durante o aquecimento, constituindo-se também em um importante complemento das análises de difração de raios-X;
- ✍ o ensaio de dilatometria forneceu dados interessantes sobre as dilatações e contrações do concreto, e do efeito de cada fase. Em particular, foram resgatados alguns conhecimentos sobre o comportamento das pastas de cimento durante o aquecimento. Aparentemente, este fenômeno não tem sido explorado pelos pesquisadores que avaliam a degradação do concreto em elevadas temperaturas, visto que na revisão bibliográfica realizada, só foram encontrados comentários sobre o tema do Engenheiro Eládio Petrucci, em 1972;
- ✍ o ensaio de monitoramento da temperatura forneceu uma idéia da distribuição de temperatura no interior dos corpos-de-prova durante o aquecimento, contribuindo para a formulação das conclusões sobre os demais ensaios.

Finalizando, pode-se dizer que os resultados obtidos reforçam a premissa de que é fundamental estudar o comportamento de concretos frente a altas temperaturas. Espera-se que a disseminação de conhecimento promova uma maior consciência sobre a gravidade dos danos que podem ser causados durante um incêndio, e que isto seja uma motivação importante para a continuação de pesquisas relacionadas aos efeitos do calor em elementos estruturais, que determinam a integridade de uma edificação.

O prosseguimento das pesquisas pode consolidar uma abordagem adequada para avaliar estruturas sinistradas e conduzir à descoberta e validação de materiais e técnicas que retardem ou reduzam a deterioração de uma estrutura. Neste sentido, algumas sugestões para trabalhos futuros são apresentadas a seguir.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A realização desta tese de doutorado representou um importante avanço científico sobre o comportamento dos concretos de alta resistência diante de elevadas temperaturas. No entanto, é elementar que uma pesquisa acadêmica não tenha fim em si mesma e que trabalhos futuros sejam realizados tendo por base os conhecimentos ora adquiridos, com o intuito de aprimorar o entendimento sistêmico sobre a problemática avaliada. Desta forma, durante a realização desta pesquisa, surgiram diversas questões que merecem ser mais bem avaliadas e/ou discutidas, dentre as quais algumas se encontram apresentadas a seguir:

- ✍ avaliar as propriedades de edificações em concreto armado submetidas a incêndios reais, com a finalidade de estabelecer correlações entre os resultados obtidos em pesquisas laboratoriais e os coletados em estruturas reais;
- ✍ pesquisar mais especificamente as alterações sofridas pelo concreto na faixa de temperatura compreendida entre 400 e 600°C a fim de determinar exatamente qual a temperatura crítica do concreto, acima da qual suas propriedades sofrem considerável deterioração;
- ✍ determinar quais os tipos de proteção passiva e/ou ativa são mais indicados para garantir que a temperatura dos elementos em concreto de uma edificação não supere 400°C durante um incêndio;
- ✍ avaliar as propriedades residuais de concretos sujeitos a incêndios, mas que estejam munidos destes mecanismos de proteção passiva e/ou ativa;
- ✍ realizar estudos comparativos em concretos com diferentes teores de adição e agregados, mas com resistências à compressão similares à temperatura ambiente;
- ✍ avaliar os fatores de redução da resistência e do módulo de elasticidade para concretos com diferentes composições e que sofram processos de resfriamento distinto, comparando-os aos sugeridos pela *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*;

- ✍ avaliar se o teor de umidade do concreto influencia na incidência de deslocamentos explosivos durante o aquecimento do material;
- ✍ estabelecer uma metodologia que permita avaliar estruturas degradadas por incêndios através de técnicas que não agridam a integridade da edificação, ou seja, ensaios não-destrutivos;
- ✍ analisar quantitativamente os elementos químicos presentes em amostras de concreto aquecidas a diferentes patamares de temperatura por meio de difração de raios X, de forma a contribuir para o estabelecimento desta metodologia;
- ✍ realizar ensaios que meçam a velocidade de propagação da onda ultra-sônica em concretos antes e a após a exposição ao calor, a fim de estabelecer parâmetros que permitam a avaliação das condições de estruturas degradadas pela ação do fogo e contribuam para a metodologia anteriormente citada;
- ✍ buscar outras alternativas técnicas, que não as fibras de polipropileno, para eliminar e/ou minimizar os riscos de deslocamentos explosivos nos concretos de alta resistência durante o aquecimento, mas que ao mesmo tempo, não prejudiquem as demais propriedades do material;
- ✍ avaliar a eficácia de aditivos que incorporem teores mais baixos de bolhas de ar ao concreto para controlar o spalling, semelhantes aos utilizados para prevenir a ação gelo/degelo, com o objetivo de evitar que a incorporação do mesmo prejudique as propriedades mecânicas do material;
- ✍ avaliar as alterações colorimétricas sofridas pelo concreto em elevadas temperaturas em decorrência das alterações químicas e físicas sofridas pelos mesmos e estabelecer correlações com as propriedades mecânicas correspondentes, a fim de estabelecer parâmetros que permitam estimar as propriedades do concreto após um incêndio simplesmente pela alteração de cor sofrida pelo material em decorrência do sinistro;
- ✍ estabelecer correlações entre os resultados fornecidos por diferentes ensaios, teóricos e experimentais, realizados em elementos de concreto sujeitos a elevadas temperaturas, buscando subsidiar o dimensionamento através de um método racional de análise, com base em modelos realísticos, através do método de elementos finitos e, ao mesmo tempo, propor requisitos para serem inseridos em normalizações pertinentes que permitam projetar estruturas seguras a incêndios.

REFERÊNCIAS

AÏTCIN, P.C. **Concreto de alto desempenho**. São Paulo: Pini, 2000. Tradução de Geraldo G. Serra.

AÏTCIN, P.C. The art and science of high performance concrete. 1999. [s.l.]. Disponível em: <http://www.qcl.com.au/pdf_files/Highperfonc_-_Aitcen.pdf>. Acesso em: 19 de mar. 2002.

ALMEIDA, I.R. Concretos de alto desempenho. In: ISAIA, G.C. (Editor). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. v. 2, p. 1159-1193.

ALONSO, C.; ANDRADE, C.; KHOURY, G.A. Relating microstructure to properties. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 9p. Apostila

ALONSO, C. et al. Microstructure & moisture. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 7p. Apostila

ALVES, J.D. **Manual de tecnologia do concreto**. 2.ed. Goiania: UFG Editora, 1982.

ANDRADE, C. et al. Porosity & microcracking. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 17p. Apostila

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E119**: standard test methods for fire tests of building construction and materials. Pennsylvania, 2000.

ANDERBERG, Y. Design methods & structural performance. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003a. 27p. Apostila

ANDERBERG, Y. Fire scenarios & buildings. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003b. 11p. Apostila

ANDERBERG, Y. Spalling phenomena of HPC and OC. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON FIRE PERFORMANCE OF HIGH STRENGTH CONCRETE, NIST, Gaithersburg, MD, feb. 13-14. 1997. **Proceedings...** Gaithersburg, EUA: NIST, feb. 1997. p. 69-73. NIST Special Publication 919.

ANDRIOLO, F.R. **Construções de concreto:** manual de práticas para controle e execução. São Paulo: Pini, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628:** componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733:** cimento portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738:** moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de revisão da NB1 (NBR 6118):** Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2001a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739:** concreto: ensaio de compressão de corpos cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584:** concreto endurecido: determinação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:** determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2002b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802:** concreto endurecido: determinação da velocidade de propagação da onda ultra-sônica. Rio de Janeiro, 1994b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9775:** agregados: determinação da umidade superficial em agregados miúdos por meio do frasco de *Chapman*. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778**: argamassa e concreto endurecidos: determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 1990a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9779**: argamassa e concreto endurecidos: determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro, 1990b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13276**: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos: preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2002c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimentos. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBRNM 67**: concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBRNM 248**: agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 53**: agregado graúdo: determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2002a.

BALENDRAN, R.V.; NADEEM, A.; MAQSOOD, T. Effect of elevated temperature on the flexural and split cylinder strengths of high strength concrete. In: **THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01)**, 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 120-126.

BARATA, M.S. **Concreto de alto desempenho no estado do Pará : estudo de viabilidade técnica e econômica de produção de concreto de alto desempenho com os materiais disponíveis em Belém através do emprego de adições de sílica-ativa e metacaulim**. 1998. 167f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

BATTISTA, R.; BATISTA, E.; CARVALHO, E. Reabilitação estrutural do prédio do Aeroporto Santos Dumont após danos causados por incêndio. **Revista internacional de desastres naturais: accidentes e infraestructura civil**. [s.l.], v. 1, n. 1, p. 51-60. Disponível em: <<http://civil.uprm.edu/revistadesastres/Vol1Num1/6Battista.pdf>>. Acesso em: 29 mai. 2002.

BBC NEWS. Londres, 2005. Disponível em: < <http://news.bbc.co.uk>>. Acesso em: 17 de fev. 2005.

BONOMI, M. et al. On the ultimate capacity of high performance R/C sections at high temperature and after cooling. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01), 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 127-133.

BRE - BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Garston, 2003. Disponível em: < <http://www.bre.co.uk>>. Acesso em: 25 de mai. 2003.

BREHM, D. **MIT researcher examines damage to concrete walls in tunnel fires: could have impact on Mont Blanc tunnel repairs**. MIT Tech Talk. Massachusetts: MIT News Office, 1999. Disponível em: <<http://web.mit.edu/newsoffice/nr/1999/chunnel.html>>. Acesso em: 19 mai. 2003.

BROND, J.A. **Fundamentos de mineralogia** . Brasília: Universidade de Brasília ,2005. 7p. Notas de aula. Disponível em: <www.unb.br/ig/cursos/FundMineral/FundMineral_Apostila2.pdf >. Acesso em: 15 ago. 2005.

BUCHANAN, A.H. **Structural design for fire safety**. Chichester: Jhon Wiley & Sons Ltda, 2002.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CASTELLOTE, M. et al. Microstructure: solid phases. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 13p. Apostila

CHANA, P; PRICE, B. The Cardington fire test. **Concrete**. London, p. 28-33, jan. 2003.

CHIJIWA, R. et al. Development and practical application of fire-resistant steel for buildings. **Nippon steel technical report**. n.58, p. 47-55, 1993.

CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO (CBESP). **Instrução Técnica CB 08/01**: segurança estrutural nas edificações - resistência ao fogo dos elementos construtivos. São Paulo, 2001.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU'2002 – Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002. 15p. 1 CD-ROM2

DAVIES, T.W. Density reduction of kaolinite by flash heating. **Chemical engineering research and design**. v. 63, n. 2, p. 82-88, 1985.

DI MAIO, A.A.; GIACCIO, G.; ZERBINO, R. Evaluacion de hormigones elaborados com diferentes tipos de agregado grueso expuestos a altas temperaturas. In: CONGRESO DE PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION, 6., Y CONTROL DE CALIDAD, 8., 2001, Santo Domingo. **Anais...** Santo Domingo: Hache, 2001. 7p. 1 CD-ROM

DIAS, L.A.M. **Estruturas de aço**: conceitos, técnicas e linguagem. 4. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2002.

DOTREPPE, J.C.; BISSCHOPS, P.F.; FRANSSSEN, J.M. Fire resistance of circular concrete columns. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01), 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 191-197.

FAKURY, R.H. et al. Dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos de concreto em situação de incêndio a partir da análise térmica via MEF. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. 20p. 1 CD-ROM

FAKURY, R.H.; SILVA, V.P.; LAVALL, A.C.C. As possíveis causas da queda das torres do World Trade Center. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **Anais...** Brasília: PPGECC, 2002. Arquivo: TRB0608, 16p. 1 CD-ROM

FERREIRA, S.G. Ação de incêndios em estruturas de concreto: conseqüências e recuperação. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ARQUITETURA E PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIOS, 1998, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 1998.

FIGUEROA, M.I.; LUCCIONI, B.; DANESI, R. Comportamiento del hormigón expuesto a altas temperaturas. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **Anais...** Brasília: PPGECC, 2002. Arquivo: TRB0679, 18p. 1 CD-ROM

GAMBAROVA, P.G. Special issues in material testing. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 15p. Apostila

GASTAL, F.P.S.L; KLEIN, D.L; CAMPGANOLO, J.L. **Vistoria técnica do prédio do Condomínio Edifício Cacique após o sinistro de 26/06/96**. Porto Alegre: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, 1996. (Relatório Técnico 08/1996)

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete: a case study. **Cement & concrete composites**. Oxford, v. 27, n. 2, p. 255-259, 2005.

GLOBO ONLINE. Rio de Janeiro, 2005. Disponível em: < <http://oglobo.globo.com/>>. Acesso em: 26 de fev. 2004.

GOLDSTEIN, J.I.; YAKOWITZ, H.; NEWBURY, D.E.; COLBY, J.W.; COLEMAN, J.R.; LFSHIN, E. **Practical scanning electron microscopy: electron and íon microprobe analysis**. New York: Plenum, 1977.

GOPALAN, M. K. Sorpivity of fly Ash Concretes. **Cement and concrete research**. Oxford, v. 26, n. 8, p. 1189-1197, 1996.

GOUVÊIA, A.M.C. **Engenharia de Incêndio**. Ouro Preto: UFOP/EM/MCM, LARIN - Laboratório de Análise de Risco em Incêndio, 2000b. (Notas de aula).

GOUVÊIA, A.M.C. **Resistência ao fogo de estruturas: alternativas técnicas para a redução do custo da proteção passiva**. Ouro Preto: Laboratório de Análise de Risco em Incêndio, 2000. 30p. (Relatório Técnico 01/2000)

GRATTAN-BELLEW, P.E. Micro-structural investigation of deteriorated Portland cement concretes. **Construction and building materials**. Guildford, Inglaterra, v. 10, n. 1, p. 3-16, 1996.

HERTZ, K.D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. **Fire safety journal**, Edinburgh, Scotland, v.38, n.2, p. 103-116, 2003.

ICHIKAWA, Y.; ENGLAND, G.L. Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperature. **Nuclear engineering and design**. Vaihingen, Alemanha, v. 228, n. 1-3, p. 245-259, 2004.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION. **ISO 834**: fire resistance tests – elements of building construction. Genève, 1994.

JOY, D.; ROMIG Jr, A.D.; GOLDSTEIN, J.I. **Principles of analytical electron microscopy**. New York: Plenum, 1989.

KALIFA, P.; CHÉNÉ, G.; GALLÉ, C. High temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure. **Cement and concrete research**. Elmsford, v. 31, n. 10, p. 1487-1499, oct. 2001.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F.D.; QUENARD, D. Spalling and pore pressure in HPC at high temperature. **Cement and concrete research**. Elmsford, v. 30, n. 12, p. 1915-1927, dec. 2000.

KELHAM, S. A. Water absorption test for concrete. **Magazine of concrete research**. London, v. 40, n. 10, p. 106-110, june. 1988.

KHOURY, G. Applications: fire & assessment. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003a. 18p. Apostila

KHOURY, G. Spalling. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003b. 11p. Apostila

KITCHEN, A. Polypropylene fibres reduce explosive spalling in fire. **Concrete**. London, v. 35, n. 4, p. 40-41, apr. 2001.

KLEIN, D.L. Plano de prevenção e proteção contra incêndio. In: CURSO SOBRE PLANO DE PREVENÇÃO E PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO (PPCI), Porto Alegre: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, 2001. 164p. Apostila

KLEIN, D.L.; CAMPAGNOLO, J.L. Metodologia para a análise do estado de degradação de prédios estruturados submetidos a ação do fogo. In: CONGRESO DE PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION, 6., Y CONTROL DE CALIDAD, 8., 2001, Santo Domingo. **Anais...** Santo Domingo: Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología Y Recuperación de Las Construcciones, 2001. 1 CD-ROM.

KODUR, V.; MCGRATH, R. Performance of high strength concrete columns under severe fire conditions. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01), 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 254-264.

KODUR, V.K.R. Studies on the fire resistance of high strength concrete at the National Research Council of Canada. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON FIRE PERFORMANCE OF HIGH STRENGTH CONCRETE, NIST, Gaithersburg, EUA, feb. 13-14, 1997. **Proceedings...** Gaithersburg, EUA: NIST, feb. 1997. p. 75-82. NIST Special Publication 919

KOMONEN, J.; PENTTALA, V. Effect of high temperature on the pore structure and strength of cement paste. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01), 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 269-276.

KÜTZING, L. **Fire resistance of high performance concrete with fibre cocktails.** [s.l.]. Disponível em: <http://www.uni-leipzig.de/~massivb/institut/lacer/lacer04/104_19.pdf>. Acesso em: 17 jul. 2002.

LIMA, R.C.A. et al. O concreto de alto desempenho em temperaturas elevadas. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. 12p. 1 CD-ROM

LIMA, R.C.A. **Investigação dos efeitos de temperaturas elevadas em reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono.** 2001. 125f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LIN, W.M. et al. Microstructures of fire-damaged concrete. **ACI structural journal**. Detroit, v. 93, n.4, p. 199-205, 1996.

LINDGÅRD, J.; HAMMER, T.A. **Fire resistance of structural lightweight aggregate concrete**: a literature survey with focus on spalling. [s.l.]. Disponível em: <www.itn.is/ncr/publications/doc-21-5.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2002.

MAJORANA, C. et al. Effect of heat on concrete – Introduction. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003a. 19p. Apostila

MAJORANA, C. et al. Thermo-hydral behaviour (moisture). In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003b. 19p. Apostila

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.M. **Concreto**: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 1994.

MENDES, C.L.; NETO, J.M.; SALES, J.S. Estudo da proteção passiva aplicada às estruturas metálicas. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **Anais...** Brasília: PPGECC, 2002. Arquivo: TRB0106, 21p. 1 CD-ROM

NEPOMUCENO, A.A. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: ISAIA, G.C. (Editor). **Concreto**: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. v. 2, p. 793-827.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997. Tradução de Salvador E. Giammusso.

NOUMOWE, A.N. et al. Transient heating effect on high strength concrete. **Nuclear engineering and design**. Vaihingen, Alemanha, v. 166, n. 1, p. 99-108, 1996.

PANNONI, F.D. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. In: AÇOS MINAS GERAIS. São Paulo: Perfil Açominas, 2002. (Coletânea técnica do uso do aço. V.2)

PANNONI, F.D. **Proteção de estruturas metálicas frente ao fogo**. [s.l.]. Disponível em: <www.cbca-ibs.org.br/acos_estruturais_protecao.asp>. Acesso em: 21 june. 2003.

PAULON, V.A. A microestrutura do concreto convencional. In: ISAIA, G.C. (Editor). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. v. 1, p. 583-604.

PETRUCCI, E.G.R. A ação do fogo sobre as estruturas de concreto armado e protendido. In: COLÓQUIO SOBRE DURABILIDADE DO CONCRETO, 1972, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 1972. 29p.

PETRUCCI, E.G.R. **Concreto de cimento portland**. 11. ed. Rio de Janeiro: Globo Pini, 1987. Revisão de Vladimir A. Paulon.

PHAN, L.T.; CARINO, N.J.; Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. **Journal of materials in civil engineering**. Reston, Virginia, p. 58-64, feb. 1998.

PLANK, R. **Fire engineering of steel structures**. University of Sheffield, Inglaterra, 1996.

POON, C.S. et al. Strength and durability recovery of fire damaged concrete after post curing. **Cement and concrete research**. Elmsford, v. 31, n.9, p. 1307-1318, 2001a.

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

RIBEIRO, J.L.D. **Projeto de experimentos na otimização de produtos e processos**. Porto Alegre: UFRGS/PPGEP, 1996. 100p. Notas de aula.

ROBERTS, C.D. **Misconceptions about fire investigation**. [s.l.]. Disponível em: <<http://www.uis-usa.com/spalling.pdf>>. Acesso em: 19 mai. 2003.

SAAD, M. et al. Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume. **Cement and concrete composites**. Sheffield, Inglaterra, v. 26, n.5, p. 669-675, 1996.

SHUTTLEWORTH, P. Fire protection of precast concrete tunnel linings on the Channel Tunnel Rail Link. **Concrete**. London, apr. 2001.

SILVA, V.P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Zigurate Editora, 2001.

SILVA, V.P. Estruturas de aço em situação de incêndio: determinação da temperatura nos elementos estruturais de aço com proteção térmica – uma proposta de revisão da NBR

14323/99. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **Anais...** Brasília: PPGECC, 2002. Arquivo: TRB0103, 15p. 1 CD-ROM

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssílica.** 1994. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

STEIL, R.O. et al. Aplicabilidade de ensaios não destrutivos em estruturas de concreto: um estudo de caso. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2001), 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001. Arquivo: I015, 14p. 1 CD-ROM

STUTZMAN, P..E. **Guide for x-ray powder diffraction analysis of portland cement and clinker.** Gaithersburg: NIST, 1996. (NISTIR 5755 Technology Report)

SULLIVAN, P.J.E. **Deterioration and spalling of high strength concrete under fire.** United Kingdom: Health & Safety Executive, 2001. (Offshore Technology Report 2001/74)

SUN, W.; LUO, X.; CHAN, S.Y.N. Properties of high performance concrete subjected to high temperature attack. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01), 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 473-479.

TAKANO, T. et al. Residual properties of high strength fiber reinforced concrete exposed to high temperature. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE OF CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS (CONSEC'01), 2001, Canadá. **Proceedings...** Vancouver: The University of British Columbia, 2001. 2v. v. 1, p. 489-494.

TATNALL, P.C. Shotcrete in fires: effects of fibres on explosive spalling. **Shotcrete Magazine.** Farmington Hills, Michigan, v. 4, n. 4, p. 10-12, 2002.

TAYLOR, H.F.W. **Cement chemistry.** Londres: Academic Press Limited, 1990.

TROXELL, G.E.; DAVIS, H.E.; KELLY, J.W. **Composition and properties of concrete.** Nova York: MecGraw-Hill, 1968.

ULM, F.J.; ACKER, P., LÉVY, M. The “chunnel” fire. II: Analysis of concrete damage. **Journal of engineering mechanics.** ASCE, v. 125, n. 3, p. 283-289, 1999.

VARGAS, M.R.; SILVA, V.P. **Resistência ao fogo de estruturas de aço:** bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção em aço. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2003. (Manual da Construção em Aço)

REFERÊNCIAS CONSULTADAS

AITCIN, P.C. The art and science of high performance concrete In: SYMPOSIUM ON ADVANCES IN CONCRETE SCIENCE AND TECHNOLOGY, 1997, Rome, **Proceedings...** Veneto: ENCO Engineering Concrete, oct. 1997. p. 107-126.

ALDEA, C.M.; FRANSSEN, J.M.; DOTREPPE, J.C. Fire test on normal and high-strength reinforced concrete columns. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON FIRE PERFORMANCE OF HIGH STRENGTH CONCRETE, NIST, Gaithersburg, EUA, feb. 13-14 1997. **Proceedings...** Gaithersburg, EUA: NIST, feb. 1997. p. 109-124. NIST Special Publication 919

ANDERBERG, Y. Mechanical properties of steel reinforcement. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003c. 12p. Apostila

ANDERBERG, Y. Standars & codes organizations. 2003, In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003d. 11p. Apostila

ANDERBERG, Y. Thermal properties & analysis. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003e. 13p. Apostila

BAUER, R.J.F.; TOKUDOME, S.; TAKASHIMA, S. Melhoria de propriedade do concreto de elevado desempenho, com adição de alto teor de fibra de aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: III087, 12p. 1 CD-ROM

BENTZ, D.P. Fibers, percolation, and spalling of high-performance concrete. **ACI materials journal**. Farmington Hills, Michigan, v. 97, n. 3, p. 351-359, may-june. 2000.

BILODEAU, A.; KODUR, V.K.R.; HOFF, G.C. Optimization of the type and amount of polypropylene fibers for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire. **Cement & concrete composites**. Oxford v. 26, n.2, p. 163-174, 2004.

CALLISTER JR., W.D. **Materials science and engineering**. 4. ed. New York: John Wiley & sons, 1996.

CARINO, N.J.; MEEKS, K.W. **Curing of high performance concrete: phase I study**. Gaithersburg, EUA: NIST, 2001. 39p. [NISTIR 6505]

CE-MAGAZINE. Researchers explain concrete damage in tunnel fires. **Civil engineering magazine**. Virginia, ASCE, v.69, n.7, p.24, 1999.

CHAN, S.Y.N.; LUO, X.; SUN, W. Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete. **Construction and building materials**. Guildford, Inglaterra, v.14, n.5, p.261-266, 2000.

CHAN, S.Y.N.; LUO, X.; SUN, W. Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete. **Construction and building materials**. Guildford, Inglaterra, v. 14, n. 5, p. 261-266, 2000.

CHIANG, C.H.; TSAI, C.L.; KAN, Y.C. Acoustic inspection of bond strength of steel reinforced mortar after exposure to elevated temperatures. **Ultrasonics**. Surrey, England, v. 38, n.1-8, p. 534-536, 2000.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio: uma revisão crítica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: III061, 16p. 1 CD-ROM

CREMONINI, R.A. et al. Desenvolvimento de um método de dosagem de concretos de alta resistência com baixo consumo de cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2001), 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001. Arquivo: II018, 16p. 1 CD-ROM

DÓREA, S.C.L. et al. Estudo da compatibilidade entre aditivo superplastificante e cimento para a produção de concreto de alto desempenho. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO

CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: III037, 14p. 1 CD-ROM

FELICETTI, R. Fracture mechanics. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 35p. Apostila

FERREIRA JR, E.L.; CAMARINI, G. Análise de imagens: um avanço para a tecnologia do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: I005, 16p. 1 CD-ROM

GALLETTO, A. et al. Efeito do calor sobre a resistência a compressão, módulo de elasticidade e coloração de concretos convencionais e de alta resistência. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: III034, 15p. 1 CD-ROM

GAMBAROVA, P.G.; MEDA, A.; RIVA, P. Structural behaviour & failure modes. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 25p. Apostila

ISAIA, G.C. Sustentabilidade do concreto ou das estruturas de concreto? Uma questão de durabilidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: V024, 16p. 1 CD-ROM

ISERHARD, J.L.R.F. **Contribuição ao estudo da viabilidade da cura do concreto por energia solar.** 2000. 133f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

KHOURY, G. Applications: non fire. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003c. 18p. Apostila

KHOURY, G. Creep & shrinkage. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003d. 12p. Apostila

KHOURY. Passive protection against fire. **Tunnels & Tunnelling International.** Kent, Inglaterra, p. 40-42, nov. 2002.

KHOURY, G. Stress-strain of concrete. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003e. 13p. Apostila

KHOURY, G. Testing conditions. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003f. 25p. Apostila

KHOURY, G.A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in structural engineering and materials**. Hoboken, EUA, v.2, n. 4, p. 429-447, 2004.

KODUR, V.K.R.; WANG, F.P.; CHENG, F.P. Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns. **Cement & concrete composites**. Oxford, v. 26, n. 2, p. 141-153, 2004.

LAWSON, R.M. Fire engineering design of steel composite buildings. **Journal of constructional steel research**, s.l.,v. 57, n. 10, p. 1233-1247, 2001.

LIMA JR., H.C.; GIONGO, J.S. Avaliação da ductilidade de concreto de alta resistência reforçado com fibra de aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2001), 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001. Arquivo: I018, 16p. 1 CD-ROM

LIN, T.D.; CHOU, S. Concrete fire test programs in Taiwan. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON FIRE PERFORMANCE OF HIGH STRENGTH CONCRETE, NIST, Gaithersburg, MD, feb. 13-14 1997. **Proceedings...** Gaithersburg, EUA: NIST, p. 55-58, feb. 1997. NIST Special Publication 919

MEDA, A.; GAMBAROVA, P.G.; BONOMI, M. High-performance concrete in fire-exposed reinforced concrete sections. **ACI structural journal**. Detroit, Michigan, v. 99, n. 3, p. 277-287, mai-jun. 2002.

MELHADO, S.B. Resistência ao fogo de estruturas de aço de edifícios: quando é possível empregar perfis sem proteção? In: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO (ENCO), 10., 1990, Gramado. **Anais...** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1990. 3v. v. 1, p. 443-468.

MELO, C.H.A.S. et al. Influência da temperatura no desempenho de concretos reforçados com fibras curtas de aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON

2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: III083, 11p. 1 CD-ROM

MONTARDO, J. **Tecnologia do uso de fibra de polipropileno na construção civil**. Porto Alegre: FITESA, 30 out. 2001. Palestra técnica proferida no Sindicato dos Engenheiros do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001

NETO, E.H. A nova engenharia do concreto. **Conselho em revista**. Porto Alegre, ano 1, n. 4 p. 26, dez. 2004.

NEW CIVIL ENGINEER. Arches brace Chunnel for six month repair schedule. London: Institution of Civil Engineers, nov. 1996. 45p.

NINCE, A.A. et al. Influência das fibras de polipropileno no comportamento do concreto de alta resistência endurecido, submetido à ação térmica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2003), 45., 2003, Vitória. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2003. 15p. 1 CD-ROM

PITTS, D.R.; SISSOM, L.E. **Schaum's outline of heat transfer**. 2. ed. New York: McGraw-Huill, 1997.

POON, C. et al. Performance of metakaolin concrete at elevated temperatures. **Cement & concrete composites**. Oxford, v. 25, n. 1, p. 83-89, 2003.

POON, C.S. et al. Comparison of the strength and durability performance of normal and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures. **Cement and concrete research**. Elmsford, v. 31, n. 9, p. 1291-1300, 2001b.

QIAN, C.; STROEVEN, P. Fracture properties of concrete reinforced with steel-polypropylene hybrid fibres. **Cement & concrete composites**. Oxford, v. 22, n. 5, p. 343-351, 2000.

RODRIGUES, P.P.F.; MONTARDO, J.P. A influência da adição de fibras de polipropileno nas propriedades dos concretos para pisos e pavimentos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. Arquivo: III026, 16p. 1 CD-ROM

SERCOMBE, J. et al. The importance of thermal gradients in the spalling of high strength concrete. In: FOURTEENTH ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE, 2000, Austin, USA. **Proceedings...** Virginia: ASCE, 2000.

SHORT N. R.; PURKISS, J.A.; GUISE, S.E. Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. **Construction and building materials**. Guildford, Inglaterra, v. 15, n. 1, p. 9-15, 2001.

SILVA, C.A.R. et al. Comportamento mecânico de concretos e aços estruturais expostos a temperaturas elevadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002b. Arquivo: I026, 16p. 1 CD-ROM

SILVA, C.A.R. et al. Microestrutura de concretos e aços estruturais antes e após a exposição a temperaturas elevadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON 2002), 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002a. Arquivo: III055, 16p. 1 CD-ROM

SILVA, C.J.; CALMON, J.L. Análise térmica bidimensional em regime transiente pelo método dos elementos finitos: aplicação em estruturas metálicas em situação de incêndio. **Revista engenharia, ciência e tecnologia**. Vitória, ano 3, ed. 17, p. 72-82, set-out. 2000.

SILVA, V.P.; COSTA, C.N. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **Anais...** Brasília: PPGECC, 2002. Arquivo: TRB0107, 21p. 1 CD-ROM

TORRES, A.J.; FERREIRA, O.P. Influência da alta temperatura na resistência mecânica do concreto leve de alto desempenho. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. 20p. 1 CD-ROM

VELASCO, R.V. et al. Comportamento tensão-deformação do concreto de alto desempenho submetido a altas temperaturas. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003. 9p. 1 CD-ROM

WANG, Y.C.; MOORE, D.B. Steel frames in fire: analysis. **Engineering structures**, s.l., v. 17, n. 6, p. 462-472, 1995.

WICKSTRÖM, U.; HADZISELIMOVIC, E. Equivalent concrete layer thickness of a fire protection insulation layer. **Fire safety journal**, s.l., v.26, n.4, p. 295-302, 1996.

ANEXO I

*** MATRIZ EXPERIMENTAL ***

<i>Etapa I</i>								
<i>Grupo</i>	<i>Ensaio</i>				<i>Tipo de agregado graúdo</i>	<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	<i>Sílica [%]</i>	<i>Caulim [%]</i>
	<i>RM</i>	<i>MD</i>	<i>AI</i>	<i>ASC</i>				
I - 1	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	Basalto	23	0,0	0,0
I - 1	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	Basalto	200	0,0	0,0
I - 1	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	Basalto	400	0,0	0,0
I - 1	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	Basalto	600	0,0	0,0
I - 1	41 42 43		44 45	46 47	Basalto	900	0,0	0,0
I - 2	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	Granito	23	0,0	0,0
I - 2	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	Granito	200	0,0	0,0
I - 2	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	Granito	400	0,0	0,0
I - 2	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	Granito	600	0,0	0,0
I - 2	89 90 91		92 93	94 95	Granito	900	0,0	0,0
I - 3	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	Granito	23	5,0	0,0
I - 3	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	Granito	200	5,0	0,0
I - 3	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	Granito	400	5,0	0,0
I - 3	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	Granito	600	5,0	0,0
I - 3	41 42 43		44 45	46 47	Granito	900	5,0	0,0
I - 4	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	Granito	23	10,0	0,0
I - 4	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	Granito	200	10,0	0,0
I - 4	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	Granito	400	10,0	0,0
I - 4	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	Granito	600	10,0	0,0
I - 4	89 90 91		92 93	94 95	Granito	900	10,0	0,0

RM: resistência mecânica; MD: módulo de deformação; AI: absorção por imersão; ASC: absorção por sucção capilar

<i>Etapa I</i>								
<i>Grupo</i>	<i>Ensaios</i>				<i>Tipo de agregado graúdo</i>	<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	<i>Sílica [%]</i>	<i>Caulim [%]</i>
	<i>RM</i>	<i>MD</i>	<i>AI</i>	<i>ASC</i>				
I – 5	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	Granito	23	0,0	5,0
I – 5	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	Granito	200	0,0	5,0
I – 5	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	Granito	400	0,0	5,0
I – 5	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	Granito	600	0,0	5,0
I – 5	41 42 43		44 45	46 47	Granito	900	0,0	5,0
I – 6	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	Granito	23	0,0	10,0
I – 6	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	Granito	200	0,0	10,0
I – 6	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	Granito	400	0,0	10,0
I – 6	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	Granito	600	0,0	10,0
I – 6	89 90 91		92 93	94 95	Granito	900	0,0	10,0
I – 7	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	Basalto	23	0,0	0,0
I – 7	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	Basalto	200	0,0	0,0
I – 7	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	Basalto	400	0,0	0,0
I – 7	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	Basalto	600	0,0	0,0
I – 7	41 42 43		44 45	46 47	Basalto	900	0,0	0,0
I – 8	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	Granito	23	0,0	0,0
I – 8	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	Granito	200	0,0	0,0
I – 8	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	Granito	400	0,0	0,0
I – 8	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	Granito	600	0,0	0,0
I – 8	89 90 91		92 93	94 95	Granito	900	0,0	0,0

RM: resistência mecânica; MD: módulo de deformação; AI: absorção por imersão; ASC: absorção por sucção capilar

<i>Etapa I</i>								
<i>Grupo</i>	<i>Ensaios</i>				<i>Tipo de agregado graúdo</i>	<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	<i>Sílica [%]</i>	<i>Caulim [%]</i>
	<i>RM</i>	<i>MD</i>	<i>AI</i>	<i>ASC</i>				
I - 9	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	Basalto	23	10,0	0,0
I - 9	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	Basalto	200	10,0	0,0
I - 9	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	Basalto	400	10,0	0,0
I - 9	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	Basalto	600	10,0	0,0
I - 9	89 90 91		92 93	94 95	Basalto	900	10,0	0,0
I - 10	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	Basalto	23	5,0	0,0
I - 10	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	Basalto	200	5,0	0,0
I - 10	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	Basalto	400	5,0	0,0
I - 10	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	Basalto	600	5,0	0,0
I - 10	41 42 43		44 45	46 47	Basalto	900	5,0	0,0
I - 11	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	Basalto	23	0,0	10,0
I - 11	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	Basalto	200	0,0	10,0
I - 11	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	Basalto	400	0,0	10,0
I - 11	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	Basalto	600	0,0	10,0
I - 11	89 90 91		92 93	94 95	Basalto	900	0,0	10,0
I - 12	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	Basalto	23	0,0	5,0
I - 12	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	Basalto	200	0,0	5,0
I - 12	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	Basalto	400	0,0	5,0
I - 12	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	Basalto	600	0,0	5,0
I - 12	41 42 43		44 45	46 47	Basalto	900	0,0	5,0

RM: resistência mecânica; MD: módulo de deformação; AI: absorção por imersão; ASC: absorção por sucção capilar

<i>Etapa II</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Ensaio</i>				<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	<i>Tipo de Proteção Passiva</i>	<i>Teor de Proteção Passiva [kg/m³]</i>
	<i>RM</i>	<i>MD</i>	<i>AI</i>	<i>ASC</i>			
II - 13	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	23	FP_A	3,0
II - 13	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	200	FP_A	3,0
II - 13	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	400	FP_A	3,0
II - 13	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	600	FP_A	3,0
II - 13	41 42 43		44 45	46 47	900	FP_A	3,0
II - 14	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	23	FP_B	3,0
II - 14	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	200	FP_B	3,0
II - 14	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	400	FP_B	3,0
II - 14	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	600	FP_B	3,0
II - 14	89 90 91		92 93	94 95	900	FP_B	3,0
II - 15	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	23	FP_C	3,0
II - 15	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	200	FP_C	3,0
II - 15	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	400	FP_C	3,0
II - 15	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	600	FP_C	3,0
II - 15	41 42 43		44 45	46 47	900	FP_C	3,0
II - 16	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	23	IA	0,1
II - 16	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	200	IA	0,1
II - 16	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	400	IA	0,1
II - 16	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	600	IA	0,1
II - 16	89 90 91		92 93	94 95	900	IA	0,1

RM: resistência mecânica; MD: módulo de deformação; AI: absorção por imersão; ASC: absorção por sucção capilar

<i>Etapa II</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Ensaio</i>				<i>Temperatura de exposição [°C]</i>	<i>Tipo de Proteção Passiva</i>	<i>Teor de Proteção Passiva [kg/m3]</i>
	<i>RM</i>	<i>MD</i>	<i>AI</i>	<i>ASC</i>			
II - 18	49 50 51	52 53 54	55 56	57 58	23	IA	0,05
II - 18	59 60 61	62 63 64	65 66	67 68	200	IA	0,05
II - 18	69 70 71	72 73 74	75 76	77 78	400	IA	0,05
II - 18	79 80 81	82 83 84	85 86	87 88	600	IA	0,05
II - 18	89 90 91		92 93	94 95	900	IA	0,05
II - 19	01 02 03	04 05 06	07 08	09 10	23	IA	0,025
II - 19	11 12 13	14 15 16	17 18	19 20	200	IA	0,025
II - 19	21 22 23	24 25 26	27 28	29 30	400	IA	0,025
II - 19	31 32 33	34 35 36	37 38	39 40	600	IA	0,025
II - 19	41 42 43		44 45	46 47	900	IA	0,025

RM: resistência mecânica; MD: módulo de deformação; AI: absorção por imersão; ASC: absorção por sucção capilar

ANEXO II

*** RESULTADOS EXPERIMENTAIS ***

<i>Etapa I</i>							
<i>Resultados de Resistência Mecânica [MPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
I - 1	1	79,99	espúrio	I - 7	1	25,04	25,04
I - 1	2	62,22	62,22	I - 7	2	23,63	23,63
I - 1	3	63,42	63,42	I - 7	3	25,11	25,11
I - 1	11	38,02	espúrio	I - 7	11	25,32	25,32
I - 1	12	82,74	82,74	I - 7	12	27,23	espúrio
I - 1	13	76,61	76,61	I - 7	13	23,91	23,91
I - 1	21	51,56	51,56	I - 7	21	23,91	espúrio
I - 1	22	79,71	espúrio	I - 7	22	21,16	21,16
I - 1	23	61,30	61,30	I - 7	23	18,62	18,62
I - 1	31	62,85	espúrio	I - 7	31	13,76	13,76
I - 1	32	53,12	53,12	I - 7	32	17,71	espúrio
I - 1	33	51,99	51,99	I - 7	33	14,88	14,88
I - 1	41	19,05	19,05	I - 7	41	3,03	3,03
I - 1	42	21,37	21,37	I - 7	42	4,02	espúrio
I - 1	43	16,65	espúrio	I - 7	43	3,32	3,32
I - 2	49	75,34	75,34	I - 8	49	23,70	23,70
I - 2	50	60,95	espúrio	I - 8	50	22,50	22,50
I - 2	51	73,29	73,29	I - 8	51	20,88	20,88
I - 2	59	67,22	67,22	I - 8	59	21,94	21,94
I - 2	60	56,57	56,57	I - 8	60	22,93	22,93
I - 2	61	37,03	espúrio	I - 8	61	21,59	21,59
I - 2	69	69,62	69,62	I - 8	69	24,69	24,69
I - 2	70	61,30	61,30	I - 8	70	23,00	23,00
I - 2	71	42,82	espúrio	I - 8	71	23,35	23,35
I - 2	79	38,87	38,87	I - 8	79	13,90	13,90
I - 2	80	50,22	espúrio	I - 8	80	14,11	14,11
I - 2	81	42,18	42,18	I - 8	81	13,68	13,68
I - 2	89	explodiu	0,01	I - 8	89	3,03	3,03
I - 2	90	12,34	12,34	I - 8	90	3,46	espúrio
I - 2	91	12,27	12,27	I - 8	91	2,96	2,96

<i>Etapa I</i>							
<i>Resultados de Resistência Mecânica [MPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
I - 3	1	75,90	75,90	I - 9	49	91,28	91,28
I - 3	2	83,24	83,24	I - 9	50	93,32	93,32
I - 3	3	43,81	espúrio	I - 9	51	87,19	87,19
I - 3	11	57,91	57,91	I - 9	59	95,09	espúrio
I - 3	12	72,44	espúrio	I - 9	60	83,52	83,52
I - 3	13	48,18	48,18	I - 9	61	87,75	87,75
I - 3	21	40,42	espúrio	I - 9	69	81,83	81,83
I - 3	22	74,42	74,42	I - 9	70	78,37	78,37
I - 3	23	67,58	67,58	I - 9	71	74,98	74,98
I - 3	31	59,46	59,46	I - 9	79	explodiu	0,01
I - 3	32	64,54	espúrio	I - 9	80	explodiu	0,01
I - 3	33	56,78	56,78	I - 9	81	explodiu	0,01
I - 3	41	13,68	13,68	I - 9	89	explodiu	0,01
I - 3	42	14,25	14,25	I - 9	90	explodiu	0,01
I - 3	43	13,40	13,40	I - 9	91	explodiu	0,01
I - 4	49	82,95	espúrio	I - 10	1	70,40	70,40
I - 4	50	76,18	76,18	I - 10	2	77,81	77,81
I - 4	51	74,49	74,49	I - 10	3	74,07	74,07
I - 4	59	74,21	74,21	I - 10	11	72,44	72,44
I - 4	60	72,44	72,44	I - 10	12	85,07	85,07
I - 4	61	33,15	espúrio	I - 10	13	38,87	espúrio
I - 4	69	76,61	76,61	I - 10	21	52,34	52,34
I - 4	70	85,92	85,92	I - 10	22	70,19	espúrio
I - 4	71	80,42	80,42	I - 10	23	54,60	54,60
I - 4	79	57,63	57,63	I - 10	31	63,49	63,49
I - 4	80	61,65	61,65	I - 10	32	66,24	66,24
I - 4	81	explodiu	0,01	I - 10	33	59,18	59,18
I - 4	89	16,29	espúrio	I - 10	41	21,66	espúrio
I - 4	90	13,33	13,33	I - 10	42	24,48	24,48
I - 4	91	14,39	14,39	I - 10	43	23,98	23,98

<i>Etapa I</i>							
<i>Resultados de Resistência Mecânica [MPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
I - 5	1	73,71	73,71	I - 11	49	63,84	63,84
I - 5	2	76,96	76,96	I - 11	50	60,73	60,73
I - 5	3	72,80	72,80	I - 11	51	75,83	espúrio
I - 5	11	64,54	64,54	I - 11	59	56,64	56,64
I - 5	12	71,46	espúrio	I - 11	60	63,84	63,84
I - 5	13	64,19	64,19	I - 11	61	59,96	59,96
I - 5	21	69,48	espúrio	I - 11	69	70,96	70,96
I - 5	22	51,14	51,14	I - 11	70	55,16	espúrio
I - 5	23	49,66	49,66	I - 11	71	71,39	71,39
I - 5	31	51,21	51,21	I - 11	79	50,58	50,58
I - 5	32	56,36	56,36	I - 11	80	***	***
I - 5	33	53,82	53,82	I - 11	81	45,50	45,50
I - 5	41	15,73	15,73	I - 11	89	explodiu	0,01
I - 5	42	14,32	14,32	I - 11	90	explodiu	0,01
I - 5	43	15,17	15,17	I - 11	91	19,75	19,75
I - 6	49	67,93	67,93	I - 12	1	61,09	61,09
I - 6	50	67,79	67,79	I - 12	2	49,59	espúrio
I - 6	51	86,34	espúrio	I - 12	3	62,57	62,57
I - 6	59	65,95	65,95	I - 12	11	70,96	70,96
I - 6	60	78,37	78,37	I - 12	12	68,56	68,56
I - 6	61	34,35	espúrio	I - 12	13	76,39	76,39
I - 6	69	65,67	65,67	I - 12	21	51,21	espúrio
I - 6	70	73,93	espúrio	I - 12	22	43,59	43,59
I - 6	71	58,48	58,48	I - 12	23	37,39	37,39
I - 6	79	60,03	espúrio	I - 12	31	44,02	44,02
I - 6	80	52,20	52,20	I - 12	32	47,12	47,12
I - 6	81	45,22	45,22	I - 12	33	41,76	41,76
I - 6	89	16,44	espúrio	I - 12	41	16,51	16,51
I - 6	90	13,61	13,61	I - 12	42	15,87	15,87
I - 6	91	12,06	12,06	I - 12	43	13,19	espúrio

<i>Etapa II</i>							
<i>Resultados de Resistência Mecânica [MPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
II - 13	1	90,15	90,15	II - 16	49	9,88	9,88
II - 13	2	77,10	espúrio	II - 16	50	11,71	espúrio
II - 13	3	84,15	84,15	II - 16	51	9,31	9,31
II - 13	11	81,40	espúrio	II - 16	59	11,85	11,85
II - 13	12	69,90	69,90	II - 16	60	12,06	12,06
II - 13	13	75,05	75,05	II - 16	61	12,98	12,98
II - 13	21	72,09	espúrio	II - 16	69	11,64	espúrio
II - 13	22	82,95	82,95	II - 16	70	10,51	10,51
II - 13	23	90,85	90,85	II - 16	71	9,81	9,81
II - 13	31	43,73	espúrio	II - 16	79	3,95	espúrio
II - 13	32	56,08	56,08	II - 16	80	6,77	6,77
II - 13	33	50,58	50,58	II - 16	81	6,98	6,98
II - 13	41	14,74	14,74	II - 16	89	2,47	2,47
II - 13	42	16,86	espúrio	II - 16	90	***	***
II - 13	43	15,02	15,02	II - 16	91	2,33	2,33
II - 14	49	78,30	espúrio	II - 18	49	15,31	espúrio
II - 14	50	71,53	71,53	II - 18	50	17,07	17,07
II - 14	51	64,90	64,90	II - 18	51	16,29	16,29
II - 14	59	71,39	71,39	II - 18	59	16,72	16,72
II - 14	60	80,49	espúrio	II - 18	60	16,01	16,01
II - 14	61	68,49	68,49	II - 18	61	15,94	15,94
II - 14	69	83,52	83,52	II - 18	69	13,97	13,97
II - 14	70	100,80	espúrio	II - 18	70	13,61	13,61
II - 14	71	83,31	83,31	II - 18	71	11,50	espúrio
II - 14	79	50,93	50,93	II - 18	79	7,12	7,12
II - 14	80	50,86	50,86	II - 18	80	8,75	espúrio
II - 14	81	50,65	50,65	II - 18	81	7,76	7,76
II - 14	89	14,95	14,95	II - 18	89	4,66	espúrio
II - 14	90	17,07	espúrio	II - 18	90	3,39	3,39
II - 14	91	15,38	15,38	II - 18	91	2,96	2,96

Etapa II							
Resultados de Resistência Mecânica [MPa]							
Grupo	Código	Valores Coletados	Valores Analisados	Grupo	Código	Valores Coletados	Valores Analisados
II - 15	1	71,60	71,60	II - 19	1	23,63	espúrio
II - 15	2	77,03	77,03	II - 19	2	26,45	26,45
II - 15	3	90,08	espúrio	II - 19	3	28,64	28,64
II - 15	11	60,95	espúrio	II - 19	11	27,23	27,23
II - 15	12	74,28	74,28	II - 19	12	26,17	26,17
II - 15	13	79,57	79,57	II - 19	13	20,74	espúrio
II - 15	21	75,12	espúrio	II - 19	21	29,42	espúrio
II - 15	22	51,35	51,35	II - 19	22	24,62	24,62
II - 15	23	54,46	54,46	II - 19	23	22,85	22,85
II - 15	31	39,64	39,64	II - 19	31	14,53	espúrio
II - 15	32	41,27	41,27	II - 19	32	12,41	12,41
II - 15	33	48,18	espúrio	II - 19	33	12,63	12,63
II - 15	41	16,65	16,65	II - 19	41	5,85	5,85
II - 15	42	16,44	16,44	II - 19	42	6,21	6,21
II - 15	43	15,10	15,10	II - 19	43	6,00	6,00

<i>Etapa I</i>							
<i>Resultados de Módulo de Deformação [GPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
I - 1	4	49,20	49,20	I - 7	4	49,20	49,20
I - 1	5	48,71	48,71	I - 7	5	25,83	25,83
I - 1	6	48,54	48,54	I - 7	6	26,88	26,88
I - 1	14	44,53	44,53	I - 7	14	25,46	25,46
I - 1	15	43,80	43,80	I - 7	15	35,70	espúrio
I - 1	16	48,37	48,37	I - 7	16	25,60	25,60
I - 1	24	***	***	I - 7	24	18,33	18,33
I - 1	25	41,87	41,87	I - 7	25	20,27	espúrio
I - 1	26	47,78	47,78	I - 7	26	18,31	18,31
I - 1	34	17,44	espúrio	I - 7	34	5,63	5,63
I - 1	35	21,32	21,32	I - 7	35	5,44	5,44
I - 1	36	22,67	22,67	I - 7	36	5,57	5,57
I - 2	52	48,87	48,87	I - 8	52	28,90	28,90
I - 2	53	41,89	48,59	I - 8	53	52,28	espúrio
I - 2	54	44,94	44,94	I - 8	54	22,73	22,73
I - 2	62	44,18	44,18	I - 8	62	21,18	21,18
I - 2	63	41,39	41,39	I - 8	63	23,09	23,09
I - 2	64	39,65	39,65	I - 8	64	56,67	espúrio
I - 2	72	32,58	32,58	I - 8	72	15,08	espúrio
I - 2	73	75,38	espúrio	I - 8	73	17,58	17,58
I - 2	74	32,89	32,89	I - 8	74	18,19	18,19
I - 2	82	12,18	12,18	I - 8	82	4,92	4,92
I - 2	83	13,12	13,12	I - 8	83	5,96	espúrio
I - 2	84	11,14	espúrio	I - 8	84	4,32	4,32
I - 3	4	42,15	42,15	I - 9	52	53,36	53,36
I - 3	5	48,14	espúrio	I - 9	53	***	***
I - 3	6	41,92	41,92	I - 9	54	48,39	48,39
I - 3	14	41,58	41,58	I - 9	62	44,82	44,82
I - 3	15	42,26	42,26	I - 9	63	46,39	46,39
I - 3	16	44,06	44,06	I - 9	64	45,47	45,47
I - 3	24	37,09	37,09	I - 9	72	34,07	34,07
I - 3	25	41,92	espúrio	I - 9	73	33,56	33,56
I - 3	26	36,36	36,36	I - 9	74	31,31	31,31
I - 3	34	15,50	15,50	I - 9	82	explodiu	0,01
I - 3	35	explodiu	0,01	I - 9	83	explodiu	0,01
I - 3	36	12,18	12,18	I - 9	84	explodiu	0,01

<i>Etapa I</i>							
<i>Resultados de Módulo de Deformação [GPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
I - 4	52	41,66	41,66	I - 10	4	48,41	48,41
I - 4	53	46,85	espúrio	I - 10	5	47,74	47,74
I - 4	54	42,24	42,24	I - 10	6	52,18	52,18
I - 4	62	42,02	42,02	I - 10	14	55,79	espúrio
I - 4	63	36,78	espúrio	I - 10	15	46,40	46,40
I - 4	64	42,12	42,12	I - 10	16	49,88	49,88
I - 4	72	35,45	35,45	I - 10	24	39,22	39,22
I - 4	73	35,14	35,14	I - 10	25	39,89	39,89
I - 4	74	34,44	34,44	I - 10	26	37,44	37,44
I - 4	82	13,20	13,20	I - 10	34	21,08	espúrio
I - 4	83	14,36	espúrio	I - 10	35	17,98	17,98
I - 4	84	12,14	12,14	I - 10	36	17,84	17,84
I - 5	4	52,53	52,53	I - 11	52	46,75	46,75
I - 5	5	48,59	48,59	I - 11	53	49,09	49,09
I - 5	6	43,52	espúrio	I - 11	54	49,82	49,82
I - 5	14	42,90	42,90	I - 11	62	43,51	43,51
I - 5	15	46,80	espúrio	I - 11	63	49,01	49,01
I - 5	16	40,88	40,88	I - 11	64	47,52	47,52
I - 5	24	40,73	espúrio	I - 11	72	29,90	29,90
I - 5	25	34,23	34,23	I - 11	73	33,34	33,34
I - 5	26	35,68	35,68	I - 11	74	32,97	32,97
I - 5	34	14,91	14,91	I - 11	82	explodiu	0,01
I - 5	35	14,92	14,92	I - 11	83	14,95	14,95
I - 5	36	12,86	espúrio	I - 11	84	11,71	11,71
I - 6	52	47,48	47,48	I - 12	4	59,66	espúrio
I - 6	53	47,26	47,26	I - 12	5	48,24	48,24
I - 6	54	43,59	43,59	I - 12	6	47,92	47,92
I - 6	62	42,66	42,66	I - 12	14	44,03	44,03
I - 6	63	45,21	45,21	I - 12	15	45,44	45,44
I - 6	64	42,34	42,34	I - 12	16	45,02	45,02
I - 6	72	36,59	36,59	I - 12	24	37,14	37,14
I - 6	73	36,13	36,13	I - 12	25	41,33	41,33
I - 6	74	32,01	espúrio	I - 12	26	32,41	espúrio
I - 6	82	explodiu	0,01	I - 12	34	16,46	16,46
I - 6	83	10,88	10,88	I - 12	35	18,60	18,60
I - 6	84	9,08	9,08	I - 12	36	13,72	espúrio

<i>Etapa II</i>							
<i>Resultados de Módulo de Deformação [GPa]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Valores Coletados</i>	<i>Valores Analisados</i>
II - 13	4	56,39	56,39	II - 16	52	18,52	18,52
II - 13	5	49,51	espúrio	II - 16	53	20,92	20,92
II - 13	6	55,74	55,74	II - 16	54	20,04	20,04
II - 13	14	52,20	52,20	II - 16	62	15,38	espúrio
II - 13	15	49,15	49,15	II - 16	63	18,86	18,86
II - 13	16	55,46	55,46	II - 16	64	17,64	17,64
II - 13	24	40,12	40,12	II - 16	72	13,81	espúrio
II - 13	25	47,56	espúrio	II - 16	73	11,59	11,59
II - 13	26	39,91	39,91	II - 16	74	9,61	9,61
II - 13	34	13,35	13,35	II - 16	82	2,90	2,90
II - 13	35	12,53	12,53	II - 16	83	2,56	espúrio
II - 13	36	13,55	13,55	II - 16	84	2,90	2,90
II - 14	52	43,48	espúrio	II - 18	52	28,59	espúrio
II - 14	53	49,15	49,15	II - 18	53	23,88	23,88
II - 14	54	48,10	48,10	II - 18	54	19,21	19,21
II - 14	62	46,08	46,08	II - 18	62	23,36	23,36
II - 14	63	43,65	43,65	II - 18	63	28,13	espúrio
II - 14	64	56,65	espúrio	II - 18	64	20,57	20,57
II - 14	72	37,70	37,70	II - 18	72	15,97	15,97
II - 14	73	35,74	35,74	II - 18	73	15,58	15,58
II - 14	74	38,68	38,68	II - 18	74	14,34	14,34
II - 14	82	11,41	11,41	II - 18	82	8,57	8,57
II - 14	83	10,60	10,60	II - 18	83	5,28	espúrio
II - 14	84	10,18	10,18	II - 18	84	10,36	10,36
II - 15	4	52,72	52,72	II - 19	4	24,64	espúrio
II - 15	5	84,18	espúrio	II - 19	5	28,39	28,39
II - 15	6	46,55	46,55	II - 19	6	28,05	28,05
II - 15	14	53,84	53,84	II - 19	14	23,79	23,79
II - 15	15	45,20	espúrio	II - 19	15	33,60	espúrio
II - 15	16	60,13	60,13	II - 19	16	27,19	27,19
II - 15	24	39,47	39,47	II - 19	24	17,28	17,28
II - 15	25	42,10	42,10	II - 19	25	34,09	espúrio
II - 15	26	46,85	espúrio	II - 19	26	20,44	espúrio
II - 15	34	12,47	12,47	II - 19	34	4,05	espúrio
II - 15	35	12,23	12,23	II - 19	35	3,88	3,88
II - 15	36	12,88	12,88	II - 19	36	1,94	1,94

<i>Etapa I</i>							
<i>Absorção por Imersão [%]</i>							
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>	<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>
I - 3	7	3,18	3,18	I - 9	55	3,29	3,29
I - 3	8	3,21	3,21	I - 9	56	3,13	3,13
I - 3	17	3,27	3,27	I - 9	65	3,08	3,08
I - 3	18	2,98	2,98	I - 9	66	2,91	2,91
I - 3	27	3,28	3,28	I - 9	75	4,61	4,61
I - 3	28	3,54	3,54	I - 9	76	4,57	4,57
I - 3	37	5,98	5,98	I - 9	85	explodiu	
I - 3	38	6,03	6,03	I - 9	86	explodiu	
I - 3	44	7,97	7,97	I - 9	92	explodiu	
I - 3	45	7,90	7,90	I - 9	93	explodiu	
I - 4	55	3,06	3,06	I - 10	7	3,55	3,55
I - 4	56	3,04	3,04	I - 10	8	3,65	3,65
I - 4	65	2,82	2,82	I - 10	17	4,00	4,00
I - 4	66	3,01	3,01	I - 10	18	4,13	4,13
I - 4	75	4,32	4,32	I - 10	27	3,80	3,80
I - 4	76	1,15	espúrio	I - 10	28	4,23	4,23
I - 4	85	6,11	6,11	I - 10	37	5,71	5,71
I - 4	86	6,04	6,04	I - 10	38	explodiu	
I - 4	92	7,17	7,17	I - 10	44	6,84	6,84
I - 4	93	explodiu		I - 10	45	6,84	6,84
I - 5	7	3,50	3,50	I - 11	55	4,72	4,72
I - 5	8	3,51	3,51	I - 11	56	4,37	4,37
I - 5	17	3,83	3,83	I - 11	65	4,42	4,42
I - 5	18	3,29	3,29	I - 11	66	4,44	4,44
I - 5	27	3,59	3,59	I - 11	75	4,73	4,73
I - 5	28	3,90	3,90	I - 11	76	4,77	4,77
I - 5	37	6,07	6,07	I - 11	85	explodiu	
I - 5	38	6,13	6,13	I - 11	86	explodiu	
I - 5	44	7,54	7,54	I - 11	92	explodiu	
I - 5	45	7,60	7,60	I - 11	93	explodiu	
I - 6	55	2,64	2,64	I - 12	7	3,78	3,78
I - 6	56	4,72	espúrio	I - 12	8	3,76	3,76
I - 6	65	3,69	3,69	I - 12	17	3,80	3,80
I - 6	66	3,51	3,51	I - 12	18	3,56	3,56
I - 6	75	4,11	4,11	I - 12	27	4,20	4,20
I - 6	76	4,48	4,48	I - 12	28	4,45	4,45
I - 6	85	6,58	6,58	I - 12	37	5,83	5,83
I - 6	86	6,78	6,78	I - 12	38	explodiu	
I - 6	92	explodiu		I - 12	44	7,58	7,58
I - 6	93	8,51	8,51	I - 12	45	7,58	7,58

Etapa II							
Absorção por Imersão [%]							
Grupo	Código	Dados Coletados	Dados Analisados	Grupo	Código	Dados Coletados	Dados Analisados
II - 13	7	2,39	2,39	II - 16	55	3,50	3,50
II - 13	8	2,68	2,68	II - 16	56	3,17	3,17
II - 13	17	3,15	3,15	II - 16	65	3,70	3,70
II - 13	18	3,65	3,65	II - 16	66	3,03	3,03
II - 13	27	3,37	3,37	II - 16	75	4,48	4,48
II - 13	28	4,16	4,16	II - 16	76	4,89	4,89
II - 13	37	6,81	6,81	II - 16	85	10,64	10,64
II - 13	38	7,25	7,25	II - 16	86	10,63	10,63
II - 13	44	8,52	8,52	II - 16	92	12,39	12,39
II - 13	45	8,18	8,18	II - 16	93	13,42	13,42
II - 14	55	2,88	2,88	II - 18	55	3,32	3,32
II - 14	56	3,60	3,60	II - 18	56	3,31	3,31
II - 14	65	2,78	espúrio	II - 18	65	3,40	3,40
II - 14	66	3,84	3,84	II - 18	66	3,49	3,49
II - 14	75	4,07	4,07	II - 18	75	3,90	3,90
II - 14	76	4,33	4,33	II - 18	76	4,40	4,40
II - 14	85	7,01	7,01	II - 18	85	10,53	10,53
II - 14	86	6,93	6,93	II - 18	86	10,39	10,39
II - 14	92	8,14	8,14	II - 18	92	12,13	12,13
II - 14	93	8,33	8,33	II - 18	93	10,82	10,82
II - 15	7	1,85	1,85	II - 19	7	3,18	3,18
II - 15	8	1,96	1,96	II - 19	8	3,14	3,14
II - 15	17	2,32	2,32	II - 19	17	2,96	2,96
II - 15	18	2,27	2,27	II - 19	18	3,02	3,02
II - 15	27	2,89	2,89	II - 19	27	3,57	3,57
II - 15	28	3,37	3,37	II - 19	28	3,71	3,71
II - 15	37	5,35	5,35	II - 19	37	8,92	8,92
II - 15	38	5,75	5,75	II - 19	38	8,87	8,87
II - 15	44	7,37	7,37	II - 19	44	10,42	10,42
II - 15	45	7,42	7,42	II - 19	45	11,09	11,09

<i>Etapa I</i>					
<i>Absorção Sucção Capilar</i>		<i>Resistência Capilar [h/m²]</i>		<i>Taxa de Absorção [g/cm².h^{1/2}]</i>	
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>
I - 1	9	10245,12	espúrio	0,09	espúrio
I - 1	10	45335,30	45335,30	0,04	0,04
I - 1	19	31116,96	31116,96	0,05	0,05
I - 1	20	39240,41	39240,41	0,04	0,04
I - 1	29	27822,24	27822,24	0,05	0,05
I - 1	30	19376,64	19376,64	0,07	0,07
I - 1	39	3494,67	3494,67	0,21	0,21
I - 1	40	3278,44	3278,44	0,16	0,16
I - 1	46	2477,23	2477,23	0,22	0,22
I - 1	47	1932,66	1932,66	0,25	0,25
I - 2	57	32112,64	32112,64	0,04	0,04
I - 2	58	21666,78	espúrio	0,05	0,05
I - 2	67	33415,00	33415,00	0,04	0,04
I - 2	68	27822,00	27822,00	0,04	0,04
I - 2	77	20835,21	20835,21	0,06	0,06
I - 2	78	23484,06	23484,06	0,06	0,06
I - 2	87	2925,57	2925,57	0,15	0,15
I - 2	88	explodiu		explodiu	
I - 2	95	***	***	***	***
I - 2	96	179492,86	espúrio	0,00	espúrio
I - 3	9	69907,36	69907,36	0,04	0,04
I - 3	10	56644,00	56644,00	0,05	0,05
I - 3	19	46869,21	46869,21	0,03	0,03
I - 3	20	44829,55	44829,55	0,05	0,05
I - 3	29	48800,67	48800,67	0,04	0,04
I - 3	30	45195,23	45195,23	0,03	0,03
I - 3	39	4103,76	4103,76	0,15	0,15
I - 3	40	6336,16	6336,16	0,12	0,12
I - 3	46	2009,65	2009,65	0,30	0,30
I - 3	47	2309,68	2309,68	0,23	0,23
I - 4	57	20277,00	espúrio	0,06	0,06
I - 4	58	50715,00	50715,00	0,03	0,03
I - 4	67	49106,56	49106,56	0,02	0,02
I - 4	68	51619,84	51619,84	0,12	espúrio
I - 4	77	50249,96	50249,96	0,04	0,04
I - 4	78	40481,00	40481,00	0,04	0,04
I - 4	87	3606,79	3606,79	0,18	0,18
I - 4	88	4342,50	4342,50	0,17	0,17
I - 4	94	1570,60	1570,60	0,36	0,36
I - 4	95	2257,18	2257,18	0,33	0,33

<i>Etapa I</i>					
<i>Absorção Sucção Capilar</i>		<i>Resistência Capilar [h/m²]</i>		<i>Taxa de Absorção [g/cm².h^{1/2}]</i>	
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>
I - 5	9	38724,18	38724,18	0,05	0,05
I - 5	10	48726,88	48726,88	0,04	0,04
I - 5	19	33124,00	33124,00	0,04	0,04
I - 5	20	39465,97	39465,97	0,05	0,05
I - 5	29	20872,26	20872,26	0,06	0,06
I - 5	30	34287,57	34287,57	0,05	0,05
I - 5	39	3655,21	3655,21	0,16	0,16
I - 5	40	3332,57	3332,57	0,16	0,16
I - 5	46	1827,15	1827,15	0,22	0,22
I - 5	47	1683,62	1683,62	0,30	0,30
I - 6	57	21755,52	espúrio	0,02	0,02
I - 6	58	42931,00	42931,00	0,04	0,04
I - 6	67	37171,00	37171,00	0,02	0,02
I - 6	68	23142,19	23142,19	0,01	0,01
I - 6	77	29868,81	29868,81	0,05	0,05
I - 6	78	299392,78	espúrio	***	***
I - 6	87	3121,43	3121,43	0,16	0,16
I - 6	88	3086,88	3086,88	0,17	0,17
I - 6	94	explodiu		explodiu	
I - 6	95	explodiu		explodiu	
I - 7	9	19357,68	19357,68	0,09	0,09
I - 7	10	22620,16	22620,16	0,08	0,08
I - 7	19	27955,84	espúrio	0,06	0,06
I - 7	20	17213,44	17213,44	0,08	0,08
I - 7	29	19171,09	19171,09	0,08	0,08
I - 7	30	19448,66	19448,66	0,09	0,09
I - 7	39	1877,55	1877,55	0,29	0,29
I - 7	40	1900,96	1900,96	0,30	0,30
I - 7	46	desintegrou		desintegrou	
I - 7	47	desintegrou		desintegrou	
I - 8	57	13545,25	13545,25	0,10	0,10
I - 8	58	19680,82	19680,82	0,08	0,08
I - 8	67	20079,20	20079,20	0,09	0,09
I - 8	68	18095,27	18095,27	0,09	0,09
I - 8	77	10899,52	10899,52	0,11	0,11
I - 8	78	13371,32	13371,32	0,11	0,11
I - 8	87	2532,80	2532,80	0,20	0,20
I - 8	88	2701,72	2701,72	0,23	0,23
I - 8	94	desintegrou		desintegrou	
I - 8	95	desintegrou		desintegrou	

<i>Etapa I</i>					
<i>Absorção Sucção Capilar</i>		<i>Resistência Capilar [h/m²]</i>		<i>Taxa de Absorção [g/cm².h^{1/2}]</i>	
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>
I - 9	57	58370,00	58370,00	0,02	0,02
I - 9	58	62900,00	62900,00	0,02	0,02
I - 9	67	58370,00	58370,00	0,02	0,02
I - 9	68	61305,00	61305,00	0,02	0,02
I - 9	77	65127,00	65127,00	0,04	0,04
I - 9	78	***	***	0,04	0,04
I - 9	87	explodiu		explodiu	
I - 9	88	explodiu		explodiu	
I - 9	94	explodiu		explodiu	
I - 9	95	explodiu		explodiu	
I - 10	9	86829,34	86829,34	0,02	0,02
I - 10	10	81689,30	81689,30	0,01	0,01
I - 10	19	93394,01	93394,01	0,02	0,02
I - 10	20	79121,42	79121,42	0,01	0,01
I - 10	29	72034,31	72034,31	0,05	0,05
I - 10	30	90389,71	90389,71	0,03	0,03
I - 10	39	10662,00	espúrio	0,13	0,13
I - 10	40	4733,44	4733,44	0,19	0,19
I - 10	46	2188,98	2188,98	0,41	0,41
I - 10	47	2145,71	2145,71	0,37	0,37
I - 11	57	73715,14	73715,14	0,02	0,02
I - 11	58	75314,09	75314,09	0,02	0,02
I - 11	67	57984,00	57984,00	0,03	0,03
I - 11	68	58951,00	58951,00	0,04	0,04
I - 11	77	47494,28	47494,28	0,07	0,07
I - 11	78	55603,67	55603,67	0,05	0,05
I - 11	87	5253,89	5253,89	0,21	0,21
I - 11	88	4146,44	4146,44	0,24	0,24
I - 11	94	explodiu		explodiu	
I - 11	95	explodiu		explodiu	
I - 12	9	58525,45	58525,45	0,03	0,03
I - 12	10	64918,99	64918,99	0,03	0,03
I - 12	19	72856,40	72856,40	0,02	0,02
I - 12	20	51370,63	51370,63	0,03	0,03
I - 12	29	50636,25	50636,25	0,06	0,06
I - 12	30	54416,09	54416,09	0,05	0,05
I - 12	39	6364,63	6364,63	0,19	0,19
I - 12	40	6364,63	6364,63	0,19	0,19
I - 12	46	2664,92	2664,92	0,38	0,38
I - 12	47	2987,68	2987,68	0,32	0,32

<i>Etapa II</i>					
<i>Absorção Sucção Capilar</i>		<i>Resistência Capilar [h/m²]</i>		<i>Taxa de Absorção [g/cm².h1/2]</i>	
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>
II - 13	9	69615,86	69615,86	0,02	0,02
II - 13	10	61817,91	61817,91	0,02	0,02
II - 13	19	64622,62	64622,62	0,02	0,02
II - 13	20	69019,68	69019,68	0,02	0,02
II - 13	29	59623,45	59623,45	0,04	0,04
II - 13	30	57787,08	57787,08	0,03	0,03
II - 13	39	1842,96	1842,96	0,32	0,32
II - 13	40	2603,49	2603,49	0,73	espúrio
II - 13	46	3364,00	espúrio	0,33	0,33
II - 13	47	843,32	843,32	0,01	espúrio
II - 14	57	85241,04	85241,04	0,02	0,02
II - 14	58	93645,94	93645,94	0,02	0,02
II - 14	67	54113,30	54113,30	0,02	0,02
II - 14	68	56136,14	56136,14	0,02	0,02
II - 14	77	28633,56	28633,56	0,03	0,03
II - 14	78	26003,44	26003,44	0,04	0,04
II - 14	87	1753,00	1753,00	0,33	0,33
II - 14	88	1621,30	1621,30	0,33	0,33
II - 14	94	1781,18	1781,18	0,35	0,35
II - 14	95	1486,66	1486,66	0,41	0,41
II - 15	9	76839,84	76839,84	0,10	0,10
II - 15	10	82100,22	82100,22	0,10	0,10
II - 15	19	72253,44	72253,44	0,01	0,01
II - 15	20	57600,00	57600,00	0,01	0,01
II - 15	29	51256,96	51256,96	0,02	0,02
II - 15	30	53268,64	53268,64	0,02	0,02
II - 15	39	1646,87	1646,87	0,31	0,31
II - 15	40	1748,23	1748,23	0,26	0,26
II - 15	46	934,77	934,77	0,38	0,38
II - 15	47	953,27	953,27	0,46	0,46
II - 16	57	16802,87	16802,87	0,02	0,02
II - 16	58	17848,96	17848,96	0,01	0,01
II - 16	67	18410,60	18410,60	0,01	0,01
II - 16	68	20499,80	20499,80	0,01	0,01
II - 16	77	32420,28	32420,28	0,01	0,01
II - 16	78	22906,93	22906,93	0,01	0,01
II - 16	87	40000,00	40000,00	0,07	0,07
II - 16	88	44461,36	44461,36	0,05	0,05
II - 16	94	***	***	***	***
II - 16	95	***	***	***	***

<i>Etapa II</i>					
<i>Absorção Sucção Capilar</i>		<i>Resistência Capilar [h/m²]</i>		<i>Taxa de Absorção [g/cm².h^{1/2}]</i>	
<i>Grupo</i>	<i>Código</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>	<i>Dados Coletados</i>	<i>Dados Analisados</i>
II - 18	57	12780,47	12780,47	0,01	0,01
II - 18	58	14936,17	14936,17	0,01	0,01
II - 18	67	15959,64	15959,64	0,01	0,01
II - 18	68	15716,86	15716,86	0,01	0,01
II - 18	77	40642,56	40642,56	0,02	0,02
II - 18	78	44774,56	44774,56	0,01	0,01
II - 18	87	13486,10	13486,10	0,10	0,10
II - 18	88	***	***	***	***
II - 18	94	***	***	***	***
II - 18	95	explodiu		explodiu	
II - 19	9	27435,33	27435,33	0,01	0,01
II - 19	10	27753,15	27753,15	0,02	0,02
II - 19	19	14985,77	14985,77	0,01	0,01
II - 19	20	15331,65	15331,65	0,01	0,01
II - 19	29	41779,36	41779,36	0,01	0,01
II - 19	30	24711,84	espúrio	0,02	0,02
II - 19	39	16589,44	16589,44	0,09	0,09
II - 19	40	20670,89	20670,89	0,08	0,08
II - 19	57	9538,05	9538,05	0,01	0,01
II - 19	58	10683,83	10683,83	0,01	0,01

ANEXO III

*** NÍVEL DE SIGNIFICÂNCIA ***

(Planilhas extraídas do software *STATÍSTICA*)

Conjunto Principal I					
<i>Resistência Mecânica</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de agregado graúdo; 3-Tipo de adição mineral.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	4	14077,16	268,78	0,00	Sim
2	1	35,63	0,68	0,41	Não
3	4	188,79	3,60	0,01	Sim
12	4	267,27	5,10	0,00	Sim
13	16	575,81	10,99	0,00	Sim
23	4	125,10	2,39	0,06	Não
123	16	251,31	4,80	0,00	Sim
Erro	67	52,37			

Conjunto Suplementar I					
<i>Resistência Mecânica</i>					
1-Compacidade do concreto; 2-Temperatura de exposição; 3-Tipo de agregado graúdo.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	1	13642,92	1253,24	0,00	Sim
2	4	2261,36	207,73	0,00	Sim
3	1	57,72	5,30	0,03	Sim
12	4	468,80	43,06	0,00	Sim
13	1	43,38	3,99	0,06	Não
23	4	119,73	11,00	0,00	Sim
123	4	92,37	8,49	0,00	Sim
Erro	26	10,89			

Conjunto Principal II					
<i>Resistência Mecânica</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de proteção passiva					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	4	6439,2	1447,63	0,00	Sim
2	6	6016,9	1352,69	0,00	Sim
12	24	703,0	158,05	0,00	Sim
Erro	45	4,4			

Conjunto Principal I					
<i>Módulo de Deformação</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de agregado; 3-Tipo de adição mineral.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	3	5962,18	737,32	0,00	Sim
2	1	209,37	25,89	0,00	Sim
3	4	67,87	8,39	0,00	Sim
12	3	4,35	0,54	0,66	Não
13	12	29,38	3,63	0,00	Sim
23	4	49,09	6,07	0,00	Sim
123	12	38,65	4,78	0,00	Sim
Erro	60	8,09			

Conjunto Suplementar I					
<i>Módulo de Deformação</i>					
1-Compacidade do concreto; 2-Temperatura de exposição; 3-Tipo de agregado graúdo.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	1	2959,67	861,548	0,00	Sim
2	3	1043,38	303,724	0,00	Sim
3	1	129,45	37,681	0,00	Sim
12	3	39,64	11,540	0,00	Sim
13	1	57,21	16,655	0,00	Sim
23	3	11,99	3,490	0,03	Sim
123	3	16,25	4,730	0,01	Sim
Erro	21	3,44			

Conjunto Principal II					
<i>Módulo de Deformação</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de proteção passiva					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	3	3569,18	1089,72	0,00	Sim
2	6	1170,22	357,28	0,00	Sim
12	18	104,98	32,05	0,00	Sim
Erro	37	3,28			

Conjunto Principal I					
<i>Absorção por Imersão</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de agregado; 3-Tipo de adição mineral.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	2	2,34	114,09	0,000000	Sim
2	0				
3	1	0,28	13,75	0,000879	Sim
12	2	0,03	1,30	0,288997	Não
13	8	0,28	13,82	0,000000	Sim
23	1	0,00	0,10	0,755619	Não
123	8	0,20	9,59	0,000002	Sim
Erro	29	0,02			

Conjunto Principal II					
<i>Absorção por Imersão</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de proteção passiva					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	2	4,37	42,34	0,000000	Sim
2	5	11,46	111,00	0,000000	Sim
12	22	1,87	18,07	0,000000	Sim
Erro	32	0,10			

Conjunto Principal I					
<i>Absorção por Sucção Capilar</i>					
<i>Resistência Capilar</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de agregado; 3-Tipo de adição mineral.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	2	4,94E+08	16,78034	0,000007	Sim
2	0				
3	1	1,46E+09	49,54609	0,000000	Sim
12	2	9,21E+06	0,31312	0,733084	Não
13	12	1,80E+08	6,11784	0,000009	Sim
23	1	4,79E+07	1,62738	0,210017	Não
123	12	4,80E+07	1,63120	0,125087	Não
Erro	37	2,94E+07			

Conjunto Principal I					
<i>Absorção por Sucção Capilar</i>					
<i>Taxa por Absorção</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de agregado; 3-Tipo de adição mineral.					
1	2	0,00	5,90	0,01	Sim
2	0				
3	1	0,00	0,54	0,47	Não
12	2	0,00	1,15	0,33	Não
13	12	0,00	1,48	0,17	Não
23	1	0,00	0,89	0,35	Não
123	12	0,00	0,33	0,98	Não
Erro	40	0,00			

Conjunto Suplementar I					
<i>Absorção por Sucção Capilar</i>					
<i>Resistência Capilar</i>					
1-Compacidade do concreto; 2-Temperatura de exposição; 3-Tipo de agregado graúdo.					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	0				
2	3	8,26E+08	91,63647	0,000000	Sim
3	0				
12	3	1,05E+08	11,67960	0,000543	Sim
13	0				
23	3	2,24E+07	2,48687	0,106499	Não
123	3	1,79E+07	1,98380	0,166256	Não
Erro	13	9,02E+06			

Conjunto Suplementar I					
<i>Absorção por Sucção Capilar</i>					
<i>Taxa por Absorção</i>					
1-Compacidade do concreto; 2-Temperatura de exposição; 3-Tipo de agregado graúdo.					
1	0				
2	3	0,04	182,23	0,00	Sim
3	0				
12	3	0,00	5,70	0,01	Sim
13	0				
23	3	0,00	9,06	0,00	Sim
123	3	0,00	2,50	0,10	Não
Erro	15	0,00			

Conjunto Principal II					
<i>Absorção por Sucção Capilar</i>					
<i>Resistência Capilar</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de proteção passiva					
<i>Efeito</i>	<i>GDL</i>	<i>MQ</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor de P</i>	<i>Significância</i>
1	2	2,39E+08	21,62350	0,000002	Sim
2	3	5,39E+08	48,75454	0,000000	Sim
12	20	8,06E+08	72,88151	0,000000	Sim
Erro	27	1,11E+07			

Conjunto Principal II					
<i>Absorção por Sucção Capilar</i>					
<i>Taxa por Absorção</i>					
1-Temperatura de exposição; 2-Tipo de proteção passiva					
1	2	0,00	2,16	0,13	Não
2	3	0,04	156,79	0,00	Sim
12	20	0,01	40,14	0,00	Sim
Erro	28	0,00			