

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE
NO FENÔMENO DE *SPALLING* EXPLOSIVO EM CONCRETOS EXPOSTOS A
ELEVADAS TEMPERATURAS

LARISSA DEGLIUOMINI KIRCHHOF

Porto Alegre
2010

LARISSA DEGLIUMINI KIRCHHOF

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE
UMIDADE NO FENÔMENO DE *SPALLING* EXPLOSIVO EM CONCRETOS
EXPOSTOS A ELEVADAS TEMPERATURAS**

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

Porto Alegre
2010

LARISSA DEGLIOMINI KIRCHHOF

ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO FENÔMENO DE *SPALLING* EXPLOSIVO EM CONCRETOS EXPOSTOS A ELEVADAS TEMPERATURAS

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

Porto Alegre, 27 de julho de 2010.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD, University of Leeds
Orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
PhD, North Carolina State University
Co-orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Doutor, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Mônica Regina Garcez (UFPEL)
Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Rogério Cattelan Antochaves de Lima (UNIPAMPA)
Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Valdir Pignatta e Silva (USP)
Doutor, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

*À minha família, pelo apoio
incondicional e incentivo em todas
as fases deste trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Ao professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, pela orientação e pelo apoio na elaboração deste trabalho.

Ao professor Roger Plank, por me acolher durante 12 meses no Fire Research Group da Universidade de Sheffield.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro concedido ao desenvolvimento da pesquisa em questão.

Ao amigo Wesley Góis, pela ajuda no entendimento do programa de análise térmica FPRCBC-T.

Aos colegas e amigos do LEME, pelo companherismo e, sobretudo, pelos laços de amizade formados durante este tempo de convívio.

Um agradecimento especial à amiga e colega Vânia pelo constante incentivo e, principalmente, por ter sido meu braço direito para o fechamento deste trabalho.

Aos bolsistas de iniciação científica, em especial aos alunos Felipe Scheffer, Josiane Scotton e Marcelo Argenton, pelo auxílio no desenvolvimento da etapa experimental.

Aos demais professores e funcionários do laboratório e da pós-graduação, pela contribuição direta ou indireta na elaboração desta pesquisa.

A Deus, por mais uma graça alcançada.

RESUMO

KIRCHHOF, L.D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de *spalling* explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas.** 237 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

Os concretos de alta compacidade, com resistências elevadas (acima de 40 MPa), estão começando a ser cada vez mais usados em obras de infraestrutura e em edificações de grande porte, devido às importantes vantagens que os mesmos oferecem em termos de capacidade de carga e durabilidade. Um dos pontos acerca de seu desempenho que levanta dúvidas envolve o seu comportamento frente a elevadas temperaturas. Evidências coletadas em incêndios ocorridos em estruturas reais, como o do *Channel Tunnel* e do *Mont Blanc Tunnel*, indicaram que, sob certas circunstâncias, existe a possibilidade de ocorrência de um fenômeno, conhecido como *spalling* explosivo, que causa sérios danos por lascamento ao material, incrementando de forma significativa a degradação térmica. Isso ocorre porque a reduzida porosidade e a baixa permeabilidade favorecem o aprisionamento do vapor de água nos poros, gerando um acréscimo da pressão interna que ocasiona tensões que podem superar a resistência à tração do concreto. O processo de *spalling*, bem como a sua probabilidade e severidade de ocorrência, dependem de uma série de fatores interdependentes que influenciam o comportamento do material. Contudo, está se formando um consenso de que o teor de umidade é o parâmetro mais influente para o desencadeamento do processo. Estudos efetuados após o reconhecimento da existência do *spalling* explosivo demonstraram que o mesmo tende a ocorrer somente quando o concreto apresenta teores muito elevados de umidade em sua estrutura de poros. Isso restringe a preocupação a certos tipos de elementos onde o concreto pode estar muito úmido por ocasião do sinistro. Embora estes sejam casos raros, a gravidade dos danos devido ao *spalling* explosivo justifica que se investiguem as condições nas quais o mesmo pode acontecer e se implementem medidas mitigatórias. Dado o caráter recente das investigações sobre o tema, ainda existe uma carência de estudos específicos que apontem quais as combinações críticas de porosidade e teores de umidade que desencadeiam o fenômeno. Este trabalho foi concebido para ajudar a superar essa lacuna de conhecimento, coletando dados sobre as condições que favorecem o *spalling* explosivo, bem como averiguando quais são as propriedades mecânicas residuais e as alterações na microestrutura sofridas por concretos com vários patamares de resistência submetidos a altas temperaturas. O trabalho utiliza os dados coletados para fundamentar a proposição de um modelo simplificado de *spalling*, elaborado com o objetivo de prover uma forma de considerar os efeitos do fenômeno durante uma análise termomecânica. Essa é uma necessidade fundamental para complementar os softwares atualmente utilizados para analisar os efeitos de incêndios sobre estruturas. O módulo de *spalling* foi implementado computacionalmente de forma que pudesse ser utilizado em consórcio com a ferramenta computacional VULCAN, o que permitiu simular a ocorrência do fenômeno na deterioração de uma viga durante um incêndio. Os resultados indicaram que a perda de seção transversal causada pela ocorrência do *spalling* explosivo reduz substancialmente o tempo de resistência ao fogo (TRRF), devido à aceleração dos danos e à redução da capacidade portante dos elementos estruturais de concreto. Conclui-se, portanto, que é fundamental considerar a possibilidade de lascamentos explosivos em estruturas suscetíveis ao fenômeno. De acordo com o presente estudo, estas incluem aquelas fabricadas com concretos de resistência maior que 40 MPa, que apresentem grau de saturação em torno ou superiores a 90%.

Palavras-chave: concreto de alta resistência, *spalling*, análise numérica, altas temperaturas, incêndio.

ABSTRACT

KIRCHHOF, L.D. **A numerical and experimental analysis of the influence of water content on explosive spalling phenomena in concretes exposed to elevated temperatures.** 237 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

In the last years, the utilization of high-strength concrete (HSC) in the construction industry, with compressive strength grades greater than 40 MPa, has become wide spread due to remarkable characteristics of durability and load bearing capacity. However, the increased use of HSC has raised concerns regarding the behaviour of such concretes in fire. Evidences which were collected from structures exposed to the effects of fires, like Channel Tunnel and Mont Blanc Tunnel, have indicated that there is a possibility of the occurrence of explosive spalling in this condition. The phenomenon causes serious damages to the material and raises its thermal degradation in a significant way. This occurs because of its low porosity and permeability that contribute for the vapour pressure build-up in the pores, generating stresses which can exceed tensile strength of the material. The probability and severity of spalling process depend on a large number of inter-dependent factors that influence the behaviour of HSC in an unexpected manner. There is a consensus that the moisture content is one of the principal factors of the occurrence of explosive spalling. Recent investigations have demonstrated that spalling tends to occur only when the moisture content in the pores of concrete is elevated. Although fire is considered an exceptional event, the seriousness of spalling in concrete structures justifies the investigation of conditions in that the phenomenon can be happen and the implementation of preventive measures. In spite of the recent advances about the spalling process in HSC at high temperatures, there is still a lack of information in relation to the critical combinations of factors which affect the spalling occurrence. This work intends to help overcoming this lack of knowledge from the experimental data analysis with the purpose of establishing some critical conditions which collaborate in the spalling process as well as investigating the residual mechanical properties and changes in the microstructure of different concrete grades submitted to high temperatures. In addition, the experimental data are used to validate the proposition of a simplified model of spalling which was developed with the objective to take into account the effects of spalling in the thermo-mechanical analysis. This is an important need to complement the fire analysis of concrete structures. The spalling model was incorporated in the VULCAN software to simulate the phenomenon occurrence in a concrete beam exposed to fire. The results shown that the loss of mass in the beam cross-section, caused by spalling, reduces substantially its required time of fire resistance whereas it accelerates the damage in the concrete and aids the reduction of load bearing capacity of structural element. In conclusion, it is essential to consider the possibility of concrete spalling mainly in concrete grades greater than 40 MPa that present a saturation degree higher than 90%.

Keywords: high strength concrete, spalling, numerical analysis, high temperatures, fire.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

| | |
|---|----|
| 1 INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... | 1 |
| 1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA..... | 2 |
| 1.3 PROBLEMA DE PESQUISA..... | 5 |
| 1.4 OBJETIVOS..... | 6 |
| 1.4.1 Objetivos gerais..... | 6 |
| 1.4.2 Objetivos específicos..... | 7 |
| 1.5 DELIMITAÇÃO DO ESTUDO..... | 8 |
| 1.6 ESTRATÉGIA DE PESQUISA..... | 8 |
| 1.7 ESTRUTURA DA TESE..... | 10 |

CAPÍTULO 2

| | |
|--|----|
| 2 ASPECTOS RELACIONADOS À SUSCETIBILIDADE DO CONCRETO À AÇÃO DE ELEVADAS TEMPERATURAS..... | 12 |
| 2.1 INTRODUÇÃO..... | 12 |
| 2.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO A ELEVADAS TEMPERATURAS..... | 13 |
| 2.3 EFEITOS DAS ALTAS TEMPERATURAS NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO..... | 15 |
| 2.3.1 Resistência à compressão..... | 15 |
| 2.3.2 Resistência à tração..... | 20 |
| 2.3.1 Módulo de elasticidade..... | 23 |
| 2.4 O FENÔMENO DO “SPALLING” EXPLOSIVO..... | 25 |
| 2.4.1 Classificação dos Tipos de <i>Spalling</i> | 26 |
| 2.4.2 Importância do <i>Spalling</i> Explosivo..... | 29 |
| 2.4.3 Mecanismos do <i>Spalling</i> Explosivo..... | 33 |
| 2.4.4 Parâmetros que influenciam a ocorrência do <i>Spalling</i> Explosivo..... | 38 |
| 2.4.5 Medidas preventivas para redução do <i>Spalling</i> Explosivo no concreto..... | 53 |

CAPÍTULO 3

| | |
|---|----|
| 3 MODELOS DE AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE <i>SPALLING</i> EM ESTRUTURAS DE CONCRETO SOB AÇÃO DE ALTAS TEMPERATURAS..... | 60 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS | 60 |
| 3.2 REVISÃO DOS MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR E DE MASSA NO CONCRETO AQUECIDO | 63 |
| 3.3 MODELOS DE PREVISÃO DO <i>SPALLING EXPLOSIVO</i> | 66 |
| 3.3.1 Modelo proposto por Ahmed e Hurst (1997) | 66 |
| 3.3.2 Projeto HITECOSP (1999 apud Khoury, 2000)..... | 67 |
| 3.3.3 Modelo apresentado por Kodur et al. (2004) | 69 |
| 3.3.4 Modelo proposto por Msaad e Bonnet (2006) | 72 |
| 3.3.5 Modelo proposto por Witek et al. (2007)..... | 74 |
| 3.3.6 Modelo proposto por Fu et al. (2009) | 76 |
| 3.3.7 Modelo proposto Majorana et al. (2009) | 78 |
| 3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS | 79 |

CAPÍTULO 4

| | |
|--|-----|
| 4 MATERIAIS E MÉTODOS | 81 |
| 4.1 DELINEAMENTO DA PARTE EXPERIMENTAL DO TRABALHO..... | 81 |
| 4.2 SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS..... | 83 |
| 4.2.1 Cimento..... | 83 |
| 4.2.2 Agregado Graúdo..... | 83 |
| 4.2.3 Agregado Miúdo | 85 |
| 4.2.4 Sílica Ativa | 85 |
| 4.2.5 Água | 86 |
| 4.2.6 Aditivo Superplastificante | 86 |
| 4.3 ESTUDO DE TRAÇOS | 87 |
| 4.4 PROCEDIMENTOS DE MISTURA E MOLDAGEM..... | 87 |
| 4.5 PROCESSOS DE PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA | 89 |
| 4.5.1 Procedimento para definição do Grau de Saturação (Fase 1 e Fase 2) | 89 |
| 4.5.2 Procedimento de preparação para Ensaio de Porosidade (Fase 2) | 93 |
| 4.5.3 Procedimento de preparação para Ensaio de Permeabilidade (Fase 2) | 94 |
| 4.5.4 Procedimento de preparação para análise e classificação do <i>spalling</i> | 97 |
| 4.6 ENSAIOS EMPREGADOS..... | 98 |
| 4.6.1 Metodologia de Aquecimento (Fase 1 e Fase 2) | 98 |
| 4.6.2 Perda de massa (Fase 1 e Fase 2) | 99 |
| 4.6.3 Grau de Severidade do <i>Spalling</i> (Fase 1 e Fase 2) | 99 |
| 4.6.4 Resistência à compressão simples (Fase 2) | 100 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.6.5 | Resistência à tração por compressão diametral (Fase 2) | 100 |
| 4.6.6 | Porosimetria por intrusão de mercúrio (Fase 2) | 100 |
| 4.6.7 | Coeficiente de Permeabilidade (Fase 2) | 101 |
| 4.7 | FASE 1: DETERMINAÇÃO DOS TEORES DE UMIDADE CRÍTICOS NA OCORRÊNCIA DO SPALLING EXPOSIVO | 102 |
| 4.7.1 | Procedimento Adotado | 102 |
| 4.8 | FASE 2: AVALIAÇÃO DAS ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO COM A ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA | 103 |
| 4.8.1 | Procedimento Adotado | 104 |

CAPÍTULO 5

| | | |
|-------|---|-----|
| 5 | APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS | 106 |
| 5.1 | ANÁLISE DOS RESULTADOS DA FASE 1 | 107 |
| 5.1.1 | Determinação dos teores de umidade críticos | 107 |
| 5.1.2 | Perda de massa | 111 |
| 5.2 | ANÁLISE DOS RESULTADOS DA FASE 2 | 112 |
| 5.2.1 | Resistência à compressão | 112 |
| 5.2.2 | Resistência à tração por compressão diametral | 119 |
| 5.2.3 | Coeficiente de permeabilidade do concreto | 123 |
| 5.2.4 | Porosidade e distribuição do tamanho de poros | 128 |
| 5.2.5 | Perda de massa | 135 |
| 5.2.6 | Grau de Severidade do <i>spalling</i> | 135 |
| 5.3 | CORRELAÇÃO ENTRE AS PROPRIEDADES DO CONCRETO | 135 |
| 5.3.1 | Resistência x permeabilidade | 135 |
| 5.3.2 | Resistência à compressão x porosidade | 135 |
| 5.3.3 | Permeabilidade x porosidade | 135 |

CAPÍTULO 6

| | | |
|-------|--|-----|
| 6 | FASE 3: MODELO SIMPLIFICADO DE SPALLING | 154 |
| 6.1 | MOTIVAÇÃO | 154 |
| 6.2 | MODELO SIMPLIFICADO DE SPALLING | 156 |
| 6.2.1 | Passo 1: Cálculo do volume de poros (m^3/m^3) | 157 |
| 6.2.2 | Passo 2: Determinação do teor de umidade crítico (W_{crit}) | 162 |
| 6.2.3 | Passo 3: Determinação da resistência à tração do concreto | 162 |
| 6.2.4 | Passo 4: Cálculo da propressão interna | 162 |
| 6.2.5 | Passo 5: Determinação da temperatura crítica de <i>spalling</i> (T_{crit}) | 163 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 6.2.6 | Visão geral do Modelo | 164 |
| 6.3 | INCORPORAÇÃO DO CRITÉRIO DE TEMPERATURA CRÍTICA DE <i>SPALLING</i> | 165 |
| 6.4 | DESCRIÇÃO DO USO DO SOFTWARE FPRCBC-T (FIRE PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING COMPONENTS – THERMAL) PARA A ANÁLISE TÉRMICA | 167 |
| 6.4.1 | Descrição da equação da energia para o caso unidimensional..... | 169 |
| 6.4.2 | Procedimento para solução em Elementos Finitos | 173 |
| 6.4.3 | Matriz de condutividade K e matriz de capacidade térmica C | 175 |
| 6.4.4 | Vetor do fluxo de calor externo Q | 176 |
| 6.4.5 | Esquema Numérico..... | 178 |
| 6.4.6 | Propriedades Térmicas dos Materiais | 179 |
| 6.4.7 | Condição de contorno em temperaturas elevadas | 181 |
| 6.4.8 | Interface | 182 |
| 6.4.9 | Descrição do Uso do Software VULCAN para Análise Estrutural..... | 183 |
| 6.4.10 | Informações Gerais..... | 184 |
| 6.4.11 | Propriedades mecânicas do aço e do concreto sob temperaturas elevadas..... | 188 |
| 6.4.12 | Estrutura de Processamento | 191 |
| 6.5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 192 |

CAPÍTULO 7

| | | |
|-------|---|-----|
| 7 | ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS..... | 193 |
| 7.1 | CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO | 193 |
| 7.1.1 | Dimensões utilizadas e características dos materiais..... | 193 |
| 7.1.2 | Modelo Numérico Tridimensional | 195 |
| 7.2 | ANÁLISE TÉRMICA | 198 |
| 7.3 | ANÁLISE ESTRUTURAL..... | 202 |

CAPÍTULO 8

| | | |
|-----|---|-----|
| 8 | CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 204 |
| 8.1 | CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À FASE 1..... | 204 |
| 8.2 | CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À FASE 2..... | 205 |
| 8.3 | CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À FASE 3..... | 205 |
| 8.4 | CONCLUSÕES..... | 206 |
| 8.5 | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 207 |

| | |
|---|-----|
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 206 |
|---|-----|

ANEXOS

| | |
|---|-----|
| Anexo 1: Resistência à compressão e porcentagem de água evaporável – FASE 1 | 221 |
| Anexo 2: Perda de massa – FASE 1 | 222 |
| Anexo 3: Grau de severidade do <i>spalling</i> – FASE 1..... | 223 |
| Anexo 4: Resistência à compressão aos 28 dias e porcentagem de água evaporável – FASE 2 | 224 |
| Anexo 5: Resistência à tração e perda de massa – FASE 2..... | 225 |
| Anexo 6: Resistência à compressão e perda de massa – FASE 2..... | 227 |
| Anexo 7: Permeabilidade e perda de massa – FASE 2 | 229 |
| Anexo 8: Porosidade e perda de massa – FASE 2 | 231 |
| Anexo 9: Grau de severidade do <i>spalling</i> – FASE 2..... | 233 |
| Anexo 10: Tempo e temperatura <i>spalling</i> _ FASE 1 e FASE 2 | 235 |
| Anexo 11: Cálculo da temperatura crítica de <i>spalling</i> – Capítulo 7 | 237 |

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1: Transformações no concreto com a elevação da temperatura..... | 13 |
| Tabela 2.2: Resumo dos tipos de <i>spalling</i> relacionados aos mecanismos de ocorrência..... | 26 |
| Tabela 2.3: Teores de umidade em elementos de concreto (Lindgard et al., 2002) | 40 |
| Tabela 2.4: Medidas preventivas para a redução do <i>spalling</i> no concreto (Khoury, 2000) | 54 |

CAPÍTULO 4

| | |
|---|----|
| Tabela 4.1: Características físicas, químicas e mecânicas do cimento CPV-ARI (dados do fabricante) | 84 |
| Tabela 4.2: Composição granulométrica do agregado graúdo | 84 |
| Tabela 4.3: Composição granulométrica do agregado miúdo | 85 |
| Tabela 4.4: Características físicas e químicas da sílica ativa | 86 |
| Tabela 4.5: Dados técnicos do superplastificante | 86 |
| Tabela 4.6: Traços utilizados na pesquisa | 87 |
| Tabela 4.7: Quantitativo de materiais para cada traço (em kg/m ³) | 87 |
| Tabela 4.8: Consistência dos Concretos..... | 88 |
| Tabela 4.9: Classificação do <i>spalling</i> | 99 |

CAPÍTULO 5

| | |
|--|-----|
| Tabela 5.1: Freqüência de <i>spalling</i> x grau de saturação x resistência do concreto..... | 110 |
| Tabela 5.2: Fatores de redução médios da resistência à compressão em concretos de resistência normal e de alta resistência em função da temperatura para GS=100% | 118 |
| Tabela 5.3: Comparação entre os fatores de redução da resistência à compressão e à tração do concreto de alta resistência (média de todos os graus de saturação) | 120 |
| Tabela 5.4: Fatores de redução médios da resistência à tração em concretos de resistência normal e de alta resistência na condição saturada | 123 |
| Tabela 5.5: Características do porosímetro de mercúrio..... | 129 |
| Tabela 5.6: Porosidade relativa x temperatura (GS=100%) | 130 |
| Tabela 5.7: Distribuição do tamanho de poros em função da temperatura (G-I) | 135 |
| Tabela 5.8: Distribuição do tamanho de poros em função da temperatura (G-II) | 135 |
| Tabela 5.9: Distribuição do tamanho de poros (%) em função da temperatura (G-III) | 136 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 5.10: Freqüência de <i>spalling</i> x grau de saturação x resistência do concreto..... | 143 |
| Tabela 5.11: Índices para avaliação da resistência e durabilidade do concreto em função da temperatura | 147 |
| Tabela 5.12: Resistência à compressão x coeficiente de permeabilidade do concreto | 149 |
| Tabela 5.13: Efeito da temperatura na variação da estrutura de poro | 151 |
| Tabela 5.14: Resistência relativa x porosidade relativa do concreto | 151 |
| Tabela 5.15: Comparação entre a permeabilidade e porosidade residuais do concreto de alta resistência | 153 |

CAPÍTULO 6

| | |
|--|-----|
| Tabela 6.1: Exemplo de composição espacial de pastas de cimento Portland com diferentes relações água/cimento quando as proporções de cimento hidratado são zero, 50% e 100% (BAZANT e KAPLAN, 1996) | 161 |
| Tabela 6.2: Pressão de vapor em equilíbrio com a água | 164 |
| Tabela 6.3: Fatores de visada na superfície do concreto de acordo com a direção das chamas..... | 166 |

CAPÍTULO 7

| | |
|---|-----|
| Tabela 7.1: Propriedades mecânicas dos materiais em temperatura ambiente..... | 194 |
| Tabela 7.2: Propriedades térmicas dos materiais em temperatura ambiente | 194 |
| Tabela 7.3: Temperaturas atingidas pelo aço e concreto | 200 |

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

- Figura 1.1: (a) Destroços após incêndio no *Mont Blanc Tunnel* – França-Itália (Brekelmans, 2003) e (b) Colapso estrutural de partes dos anéis do *Gotthard Tunnel* - Suíça (Costa et al., 2002)3
- Figura 1.2: Fluxograma das fases do trabalho9

CAPÍTULO 2

- Figura 2.1: Redução da resistência à compressão com o incremento de temperatura (Lima, 2005)..16
- Figura 2.2: Redução da resistência à compressão de concretos feitos com agregados calcários (Abrams, 1971 apud Neville, 1997)17
- Figura 2.3: Relação entre resistência e porosidade com a elevação da temperatura: (a) concreto de resistência normal e (b) concreto de alta resistência (Velasco, 2002)18
- Figura 2.4: Redução da resistência à compressão para diferentes tipos de agregado (Abrams, 1971 apud Neville, 1997)20
- Figura 2.5: Redução da resistência à tração com o aumento de temperatura (Bazant e Kaplan, 1996)21
- Figura 2.6: Variação do módulo de elasticidade com a temperatura (Castillo e Durrani, 1990)24
- Figura 2.7: Redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de agregado (Cánovas, 1988)25
- Figura 2.8: Formação de sulcos na superfície do elemento de concreto (LEME/UFRGS, 2007)27
- Figura 2.9: Fissuras no cobrimento do concreto de uma viga (LEME/UFRGS, 2007)28
- Figura 2.10: Rupturas explosivas: (a) formação de furos através da seção (LEME/UFRGS, 2007) e (b) no cobrimento do concreto (Savov et al., 2005)28
- Figura 2.11: Danos no concreto e na armadura após incêndio no *Great Belt Link Tunnel* (Khoury e Anderberg, 2000)30
- Figura 2.12: *Channel Tunnel* após incêndio (Fonte: images.theage.com.au/./2008/09/12/tunnel,0.jpg)31
- Figura 2.13: Incêndio no St. Gouthard Tunnel (Fonte: Newsletter European Thematic Network, 2001)31
- Figura 2.14: Ataque ao Pentágono em 2001 (Mlakar et al., 2005)32
- Figura 2.15: Lascamentos explosivos na zona principal do incêndio (LEME/UFRGS, 2007)32
- Figura 2.16: Exemplos do mecanismo de tensão térmica: (a) nas arestas (b) em superfícies convexas (Anderberg, 1997)34

| | |
|--|----|
| Figura 2.17: Mecanismo de formação de pressão de vapor (Nince, 2006) | 35 |
| Figura 2.18: Condições de temperatura e umidade: (a) concreto de resistência normal e (b) concreto de alta resistência (Anderberg, 1997) | 36 |
| Figura 2.19: Ação combinada de forças agindo no concreto aquecido (Khoury, 2000) | 37 |
| Figura 2.20: Permeabilidade do concreto: em função da temperatura e do teor de umidade (Khoylou e England, 1997) | 42 |
| Figura 2.21: Resistência de concretos à penetração de íons cloreto (Poon et al., 2001) | 43 |
| Figura 2.22: Curva limite do <i>spalling</i> explosivo proposto por MEYER-OTTENS (1972) | 46 |
| Figura 2.23: Número de estribos x resistência ao <i>spalling</i> : (a) Configuração convencional dos estribos e (b) Configuração modificada dos estribos (Kodur e McGrath, 2003) | 52 |
| Figura 2.24: Atuação da fibra de polipropileno na redução do lascamento explosivo (Khoury e Anderberg, 2000) | 55 |
| Figura 2.25: Canais formados pelo derretimento das fibras (Han et al., 2005) | 55 |
| Figura 2.26: Análise do comportamento da fibra de polipropileno a altas temperaturas: a) Calorimetria diferencial de varredura de fibras de polipropileno e b) Análise termogravimétrica Boletim Técnico Fitesa nº6, 2004) | 57 |

CAPÍTULO 3

| | |
|--|----|
| Figura 3.1: Fluxograma programa HITECOSP (Khoury, 2000) | 69 |
| Figura 3.2: Fluxograma para o cálculo da resistência ao fogo de pilares concreto de alta resistência (Kodur et al., 2004) | 71 |
| Figura 3.3: Deformação axial em pilares de concreto de alta resistência (Kodur et al., 2004) | 72 |
| Figura 3.4: Curva de tensões axiais de compressão na superfície aquecida com mudança de inclinação quando $T=T_{pi}$ (Mssad e Bonnet, 2006) | 73 |
| Figura 3.5: Tensões axiais após 90 minutos de aquecimento com mudança da inclinação na superfície quando $r=r_{pi}$ (r =raio a partir do centro do túnel e r_{pi} é o raio de plastificação quando $T=T_{pi}$), pela qual se pode explicar a ruptura nesta superfície (Msaad e Bonnet, 2006) | 73 |
| Figura 3.6: Comparação dos perfis de pressão de vapor em uma parede de concreto C-90, coberta com pinturas reflectivas com diferentes coeficientes de absorção (superfície sem pintura, $d=0,15$ mm, $d=0,3$ mm ou $d=0,9$ mm), exposta a uma rampa de aquecimento similar à da ISO 834 (Witek et al., 2007) | 75 |
| Figura 3.7: Comparação dos perfis de pressão de vapor em uma parede de concreto C-60, coberta com uma camada de material altamente poroso com diferentes espessuras ($d=20$ mm, $d=40$ mm ou $d=0$ mm), exposta a uma rampa de aquecimento similar à da ISO 834 (Witek et al., 2007) | 75 |
| Figura 3.8: Comparação entre os perfis de pressão de vapor em uma parede de concreto C-90, revestida com uma camada com diferentes espessuras ($d=30$ mm, $d=0$ mm), de concreto contendo 1.75 kg/m^3 de fibras de PP e os resultados de uma parede de concreto com fibras de polipropileno | |

| | |
|---|----|
| dispersas no seu interior (1,75 kg RH 90%), exposta a uma rampa de temperatura similar à da ISO 834 (Witek et al., 2007) | 76 |
| Figura 3.9: Resultados numéricos do processo de <i>spalling</i> (a) comparados aos resultados de ensaios em laboratório (b) (Fu et al., 2009) | 78 |
| Figura 3.10: Conexão dos elementos finitos através de elementos de contato tridimensionais (Majorana et al., 2009) | 79 |
| Figura 3.11: Configuração deformada de um pilar de concreto com consideração do processo de <i>spalling</i> (Majorana et al., 2009) | 79 |

CAPÍTULO 4

| | |
|---|-----|
| Figura 4.1: Fluxograma do programa experimental | 82 |
| Figura 4.2: (a) Procedimento de mistura e (b) Abatimento do concreto | 88 |
| Figura 4.3: Procedimento adotado para controle de umidade | 89 |
| Figura 4.4: Cura dos corpos de prova em tanque com água e cal..... | 90 |
| Figura 4.5: Determinação da massa saturada e seca por secagem em estufa..... | 90 |
| Figura 4.6: (a) Controle de massa em função do grau de saturação estabelecido, (b) aspecto das embalagens metálicas e (c) processo de empacotamento dos corpos de prova..... | 91 |
| Figura 4.7: Sazonamento dos corpos de prova em ambiente controlado | 92 |
| Figura 4.8: Posicionamento dos corpos de prova no forno elétrico..... | 92 |
| Figura 4.9: Procedimento adotado na preparação das amostras de porosidade | 93 |
| Figura 4.10: Extração de cilindros do corpo de prova após a exposição ao calor | 93 |
| Figura 4.11: Amostras para ensaio de porosidade: (a) imersão em álcool etílico e (b) secagem em estufa | 94 |
| Figura 4.12: Etapas adotadas para ensaio de permeabilidade (Laboratório de FURNAS) | 94 |
| Figura 4.13: Obtenção da amostra a ser ensaiada | 95 |
| Figura 4.14: Tratamento da superfície lateral dos corpos-de-prova (a) agulhas de aço para o apicoamento sob pressão de ar comprimido e (b) pintura da superfície lateral do corpo-de-prova com impermeabilizante..... | 95 |
| Figura 4.15: Montagem do ensaio: (a) introdução do corpo-de-prova na campânula e (b) aplicação da mistura asfalto oxidado e breu..... | 96 |
| Figura 4.16: Preenchimento e vedação da campânula..... | 97 |
| Figura 4.17: Ensaio de permeabilidade..... | 97 |
| Figura 4.18: Procedimento adotado para classificação do <i>spalling</i> | 97 |
| Figura 4.19: Forno elétrico utilizado nos ensaios em altas temperaturas | 98 |
| Figura 4.20: Fluxograma da Fase 1 | 102 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.21: Inspeção visual dos corpos de prova e marcação das fragmentações explosivas | 103 |
| Figura 4.22: Fluxograma da Fase 2 | 105 |

CAPÍTULO 5

| | |
|---|-----|
| Figura 5.1: Classificação do <i>spalling</i> de acordo com o dano sofrido pelo material..... | 108 |
| Figura 5.2: Nível de dano alcançado pelo material x grau de saturação: (a) G-II e (b) G-III..... | 109 |
| Figura 5.3: Relação entre a freqüência de <i>spalling</i> , grau de saturação e resistência do concreto | 110 |
| Figura 5.4: Perda de massa em 600°C..... | 111 |
| Figura 5.5: Influência da “temperatura de exposição” na resistência à compressão..... | 113 |
| Figura 5.6: Influência do “grau de saturação” na resistência à compressão | 114 |
| Figura 5.7: Influência da interação “temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à compressão | 115 |
| Figura 5.8: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à compressão..... | 116 |
| Figura 5.9: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na resistência à compressão, para GS= 100%..... | 117 |
| Figura 5.10: Fatores de redução médios da resistência à compressão em concretos de resistência normal e de alta resistência em função da temperatura para GS=100% | 118 |
| Figura 5.11: Influência da temperatura de exposição na resistência à tração..... | 119 |
| Figura 5.12: Influência do grau de saturação na resistência à tração | 121 |
| Figura 5.13: Influência da interação “temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à tração | 121 |
| Figura 5.14: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à tração..... | 122 |
| Figura 5.15: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na resistência à tração, para GS=100%..... | 123 |
| Figura 5.16: Influência da temperatura de exposição no coeficiente de permeabilidade | 124 |
| Figura 5.17: Influência do grau de saturação no coeficiente de permeabilidade (média de todos os valores) | 125 |
| Figura 5.18: Influência do grau de saturação no coeficiente de permeabilidade dos grupos G-II e G-III | 126 |
| Figura 5.19: Influência da interação “temperatura de exposição e grau de saturação” na permeabilidade..... | 127 |
| Figura 5.20: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na permeabilidade | 127 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.21: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na permeabilidade, para GS=100% | 128 |
| Figura 5.22: Variação da porosidade em função da temperatura..... | 130 |
| Figura 5.23: Porosidade total em função da temperatura de exposição e grau de saturação: (a) G-II e (b) G-III | 131 |
| Figura 5.24: Porosidade cumulativa do grupo G-II em função do grau de saturação: (a) $\theta=200^{\circ}\text{C}$ e (b) $\theta=400^{\circ}\text{C}$ | 132 |
| Figura 5.25: Porosidade cumulativa do grupo G-III em função do grau de saturação: (a) $\theta=200^{\circ}\text{C}$ e (b) $\theta=400^{\circ}\text{C}$ | 133 |
| Figura 5.26: Porosidade cumulativa dos grupos G-I, G-II e G-III em GS=100%: (a) $\theta=\text{ambiente}$, (b) $\theta=200^{\circ}\text{C}$ e (c) $\theta=400^{\circ}\text{C}$ | 134 |
| Figura 5.27: Volume de poro cumulativo antes e após exposição a 400°C : (a) G-II e (b) G-III..... | 137 |
| Figura 5.28: Influência da “temperatura de exposição” na perda de massa | 137 |
| Figura 5.29: Influência do “grau de saturação” na perda de massa..... | 138 |
| Figura 5.30: Influência da interação “temperatura de exposição e grau de saturação” na perda de massa | 139 |
| Figura 5.31: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na perda de massa | 139 |
| Figura 5.32: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na perda de massa, para GS=100% | 140 |
| Figura 5.33: Classificação do <i>spalling</i> de acordo com o dano sofrido pelo material..... | 141 |
| Figura 5.34: Nível de dano alcançado pelo material x teor de umidade nos grupos: (a) G-II e (b) G-III | 142 |
| Figura 5.35: Relação entre a frequência de <i>spalling</i> e os fatores teor de umidade e resistência do concreto | 144 |
| Figura 5.36: Relação entre resistência média e permeabilidade média do concreto de alta resistência | 146 |
| Figura 5.37: Valores residuais de resistência e permeabilidade: (a) G-I, (b) G-II e (c) G-III | 148 |
| Figura 5.38: Relação entre resistência média à compressão e porosidade total média do concreto de alta resistência..... | 150 |
| Figura 5.39: Permeabilidade e porosidade residuais no concreto de alta resistência | 152 |

CAPÍTULO 6

| | |
|--|-----|
| Figura 6.1: Modelo esférico com cavidade interna para o cálculo da tensão de tração (Ichikawa e England, 2001) | 163 |
| Figura 6.2: Esquema utilizado no cálculo da temperatura crítica | 164 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.3: Desligamento do elemento da matriz principal após verificação do critério de temperatura crítica..... | 165 |
| Figura 6.4: Rearranjo das condições de contorno após desligamento do elemento finito | 166 |
| Figura 6.5: Fatores de visada horizontal e vertical | 167 |
| Figura 6.6: Fluxograma do programa FPRCBC-T (HUANG <i>et al.</i> , 1996) | 168 |
| Figura 6.7: Idealização geométrica para o modelo de transferência de calor | 169 |
| Figura 6.8: Idealização da geração de calor interna e da capacidade térmica..... | 176 |
| Figura 6.9: Propriedades térmicas do concreto seco | 180 |
| Figura 6.10: Propriedades térmicas do aço..... | 181 |
| Figura 6.11: Curvas incêndio-padrão | 181 |
| Figura 6.12: Janelas do FPRCBC-T (Vulcan – Análise Térmica): (a) apresentação do programa (b) entrada de dados referentes à análise térmica..... | 183 |
| Figura 6.13: Elemento de laje de 9 nós..... | 184 |
| Figura 6.14: Divisão da laje de concreto armado em camadas (Huang et al., 2003) | 184 |
| Figura 6.15: Divisão da laje de concreto armado em elementos de placa (Huang et al., 2003) | 185 |
| Figura 6.16: Elemento viga-pilarde 3 nós (Yu, 2008) | 185 |
| Figura 6.17: Configuração tridimensional do elemento de viga-coluna de 3 nós (Yu, 2008; Huang et al., 2009) | 186 |
| Figura 6.18: subdivisão da seção transversal da viga em segmentos (Yu, 2008; Huang et al., 2009) | 187 |
| Figura 6.19: Diagrama tensão x deformação do concreto em função da temperatura (EN 1992-1-2, 2004) | 188 |
| Figura 6.20: Redução da resistência do concreto com a elevação da temperatura (BS EN 1992-1-2, 2004) | 189 |
| Figura 6.21: Modelo “ <i>smearred cracking</i> ” para o concreto (Huang et al., 2003) | 189 |
| Figura 6.22: Superfícies de ruptura no estado de tensões multiaxiais para o concreto. (Huang et al., 2003) | 190 |
| Figura 6.23: Relação tensão x deformação do aço em elevadas temperatura (BS EN 1993-1-2, 2005) | 191 |
| Figura 6.24: Degradação do aço estrutural (SS) e armadura (R_{ft}) em elevadas temperaturas | 191 |
| Figura 6.25: Fluxograma VULCAN | 192 |

CAPÍTULO 7

| | |
|--|-----|
| Figura 7.1: Dimensões utilizadas no modelo numérico proposto | 194 |
| Figura 7.2: Características da seção transversal..... | 195 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.3: Refinamento da malha de elementos finitos no cobrimento do concreto e condições de contorno utilizadas na análise térmica | 196 |
| Figura 7.4: (a) Malha de elementos finitos e (b) carregamento aplicado..... | 197 |
| Figura 7.5: Caso 1 - Perfil de temperaturas da viga em análise em diferentes profundidades e diferentes intervalos de tempo, desconsiderando-se os efeitos do <i>spalling</i> no concreto | 199 |
| Figura 7.6: Caso 2 - Perfil de temperaturas da viga em análise em diferentes profundidades e diferentes intervalos de tempo, considerando-se os efeitos do <i>spalling</i> no concreto | 199 |
| Figura 7.7: Variação da temperatura do aço em função do tempo | 201 |
| Figura 7.8: Deslocamento no meio do vão em função do tempo | 202 |

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas

| | |
|-------------------|--|
| A | Coeficiente de convecção do fogo |
| A_m | Área do elemento adjacente ao nó i |
| C | Capacidade calorífica do fluído em movimento |
| C_p | Capacidade térmica |
| \underline{C} | Matriz de capacidade térmica |
| D | Difusividade mássica |
| D | Coeficiente da difusão |
| D_m | Dano termo-mecânico |
| D_T | Dano termo-desidratação |
| E | Módulo de elasticidade |
| E_c | Módulo de elasticidade do concreto |
| E^0 | Módulo de elasticidade de referência |
| $F(t)$ | Curva de incêndio |
| G_k | Carregamento permanente |
| GS | Grau de saturação |
| H | Entalpia |
| H | Geração de calor interno |
| H_m | Taxa de geração de calor interno |
| K | Permeabilidade intrínseca |
| \underline{K} | Matriz de condutividade térmica |
| M | Massa do concreto |
| M_o | Massa inicial do concreto |
| N | Fator de convecção |
| P | Pressão |
| \underline{Q} | Vetor do fluxo de calor externo |
| $\underline{Q_E}$ | Vetor de geração de calor interno |
| Q_F | Vetor de função da ação dos mecanismos de convecção e radiação |
| Q_K | Vetor fluxo de calor |
| Q_k | Carregamento acidental |
| RH | Umidade relativa |
| R_m | Constante do ar úmido por unidade de massa |

| | |
|----------------------------|---|
| S | Termo fonte |
| θ | Temperatura (°C) |
| T | Temperatura (K) |
| T_c | Temperatura do concreto |
| T_{crit} | Temperatura crítica de <i>spalling</i> |
| T_{EL} | Temperatura do elemento |
| T_{pl} | Temperatura de plastificação |
| θ_s | Temperatura da superfície |
| θ_{st} | Temperatura do aço |
| θ_∞ | Temperatura do ambiente |
| T_{vap} | Temperatura de vaporização |
| θ_{i-1} | Tempo interior |
| $\underline{\theta}$ | Vetor da temperatura |
| $\underline{\dot{\theta}}$ | Taxa temperatura-tempo do vetor |
| V_1 | Fator de radiação da superfície horizontal |
| V_2 | Fator de radiação da superfície vertical |
| V_c | Volume específico do cimento |
| V_n | Volume da água quimicamente combinada |
| V_p | Volume dos poros |
| V_{pg} | Volume de partículas de gel |
| W_{crit} | Teor de umidade crítico |
| W_g | Volume de poros de gel |
| W_n | Massa de água quimicamente combinada não evaporável |
| W_o | Volume de água originalmente adicionada ao cimento |
| $[K(\theta)]$ | Matriz de rigidez tangente |
| $\{\Delta u\}$ | Vetor de incrementos dos deslocamentos nodais |
| $\{\Delta F\}$ | Vetor de forças nodais incrementais |

Letras minúsculas

| | |
|-----------|--|
| a | Superfície de absorção |
| c | Massa de cimento |
| c | calor específico |
| c_p | Calor específico a pressão constante |
| c_r | Capacidade térmica do ar úmido/concreto |
| $c_{p,a}$ | Calor específico do ar à pressão constante |

| | |
|----------------|---|
| $c_{p,c}$ | Calor específico do concreto úmido |
| $c_{p,m}$ | Calor específico do ar úmido à pressão constante |
| $c_{p,v}$ | Calor específico do vapor à pressão constante |
| $c_p(T)$ | Calor específico em função da temperatura |
| c_c | Capacidade térmica |
| c_v | Calor específico volumétrico |
| $c_v(T)$ | Calor específico volumétrico em função da temperatura |
| d | Espessura |
| d_1 | Danos na resistência mecânica |
| d_2 | Danos na durabilidade |
| e | Coefficiente de absorção |
| f_{ck} | Resistência característica à compressão do concreto em temperatura ambiente |
| f_{tk} | Resistência característica à tração do concreto em temperatura ambiente |
| h | Coefficiente de convecção linear |
| h | Parâmetro de forma |
| h_{fg} | Calor de evaporação da água |
| k | Coefficiente de permeabilidade |
| λ | Condutividade térmica |
| λ_c | Coefficiente de condutividade térmica do concreto |
| λ_{st} | Coefficiente de condutividade térmica do aço |
| l | Separação dos nós i e j |
| L_e | Número de Lewis |
| m | Fluxo de massa |
| m | Grau de hidratação |
| m' | Elementos adjacentes ao nó i . |
| m_d | Fluxo de massa |
| n | Direção normal à superfície em um ponto P |
| n_1 | Número de vértices do elemento |
| n_2 | Número de nós do sistema |
| p | Pressão parcial |
| p | Porosidade |
| p_i | Poro-pressão interna |
| r | Raio |
| r_{pl} | Raio de plastificação |
| t | Tempo |

| | |
|-------|--------------------------------|
| u | Umidade |
| u_m | Velocidade no meio úmido |
| v | Fator de radiação |
| w | Teor de umidade por peso |
| w_a | Teor de umidade do ar por peso |

Letras gregas

| | |
|----------------------------|---|
| κ | Difusividade térmica |
| α | Coeficiente de dilatação térmica |
| β_0 | Parâmetro de escala |
| δ | Permeabilidade |
| ε | Deformação específica |
| ε_f | Emissividade das chamas |
| ε_s | Emissividade da superfície |
| ε_σ | Deformação |
| φ | Taxa de fluxo de calor externo |
| $\phi(\beta)$ | Densidade da variável |
| μ | Viscosidade do fluido em movimento |
| ρ | Densidade |
| ρ_c | Volume de poros capilares |
| ρ_d | Densidade do concreto seco |
| ρ_l | Densidade da água |
| $\rho(T)$ | Densidade em função da temperatura |
| $\rho_{20^\circ\text{C}}$ | Densidade a 20°C |
| ν | Coeficiente de Poisson |
| Γ_m | Taxa de produção de vapor úmido por unidade de volume total |
| θ_f | Temperatura de um pseudo-incêndio |
| T_f | Temperatura absoluta do fogo |
| T_s | Temperatura absoluta da superfície |
| σ | Constante de Stefan-Boltzmann |
| σ_{c1}, σ_{c2} | Tensões principais de compressão |
| σ_y | Tensão de escoamento do aço |

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto é o material estrutural de maior uso na atualidade. O mesmo é empregado na fabricação dos mais diversos tipos de estruturas e sua grande aceitação se deve, principalmente, ao seu custo relativamente baixo, considerável resistência mecânica, baixa permeabilidade, grande disponibilidade dos materiais constituintes e facilidade de produção em diversas formas e tamanhos.

Entretanto, como salienta Isaia (2005), apesar da disponibilidade de materiais constituintes e da aparente simplicidade do processo de confecção do concreto, ainda existem muitas incógnitas a serem desvendadas relativas ao comportamento desse material, dada a complexidade de sua constituição interna e o fato de que suas propriedades variam de acordo com condições temporais e ambientais. Mehta e Monteiro (1994) destacam que essa complexidade acaba por dificultar o estabelecimento de modelos que permitam uma estimativa precisa e segura do comportamento do concreto em diferentes situações. A importância estratégica desse material, todavia, vem induzindo ao desenvolvimento de estudos voltados para esclarecer diferentes facetas de comportamento, tanto em situações normais de uso como em situações extremas.

O trabalho proposto se insere nesse contexto, tendo como foco o fenômeno de lascamento explosivo (*spalling* explosivo), que ocorre em concretos de porosidade fechada e refinada submetidos a altas temperaturas, quando sua umidade interna é elevada. Essa forma de degradação foi inicialmente registrada nos anos 90, quando certas estruturas de concreto de resistência elevada em contato com o solo foram afetadas por incêndios. Os danos elevados e inesperados despertaram o interesse de pesquisadores e especialistas, que começaram a estudar o tema, com o objetivo de explicar o fenômeno e desenvolver modelos para prever sua ocorrência e intensidade. O programa experimental desse trabalho foi montado com o objetivo de colaborar nessa direção, coletando dados que permitam

entender melhor e, eventualmente, modelar as condições de ocorrência do *spalling* explosivo, como descrito a seguir.

1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA

Como destacam Lin et al. (2004), a análise do comportamento do concreto exposto a altas temperaturas, como ocorre durante um incêndio, é uma tarefa bastante difícil e complexa, em razão das deformações térmicas e alterações causadas em sua constituição.

Para entender a importância desse tipo de análise basta levar em consideração o fato de que o concreto armado é, em muitas edificações modernas, o material principal usado na fabricação dos elementos estruturais das construções, que garantem sua integridade. Dessa forma, se entende o interesse cada vez maior em analisar o efeito das altas temperaturas sobre o mesmo.

Cabe salientar, como lembram Neville (1997) e Lima (2005), que o concreto tradicional, em princípio, apresenta um bom desempenho ao ser submetido ao calor, já que durante o processo de aquecimento não ocorre o desprendimento de gases tóxicos e o intervalo de tempo que o mesmo resiste ao aquecimento, mantendo boas características, é relativamente longo. Além disso, o concreto não é combustível e apresenta baixa condutividade térmica à temperatura ambiente, quando comparado aos elementos metálicos. Essas características concedem ao mesmo uma boa resistência ao fogo (Costa, 2002).

Porém, o concreto armado, quando submetido a elevadas temperaturas, pode sofrer danos devido às diferenças nas propriedades térmicas do concreto e do aço, as quais resultam em expansões diferenciadas entre os materiais e ocasionam o desenvolvimento de uma tendência à flambagem de barras de armadura. Adicionalmente, a exposição ao calor provoca uma degradação das propriedades físicas e mecânicas do aço e do concreto, que se intensifica com o aumento de temperatura, especialmente quando ultrapassamos o patamar de 400-500°C (Lima, 2005). Essas alterações ocasionam perdas expressivas em termos de resistência e rigidez dos materiais.

No caso específico do concreto, o calor provoca alterações consideráveis em sua microestrutura que acabam influenciando suas propriedades macroestruturais. Essas modificações envolvem expansões e

INTRODUÇÃO

transformações térmicas, associadas à desidratação dos compostos constituintes do material, o que pode resultar em alterações no arranjo cristalino dos materiais constituintes (Lima, 2005).

Estudos de incidentes recentes referentes a incêndios em túneis têm indicado que as degradações térmicas podem se manifestar de forma mais acentuada em concretos de alta resistência do que em concretos de resistência normal. As figuras 1.1 (a) e (b) ilustram alguns incidentes ocorridos em túneis. Em todos os casos o concreto de alta resistência, utilizado no revestimento, ficou bastante danificado, em virtude de lascamentos térmicos de grande intensidade e de origem explosiva, os quais reduziram significativamente o cobrimento original da estrutura (Kalifa et al., 2000; Khoury, 2003 (a); Ulm et al., 1999 (b)). As perdas patrimoniais, decorrentes da destruição e da interrupção das atividades produtivas exercidas próximas aos locais, alcançaram montantes bastante elevados, pois os danos foram muito mais intensos do que era esperado, pela experiência anterior acumulada em concretos de resistência normal.



Figura 1.1: (a) Destroços após incêndio no *Mont Blanc Tunnel* – França-Itália (Brekelmans, 2003) e (b) Colapso estrutural de partes dos anéis do *Gotthard Tunnel* - Suíça (Costa et al., 2002).

Diversos estudos (Anderberg, 1997; Kodur, 1997) indicaram que esse comportamento deriva do fato de que o concreto de alta resistência possui uma porosidade menor e mais refinada, a qual favorece o aprisionamento do vapor de água nos poros, originando elevadas pressões e provocando rupturas explosivas do material, caso a resistência à tração do mesmo seja ultrapassada. Como explica Kodur (1997), a elevação da temperatura estimula o incremento de poropressão. Como o vapor gerado durante o aquecimento não encontra caminhos acessíveis para atingir a superfície, o mesmo acaba por ocasionar a saturação dos poros existentes e, conseqüentemente, a elevação das pressões internas no interior da rede de poros. Esse é um fenômeno que se manifesta, principalmente, em concretos de alta resistência (CAR), que, normalmente, possuem baixa porosidade.

Salienta-se que a utilização do concreto de alta resistência na construção civil cresceu muito nas últimas décadas, não apenas pela resistência e durabilidade elevadas, mas, principalmente, pela diminuição das seções estruturais e maior velocidade de construção. Esses avanços só foram possíveis devido a modificações na composição da mistura, tais como redução do teor de água, utilização de superplastificantes, otimização da distribuição do tamanho de grãos, utilização de partículas com atividade pozolânica, adição de fibras, entre outros.

Em princípio o uso do CAR oferece inúmeras vantagens. Contudo, pelas razões acima, existem preocupações quanto ao comportamento desse material quando submetido a elevadas temperaturas. O uso de adições minerais e de uma relação água/cimento reduzida ocasiona um refinamento da estrutura de poros e dos grãos de hidróxido de cálcio, resultando em poros com diâmetros críticos menores. Esse refinamento, típico da estrutura do CAR, torna sua microestrutura muito mais compacta do que a de um concreto de resistência normal. Pela maior obturação e menor interligação dos poros, a possibilidade de percolação dos fluidos é reduzida (Isaia, 2005). Essa alteração, que acarreta importantes benefícios para várias propriedades do concreto, pode contribuir negativamente em sua resistência ao fogo, se o concreto estiver saturado, o que leva à ocorrência do fenômeno de lascamento explosivo (ou *spalling* explosivo, como se utilizará preferencialmente nesse trabalho, pois é o termo consagrado internacionalmente).

O fenômeno do *spalling* explosivo ainda está sendo estudado, com o objetivo de entender adequadamente sua dinâmica e condições de ocorrência. Sabe-se que o mesmo está associado a mecanismos relacionados às tensões térmicas e à pressão de vapor no concreto. Contudo, a influência de uma série de fatores sobre o mesmo ainda não se encontra perfeitamente esclarecida, o que leva a comportamentos inesperados. É possível, inclusive, identificar na literatura algumas contradições em relação às explicações acerca da forma ocorrência do *spalling* explosivo e à natureza dos mecanismos envolvidos no processo, como se pode acompanhar nas discussões do capítulo 2 do presente trabalho.

De forma geral, se verifica na literatura que o *spalling* explosivo normalmente se manifesta sem aviso prévio e com violência, quando as temperaturas do material ultrapassam 300°C (Chan et al., 1999(a)). O mesmo resulta na perda gradativa das camadas mais externas de material, levando à exposição das camadas mais internas ao calor intenso, incluindo o plano de barras de armaduras (Kodur et al., 2001). Quando o aquecimento alcança o nível da armadura, a mesma passa a conduzir calor, acelerando o processo de aquecimento (Neville, 1997; Lima et al., 2003).

INTRODUÇÃO

O problema é que quando se associam as alterações microestruturais geradas pela exposição a altas temperaturas (que envolvem fenômenos diversos, tais como a dessecação e alteração de cristais - com decorrente perda de resistência - e a microfissuração) aos esforços adicionais introduzidos pelas movimentações térmicas diferenciadas de materiais e elementos da estrutura, e aos eventuais danos causados pelo *spalling* explosivo, pode-se ter um efeito sinérgico que, nos casos mais graves, prejudica seriamente a integridade e altera as características do concreto a ponto de ocasionar riscos estruturais importantes.

Diante desse quadro, fica evidente a necessidade de se desenvolver estudos para entender os mecanismos que levam à ocorrência do *spalling* explosivo, bem como para conhecer mais a fundo como diversos fatores atuam e contribuem para a degradação do concreto nessa situação. Acredita-se que somente dessa forma será possível superar as deficiências e aperfeiçoar as potencialidades do concreto em condições térmicas extremas, tais como as prevalentes durante o rápido processo de aquecimento que ocorre em incêndios.

1.3 PROBLEMA DE PESQUISA

Como discutido no item anterior, a suscetibilidade do CAR a elevadas temperaturas facilita a ocorrência de lascamentos explosivos e a exposição direta das armaduras ao aquecimento. Isso acaba contribuindo para o surgimento de danos localizados nos elementos estruturais, ou até mesmo, provoca danos bastante sérios, os quais podem ser responsáveis pela ruptura parcial ou total da estrutura.

Visando colaborar nesse sentido, vários grupos de pesquisa, preocupados com o comportamento frágil e ainda pouco entendido do CAR nessa situação extrema, têm direcionado atenções para o esclarecimento de questões relacionadas aos mecanismos e fatores envolvidos na ocorrência de *spalling* explosivo, com vistas ao desenvolvimento de modelos capazes de considerar esse tipo de comportamento e à definição de estratégias que possam evitar ou minimizar seus efeitos.

Entretanto, nota-se que existem muitas contradições nos resultados apresentados por diversos centros de pesquisa. Em grande parte, isso acontece devido a diferenças entre as condições experimentais, tais como metodologias de ensaio, 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 (Khoury, 2003(d)). Além

disso, muitas vezes, a falta de recursos e a limitação de equipamentos próprios ao estudo, dificultam a elaboração de programas experimentais que contemplem todas as condições de ensaio possíveis e, por consequência, assegurem resultados adequados e promissores.

Uma das formas para contornar esse problema consiste em aliar os programas de ensaios físicos com a utilização de programas computacionais robustos, capazes de simular diversas condições experimentais, com um custo relativamente baixo. Desse modo, se pode limitar o número de ensaios experimentais, que são fundamentais no campo de conhecimento dos materiais e tipos de comportamento, e podem servir como base de dados para o processo de calibração de modelos numéricos, que permite a análise de uma miríade de situações.

A grande maioria dos programas de análise do comportamento de estruturas em situação de incêndio ainda não considera a ocorrência do lascamento explosivo na resposta estrutural do concreto, o que acaba limitando sua utilização como uma ferramenta adicional para um maior entendimento do fenômeno em certas situações. Os poucos modelos matemáticos existentes não foram, ainda, implementados em pacotes comerciais, visto que fazem parte de projetos de pesquisa em nível de mestrado e doutorado. Isso acaba dificultando o acesso à informação, bem como limita sua utilização por outros usuários.

Enquanto as modelagens numéricas não contemplarem informações sobre o fenômeno do *spalling* explosivo, as simulações computacionais referentes à segurança em situação de incêndio, ao dimensionamento do isolamento térmico e da resistência residual não serão plenamente possíveis e confiáveis. Assim sendo, a proposta dessa pesquisa é justamente obter subsídios relacionados ao fenômeno que possam ser inseridos em modelagens computacionais, na tentativa de prever suas consequências, tornando os modelos mais adequados aos fins que se destinam.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivos gerais

O objetivo principal dessa tese consiste na realização de um conjunto de ensaios buscando coletar dados que ajudem a entender como certos parâmetros (temperatura, teor de umidade inicial e resistência do concreto) influenciam o desencadeamento do fenômeno de *spalling* explosivo em peças de concreto de

INTRODUÇÃO

alta resistência em situação de incêndio, bem como se busca propor um modelo teórico simplificado para levar em consideração os efeitos do fenômeno na resposta estrutural de elementos de concreto submetidos a elevadas temperaturas.

1.4.2 Objetivos específicos

Tendo definido os objetivos gerais, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos, com vistas a estruturar o programa experimental do presente estudo:

- Desenvolvimento de misturas com diferentes relações água/materiais cimentícios, a fim de avaliar os danos causados pelo *spalling* explosivo em concretos com diferentes estruturas de poros;
- Investigação de parâmetros críticos que possam estar envolvidos na ocorrência dos lascamentos explosivos, tais como: temperatura de exposição, teor de umidade, resistência característica, permeabilidade e porosidade do material;
- Avaliação dos efeitos da variação de temperatura e umidade no desempenho macroestrutural do concreto, expresso em termos de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, de corpos de prova cilíndricos;
- Desenvolvimento de um modelo teórico simplificado, com vistas à representação de diferentes graus de severidade do fenômeno de *spalling*, em função das temperaturas superficiais atingidas no concreto aquecido;
- Incorporação do modelo de *spalling* simplificado no código de análise térmica FPRCBC-T, (Fire Performance of Reinforced Concrete Building Components – Thermal), elaborado com base no Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Avaliação da influência do *spalling* explosivo no comportamento estrutural de elementos de concreto submetidos a altas temperaturas, por meio de comparação de resultados numéricos entre modelos que incluem e modelos que ignoram os efeitos do fenômeno na resposta estrutural. Essa análise foi realizada no programa comercial VULCAN, também elaborado com base no MEF;

- Capacitação do grupo de pesquisa do LEME que vem, ao longo dos últimos anos, abrigando uma linha bastante ativa de pesquisas acadêmicas relacionadas ao assunto, tanto em nível de graduação quanto de pós-graduação.

1.5 DELIMITAÇÃO DO ESTUDO

Como enfatizado nos itens anteriores, a presente proposta visa, de maneira geral, contribuir na investigação do efeito do *spalling* explosivo em estruturas de concreto armado submetidas a elevadas temperaturas, tema que já vem sendo estudado pela equipe do LEME desde 2003.

Nesse estudo, buscou-se verificar a influência de certos parâmetros na ocorrência do fenômeno, com vistas a desenvolver um modelo simplificado para incorporação desse efeito à análise termomecânica de estruturas.

Embora o programa experimental tenha sido estruturado para a investigação de alguns parâmetros críticos (temperatura de exposição, teor de umidade, resistência, permeabilidade e porosidade), os quais exercem forte influência no desencadeamento do fenômeno, outros fatores, como intensidade e tipo de carregamento externo e dimensão dos corpos de prova não serão abordados nesse trabalho, em razão da complexidade dos ensaios de exposição ao fogo sob carregamento, bem como da limitação dos recursos disponíveis para a montagem e desenvolvimento dos mesmos.

Apesar das limitações mencionadas, espera-se que o trabalho proposto possa contribuir no estabelecimento de parâmetros de dimensionamento mais confiáveis, incorporáveis aos softwares de análise estrutural, para assegurar o bom desempenho e segurança das estruturas sujeitas ao risco de incêndio. Além disso, buscar-se-á divulgar as pesquisas realizadas nessa área para o meio técnico, suprimindo a grande demanda existente face à escassez de trabalhos desenvolvidos ou em desenvolvimento na área de incêndio em nosso país.

1.6 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

A estratégia de pesquisa foi estruturada de modo a abranger os vários objetivos estabelecidos para o trabalho, conforme apresentado no fluxograma da figura 1.2. No mesmo podem ser observadas as três

fases que constituem a presente pesquisa e como as mesmas se correlacionam entre si, o que permite ter um melhor entendimento em relação à estratégia de desenvolvimento do estudo.

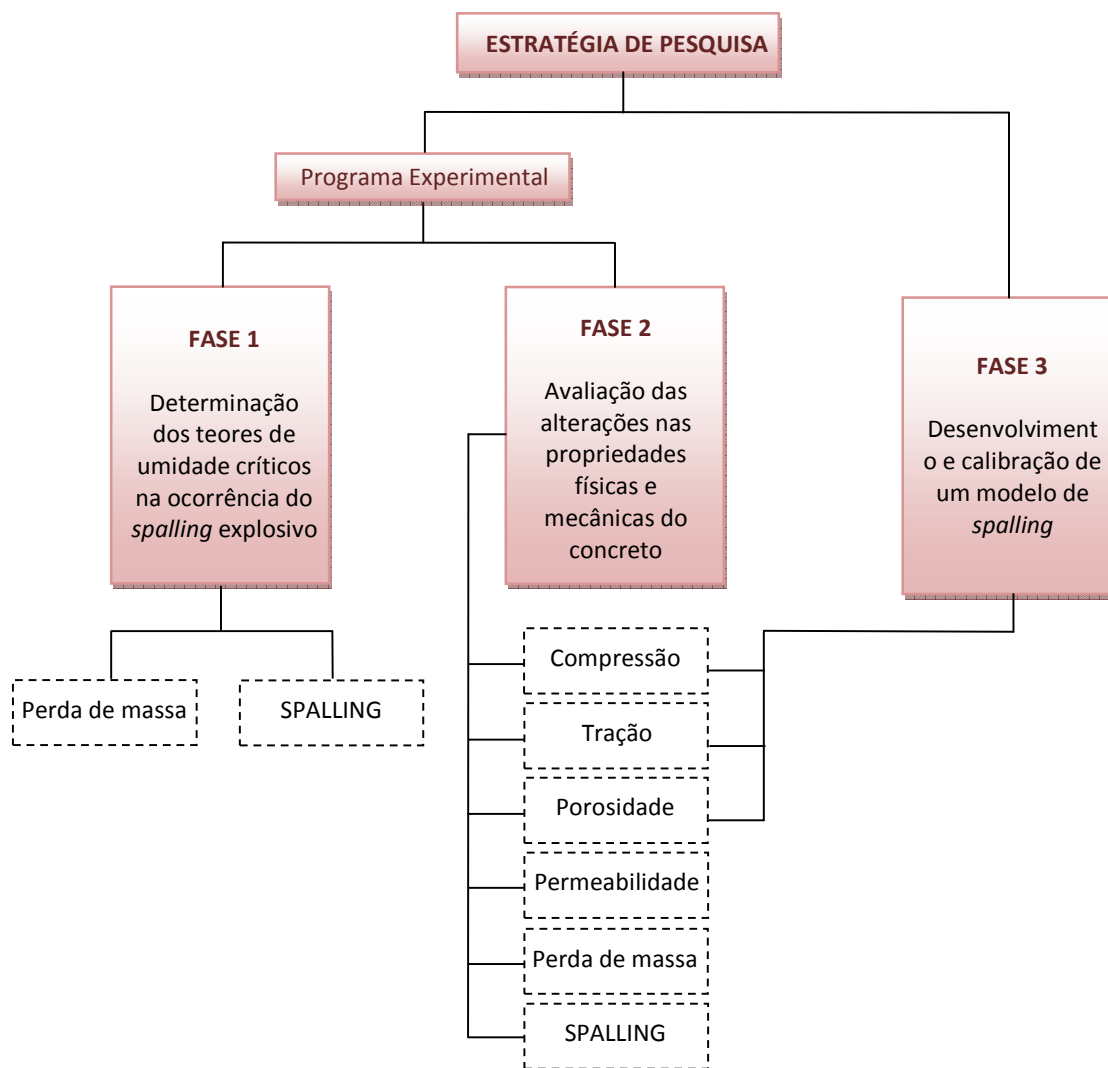


Figura 1.2: Fluxograma das fases do trabalho.

A fase 1 consistiu em uma fase exploratória, realizada com o objetivo de verificar qual a faixa de variação da umidade interna do concreto mais conducente à ocorrência do *spalling* explosivo. A partir da análise de seus resultados, se definiram os teores de umidade que seriam usados na fase 2, na qual foram realizados diversos ensaios de caracterização de concretos com estruturas de poros diferenciadas, buscando correlacionar parâmetros como a permeabilidade, resistência e porosidade total com a ocorrência do fenômeno. Finalmente, na fase 3, se buscou elaborar e testar um modelo de *spalling*

simplificado que permitisse incorporar a consideração do fenômeno em modelos tradicionais de análise termomecânica.

1.7 ESTRUTURA DA TESE

O presente trabalho foi organizado em 8 capítulos, que abordam diferentes aspectos referentes à suscetibilidade das estruturas de concreto em situação de incêndio, ao processo de transferência de calor e umidade no concreto, ao programa experimental proposto, aos dados coletados e sua análise e, finalmente, à modelagem dos efeitos do lascamento explosivo nas estruturas de concreto.

No **capítulo 2** se apresenta uma breve revisão do comportamento do concreto em altas temperaturas, que engloba uma abordagem de aspectos relacionados aos efeitos da variação da temperatura nas propriedades do concreto. Além disso, são mencionados aspectos importantes relacionados aos mecanismos e fatores que levam à ocorrência do *spalling* explosivo, bem como se discute o desenvolvimento e aplicação de soluções preventivas que reduzam ou suprimam a tendência de ocorrência dos lascamentos explosivos em concretos com porosidade refinada.

O **capítulo 3** apresenta uma revisão geral sobre os mecanismos de transporte envolvidos durante o aquecimento do concreto, bem como apresenta uma breve descrição dos modelos de *spalling* propostos na bibliografia consultada. Já o **capítulo 4** trata de aspectos relacionados ao programa experimental, incluindo detalhes sobre a escolha de materiais, variáveis experimentais, métodos, ensaios e procedimentos adotados.

No **capítulo 5** são apresentados e discutidos os resultados referentes às fases 1 e 2 do programa experimental. Na fase 1, o objetivo principal se voltou para a determinação de teores de umidade críticos para ocorrência de lascamentos explosivos, os quais serviram como subsídio para a definição da fase seguinte. A fase 2 abrange o estudo de parâmetros críticos ligados ao lascamento explosivo e a análise da interdependência existente entre alguns deles. A base de dados gerada, relativa às propriedades mecânicas e à porosidade/permeabilidade do concreto, foi utilizada na fase seguinte, a fim de auxiliar na calibração de um modelo de *spalling* para o concreto.

No **capítulo 6** se descreve o modelo simplificado de *spalling* explosivo proposto nesse trabalho e se efetua uma breve revisão dos princípios de análise empregados nos programas computacionais FPRCBC-T e VULCAN, usados para realização das análises térmica e estrutural, respectivamente. Essas

INTRODUÇÃO

ferramentas foram cedidas gratuitamente pela Universidade de Sheffield, UK, na qual a pesquisadora desenvolveu um período de doutoramento e foram usadas como base para implementação prática e teste do modelo de *spalling* proposto.

A seguir, no **capítulo 7** é apresentado um exemplo numérico, com uso do modelo proposto, buscando ilustrar como a consideração do *spalling* explosivo pode afetar o comportamento estrutural de elementos de concreto em situações de incêndio.

Finalmente, no **capítulo 8**, são apresentadas as principais conclusões obtidas com o desenvolvimento do trabalho, tanto em relação à pesquisa bibliográfica, quanto com referência aos procedimentos adotados no programa experimental, resultados experimentais e modelagem numérica. Ainda nesse capítulo, são feitas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros relacionados ao tema de pesquisa.

2 ASPECTOS RELACIONADOS À SUSCETIBILIDADE DO CONCRETO À AÇÃO DE ELEVADAS TEMPERATURAS

2.1 INTRODUÇÃO

Durante o processo de concepção e projeto da grande maioria das estruturas civis ainda não existe uma grande preocupação relacionada aos efeitos de temperaturas elevadas sobre os materiais e elementos constituintes, pois, em condições normais de uso e exposição, as mesmas dificilmente ficam submetidas a temperaturas maiores que 50°C. No entanto, sob determinadas circunstâncias, um forte aumento de temperatura no material pode ocorrer, acarretando modificações importantes em suas propriedades e nas condições de segurança estrutural.

O maior ímpeto para o estudo do comportamento do concreto e de outros materiais estruturais em altas temperaturas no Brasil foi dado pela ocorrência de grandes incêndios em edifícios na cidade de São Paulo, durante a década de 70. Como em outros países, a ocorrência dessas tragédias despertou a atenção da opinião pública e das autoridades, resultando no desenvolvimento dos primeiros regulamentos e estudos sobre efeitos de incêndios em estruturas. Desde então, o Brasil tem apresentado um desenvolvimento gradual e constante na área, a partir do estabelecimento de códigos normativos e de grupos de trabalho, com destaque especial para as contribuições do grupo do Prof. Valdir Pignatta, da USP.

Apesar dos avanços consideráveis em algumas áreas, o número de estudos acerca do comportamento de concretos expostos a altas temperaturas no país ainda é muito reduzido. Além disso, deve-se considerar que as características do concreto têm sido bastante modificadas nos últimos anos, o que pode alterar sua resposta em certas condições de uso.

Fica claro, portanto, que existe uma importante lacuna de conhecimento acerca do comportamento do concreto, que necessita ser superada, para que se possa continuar a construir e manter as edificações em condições adequadas de segurança e funcionalidade, tanto em situações de uso normal quando em situações excepcionais, tal como a ocorrência de incêndios.

2.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO A ELEVADAS TEMPERATURAS

Na ocorrência de um sinistro, a segurança humana é uma das principais preocupações no projeto de edificações residenciais, públicas e industriais. Segundo Mehta e Monteiro (1994), o material concreto parece possuir uma boa resistência quanto a esse aspecto. Em contraste com outros materiais, como a madeira e o plástico, o concreto é incombustível e não emite gases tóxicos quando exposto a altas temperaturas. Em comparação com o aço, o concreto pode ser considerado como um material isolante por apresentar baixa difusividade térmica (Kodur, 2000).

No entanto, apesar de o concreto ser considerado, na maioria dos casos, como um material resistente ao fogo, sua exposição a elevadas temperaturas pode provocar alterações severas em sua microestrutura e propriedades.

A tabela 2.1 apresenta as principais modificações que costumam ocorrer nos cristais constituintes do concreto com a elevação da temperatura. A transformação dos cristais com o aumento da temperatura provoca perda de resistência e rigidez, ocasionando a deterioração gradual da pasta de cimento endurecida (Short et al., 2001; Georgali e Tsakiridis, 2005).

Tabela 2.1: Transformações no concreto com a elevação da temperatura.

| Estágio | Temperatura (°C) | Transformação ou reação de decomposição |
|---------|------------------|---|
| 1 | 30 – 120 | Evaporação da água livre |
| 2 | 30 – 300 | Desidratação da água não-evaporável ou água quimicamente combinada do gel de cimento |
| 3 | 120 – 600 | Liberação das águas livre e quimicamente combinada remanescentes |
| 4 | 450 – 550 | Decomposição do Ca(OH)_2 : $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ |
| 5 | 570 | Transformação do quartzo da forma α para β |
| 6 | 600 – 700 | Decomposição do CSH e formação de $\beta\text{-C}_2\text{S}$ |
| 7 | 780 | Recristalização das partículas de cimento não hidratadas |
| 8 | 600 – 900 | Descarbonatação do agregado calcário |
| 9 | 1100 – 1200 | Derretimento do concreto |

Fonte: SCHNEIDER e DIEDRICHS (1981, *apud* BAZANT e KAPLAN, 1996).

Salienta-se que uma parcela das transformações físico-químicas pode ser parcialmente revertida após o resfriamento e rehidratação do concreto, enquanto outra parte é irreversível. Diversos estudos estão sendo efetuados buscando averiguar qual o percentual de recuperação das propriedades estruturais que pode se manifestar ao longo do tempo após um incêndio.

Além das transformações mencionadas na tabela 2.1, o aquecimento rápido provoca dilatações térmicas entre o aço e o concreto e retração térmica da pasta de cimento. Essas mudanças podem desenvolver tensões internas, as quais provocam a fissuração, assim como o surgimento de grandes fraturas no material (Bazant e Kaplan, 1996). Em situações extremas, quando a taxa de aquecimento é particularmente alta, pode inclusive ocorrer o desenvolvimento de lascamentos explosivos, que se caracterizam pela perda de camadas superficiais do elemento estrutural (Khoury, 2000; Fletcher et al., 2007).

Para auxiliar a análise do impacto de incêndios sobre estruturas, várias pesquisas têm se voltado para a modelagem matemática do comportamento de peças submetidas a elevadas temperaturas, com emprego de técnicas numéricas avançadas para simular a dinâmica de incêndio, o comportamento de usuários e modelar os efeitos termomecânicos da elevação da temperatura sobre elementos e materiais estruturais.

A predição do comportamento do concreto em situação de incêndio apresenta maiores desafios do que a de outros materiais, devido à complexidade dos mecanismos e fatores envolvidos no problema. Quando se considera a possibilidade de ocorrência do lascamento explosivo, a análise se torna ainda mais difícil, visto que esse fenômeno pode ser considerado como um dos processos mais complexos e ainda pouco entendidos no tocante à resistência ao fogo das estruturas de concreto.

Acredita-se que é de fundamental importância conhecer os fatores e mecanismos vinculados ao *spalling* ou lascamento explosivo no concreto para que, futuramente, sejam estabelecidos métodos de cálculo mais confiáveis da resistência ao fogo dos elementos estruturais em situação de incêndio. Adicionalmente, um melhor conhecimento do fenômeno pode colaborar para o desenvolvimento de modelos teóricos mais robustos, apropriados para efetuar uma análise de predição de risco de lascamento explosivo no concreto.

O presente trabalho procura agregar conhecimento sobre os efeitos causados pela temperatura e umidade nas propriedades físicas e mecânicas do concreto, sobre os efeitos causados pelo fenômeno de degradação de origem térmica "*spalling*" e técnicas preventivas utilizadas na sua prevenção, na tentativa de colaborar na modelagem do *spalling* explosivo.

Para subsidiar a discussão e servir como referencial teórico, uma revisão do efeito das altas temperaturas no concreto é apresentada a seguir.

2.3 Efeitos das Altas Temperaturas nas Propriedades Mecânicas do Concreto

A exposição do concreto a elevadas temperaturas, situação típica que ocorre durante um incêndio, provoca uma degradação das propriedades físicas e mecânicas, em função de alterações na estrutura do material. Além de causar transformações químicas, a mesma pode ainda afetar de forma importante as propriedades mecânicas.

Uma análise dos resultados publicados por diferentes pesquisadores, com referência aos danos e transformações causadas ao concreto pela exposição a altas temperaturas, revela a existência de grandes variações. Acredita-se que essas diferenças sejam decorrentes não somente de fatores ligados à proporção e à natureza dos materiais constituintes dos concretos ensaiados, como também a diferentes condições de ensaios adotadas, decorrência natural da escassez de normas de ensaio apropriadas. Salientando essa variabilidade, busca-se a seguir, efetuar uma descrição dos principais impactos da ação de altas temperaturas sobre as propriedades mecânicas do concreto.

2.3.1 Resistência à compressão

Diversas investigações têm sido realizadas para determinar os efeitos das altas temperaturas na resistência à compressão uniaxial do concreto. Alguns dos primeiros trabalhos desenvolvidos com esse propósito foram executados na década de 20, por Lea (1920, apud Khoury, 2003(d)) e Lea e Stradling (1922, apud Khoury, 2003(d)). Nesses estudos, corpos de prova de concreto eram aquecidos e mantidos em diversos patamares de temperatura. Significativas reduções na resistência foram observadas, principalmente, a partir de 300°C (Bazant e Kaplan, 1996).

Em linhas gerais, a perda resistência do concreto é pequena até 400°C. Em alguns casos, existe incremento de resistência na temperatura de 200°C. Acredita-se que esse aumento esteja relacionado à rápida secagem do concreto, que aumenta sua resistência. Contudo, entre 400°C e 800°C, há uma queda brusca na resistência, chegando a valores próximos entre 20 e 30% da resistência inicial. Esse decréscimo está associado à desidratação da portlandita. Além disso, esse intervalo de temperatura é considerado como crítico para a perda de resistência do concreto. Acima de 800°C, a estrutura do concreto já se encontra totalmente danificada e somente uma pequena parte de sua resistência original é mantida, aproximadamente 9 a 20% (Bazant e Kaplan, 1996).

A figura 2.1 apresenta a tendência de comportamento observada, tanto para o concreto convencional como para o de alta resistência, em função do incremento de temperatura.

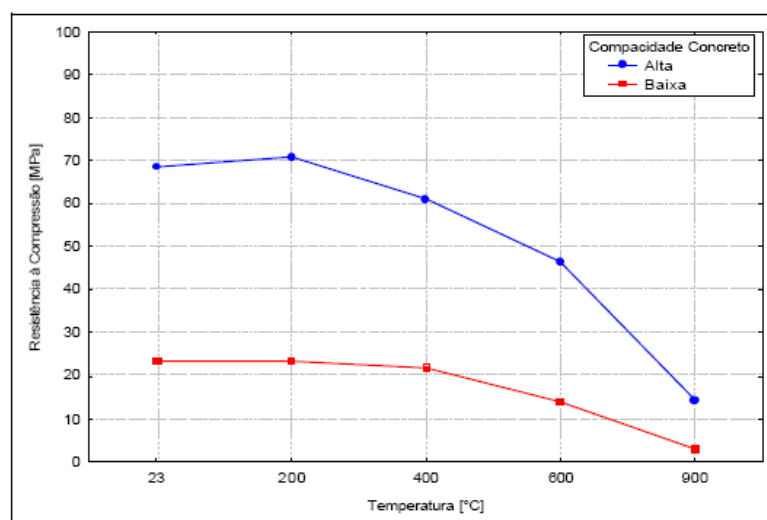


Figura 2.1: Redução da resistência à compressão com o incremento de temperatura (Lima, 2005).

De acordo com Sarshar e Khoury (1993), a resistência à compressão do concreto é influenciada, tanto pela natureza do material como por fatores ambientais. A seguir são descritos os efeitos causados por esses fatores, na resistência residual do concreto, com a elevação da temperatura.

- *Metodologia de Ensaio*

No que diz respeito aos efeitos pela metodologia de ensaio, Neville (1997) descreve que a sequência de aquecimento, bem como o histórico de carga tem grande influência sobre a resistência residual do concreto. A partir da figura 2.2, observa-se que concretos aquecidos sob carga (A) conservam uma fração maior de resistência, do que concretos aquecidos sem carga e ensaiados após resfriamento (C). Concretos aquecidos sem carga, mas ensaiados ainda quentes (B), apresentaram valores superiores em relação aos outros métodos de ensaio. No caso (A), o ensaio foi realizado com carregamento equivalente a 40% do seu valor original e no caso (C), o ensaio foi realizado após 7 dias, com conservação das amostras em ambiente climatizado a temperatura de 21°C.

Em Phan (1996) são apresentados resultados obtidos para o concreto de alta resistência em relação aos métodos empregados. Pode-se observar que, em temperaturas compreendidas entre 100 e 200°C, os valores observados nos ensaios residuais sem carga (corpos de prova são aquecidos e ensaiados após resfriamento) obtiveram a menor redução de resistência relativa, da ordem de 20%, comparado com 25% e 30% para os ensaios com carga prévia e sem carga prévia, respectivamente. Entretanto, no patamar de temperatura de 450°C, a redução da resistência relativa foi maior nos ensaios residuais, da ordem de 50%, comparado com 25% e 30% para os ensaios com carga prévia e

sem carga prévia, respectivamente. Os resultados indicaram uma complexa relação entre a resistência obtida em altas temperaturas e a resistência residual medida em temperatura ambiente.

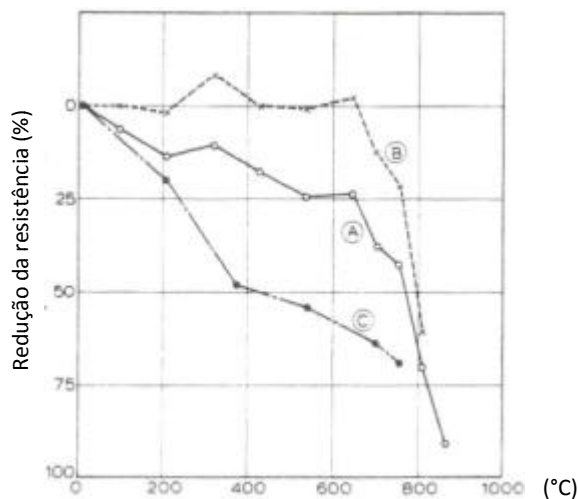


Figura 2.2: Redução da resistência à compressão de concretos feitos com agregados calcários (Abrams, 1971 apud Neville, 1997).

Em Sarshar e Khoury (1993), a aplicação de uma carga de compressão constante de 15%, durante o ciclo de aquecimento, resultou em uma melhora, tanto para a resistência residual (isto é, resistência dos corpos de prova medida imediatamente após resfriamento) como para resistência dos corpos de prova ainda aquecidos.

- *Taxa de Aquecimento*

Os resultados obtidos por Noumowé (1995, apud Gallé et al., 2003) mostraram que tanto o concreto convencional como o concreto de alta resistência, quando aquecidos a 350°C, apresentaram uma perda de resistência maior para uma taxa de 0.1°C/minuto do que para 1°C/minuto (aproximadamente 8.5% de variação relativa). Em Khoury (1992), concretos aquecidos em uma taxa de aquecimento de 0.2°C/minuto apresentaram resistência residual menor do que os aquecidos em uma taxa de 1°C/minuto.

Um trabalho similar desenvolvido por Sarshar e Khoury (1993) mostrou mesma tendência de comportamento. Entre 200 e 600°C, a resistência residual do concreto, quando aquecido na taxa de 3°C/minuto, apresentou maiores resistências residuais em comparação com os valores registrados para a taxa de 1°C/minuto. O estudo apresentado por Gallé et al. (2003) demonstrou grande dispersão dos valores experimentais, em relação à taxa de aquecimento na resistência à compressão.

Todavia, parece que taxas de aquecimento mais baixas resultam em menores valores de resistência à compressão residual para o concreto.

- *Porosidade e Distribuição do Tamanho de Poros*

As mudanças na estrutura do poro, incluindo porosidade e distribuição do tamanho de poros, também podem ser usadas para indicar a degradação das propriedades mecânicas do concreto em altas temperaturas. Os resultados obtidos por Chan et al. (2000) revelaram que a porosidade do concreto de resistência normal e de alta resistência sofre um grande aumento com a elevação da temperatura. No concreto de alta resistência, por exemplo, foi verificado um aumento em torno de 309%, em 800°C, quando comparado com a porosidade obtida em temperatura ambiente. Em contrapartida, a resistência residual, nesse mesmo patamar de temperatura, foi reduzida para 26% do valor inicial.

Velasco (2002) estudou a relação entre a resistência e a porosidade com o aumento da temperatura para diferentes classes de concreto, conforme figuras 2.3 (a) e (b). Nota-se novamente que, com a elevação da temperatura, a porosidade tende a aumentar, enquanto a resistência à compressão do concreto tende a reduzir, principalmente, a partir de 400°C.

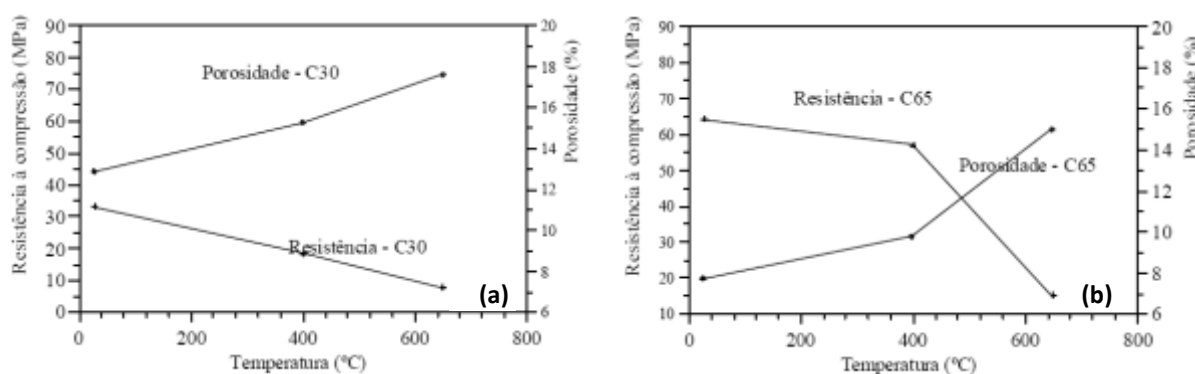


Figura 2.3: Relação entre resistência e porosidade com a elevação da temperatura: (a) concreto de resistência normal e (b) concreto de alta resistência (Velasco, 2002).

Observa-se que a mistura C30 (figura 2.3a), quando exposta a 650°C, experimenta uma redução na resistência da ordem de 77% e um aumento da porosidade na faixa de 37%. No segundo caso (figura 2.3b), a taxa de redução da resistência da mistura C65, para o mesmo patamar de temperatura, é de, aproximadamente, 77%, enquanto que a taxa de acréscimo de porosidade é da ordem de 94%. Os resultados indicaram que, apesar da redução de resistência ser praticamente igual em ambos os casos, o concreto de alta resistência, quando exposto a elevadas temperaturas, sofre uma degradação maior em sua estrutura de poros.

- *Teor de Umidade*

Com referência ao efeito do teor de umidade, Castillo e Durrani (1990) afirmam que a umidade tem um papel significativo na resistência do concreto, principalmente, no intervalo de temperatura entre 20 e 450°C. Acredita-se que a água adsorvida atenua as forças superficiais entre partículas de gel (forças de *Van der Walls*), o que leva a redução da resistência. A redução da resistência entre 100 e 300°C também pode ser atribuída ao estado de tensões triaxial existente quando os poros da pasta de cimento são preenchidos com água.

Lankard et al. (1971) salienta que o ambiente no qual o concreto está inserido, durante o aquecimento, promove alterações nas propriedades estruturais do concreto. Além disso, foi ressaltado que a resistência à compressão do concreto no estado seco é maior do que a do concreto no estado saturado, desde que outros fatores sejam mantidos constantes durante a análise.

De fato, em Shah e Ahmad (1994), foi observado esse tipo de comportamento. A perda de resistência para diferentes misturas foi de 40% quando os corpos de prova saturados de concreto de alta resistência e de resistência normal eram submetidos aos patamares de temperatura de 150°C e 250°C, respectivamente. Todavia, para os ensaios realizados em espécimes secos previamente em estufa, a redução foi menos acentuada, da ordem de 15%, para as mesmas condições de aquecimento.

Em Zhang et al. (2002) foi constatado que podem ser estabelecidas relações entre a umidade, velocidade de aquecimento e tempo de exposição ao fogo. Caso o teor de umidade do material for baixo e a taxa de aquecimento for relativamente alta, certamente ocorrerá fissuração no concreto, quanto maior for o tempo de sua permanência a altas temperaturas.

Outro estudo desenvolvido por Chan et al. (1999(a)), com vistas a analisar o comportamento ao fogo de concretos de alta resistência em diferentes teores de umidade, destaca a forte dependência do fenômeno do *spalling* explosivo em relação ao teor de umidade e resistência do concreto. Mais uma vez, a combinação de concretos densos e elevados teores de umidade foram mais propícios ao desencadeamento de rupturas explosivas.

- *Tipo de Agregado*

O tipo de agregado também influencia a resposta do concreto a altas temperaturas. A perda de resistência é consideravelmente menor quando o agregado não contém sílica em sua composição.

Como exemplos podem ser citados os agregados calcários, rochas ígneas basálticas e, particularmente, tijolo britado e escória de alto forno. Concretos com baixa condutividade térmica têm melhor resistência ao fogo, de modo que concretos produzidos com agregados leves resistem mais ao fogo do que concretos com agregados de densidade normal (Neville, 1997).

Abrams (1971, apud Neville, 1997) confirmou que, em temperaturas acima de 430°C, concretos com agregados silicosos perdem uma parte maior de resistência do que concretos com agregados calcários ou leves. No entanto, essa diferença praticamente desaparece em 800°C. Mesma tendência de comportamento foi observada por Bazant e Kaplan (1996). De acordo com Mehta e Monteiro (1994), agregados silicosos contendo quartzo, tais como granito e arenito, podem causar danos no concreto a cerca de 573°C, em razão da transformação do quartzo da forma α para β estar associada com uma expansão súbita da ordem de 0.85%. No caso de rochas calcárias, um dano similar pode ocorrer acima de 700°C, como resultado da reação de descarbonização. A figura 2.4 apresenta a redução da resistência à compressão do concreto para diferentes tipos de agregado.

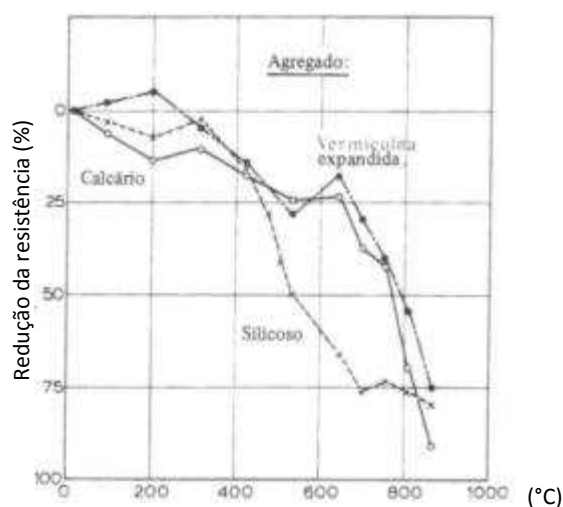


Figura 2.4: Redução da resistência à compressão para diferentes tipos de agregado (Abrams, 1971 apud Neville, 1997).

2.3.2 Resistência à tração

Assim como a resistência à compressão, a resistência à tração do concreto também sofre redução em altas temperaturas. De acordo com Saad et al. (1996), esse decréscimo está relacionado, principalmente, com a decomposição térmica e/ou estabilidade dos hidratos formados que agem como os principais ligantes entre os constituintes do concreto.

Entretanto, o concreto apresenta um comportamento à tração diferenciado em relação à sua resistência à compressão, quando exposto a temperaturas elevadas. Chan et al. (1999b) afirmam que a redução da resistência à tração é mais drástica com o incremento de temperatura. Isso acontece em decorrência do surgimento de micro e microfissuras por incompatibilidade térmica no interior do concreto. De maneira geral, a resistência à tração é mais suscetível a tais fissuras do que a resistência à compressão do concreto. Os resultados obtidos por Sullivan (1979, apud Bazant e Kaplan, 1996) também apontaram que a resistência à tração do concreto é mais sensível a deterioração em altas temperaturas, em comparação com a resistência à compressão. O autor observou que a resistência à tração se degenera em uma taxa mais rápida do que a resistência à compressão.

Em linhas gerais, a redução da resistência à tração do concreto com a elevação de temperatura ocorre da seguinte forma: em 100°C, a porcentagem de redução da resistência à tração pode variar entre 0 e 30%. Quando a temperatura é maior do que 100°C há pouca evidência de aumento de resistência, conforme acontece, em alguns casos, para a resistência à compressão, ou seja, em geral, há uma progressiva deterioração da resistência à tração com a elevação da temperatura. Em 200°C, a redução varia entre 0 e 50%; em 300°C, entre 10 e 70%; em 400°C, entre 20 e 85%; em 500°C, entre 40 e 85%; em 600°C, entre 60 e 90% e em 700°C, a redução da resistência à tração varia entre 80 e 90%. A figura 2.5 mostra o panorama geral da redução da resistência à tração com o incremento de temperatura.

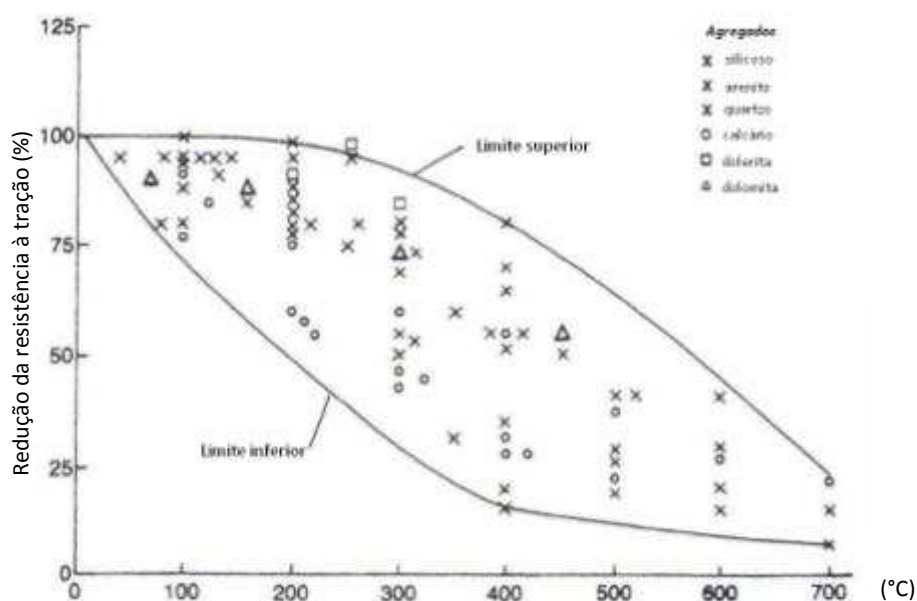


Figura 2.5: Redução da resistência à tração com o aumento de temperatura (Bazant e Kaplan, 1996).

A seguir são descritos os fatores que podem afetar a resistência residual à tração do concreto com o incremento de temperatura.

- *Taxa de Aquecimento*

Gallé et al. (2003), após testar corpos de prova de concreto em diferentes taxas (0,1, 1 e 10°C/minuto), concluiu que não existe uma hierarquia clara dos valores de resistência à tração com a taxa de aquecimento, visto que as diferenças nos valores obtidos foram muito pequenas. Além disso, mesmo quando se considerou uma taxa de aquecimento extrema, não foi detectada uma tendência clara e significativa quanto a esse parâmetro. Schneider (1982, *apud* Bazant e Kaplan, 1996) também havia observado que a taxa de aquecimento não parecia ter efeito significativo na resistência à tração residual do concreto.

- *Tipo de Agregado*

Alguns trabalhos citados por Bazant e Kaplan (1996) analisaram o efeito do agregado na resistência à tração do concreto e são descritos a seguir: Harada et al. (1972) observou que concretos com agregados calcários apresentaram reduções na resistência à tração, substancialmente maiores do que agregados silicosos. Schneider (1982) relatou que concretos com agregados calcários sofreram reduções de 40, 65, e 75% nas temperaturas de 200, 400 e 500°C, respectivamente, enquanto que as reduções em concretos com agregados areníticos, para os mesmos patamares de temperatura eram de 20, 45 e 60%. Campbell-Allen e Desai (1967) testaram concretos feitos com agregado calcário, argila expandida e resíduos de blocos cerâmicos. Mais uma vez, o concreto com agregado calcário sofreu maiores reduções de resistência, em comparação com os demais agregados.

Noumowé (2003) testou corpos de prova de concretos de alta resistência, confeccionados com agregados leves até a temperatura de 200°C. Os resultados demonstraram que a resistência à tração foi melhorada com a utilização de agregados leves, em comparação com agregados de densidade normal. Provavelmente, isso é resultado de uma zona de transição mais aprimorada entre a pasta de cimento e os agregados mais porosos, o que levou a redução de microfissuras na interface pasta/agregado.

Bazant e Kaplan (1996) ainda citam que a redução da resistência à tração do concreto pode depender de *outros fatores*, dentre eles:

- ✓ Concretos com menores relações cimento-agregado, isto é, misturas mais ricas apresentam um maior redução na resistência à tração do que concretos com elevadas relações;

- ✓ A resistência residual após resfriamento à temperatura ambiente é menor do que testada ainda quente;
- ✓ Ciclos térmicos reduzem a resistência à tração do concreto, com maiores reduções nos primeiros ciclos;
- ✓ Existem poucas evidências de que há recuperação da resistência à tração quando o concreto é armazenado em condições ambientais apropriadas, após exposição a altas temperaturas.
- ✓ Em temperaturas acima de 150°C, quanto maior for o período de aquecimento maior será a redução da resistência à tração do concreto.

2.3.3 Módulo de Elasticidade

Apesar da tendência geral de comportamento do módulo seja praticamente a mesma observada para a perda de resistência à compressão simples (ou seja, um decréscimo menos acentuado até 400°C e um decréscimo mais acentuado a partir desse patamar de temperatura), uma análise criteriosa da velocidade de perda de rigidez demonstra algumas diferenças.

De fato Lima (2005) observou que as tendências de comportamento do módulo de elasticidade e da resistência à compressão do concreto são diferenciadas em temperaturas mais elevadas. Enquanto que em 400°C, a diferença é pequena, ou seja, o fator de redução do módulo ficou em torno de 0.77 e o equivalente para a resistência à compressão foi de 0.87, em 600°C, a diferença cresceu de forma acentuada, com o fator de redução do módulo decrescendo para, aproximadamente, 0.26, contra 0.62 da resistência. Isso demonstra que o processo de degradação do módulo de elasticidade ocorre mais rapidamente que o da resistência à compressão.

Conforme explicitado em Castillo e Durrani (1990) é possível traçar uma linha de comportamento para o módulo de elasticidade em função da temperatura, tanto para concretos convencionais como para concretos de alta resistência. De acordo com esse estudo, no intervalo de temperatura entre 100 e 400°C, a água adsorvida e a água capilar são expelidas provocando um pequeno decréscimo no módulo de elasticidade. Acima de 400°C, o módulo de elasticidade decresce de 20 a 25% de seu valor original, podendo alcançar valores de redução de 70% em 600°C. Isso é devido à desidratação e perda gradual da ligação entre os materiais constituintes do concreto. Caso o agregado empregado seja proveniente de rochas calcárias, entre 600 e 700°C, a calcinação do calcário (que é uma reação endotérmica) absorve o calor, retardando a fluxo de temperatura dentro da amostra. Como

resultado, há uma pequena variação no módulo de elasticidade nesse intervalo de temperatura. O comportamento descrito é apresentado na figura 2.6.

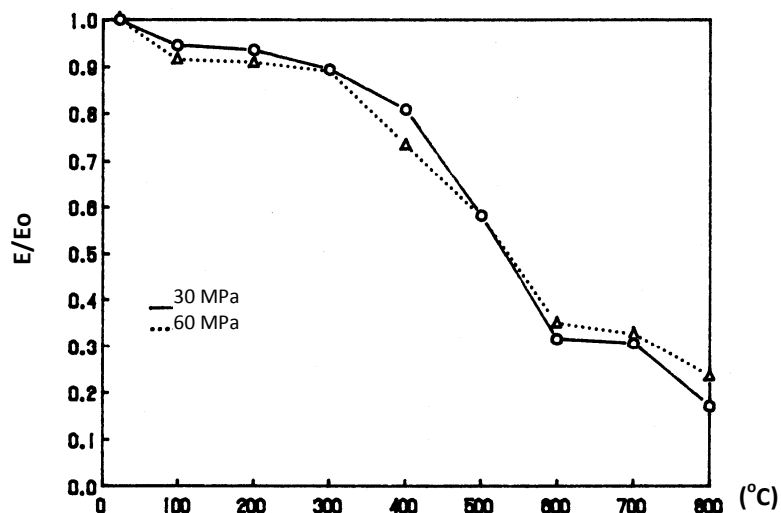


Figura 2.6: Variação do módulo de elasticidade com a temperatura (Castillo e Durrani, 1990).

Todavia, diferenças na linha de comportamento do módulo de elasticidade podem ser encontradas, em razão da influência de alguns fatores, tais como teor de umidade, taxa de aquecimento e tipo de agregado.

- *Taxa de Aquecimento*

Com referência à taxa de aquecimento, Lankard (1971) observou que quanto mais rápido for o aquecimento, menor será o módulo de elasticidade. Isso se deve ao surgimento de altas tensões térmicas, elevadas pressões nos poros, altas tensões provenientes da retração térmica e danos à microestrutura.

Em Gallé et al. (2003) foi observada a mesma tendência. Na média, a variação relativa entre os valores do módulo de elasticidade para as taxas de 0.1 e 10°C/minuto, foi de, aproximadamente, 9%. Como tendência geral, foi possível concluir que taxas de aquecimento altas reduzem, de forma mais intensa, a rigidez do concreto.

- *Teor de Umidade*

Em relação ao teor de umidade, a perda de água que ocorre simultaneamente com o aquecimento reduz o valor aparente do módulo, em razão do movimento da umidade resultar em rupturas na estrutura do material. Dessa maneira, quanto maior for a velocidade de secagem do material pelo

aquecimento, maior será a queda no valor do módulo de elasticidade do concreto (Gross, 1973 apud Bazant e Kaplan, 1996).

- *Tipo de Agregado*

Conforme descrito por Cruz (1966, apud Bazant e Kaplan, 1996), agregados mais compatíveis e quimicamente estáveis, como o agregado calcário, causam menores reduções nos valores do módulo de elasticidade.

Cánovas (1988) relatou um comportamento semelhante em relação ao tipo de agregado utilizado. Por análise da figura 2.7, em 700°C, o concreto com agregado calcário reteve 68% do seu valor à temperatura ambiente. O concreto com agregado leve ficou em torno de 45%, enquanto que o concreto com cascalho apresentou apenas 30% do seu valor original.

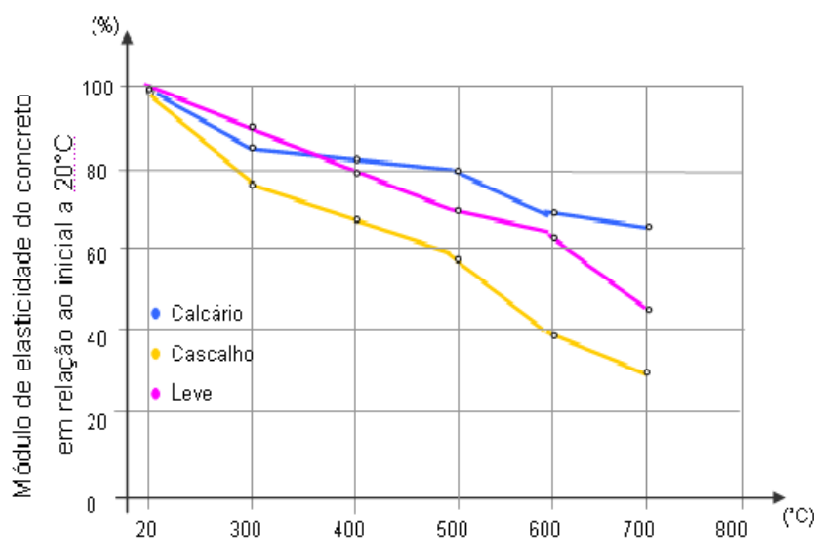


Figura 2.7: Redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de agregado (Cánovas, 1988).

2.4 O FENÔMENO DO “SPALLING” EXPLOSIVO

O termo *spalling* é definido no Boletim Técnico 118 da CIRIA como a perda gradativa de camadas ou pedaços da superfície de um elemento estrutural, que pode se manifestar de forma violenta ou não, quando esse é exposto a uma rápida elevação de temperatura, como é o caso da ocorrência de incêndios em obras civis (Malhotra, 1984).

Normalmente, a palavra *spalling* encontrada na literatura se refere ao *spalling* explosivo, visto que esse é considerado como a forma mais perigosa e severa quanto à ocorrência do fenômeno. No

Brasil, os termos lascamento explosivo e deslocamento explosivo também são amplamente utilizados em trabalhos e relatórios técnicos. Salienta-se que ao longo desse trabalho serão utilizados os termos lascamento explosivo ou *spalling* explosivo para identificar o fenômeno estudado.

Além do *spalling* explosivo existem outras formas de *spalling*, no entanto, não são estudadas em grande escala por apresentarem efeitos de natureza localizada e por causarem danos menos sérios à estrutura (Khoury e Anderberg, 2000).

2.4.1 Classificação dos Tipos de *Spalling*

Na literatura, são sugeridas algumas classificações quanto ao fenômeno do *spalling*. Em Connolly (1995, apud Yu et al., 2005), a classificação proposta envolve quatro categorias:

- Lascamento do agregado ou *Aggregate spalling*;
- Quebra das extremidades ou *Corner spalling*;
- Formação de sulcos na superfície ou *Surface spalling or surface pitting*;
- Lascamento explosivo ou *Explosive spalling*.

Classificações alternativas também são descritas por Breunese e Fellingner (2004) e estão apresentadas na tabela 2.2.

Tabela 2.2: Resumo dos tipos de *spalling* relacionados aos mecanismos de ocorrência.

| <i>Mecanismos</i> / <i>Tipo de spalling</i> | <i>Violent spalling</i> | <i>Sloughing off</i> | <i>Corner spalling</i> | <i>Explosive spalling</i> | <i>Post-colling spalling</i> |
|---|-------------------------|----------------------|------------------------|---------------------------|------------------------------|
| Poropressão devido à evaporação da umidade | X | | | X | |
| Compressão devido ao gradiente térmico | X | | | X | |
| Fissuras internas devido à expansão térmica diferencial entre agregado e pasta de cimento | X | X | | | X |
| Fissuras devido à expansão térmica diferencial aço e concreto | | | X | | |
| Redução da resistência devido às transições térmicas | | X | | | X |

Fonte: <http://www.promat-tunnel.com>

As classificações mencionadas anteriormente se complementam entre si. Em relação à maneira com a qual o *spalling* acontece, essas classificações caem diretamente em duas principais categorias, denominadas de *spalling* progressivo e *spalling* explosivo (Kalifa et al., 2000).

Spalling Progressivo

- Formação de sulcos na superfície (*surface spalling* ou *surface pitting*):

Surface pitting ocorre quando pequenos pedaços (de até 20 mm de tamanho) se destacam da superfície do elemento de concreto durante os primeiros minutos de exposição ao fogo. Via de regra, a formação de sulcos na superfície é causada pela fragmentação de pedaços de agregado próximos à superfície, devido às mudanças físico-químicas que ocorrem em altas temperaturas (Malhotra, 1984). No entanto, o mesmo é pouco representativo no que diz respeito ao desempenho do elemento estrutural e, na maioria das vezes, não se manifesta depois de decorridos 20 minutos de ensaio ao forno (figura 2.8).



Figura 2.8: Formação de sulcos na superfície do elemento de concreto (LEME/UFRGS, 2007).

- Quebra das extremidades (*Corner break-off* ou *Sloughing off*)

Tende a ocorrer durante os estágios finais de exposição ao fogo, quando o concreto já está bastante danificado, com o desenvolvimento de fissuras ao longo de bordas e extremidades (figura 2.9). Esse tipo de *spalling* geralmente se manifesta quando a peça de concreto é submetida à transferência de calor em dois planos distintos.



Figura 2.9: Fissuras no cobrimento do concreto de uma viga (LEME/UFRGS, 2007).

Spalling explosivo

Em linhas gerais, ocorre durante os primeiros 30 minutos de ensaio em altas temperaturas. É caracterizado por uma separação violenta de pedaços de concreto, acompanhada por um ruído muito alto. Os pedaços de material podem ser tão pequenos quanto 100 mm ou tão grandes quanto 300 mm de comprimento, capazes de causar danos físicos no impacto. O fenômeno pode ocorrer apenas uma vez ou diversas vezes, até mesmo em partes já previamente danificadas (Malhotra, 1984). Ocasionalmente, a severidade do *spalling* explosivo pode levar a formação de furos através da espessura da seção (por exemplo, em uma laje de piso ou na alma de uma viga). Na maioria dos casos, o mesmo fica restrito ao deslocamento do cobrimento de concreto e não se propaga além da camada de armadura. A figura 2.10 ilustra exemplos para ambos os casos.

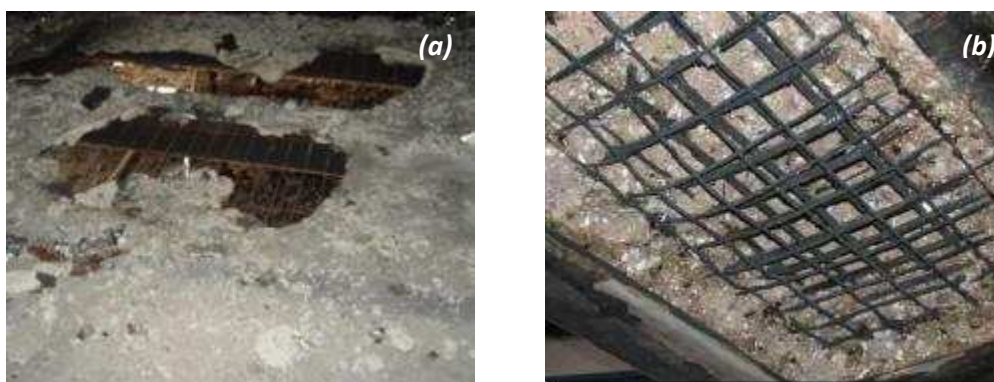


Figura 2.10: Rupturas explosivas: (a) formação de furos através da seção (LEME/UFRGS, 2007) e (b) no cobrimento do concreto (Savov et al., 2005).

O *spalling* também pode ser classificado em relação à severidade de ocorrência, em termos de danos observados na estrutura (Ali et al., 2004):

- *Menor grau*: a superfície do concreto se fragmenta sem exposição da armadura;

- *Maior grau*: a zona fragmentada alcança o plano de armaduras, levando-a a exposição direta ao fogo;
- *Grav severo*: *spalling* no concreto alcança grandes profundidades dentro do plano de armaduras (núcleo do concreto), com grande liberação de energia (explosão).

2.4.2 Importância do *Spalling* Explosivo

Nas últimas duas décadas, incidentes ocorridos em túneis acentuaram as discussões relacionadas aos efeitos do *spalling explosivo*, assim como aguçaram questionamentos quanto aos procedimentos e códigos normativos atualmente adotados para o dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio (Schrefler et al., 2002). Infelizmente, grande parte das normas não leva em consideração a ocorrência do fenômeno nem tão pouco seus efeitos no desempenho estrutural das obras sinistradas.

De acordo com Khoury (2003d), no contexto histórico, as primeiras manifestações acerca da ocorrência de fragmentações explosivas em estruturas de concreto foram registradas por Gary, em 1916, como parte de seu estudo sobre a ação do fogo em casas de concreto. No decurso dos seus ensaios, Gary observou que alguns dos elementos estruturais apresentavam diferentes modos de ruptura, quando expostos ao rápido aquecimento, inclusive rupturas explosivas em diversas seções das peças estruturais. De posse das observações descritas, o pesquisador propôs uma classificação para o fenômeno, a qual ainda serve de base para as classificações adotadas nos dias atuais. Entretanto, a maioria das investigações conduzidas após esse período até o final do século se direcionou para o estudo da variação das propriedades mecânicas do concreto a elevadas temperaturas, com pouca informação sendo coletada acerca do lascamento explosivo.

Na década de 70, significantes avanços ocorreram na tecnologia do concreto, com a introdução de aditivos superplastificantes na mistura em estado fresco, capazes de reduzir a relação água/cimento ou água/aglomerante do material. Isso possibilitou não somente elevar a resistência do concreto, como também proporcionar melhor fluidez, maior rigidez, maior resistência à flexão, menor permeabilidade, maior resistência à abrasão e maior durabilidade. Assim, a expressão Concreto de Alto Desempenho, tornou-se cada vez mais utilizada (Aïtcin, 2000).

A aplicação do CAD na construção civil cresceu muito nas últimas décadas. O mesmo tem sido utilizado na construção de pontes, túneis, plataformas de petróleo, autoestradas, bem como na confecção de vigas e pilares de concreto de alta resistência em edifícios altos (Mehta e Monteiro,

1994; Aïtcin, 2000). Todavia, sua grande utilização tem provocado preocupações quanto ao seu comportamento sob a ação do fogo, visto que algumas investigações revelaram que este tipo de material apresenta uma maior suscetibilidade ao *spalling* explosivo (Jahren, 1989; Castillo e Durrani, 1990; Phan, 1996; Lin et al., 1996).

Sabe-se que a extensão, severidade e natureza do *spalling* explosivo variam de acordo com o tipo de situação experimentada pela estrutura durante o incêndio. O fenômeno pode não trazer consequências sérias à estrutura, caso haja, por exemplo, o deslocamento de pequenos pedaços na superfície, o que não afetaria, sobremaneira, sua integridade estrutural. Em contrapartida, em algumas situações, as rupturas explosivas podem ser responsáveis pela redução da capacidade portante da peça estrutural, podendo provocar o colapso parcial ou, até mesmo, a ruína da estrutura.

Recentes experiências na Europa têm mostrado que os danos estruturais provocados pelo *spalling* explosivo podem ser extremamente sérios, particularmente com a aplicação do CAD na construção de túneis. Por apresentar uma matriz densificada, a manifestação do fenômeno pode acontecer nos primeiros 20 minutos de incêndio.

Um dos sinistros mais significativos em túneis aconteceu em 1994, no *Great Belt Link*, que faz a ligação de algumas ilhas na Dinamarca. O incêndio se iniciou pela inflamação do combustível de uma das máquinas utilizadas durante a construção, resultando em danos que atingiram grande parte do revestimento do túnel (em torno de 75%), conforme ilustra a figura 2.11. As armaduras expostas sofreram sérias deformações (Khoury e Anderberg, 2000).



Figura 2.11: Danos no concreto e na armadura após incêndio no *Great Belt Link Tunnel* (Khoury e Anderberg, 2000).

Em 1996, um incêndio atingiu o *Channel Tunnel*, que liga a França à Inglaterra. O sinistro durou em tornou de 9 horas, atingindo temperaturas entre 1000 e 1100°C. Todo o revestimento foi danificado, em virtude das rupturas explosivas (vide figura 2.12). Os custos, decorrentes de reparos e do fechamento temporário do *Eurotunnel*, extrapolaram a quantia de 50 milhões de libras.



Figura 2.12: *Channel Tunnel* após incêndio (Fonte: images.theage.com.au/./2008/09/12/tunnel,0.jpg).

Na Suíça, em outubro de 2001, a colisão de 2 caminhões provocou o incêndio no *St. Gouthard Tunnel*, provocando a morte de 11 pessoas (figura 2.13). As temperaturas máximas estimadas chegaram a 1200°C e causaram o colapso de parte do teto, ao longo de 200 metros de extensão do túnel (documento F.E.D. n° 9, *SI Concrete Systems*).



Figura 2.13: Incêndio no *St. Gouthard Tunnel* (Fonte: Newsletter European Thematic Network, 2001).

Em 11 de setembro de 2001, um Boeing 757 se chocou com o Pentágono, em Washington – EUA, danificando a fachada oeste da edificação. Muitos pilares e vigas localizados na zona de impacto

foram completamente destruídos, enquanto que nas zonas adjacentes, houve o surgimento de fissuras e *spalling* com perda parcial do cobrimento de concreto.



Figura 2.14: Ataque ao Pentágono em 2001 (Mlakar et al., 2005).

Em 2007, um incêndio no Shopping Total, localizado em Porto Alegre - Brasil, provocou grandes estragos em parte de sua estrutura. Os indícios coletados evidenciaram que as altas temperaturas, na região do foco inicial do incêndio (loja de brinquedos, localizada no 2º pavimento), causaram a deterioração de vigotas e a ruptura das lajes do teto, que formavam o piso do andar superior, por meio de uma combinação de deformações térmicas, expansão do aço e lascamento explosivo do concreto.



Figura 2.15: Lascamentos explosivos na zona principal do incêndio (LEME/UFRGS, 2007).

Os incidentes descritos e tantos outros têm demonstrado a inadequação dos procedimentos adotados em normas de incêndios. Essa questão tem incentivado o desenvolvimento de pesquisas voltadas para os efeitos causados pelo *spalling* explosivo no comportamento do material. Ensaios vêm sendo executados tanto em níveis microestrutural e fenomenológico, quanto em escala real.

Aliados aos testes com ênfase ao fogo, modelos teóricos robustos vêm sendo propostos com vistas a considerar a ocorrência do fenômeno na resposta estrutural.

Entretanto, os mecanismos que envolvem o processo de *spalling* ainda permanecem pouco entendidos, exceto que o mesmo depende de uma série de fatores interdependentes que influenciam o comportamento do material de forma imprevisível e aleatória (Khoury, 2003a).

De fato, em Khoury e Anderberg (2000), o seguinte exemplo foi apresentado para representar essa eventualidade. Quando 8 amostras idênticas são aquecidas em condições idênticas, a metade pode sofrer rupturas explosivas, enquanto que o restante pode permanecer intacto. Além disso, contradições entre resultados de diferentes fontes na literatura são bastante comuns. Grande parte disso se deve, parcialmente, às diferentes condições experimentais apresentadas, aos processos envolvidos, assim como à natureza estocástica do fenômeno.

Enquanto o *spalling* explosivo permanecer imprevisível, os métodos de cálculo utilizados pela engenharia de incêndio, bem como o desenvolvimento de simulações numéricas para a obtenção da resistência ao fogo dos elementos estruturais resultarão em respostas não tão precisas e confiáveis.

2.4.3 Mecanismos do *Spalling* Explosivo

Spalling explosivo é um fenômeno complexo que envolve diferentes mecanismos. Dependendo das circunstâncias especificadas, alguns podem ser mais importantes do que outros. Esta seção apresenta uma revisão dos diferentes mecanismos investigados e apresentados por diversos autores nesse contexto.

Spalling devido às tensões térmicas ou processo termomecânico

O concreto, ao ser submetido a um rápido aquecimento, experimenta gradientes de temperatura devido ao baixo coeficiente de condutividade térmica do material (Anderberg, 1997). Dessa forma, o processo termomecânico ou mecanismo de tensão térmica está diretamente associado aos gradientes de deformação térmica que ocorrem na estrutura. As tensões térmicas podem se manifestar de forma isolada ou se superpor com o mecanismo de poropressão na ocorrência do lascamento explosivo. A figura 2.16 ilustra exemplos em que o mecanismo de tensão térmica está atuando.

Caso exista qualquer restrição em relação aos gradientes de dilatação térmica localizados nas proximidades da superfície, haverá o aparecimento de tensões de compressão paralelas à face

aquecida. Assim, os esforços de compressão se tornam responsáveis pelo surgimento de tensões de tração na direção perpendicular a essa face e, por consequência, acabam por induzir à ocorrência de lascamentos superficiais no material, caso os esforços gerados ultrapassem a resistência à tração do concreto (Kalifa et al., 2000; Ulm et al., 1999a).

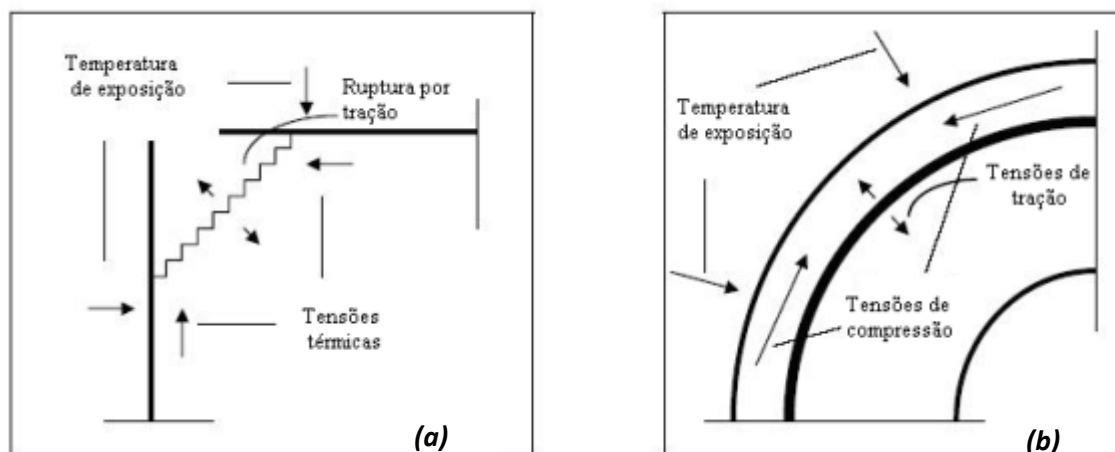


Figura 2.16: Exemplos do mecanismo de tensão térmica: (a) nas arestas (b) em superfícies convexas (Anderberg, 1997).

O tamanho da área na qual os esforços de compressão se manifestam pode ser ampliada caso houver a ação conjunta do carregamento externo (ou protensão) e das tensões térmicas. Todavia, exemplos práticos de estruturas de concreto que foram carregadas em níveis próximos aos estabelecidos pelo Estado Limite Último (E.L.U.) existem em número bastante reduzido. Em razão disso, rupturas explosivas, provocadas somente pelo mecanismo de tensão térmica, é praticamente raro, mas não é impossível de acontecer (Khoury, 2000).

Processo termo-hidráulico (ou mecanismo de formação de pressão de vapor)

O mecanismo de formação de pressão de vapor está associado à transferência de massa (ar, vapor e água), através dos poros, resultando no aparecimento de gradientes de pressão no interior do concreto com subsequente acréscimo de pressão nos poros (Kalifa et al., 2000), conforme ilustrado na figura 2.17. O processo termo-hidráulico é, principalmente, influenciado pela permeabilidade da matriz, nível de saturação inicial dos poros e taxa de aquecimento (Khoury, 2000).

Esse processo ocorre porque a densa matriz restringe a saída de umidade para o meio externo. Estudos confirmam que a elevação da temperatura provoca o desenvolvimento de pressões de vapor, de amplitudes próximas a 8 MPa, a 300°C. Tal pressão geralmente representa um valor de

tensão maior do que a resistência à tração do concreto (cerca de 5 MPa), o que leva à desagregação de parte de sua superfície aquecida (Diederich, 1995 apud Kodur, 2000).

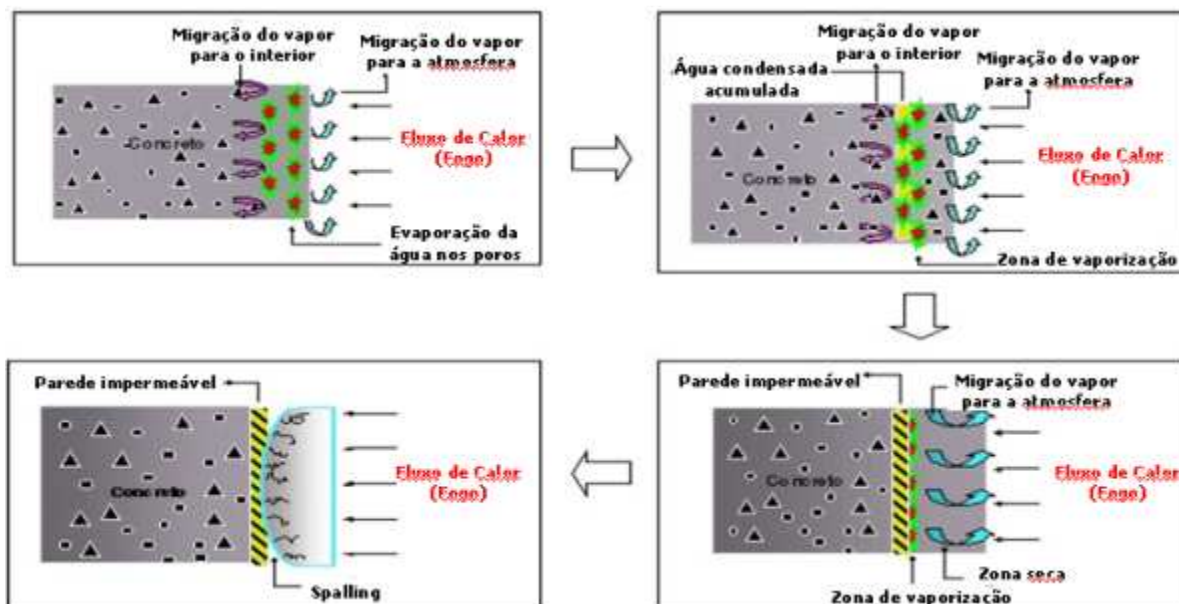


Figura 2.17: Mecanismo de formação de pressão de vapor (Nince, 2006).

Em termos físicos, o mecanismo de formação de vapor se desenvolve da seguinte forma: durante o carregamento térmico, o fluxo de calor através do material resulta no aumento da temperatura da estrutura sólida e do teor de umidade contido nos poros do concreto. Quando a água presente nos poros atinge a temperatura de vaporização (isto é, $T \approx T_{\text{vap}} = 100^{\circ}\text{C}$), essa começa a mudar de estado e, por consequência, se expande elevando os níveis de pressão de vapor na rede de poros. O vapor gerado na zona de vaporização migra tanto para o interior do concreto (região de menor pressão) como para a atmosfera.

A porção de vapor que migra para a região de menor pressão, ou seja, para o núcleo do elemento, se condensa, visto que a temperatura nessa região é um pouco mais baixa do que a temperatura na zona de vaporização (T_{vap}). O acúmulo de água, proveniente do ciclo vaporização-migração-condensação, forma uma camada saturada que age como uma parede impermeável à movimentação de gases para o interior.

Sendo assim, o restante da água evaporada é forçado a se movimentar em direção à superfície, na busca de escapar para a atmosfera. Se a permeabilidade do material é suficientemente baixa ou a taxa de aquecimento é suficientemente alta, o vapor não será capaz de se deslocar pela estrutura de poros com rapidez suficiente para impedir o acúmulo de poropressão no material. A fragmentação

ocorrerá se a pressão de vapor, possivelmente, em combinação com as tensões térmicas e mecânicas atuantes, for maior que a resistência à tração do material (Anderberg, 1997; Kalifa et al., 2000; Kodur, 2001; Li et al., 2001; Zeiml et al., 2005).

A magnitude da poropressão depende da permeabilidade da matriz e da taxa de vaporização. No entanto, a intensidade da transferência de calor decresce com o aumento da distância da fonte de calor que reduz a taxa de vaporização. Quando a zona de vaporização se move a certa distância da superfície aquecida, um máximo valor de pressão de vapor é criado dentro da mesma. Contudo, após essa distância, a pressão decresce, conforme figura 2.18. Segundo Anderberg (1997), a distância crítica para o concreto de alta resistência é estimada a cerca de 5 a 10 mm, que é muito menor em comparação como o concreto de resistência normal, para qual a mesma é estimada em torno de 20 a 40 mm.

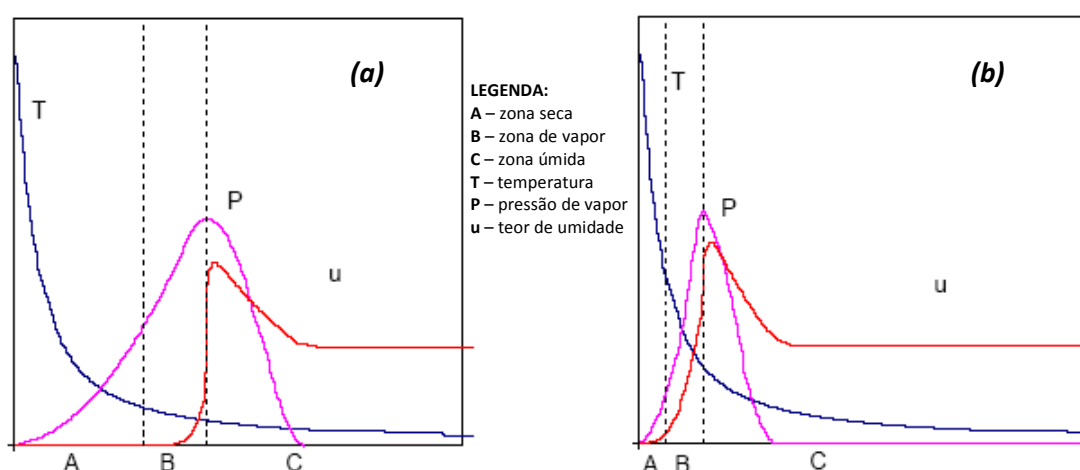


Figura 2.18: Condições de temperatura e umidade: (a) concreto de resistência normal e (b) concreto de alta resistência (Anderberg, 1997).

As propriedades térmicas e mecânicas do material também exercem controle na magnitude do processo, uma vez que durante a aplicação das solicitações térmicas, as mesmas sofrem alterações decorrentes das transformações na microestrutura, tais como variação da porosidade, distribuição do tamanho de poros e microfissuração, as quais são originadas pelo aquecimento.

De acordo com Khoury (2000), a formação da pressão de vapor no concreto aquecido é algo bastante difícil de prever com certa confiabilidade por meio de métodos analíticos, já que o mecanismo possui um comportamento não-linear. A maioria dos modelos empregados para prever a poropressão é desenvolvida com base na teoria elástica, a qual não considera a influência da migração da umidade entre os poros no concreto aquecido. A desconsideração desses fatores pode

subestimar a poropressão em níveis substancialmente menores do que a resistência à tração do concreto e, por conseguinte, mascarar os resultados obtidos na análise.

Efeito combinado das tensões térmicas e da poropressão

O *spalling* explosivo geralmente ocorre durante a ação combinada dos mecanismos de poropressão, dos esforços de compressão na superfície exposta ao calor (induzidos por tensões térmicas e carregamento externo) e da fissuração interna do material, conforme ilustrado na figura 2.19.

Por análise da figura 2.19, é de fácil dedução que haverá o desenvolvimento de fissuras na direção paralela à superfície, quando o somatório das tensões atuantes ultrapassar a resistência à tração do material. Esse processo é acompanhado por uma repentina liberação de energia seguida de uma ruptura violenta na região próxima à superfície aquecida.

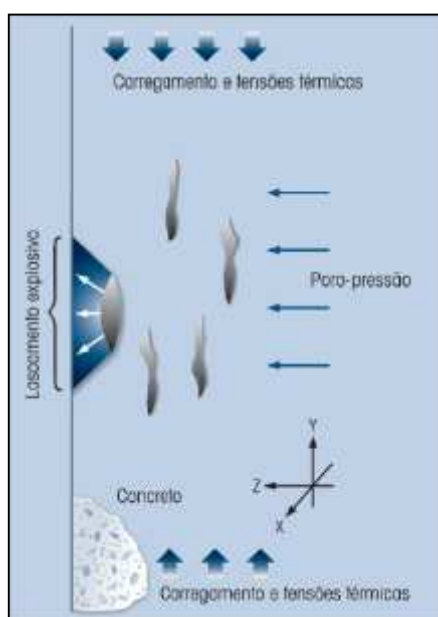


Figura 2.19: Ação combinada de forças agindo no concreto aquecido (Khoury, 2000).

Além do conhecimento das possíveis e potenciais combinações de mecanismos que podem atuar na ocorrência do *spalling* explosivo, ainda é necessário reconhecer em que situações o efeito combinado pode ser desacoplado ou, em alguns casos, quando algum dos mecanismos pode ser desprezado ou quando apenas um deles pode ser considerado como o mais relevante no desencadeamento do processo.

Conforme descrito em Khoury (2000), o *spalling* originado somente pelo mecanismo de poropressão pode ser considerado nos casos em que a análise em altas temperaturas é realizada em corpos de

prova de pequenas dimensões e sem influência do carregamento externo. Por outro lado, em protótipos de dimensões maiores, a atuação conjunta do poropressão, das tensões térmicas e das tensões induzidas pelo carregamento externo deve ser considerada para que o fenômeno possa ser avaliado de forma eficaz. Entretanto, estudos comprovam que tanto no concreto convencional como no CAD, o mecanismo de poropressão é o processo dominante entre os demais descritos.

No caso do concreto de ultra-alta resistência, contendo grandes proporções de materiais ultrafinos, os resultados indicaram que o *spalling* de origem térmica pode assumir um papel de grande destaque e relevância no desencadeamento do processo e, mesmo com a adição de grandes quantidades de fibras de polipropileno à mistura, o fenômeno pode se manifestar repentinamente e com violência explosiva (Khoury, 2000).

2.4.4 Parâmetros que influenciam a ocorrência de *spalling* explosivo

Os mecanismos do *spalling* explosivo descritos no item anterior, bem como a probabilidade e severidade de ocorrência do fenômeno, dependem de uma série de parâmetros relacionados ao material, temperatura, carregamento e tipo de restrição. A natureza do aquecimento e a transferência de massa também são processos importantes. Infelizmente, estudos experimentais têm demonstrado que amostras com a mesma especificação nominal podem apresentar diferentes comportamentos em relação ao *spalling* explosivo. Isto deriva do fato da não homogeneidade do concreto, permitindo que cada amostra apresente uma microestrutura singular, com uma distribuição específica de vazios e umidade (Ali et al., 2004). O tamanho da amostra também pode ser um fator relevante. Na maioria dos casos, a interação entre esses parâmetros pode levar a resultados confusos e indicações contraditórias, embora seja difícil determinar as verdadeiras causas, tais como metodologia de ensaio ou variações não especificadas no traço do concreto ou no teor de umidade (Bostrom et al., 2004).

Os primeiros trabalhos relacionados ao lascamento explosivo não resultaram em um consenso claro sobre a importância desses parâmetros na ocorrência do fenômeno, porém revelaram que existe pouco entendimento sobre seus efeitos no referente à suscetibilidade do concreto ao *spalling* explosivo. No entanto, subseqüentes trabalhos deram início à identificação dos principais fatores envolvidos no problema e são descritos a seguir.

Teor de Umidade

A ocorrência do *spalling* explosivo no concreto em altas temperaturas está fortemente relacionada ao teor de umidade e às propriedades de migração de umidade no material. A migração e perda de umidade em concretos não uniformemente aquecidos é um fenômeno bastante complexo, o qual depende da combinação de diversos fatores (nível de temperatura, gradiente de temperatura, teor de umidade inicial, gradiente de umidade/porosidade e forma geométrica dos poros), ambos intrínsecos ao tipo de concreto e ao ambiente local (Jahren, 1989; Khoylou e England, 1997). Quando o concreto é aquecido, parte da umidade é transportada à superfície (transferência de massa) pelos gradientes de poropressão e difusão, enquanto parte penetra nas partes internas e mais frias da seção transversal, onde condensa.

A água livre é considerada como a principal causa do *spalling* explosivo. Quando a mesma se transforma em vapor, próximo à superfície do concreto, se expande rapidamente, criando pressões locais muito altas e que, na maioria dos casos, o material é incapaz de suportar.

Com referência ao teor de umidade inicial, somente uma pequena parcela da água evaporável (aproximadamente 3%) consegue escapar durante o intervalo de temperatura entre 20 e 100°C, para uma taxa de aquecimento de 1°C/minuto. Mesmo para taxas de aquecimento menores (0.2°C/minuto), a quantidade de água que consegue escapar não ultrapassa 9%. Então, a maior parte da água evaporável (em torno de 90%) ainda permanece retida na estrutura de poros do concreto na temperatura de 100°C (Khoury, 2003c).

Meyer-Ottens (1972, apud Malhotra, 1984), após testar lajes de concreto com dimensões de 800x800 mm e diferentes espessuras, concluiu que a probabilidade de *spalling* explosivo foi praticamente nula, quando o teor de umidade era menor do que 2.5% do peso e a espessura menor do que 80 mm. O mesmo ocorreu para teores de umidade não maiores do que 4.5% e espessura não inferior a 120 mm. Resultados similares foram obtidos por Lindgard et al. (2002, apud Yu et al., 2005) para concretos com agregados leves.

Com base no que foi discutido anteriormente, a norma européia BS EN 1992-1-2:2004 estabelece limites máximos ao teor de umidade inicial do material para que o *spalling* explosivo não ocorra (menor do que 4% do peso). No entanto, Hertz (1984, apud Khoury e Anderberg, 2000) afirmou que mesmo um teor de umidade de 3.2% por massa e taxa de aquecimento baixa de 1°C/minuto, não evitou a ocorrência de fragmentações explosivas em corpos de prova de concretos de alta densidade (em torno de 2700 kg/m³).

De fato, conforme apresentado em Khoury (2003d), o *spalling* explosivo pode ocorrer em concretos de alta resistência, mesmo quando a umidade presente esteja abaixo dos 4% da massa total de concreto (2.3-3%). Conforme descrito pelo autor, esse comportamento é devido à baixa permeabilidade/porosidade do material e à liberação da água quimicamente combinada, que pode contribuir de forma significativa na pressão de vapor.

Kodur (2000) complementa que o teor de umidade presente no concreto, expresso em termos de umidade relativa, tem grande influencia no grau de intensidade do fenômeno. Resultados obtidos nos ensaios de resistência ao fogo em pilares de concreto de alta resistência apontaram que o grau de severidade do *spalling* explosivo é maior quando a umidade relativa do ambiente, na qual os pilares foram condicionados durante os ensaios, for maior do que 80%.

Segundo Bazant e Kaplan (1996), o processo de transferência de massa no concreto aquecido se desenvolve da seguinte forma: a água presente nos poros capilares e que está próxima à superfície tende a evaporar primeiro, provocando certo distúrbio no equilíbrio termodinâmico do sistema. Essa perturbação é responsável pela migração da água de gel que primeiro se movimenta em direção aos poros capilares para, posteriormente, evaporar. A transferência de umidade continua até que o equilíbrio seja novamente alcançado. O processo de transferência de umidade depende, principalmente, das características do sistema de poros, que por sua vez dependem da relação água/cimento e grau de hidratação, assim como da umidade relativa e da temperatura.

Ainda foi ressaltado por Lindgard et al. (2002, apud Yu et al., 2005) que, na maioria dos casos, o teor de umidade presente no interior do concreto é maior do que o teor de umidade próximo à superfície aquecida e, o mesmo deveria ser utilizado como referência. Os teores de umidade para alguns elementos de concreto estão descritos na tabela 2.3. De forma geral, esse parâmetro é determinado pela relação água/cimento da mistura e regime de cura.

Tabela 2.3: Teores de umidade em elementos de concreto (Lindgard et al., 2002).

| Pesquisa | Idade dos elementos estruturais | Teor de umidade |
|------------------|---|----------------------------------|
| Malhotra (1984) | Construções com 2 anos de idade | 7.5% por volume |
| Danielsen (1988) | Vigas de concreto (agregado leve) com 7 anos de idade | 8% por peso ou 15% por volume |
| | Vigas de concreto jovens | 15.5% por peso ou 28% por volume |

Na prática, é difícil garantir baixa umidade nas estruturas reais, visto que a mesma muda constantemente com a idade e condições climáticas. Além disso, a umidade é dependente de outros

fatores, tais como o tipo de mistura. Recentes ensaios executados em túneis, localizados na Holanda, demonstraram que o teor de umidade médio de um concreto com idade de 10 anos pode se encontrar na faixa entre 6 a 7% do peso total (<http://www.promat-tunnel.com/idprt003.htm>).

Permeabilidade

A permeabilidade do concreto está relacionada à facilidade com a qual os fluidos, tanto no estado líquido como gasoso, podem ingressar no concreto e se deslocar no seu interior. A rigor, permeabilidade se refere ao escoamento de um fluido através de um meio poroso (Neville, 1997). Esse parâmetro é caracterizado por meio dos poros existentes e espaços livres entre sólidos distribuídos no interior da estrutura sólida (Mendes, 1997).

A determinação da permeabilidade no concreto convencional é relativamente fácil, uma vez que a relação água/aglomerante é alta, em razão de o material ser considerado como um meio poroso e de seus capilares estarem interligados. A presença de água livre na mistura é o fator responsável pela criação da rede de canais, através da qual a água ou o vapor pode se movimentar quando um gradiente de pressão é aplicado. Contudo, na medida em que a relação água/aglomerante diminui, como é o caso do concreto de alta resistência (relação a/c < 0,40), a permeabilidade aos fluidos se torna menos eficaz, em virtude da maior dificuldade de movimentação de umidade através da estrutura menos porosa (Aïtcin, 2000).

Por esse motivo, a permeabilidade torna-se um parâmetro-chave no controle do fluxo de umidade em seções de concreto aquecidas e, por consequência, no comportamento hidrotérmico do concreto em altas temperaturas (Gallé et al., 2003). Consoante ao que foi discutido em Bentz (2000) e Khoury (2003d), este parâmetro exerce grande influência no nível alcançado pelas pressões críticas no concreto, visto que afeta a taxa de liberação de vapor.

Sob a ação do fogo, a permeabilidade é, principalmente, influenciada pela temperatura e por perfis de umidade na estrutura de poros do concreto. A figura 2.20 ilustra mudanças consideráveis na permeabilidade (até 7 ordens de grandeza), como resultado de mudanças nos perfis de temperatura e teor de umidade.

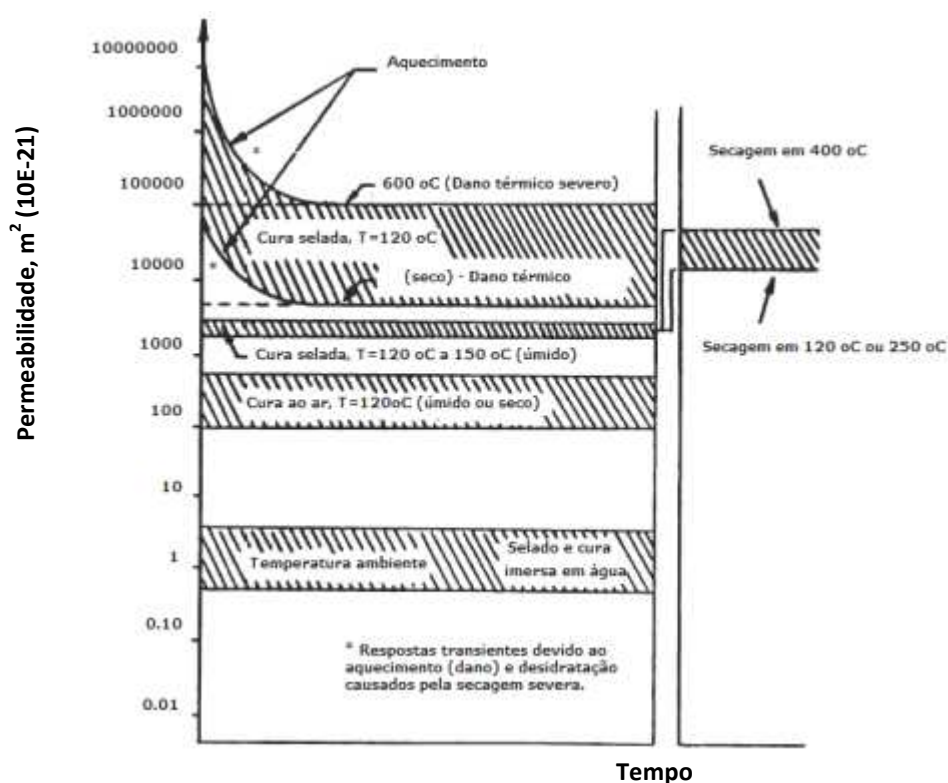


Figura 2.20: Permeabilidade do concreto: em função da temperatura e do teor de umidade (Khoylou e England, 1997).

É possível perceber, por meio de análise da figura 2.20, que a determinação exata do coeficiente de permeabilidade do concreto é complexa devido à interdependência com parâmetros, tais como teor de umidade e temperatura. Ambas as constituições físicas e químicas do material se alteram continuamente com o tempo, temperatura e concentração de umidade. Em regiões quentes e secas, por exemplo, a permeabilidade aumenta, devido ao dano térmico causado aos produtos de hidratação. Porém, em regiões quentes e úmidas, a formação de novos produtos de hidratação produz efeito contrário, ou seja, reduz a permeabilidade do material (Khoylou e England, 1997).

Ainda em relação à figura 2.20, o método de secagem adotado no ensaio pode levar a diferentes valores de permeabilidade. Sabe-se que a secagem da amostra à estufa pode causar microfissuras que aumentam a permeabilidade do material (Chung e Consolazio, 2005). Essa é a razão pela qual amostras de concreto secas raramente sofrem *spalling* explosivo.

É importante ressaltar que, quando a água se transforma em vapor, o vapor é comprimido em um pequeno espaço de poro com alta pressão (aproximadamente 1/1700 em volume). Dessa maneira, para reduzir a tendência ao *spalling* explosivo do concreto, Khoury (2003d) sugere que o coeficiente de permeabilidade do material seja maior do que $5 \times 10^{-11} \text{ cm}^2$. Valores menores tendem a evitar que

a umidade escape rapidamente. Em Kalifa et al. (2000) foi observado que o pico de poropressão no concreto de resistência normal é próximo à pressão de vapor de saturação da água. Contudo, esse pico é maior no concreto de alta resistência devido à sua baixa permeabilidade.

Em Poon et al. (2001), a permeabilidade foi determinada de forma indireta, a partir da resistência à penetração de íons cloreto. Os resultados indicaram uma relação clara entre a resistência à compressão residual e a permeabilidade do concreto, ou seja, quanto mais permeáveis são as amostras, mais evidente fica a perda de resistência à compressão. As amostras de concreto de alta resistência apresentaram baixa permeabilidade à temperatura ambiente, conforme o esperado. No entanto, com a elevação da temperatura, houve um grande aumento, chegando a valores compreendidos entre 500% e 2000% do valor da permeabilidade original. Nas amostras de concreto de resistência normal, a permeabilidade também sofreu aumento com a elevação da temperatura, porém a mesma demonstrou ser menor quando comparada ao concreto de alta resistência. O concreto é definido como altamente permeável se a corrente que passa através do mesmo seja maior do que 4000 Coulombs após a ação do fogo, conforme ilustra a figura 2.21.

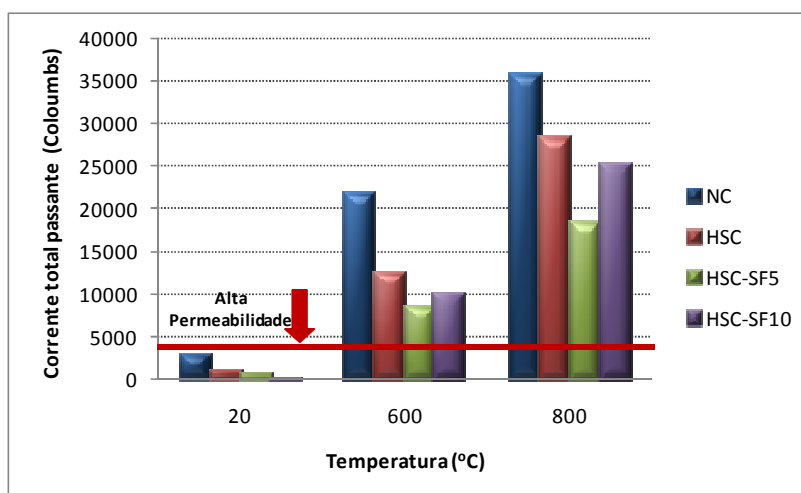


Figura 2.21: Resistência de concretos à penetração de íons cloreto (Poon et al., 2001).

Já em Djaknoun et al. (2008), ensaios de permeabilidade ao gás hélio foram realizados em argamassas expostas a elevadas temperaturas. Os resultados demonstraram que a permeabilidade começa a sofrer grandes variações a partir de 600°C. Em 900°C, houve um aumento significativo da porosidade, com predominância de mesoporos e macroporos que, segundo o autor, podem surgir devido à queima dos produtos de hidratação. Outro fato importante é que, enquanto a porosidade nesse patamar de temperatura quase triplicou, em comparação com o valor original, a permeabilidade foi afetada de forma drástica, com um fator de multiplicação maior que 2000 vezes.

Porosidade e Distribuição do Tamanho de Poros

O concreto é um material compósito com microestrutura constituída de uma rede de poros, cujas formas são variadas e os tamanhos são distribuídos aleatoriamente na massa de concreto. A estrutura do poro é um fator bastante relevante, visto que a mesma contribui na determinação da resistência mecânica, na caracterização do tipo de concreto empregado, bem como permite a interação do interior com o meio externo, através da rede de poros conectada. Além disso, a rede de poros é responsável pelo armazenamento da água na fase líquida ou de vapor. Por essas razões, a porosidade do concreto torna-se um importante parâmetro para a sua caracterização (Mehta e Monteiro, 1994; Neville, 1997).

Embora a porosidade total seja o parâmetro geralmente empregado para caracterizar o concreto, a distribuição do tamanho de poros é o parâmetro que realmente influencia as propriedades físicas do concreto, em termos de resistência e permeabilidade. Por exemplo, os poros capilares são considerados a rede de poros mais importante do concreto, sob o ponto de vista de durabilidade, visto que os mesmos influenciam, em maior ou menor grau, o mecanismo de transporte de agentes agressivos que penetram e se propagam através dos poros. Além disso, a estrutura da rede e o tamanho dos poros capilares podem contribuir na perda ou ganho de pressão de vapor no interior do concreto aquecido. (Andrade et al., 2003).

Sob ação de elevadas temperaturas, as alterações na porosidade do concreto ocorrem da seguinte forma: a perda de estabilidade das fases sólidas do concreto, ou seja, argamassa e agregados afetam a estrutura do poro. Mudanças químicas e físicas que ocorrem nas fases sólidas implicam em modificações na porosidade total e na distribuição do tamanho de poros no concreto. No entanto, é praticamente impossível mensurar a porosidade de amostras de concreto em altas temperaturas (somente após o resfriamento), tal que as mudanças na estrutura provocadas pelo calor, somente podem ser determinadas se as mesmas causarem modificações irreversíveis na distribuição do espaço do poro (Andrade et al., 2003).

A determinação da porosidade não somente permite representar o sistema de poros, como também avaliar possíveis alterações nas tensões térmicas do concreto. As transformações microestruturais da rede de poros do concreto, quando o mesmo é submetido a tensões térmicas, dependem da máxima temperatura alcançada. Em temperaturas relativamente baixas (até aproximadamente 300°C), a principal razão para a variação do tamanho do poro é a decomposição da fase sólida, causada pelo processo de desidratação. Em 573°C, as transformações físico-químicas do agregado são acompanhadas por um aumento da porosidade (Lin et al., 1996; Bazant e Kaplan, 1996).

Na pasta de cimento, a perda de água, causada pela elevação da temperatura, induz o aumento da porosidade. Em elevadas temperaturas, os resultados obtidos indicaram que o tamanho do poro da pasta de cimento desidratada pode aumentar até 1 μ m, o qual já pode ser considerado como uma microfissura. Nos casos em que o concreto possui estrutura compacta, a grande quantidade de grãos de cimento, mais as adições minerais inseridas na mistura e a reduzida porosidade capilar do material, dificultam a liberação de vapor e colaboram para a perda de massa oriunda das fragmentações térmicas durante o aquecimento (Andrade et al., 2003).

Resistência do Concreto

Resultados obtidos de uma série de ensaios de resistência ao fogo mostraram que a resistência do concreto exerce papel importante no desempenho ao fogo de elementos de concreto armado. Conforme mencionado em Hertz (2003) e Kodur e Phan (2007), quanto maior a resistência do material, maior será a probabilidade ao *spalling* explosivo.

Atualmente, é praticamente impossível prever em que patamar de resistência, o processo de *spalling* poderá se manifestar com maior ou menor intensidade. Alguns estudos indicam que concretos com resistência nominal maior do que 55 MPa são mais suscetíveis ao fenômeno e podem resultar em menor resistência ao fogo (Kodur, 2000; Kodur e Phan, 2007; Djaknoun et al., 2008).

Tipo e Intensidade de Carregamento

Ensaio de resistência ao fogo em elementos estruturais sob carregamento são mais suscetíveis ao *spalling* explosivo (com grande liberação de energia) do que elementos não-carregados, devido à superposição de efeitos provenientes da solicitação externa e do acúmulo de poropressão (Kodur, 2000). Inclusive Malhotra (1984) afirma que, quanto menor for o carregamento aplicado, maior será o tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural, bem como menor será a perda de material por lascamentos explosivos.

Algumas pesquisas apontam que a aplicação de carregamento aumenta a tendência ao *spalling* explosivo. Em Bostrom et al. (2004) foi descrito que a perda de cobrimento em lajes, devido às fragmentações explosivas, aumentou como resultado da aplicação de uma pequena carga de compressão. Em Meyer-Ottens (1972; apud Khoury e Anderberg, 2000) foi mencionado que um aumento na tensão de compressão seja pela redução do tamanho da seção ou por um aumento de carga, certamente provocará *spalling* explosivo. Nesse trabalho foram propostas curvas que limitam

o *spalling*, a partir da tensão de compressão aplicada e do teor de umidade presente no material, conforme ilustra figura a seguir.

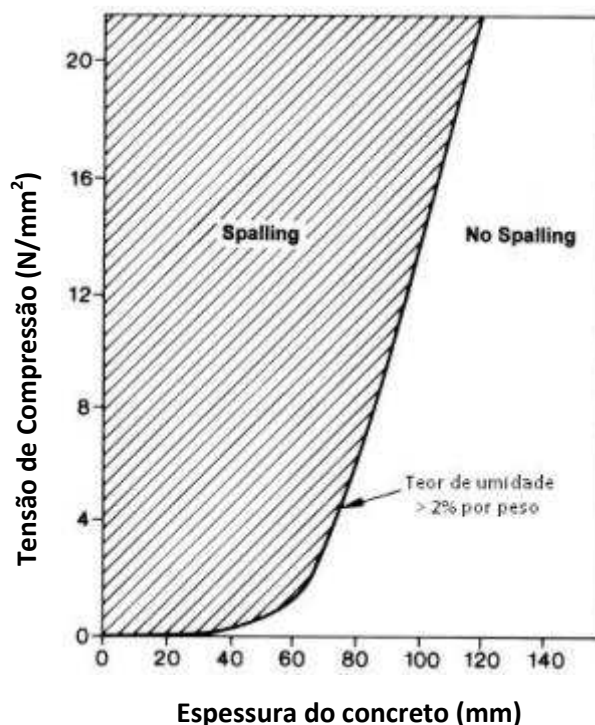


Figura 2.22: Curva limite do *spalling* explosivo proposto por MEYER-OTTENS (1972).

Nota-se que o diagrama omite a situação em que o *spalling* explosivo é reduzido de forma significativa, em seções com espessuras muito pequenas (intervalo entre 0 e 30 milímetros), devido à rápida perda de umidade.

Existem algumas contradições em relação aos efeitos das tensões de compressão na literatura pesquisada. Em Sullivan (2004), a aplicação do carregamento reduziu a probabilidade de *spalling* explosivo em corpos de prova de concreto e não teve efeito nas vigas de concreto armado submetidas à flexão. Os resultados obtidos por Ali et al. (2004) demonstraram que a aplicação de níveis de carregamento de até 60% da carga de projeto, em pilares de concreto de seção esbelta, não teve efeito significativo na probabilidade de *spalling* explosivo, mesmo quando submetidos a elevadas taxas de aquecimento. Em Phan e Carino (2002), indicações apontaram que a tendência ao *spalling* explosivo é levemente reduzida quando os espécimes estão submetidos a uma tensão de compressão equivalente a 40% da tensão de ruptura. A mesma conclusão foi feita por Arita et al. (2002, apud Yu et al., 2005), no qual foi sugerido que o próprio carregamento pode reduzir o grau de *spalling*, atenuando, dessa maneira, as fissuras internas ocasionadas por falha à tração. Nesses

experimentos, os ruídos provenientes das fissuras internas foram ouvidos antes do *spalling* explosivo ocorrer de fato.

Em relação ao grau de intensidade ao *spalling* explosivo, foi comentado em Kodur (2000) que o mesmo pode ser maior se a carga aplicada for excêntrica ou provocar esforços de flexão, desde que o carregamento externo induza o aparecimento de tensões de tração adicionais ao elemento.

Dimensão do Espécime e Forma da Seção Transversal

Exemplos práticos têm comprovado que o tamanho da seção de concreto apresenta um efeito bastante significativo nos resultados obtidos em ensaios com ênfase em incêndio. As razões são as mais diversas e ainda não totalmente entendidas. No entanto, há certa concordância na literatura de que o efeito causado pelo tamanho e forma da seção do elemento é influenciado, principalmente, pelas tensões térmicas oriundas dos gradientes de temperatura e pela direção da migração da umidade (Jahren, 1989; Noumowé et al., 1994 apud Kalifa et al., 2000).

Alguns trabalhos citados por Yu et al. (2005), como Asthon e Davey (1953), Hanneman e Thoms (1959) e Meyer-Ottens (1972), indicaram que a probabilidade de ocorrência de *spalling* explosivo é maior em seções esbeltas. De fato, esta conclusão é consistente com os resultados obtidos por Ahmed e Hurst (1999), os quais demonstraram que seções transversais menores resultam em pressões maiores no poro, quando submetidas a um rápido aquecimento. Esta idéia é usada em códigos e normas (BS EN 1992-1-2:2004) para o dimensionamento de estruturas de concreto em altas temperaturas.

Em Ali et al. (2004) foram testados 99 pilares de seção transversal esbelta (127 x 127 mm), tanto de resistência normal como de alta resistência. Embora os ensaios não tenham sido propostos para investigar o tamanho da seção, o *spalling* explosivo foi observado na maioria dos espécimes, o que dá suporte as conclusões feitas por Meyer-Ottens em 1972.

Em contrapartida, Hertz (1984, apud Jahren, 1989), obteve resultados contrários em relação ao tamanho da seção transversal mais suscetível ao fenômeno. Nesse trabalho, foram testados espécimes de concreto de alta resistência com diferentes diâmetros (200 x 100 mm, 100 x 57 mm e 52 x 25 mm). Somente as amostras maiores (200 x 100 mm) explodiram, mesmo quando o concreto foi reforçado com elevados teores de fibra. Por outro lado, os espécimes de dimensões menores não apresentaram esse tipo de comportamento. Segundo o autor, a menor suscetibilidade de seções mais esbeltas se deve ao fato da pressão de vapor conseguir escapar para atmosfera antes que

aconteça o acúmulo de pressão nos poros. Neste caso, a distância a ser percorrida pela umidade até a superfície do concreto é menor, ocasionando a redução do acúmulo de energia necessária para a ocorrência do fenômeno.

Em Khoury (2003d) e Boström et al. (2004) também foi observado que o risco de *spalling* explosivo em seções esbeltas é menor. De acordo com os autores, a umidade tende a escapar mais facilmente nesta situação, prevenindo o acúmulo de poropressão na seção de concreto. Boström et al. (2004), que testou lajes de diferentes tamanhos, constatou que lajes mais esbeltas (espessura de 100 mm) sofreram menor perda de seção transversal, comparando-se com lajes mais espessas (espessura de 400 mm). Nesse estudo foi sugerido que esse comportamento possa ter ocorrido em função do elemento estar exposto ao aquecimento apenas em uma das faces.

No que diz respeito à forma do elemento, alguns estudos indicaram que esse parâmetro exerce influência sobre os gradientes de temperatura e umidade no interior do concreto e, por consequência, sobre o grau de intensidade do *spalling* explosivo. A solitação térmica é menos acentuada em uma parede de concreto, visto que fluxo é praticamente transmitido em condições unidimensionais, do que em pilares, cujo fluxo é transferido em condições bidimensionais (Kodur, 2000). A tendência ao *spalling* explosivo pode ser intensificada em seções cujas arestas ou cantos possuam ângulos agudos. Em Khoury (2003d) foi recomendada a utilização de superfícies planas ou com cantos arredondados para reduzir o risco de ocorrência do fenômeno no elemento estrutural.

Tipo de Agregado

Quando um elemento de concreto é submetido à ação do fogo, os materiais que o constitui sofrem modificações físicas e químicas importantes. Os agregados ao serem aquecidos sofrem transformações, que dependendo da taxa de aquecimento, tamanho do agregado, permeabilidade e umidade, podem ser suscetíveis a expansões destrutivas (Mehta e Monteiro, 1994). Considerando que os agregados ocupam aproximadamente 65 e 80% do volume total do concreto, os efeitos causados pelo tipo de agregado durante e pós-aquecimento são bastante significativos no comportamento das estruturas de concreto (Mehta e Monteiro, 1994; Bazant e Kaplan, 1996; Yan et al., 2007).

Além de possíveis transformações de fase e decomposição térmica, a natureza mineralógica dos agregados é um dos fatores preponderantes no valor da condutividade térmica e expansão térmica do concreto endurecido. A condutividade térmica dos agregados podem variar entre 1.163 a 8.6 W/mK (Venecanin, 1990; Kim et al., 2003) e os coeficientes de expansão térmica entre 5 a 15

microdeformações/°C (Fu et al., 2004). Outro fato importante é que os agregados exercem influência na determinação da dilatação térmica diferencial entre o agregado e a pasta de cimento, e a resistência última da zona de transição (Mehta e Monteiro, 1994). Tais diferenças nas propriedades térmicas podem induzir, não somente a procedimentos térmicos distintos bem como a diferentes graus de dano no agregado, com a elevação da temperatura (Yan et al., 2007).

Em relação ao *spalling* explosivo, o tipo de agregado é um parâmetro importante na confecção do concreto. Segundo Khoury (2000), o tipo de agregado pode influenciar o fenômeno do *spalling*, assim como a resistência ao fogo do concreto. De fato, ensaios realizados em pilares de concreto de alta resistência demonstraram que a tendência ao *spalling* explosivo é maior em concretos com agregados silicosos do que em concretos produzidos com agregado calcário. Isso ocorre porque o agregado calcário possui um baixo coeficiente de expansão térmica e apresenta uma capacidade térmica (calor específico) substancialmente maior do que a do agregado silicoso. Essas características contribuem para prevenir a ocorrência do fenômeno no concreto.

Kodur et al. (2003) testou o desempenho a elevadas temperaturas de pilares de concreto de alta resistência feitos com agregados calcários e agregados silicosos. Os resultados corroboraram que o concreto com agregado calcário apresentou melhor comportamento durante os ensaios com ênfase em fogo. Esse desempenho satisfatório foi atribuído ao calor de absorção no processo de calcinação e o excelente isolamento térmico, em decorrência da massa específica menor do material calcinado.

Em Yan et al. (2007), foi investigado o efeito do agregado no *spalling* explosivo do concreto de alta resistência, utilizando-se 4 tipos de agregado: calcário (H_D), cascalhos com quartzo (H_Q), granítico (H_G) e rocha arenítica (H_S). Os resultados indicaram que o grau de *spalling* explosivo, em ordem decrescente de resistência ao *spalling* foi $H_Q > H_D > H_S > H_G$. De acordo com o autor, a elevada expansão térmica do quartzo no agregado com quartzo contribuiu para a redução da poropressão no concreto. A incompatibilidade térmica entre o agregado e a pasta de cimento leva a formação de tensões de tração normais à zona de transição interfacial do concreto, com surgimento de fissuras radiais. Com a elevação das tensões térmicas, as fissuras radiais podem se conectar com outras fissuras radiais, desenvolvidas nas zonas de transição adjacentes, formando caminhos para a evacuação da pressão de vapor. Esse comportamento pode melhorar a capacidade de autoproteção ao *spalling* dos agregados com quartzo.

Outras propriedades que contribuem no acréscimo de resistência ao fogo do concreto com agregado calcário incluem resistência, ductilidade, expansão térmica e estabilidade térmica. Em geral, a

resistência ao fogo de pilares de concreto de alta resistência confeccionados com agregado calcário é aproximadamente 10% maior quando comparados com os confeccionados com agregado silicoso (Kodur e McGrath, 2001; Kodur et al., 2004; Ali et al., 2004).

Adicionalmente, investigações reportadas em Malhotra (1984) sugerem a utilização de concretos com agregados leves (densidade de 1500-1800kg/m³), visto que os resultados demonstraram a não ocorrência de lascamentos explosivos durante os ensaios com ênfase em fogo. Inclusive sua utilização é sugerida, em conjunto com outros fatores, tais como a redução do teor de umidade e a redução das tensões de compressão, como medidas preventivas para eliminar ou reduzir os danos provocados pelo fenômeno.

Souza (2005) ainda expõe em seu trabalho que misturas preparadas com o agregado leve (argila expandida) foram as que apresentaram menor redução de resistência à compressão no patamar de 300°C, em comparação com o basalto e o calcário. Esse resultado comprova o fato de que os agregados leves artificiais, devido a sua estrutura porosa e vítrea, comportam-se muito bem diante de temperaturas elevadas.

De acordo com Chandra e Berntsson (2002), a argila expandida apresenta uma relação linear entre tensão e temperatura, enquanto que, por exemplo, os agregados silicosos apresentam uma relação não-linear e podem expandir de 3 a 4 vezes mais do que a argila expandida em 900°C. Em 300°C, quando a pasta de cimento tende a se retrair, o agregado leve, por se expandir menos, reduz a ruptura interna na zona de transição, fazendo com que o concreto apresente uma menor redução de resistência a altas temperaturas.

Entretanto, Chandra e Berntsson (2002) relataram que a utilização de agregados leves em concretos de alta resistência pode levar lascamentos explosivos em altas temperaturas. Para a elevação da resistência do material, a matriz cimentícia deve se tornar mais rica e densa, com vistas a compensar a baixa resistência dos agregados. Porém, a matriz densificada dificulta o movimento de umidade no concreto, apresentando efeito deletério em sua resistência ao fogo. De acordo com os autores, esse efeito pode ser melhorado por meio da utilização de misturas químicas, tais como superplastificantes e incorporadores de ar.

Taxa de Aquecimento

A probabilidade de ocorrência e a intensidade do *spalling* explosivo aumentam com o crescimento da taxa de aquecimento (Khoury, 2003d). Para taxas de aquecimento relativamente altas, como aquelas

atingidas em um incêndio, há um aumento brusco de temperatura e dos gradientes de umidade nas partes expostas ao fogo, ambos exercendo grande influência no problema (Hertz, 2003).

Em concordância com Khoury (2003d), Sullivan (2004) observou que a probabilidade de *spalling* explosivo aumenta quando corpos de prova de concreto e vigas de concreto armado eram submetidos a taxas de aquecimento médias (10°C/minuto) e altas (17.5°C/minuto). Entretanto, esse comportamento não foi observado em taxas de aquecimento da ordem de 4°C/minuto. Em Wong (2004, apud Fu et al., 2007), resultados semelhantes foram obtidos, com referência à probabilidade de ocorrência. Porém, à extensão de danos provocados pelo fenômeno foi reduzida com o aumento brusco da taxa de aquecimento.

Em Khoury e Anderberg (2000) são citados alguns trabalhos relacionados à taxa de aquecimento e, alguns dos resultados obtidos são bastante contraditórios em relação ao *spalling* explosivo. Em Akhtaruzzaman e Sullivan (1970), o fenômeno foi observado em vigas de concreto com seção transversal de 50 x 75 mm e vão de 840 mm, em taxas de aquecimento moderadas de 10°C/minuto. Em contrapartida, Khoury (1998) mencionou que não houve lascamentos explosivos em espécimes de concreto de alta resistência (60–110 N/mm²), mesmo em taxas de 20–30°C/minuto. Em Shirley et al. (1988) foram conduzidos ensaios de resistência ao fogo em lajes de concreto de alta resistência (resistência máxima de 117 N/mm²), com 90 dias de idade e 80% de umidade relativa. Apesar da elevada taxa de aquecimento e da alta resistência do material, os elementos não se fragmentaram. Isso demonstra que mesmo para tais condições (taxa de aquecimento alta, alto teor de umidade e compactidade), o fenômeno é de difícil previsão.

Ainda é importante salientar que concretos com estrutura compacta que contenham adições minerais, como a sílica ativa, podem sofrer lascamentos explosivos, mesmo em taxas de aquecimento muito baixas, como 1°C/minuto (Khoury, 2003d). Ensaios realizados em Wong (2004) apud Fu et al. (2007) revelaram que mesmo para taxas de aquecimento baixas (2°C/minuto), pedaços fragmentados foram observados em amostras de concreto de alta resistência.

Quantidade de armadura

Em Meyer-Ottens (1972, apud Yu et al., 2005) foram investigados a influência da seção transversal e o detalhamento de armadura. O autor observou que seções esbeltas com grande quantidade de armadura possuíam maior probabilidade ao *spalling* explosivo do que seções espessas com pouca ou nenhuma quantidade de armadura. Concluiu-se que esse comportamento se deve a influência da armadura em termos de prevenção a fissuras por tração, a qual permitiu o desenvolvimento de

maiores tensões de compressão na superfície aquecida. Em Copier (1979, apud Yu et al., 2005), os resultados obtidos em uma série de ensaios em prismas e lajes de concreto evidenciaram novamente que a quantidade de armadura pode aumentar a tendência ao *spalling* explosivo.

Kalifa et al. (2000) mencionou que as barras de armadura podem agir como uma descontinuidade térmica e mecânica no concreto e, portanto, causar o *spalling* prematuro. Por outro lado, o autor acredita que a armadura pode ajudar na retenção do cobrimento do concreto, agindo como proteção térmica e inibindo a ocorrência do fenômeno de *spalling*. Hertz (2003) sugeriu que uma grande quantidade de armadura pode contribuir quanto ao risco de *spalling*, em razão de sua expansão térmica. Chung et al. (2005) investigou os efeitos da armadura na resposta térmica, concluindo que a mesma servia como obstáculo para a migração de umidade e, por consequência, produzia elevada poropressão no cobrimento de concreto.

Em contraste, o aumento do número de estribos parece melhorar a resistência ao *spalling* explosivo. O trabalho de Kodur (2005) corroborou que a ocorrência de *spalling* em pilares foi fortemente influenciada pelo espaçamento dos estribos (quanto mais próximos, menor o risco de ocorrência). Esses ensaios demonstraram que o fenômeno não se estendia até o núcleo de concreto, quando o espaçamento entre estribos era 70% do tamanho do espaçamento padrão.

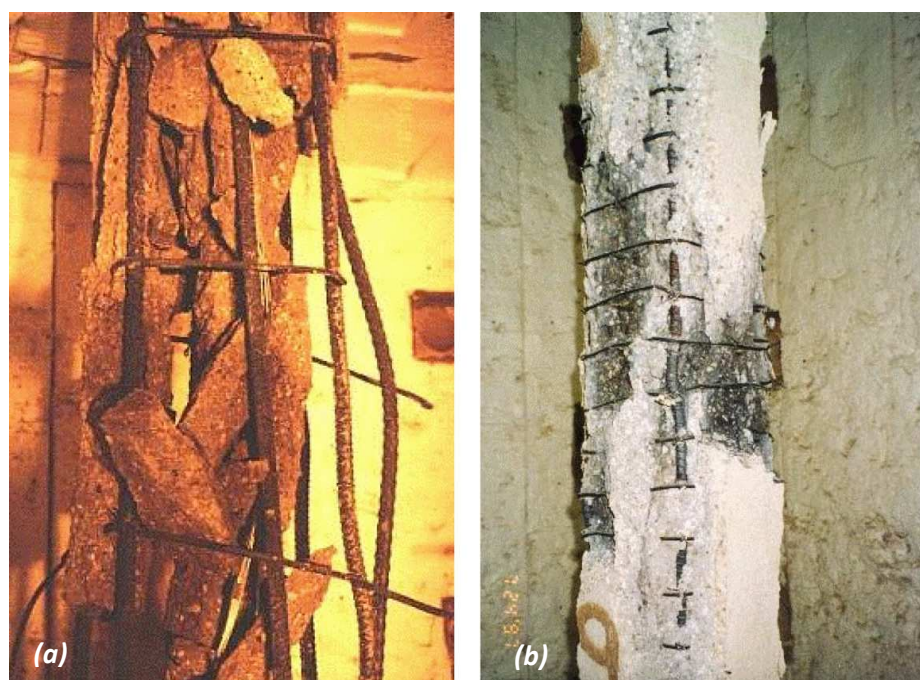


Figura 2.23: Número de estribos x resistência ao *spalling*: (a) Configuração convencional dos estribos e (b) Configuração modificada dos estribos (Kodur e McGrath, 2003).

Restrição à Expansão Térmica

O aquecimento não uniforme ou a variação da espessura da seção transversal podem aumentar os gradientes de tensões térmicas e umidade. Restrições nas extremidades podem alterar a distribuição de tensões térmicas nos elementos de concreto, porém as mesmas podem mitigar as deformações térmicas diferenciais causadas pelos gradientes de temperatura na seção transversal, aliviando ou retardando a ocorrência do *spalling* explosivo.

De acordo com Yu et al. (2005), o trabalho não publicado, mas reportado por Purkiss et al. (1996), demonstrou que altos níveis de restrição à expansão térmica aumentavam a tendência ao *spalling* explosivo de pilares de concreto. Isso porque a restrição à expansão térmica resultou na indução de tensões de compressão durante o aquecimento, o que, de certa forma, aumentou a probabilidade ao *spalling*. No entanto, pequenos graus de restrição parecem reduzir levemente o fenômeno, se comparado às condições não restringidas. Em contraste, altos níveis de restrição irão retardar o desenvolvimento de microfissuras e aumentar a poropressão. Por consequência, se o *spalling* ocorrer nessa situação, o mesmo, provavelmente, terá natureza explosiva.

Em Hertz (2003) foi analisada a diferença entre o *spalling* observado em túneis após o incêndio e os resultados experimentais obtidos em uma parede sem carregamento prévio e construída em escala real. A parede se encontrava livre para sofrer deformações, exibindo apenas fissuração no elemento, ao contrário da curvatura do túnel que estava altamente restringida, levando ao aparecimento de tensões térmicas que não podem ser liberadas apenas pelo aparecimento de fissuras.

2.4.5 Medidas preventivas para redução do *spalling* explosivo no concreto

A discussão apresentada no item 2.4.3 demonstra que a natureza do *spalling* explosivo é bastante complexa e depende da junção de vários processos: térmico, hídrico, químico e mecânico que são interdependentes e podem ocorrer concomitantemente. O caminho a ser percorrido para lidar com esse problema se volta para o desenvolvimento e aplicação de soluções tecnológicas que reduzam ou eliminem a tendência aos lascamentos explosivos, tendo-se o cuidado de não provocar alterações significativas nas principais características do concreto: resistência e durabilidade. Dessa forma, diversos métodos e técnicas alternativas vêm sendo propostas e analisadas, com o objetivo de minimizar os lascamentos explosivos no concreto e, por consequência, garantir a integridade do elemento estrutural ou da estrutura. Algumas dessas soluções estão apresentadas, de maneira resumida, na tabela 2.4.

Tabela 2.4: Medidas preventivas para a redução do *spalling* no concreto (Khoury, 2000).

| Técnica preventiva | Eficiência | Comentários |
|---|--|---|
| Fibras de polipropileno | Ótima | - Pode não ser tão eficiente na prevenção do <i>spalling</i> em concretos de ultra-alta resistência; - Não reduz temperaturas, somente poropressões. |
| Incorporador de ar | Ótima | - Pode reduzir a resistência do concreto. |
| Isolante térmico | Ótima | - Reduz as temperaturas no concreto e aumenta sua resistência ao fogo; - Dependendo do material empregado, o custo pode ser elevado. |
| Controle do teor de umidade | Reduz a pressão de vapor | - Em linhas gerais, o teor de umidade das construções se encontra em níveis acima da condição limite para não ocorrência do <i>spalling</i> . |
| Controle das tensões de compressão | Reduz o efeito explosivo | - Solução anti-econômica, quando as dimensões da seção transversal aumentam. |
| Escolha do agregado | A utilização de agregados com baixo coeficiente de expansão térmica e de granulometria menor é a solução mais eficaz | - Se o teor de umidade em concretos leves for pequeno, a resistência ao fogo é melhorada, mas para altos teores de umidade, o <i>spalling</i> se manifesta de forma violenta. |
| Armadura** | Reduz os danos causados pelo <i>spalling</i> | - Presença de armadura pode limitar a extensão, propagação e intensidade do <i>spalling</i> . |
| Armadura adicional | Reduz os danos causados pelo <i>spalling</i> | - Dificuldade em ser utilizada em seções transversais esbeltas e de pequenas dimensões. |
| Escolha da forma da seção** | Seções mais esbeltas reduzem os danos causados pelo <i>spalling</i> | - Escolha importante para vigas I e seções nervuradas. |
| ** Existem contradições em relação ao comportamento da armadura e à escolha de seções esbeltas na ocorrência do <i>spalling</i> explosivo, conforme já mencionado no item 2.4.4 do presente capítulo. | | |

Dentre todos os métodos propostos para a redução do fenômeno de degradação do concreto, a adição de fibras de polipropileno (figura 2.24) tem se destacado como uma das soluções tecnológicas mais eficientes para reduzir os danos do material, principalmente, no referente ao risco de *spalling* explosivo (Sarvaranta *et al.*, 1992 apud Kalifa *et al.*, 2001).



Figura 2.24: Atuação da fibra de polipropileno na redução do lascamento explosivo (Khoury e Anderberg, 2000).

Apesar do número ainda limitado de publicações relacionadas ao assunto, estudos recentes constataram que a incorporação de fibras de polipropileno à matriz cimentícia do concreto aumenta a permeabilidade do material em altas temperaturas, permitindo que haja a migração dos gases quentes para a atmosfera, bem como a redução das pressões de vapor que se originam com a elevação da temperatura (Kalifa et al., 2001; Khoury, 2000).

Essa alteração de comportamento é resultante dos processos de derretimento/evaporação das fibras presentes no concreto quando expostas ao calor, criando poros ou canais adicionais, os quais podem ser preenchidos pelo vapor, ou ainda facilitar a migração dos gases quentes para o meio externo (Bonomi, 2001; Downie, 2005; Kalifa et al., 2001; Komonen e Pentalla, 2003; Sun, Luo e Chan, 2001; Takano, 2001). A figura 2.25 ilustra os canais formados após o derretimento das fibras.

Posição da fibra após o derretimento

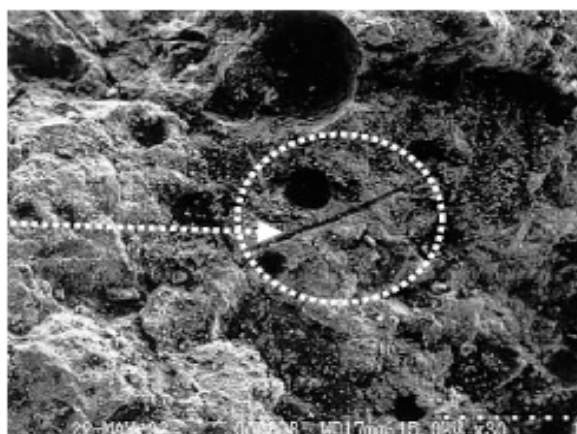


Figura 2.25: Canais formados pelo derretimento das fibras (Han et al., 2005).

Segundo Noumowé et al. (2005), a porosidade adicional aumenta a difusividade do concreto, o que acaba por aliviar as pressões originadas pela migração da umidade com o aquecimento e, portanto, diminuindo o risco de ocorrência do fenômeno. No concreto de alta resistência, os vazios deixados pelo derretimento das fibras possibilitam que o material apresente um comportamento semelhante ao do concreto convencional em elevadas temperaturas.

De fato, estudos realizados com referência à distribuição do tamanho e quantidade de poros em concretos com e sem fibras de polipropileno, no intervalo de temperaturas entre 140 e 200°C, ratifica a hipótese de que o derretimento das fibras provoca o surgimento de poros adicionais na matriz cimentícia. Além disso, como consequência do derretimento, a permeabilidade do concreto também aumenta nesse intervalo de temperatura. Os resultados apresentados por Zeiml et al. (2005) indicaram que a permeabilidade do concreto com adição de 1.5 kg/m³ de fibras de polipropileno é, aproximadamente, 3 a 4 vezes maior do que a permeabilidade do concreto para as mesmas condições de aquecimento.

O Boletim Técnico nº 6 da Fitesa (2004), apresenta curvas típicas de ensaios de calorimetria diferencial por varredura (DSC) e análise termogravimétrica (ATG) das fibras de polipropileno, as quais explicam o processo de derretimento e a perda de massa da fibra, a partir de certa temperatura. Por DSC, é possível identificar as fases experimentadas pela fibra durante o processo de aquecimento, por meio de análise da figura 2.26(a). Em 150°C (temperatura de amolecimento), não são encontradas reações térmicas nas fibras e diz-se que a fibra experimenta uma fase de estabilidade térmica. A partir desse patamar de temperatura, a fibra perde viscosidade e aos 165°C ocorre o processo de fusão cristalina. Nessa fase, que se estende até, aproximadamente, a 220°C, ocorrem modificações físicas em sua estrutura. Já a partir de 220°C, ocorrem as modificações químicas do material e a mesma é denominada como fase de degradação térmica da fibra.

A figura 2.26(b) apresenta a perda de massa da fibra de polipropileno, por meio de análise termogravimétrica (ATG). A partir de 220°C, existe uma grande redução do volume inicial ocupado pela fibra. Entre 340°C e 360°C, começa a fase da queima dos filamentos e o produto que permanece ocupa aproximadamente 5% do seu volume original (Kalifa et al., 2001). De acordo com o Boletim Técnico nº6 da Fitesa (2004), a redução considerável da viscosidade nas primeiras fases, associada com a perda de massa a partir 220°C, explicam o mecanismo pelo qual as fibras reduzem, de maneira eficaz, o lascamento explosivo.

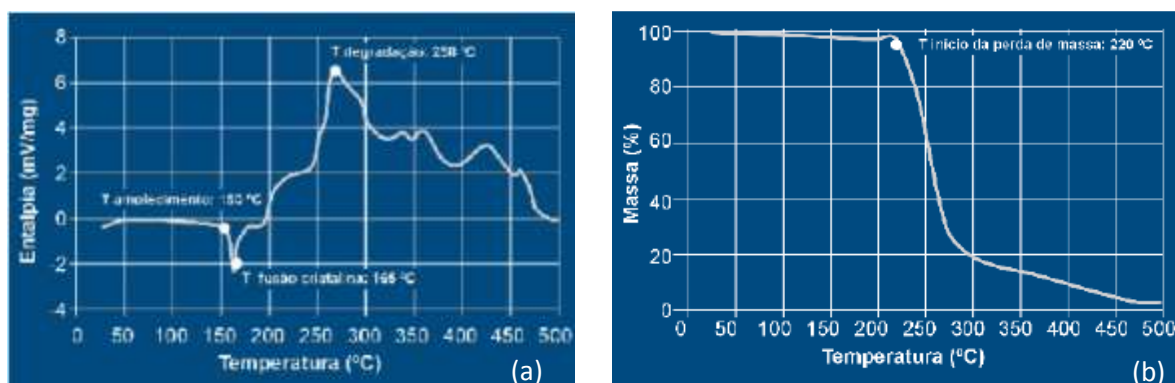


Figura 2.26: Análise do comportamento da fibra de polipropileno a altas temperaturas: a) Calorimetria diferencial de varredura de fibras de polipropileno e b) Análise termogravimétrica Boletim Técnico Fitesa nº6, 2004).

Nessa mesma linha, outros mecanismos complementares têm sido associados à fibra de polipropileno com vistas a melhorar sua eficácia perante o fenômeno de degradação térmica do concreto. Estudos realizados por Han et al. (2005), em concretos de alta resistência com adição de fibras de polipropileno (teores maiores do que 0.05% do volume) e confinamento lateral (por meio de uma cinta metálica, fibra de vidro ou fibra de carbono), apresentaram uma elevação significativa na resistência ao *spalling* explosivo em altas temperaturas.

Segundo Kalifa et al. (2000), existem duas razões para que esse comportamento ocorra de forma eficiente. A primeira está relacionada com o derretimento das fibras no intervalo de temperatura entre 160 a 170°C, que acaba por contribuir para o alívio de pressões de vapor no concreto. Já a segunda está associada com a pressão de confinamento lateral produzida pelo confinamento do material que, nesse caso, é maior do que a pressão induzida pela pressão de vapor interna.

Outro fato interessante se refere à relação entre a resistência à compressão do concreto, teor de fibras e confinamento lateral em temperatura ambiente. Segundo Han et al. (2005), quando o teor de fibras de polipropileno no concreto aumenta, a sua resistência à compressão também apresenta uma pequena elevação. Isso se deve ao aumento da tenacidade do material, provocado pela presença das fibras, as quais melhoram a capacidade do concreto no combate a propagação de fissuras e *spalling* explosivo.

Hadi (2007) também observou que a introdução de fibras de polipropileno provoca a elevação da resistência última do concreto, na qual o *spalling* na camada superficial se manifesta. As fibras podem exercer um papel importante no controle de fissuras e prolongar a capacidade portante do concreto até que a tensão de escoamento da armadura seja alcançada. Outros autores observaram

um pequeno decréscimo na resistência do concreto incorporado com fibras de polipropileno quando comparado ao concreto sem fibras em temperatura ambiente. Em Kalifa et al. (2001) foi constatado um decréscimo que não ultrapassa 8% da resistência do concreto sem fibras. Em Lima (2005) o decréscimo também atingiu valores próximos a 8%.

Adicionalmente, é interessante salientar que as fibras de polipropileno têm sido utilizadas no controle das propriedades de materiais cimentícios, tanto no estado fresco como no estado endurecido, na elevação da resistência ao impacto e na redução da retração plástica.

Em relação ao confinamento lateral, percebe-se um aumento da resistência à compressão do concreto em temperatura ambiente, provocado pela elevação das tensões de confinamento. Portanto, a utilização de fibras de polipropileno associadas ao confinamento lateral no concreto parece exercer um efeito favorável na resistência à compressão, tanto em temperatura ambiente como em altas temperaturas (Han et al., 2005).

A introdução de fibras de polipropileno no concreto para a construção de alguns edifícios altos e túneis já vem sendo uma das técnicas preventivas adotadas no combate a tendência ao lascamento explosivo do concreto de alta resistência em altas temperaturas, especialmente na Europa, Estados Unidos e Japão. Um exemplo de aplicação dessa tecnologia se refere à construção do edifício *Japan Centre*, localizado em Frankfurt (Alemanha), o qual foi confeccionado com concreto de resistência nominal de 105 MPa e adição de 2kg/m³ de fibras de polipropileno à mistura (Kalifa et al., 2001). No documento F.E.D nº 9, da *SI Concrete Systems*, também foi mencionada a utilização de finos multifilamentos de fibra de polipropileno ao concreto, na construção dos túneis (*Rail Link Tunnels*) que conectam Londres ao *Eurotunnel*.

É importante salientar que pesquisas relacionadas ao uso de fibras de polipropileno para prevenir o *spalling* explosivo têm avançado consideravelmente, principalmente em relação ao desenvolvimento de fibras com pontos de fusão mais baixos (a cerca de 130°C), as quais se destinam a melhorar a eficiência do material, principalmente de concretos saturados e de baixa permeabilidade (Khoury, 2000). Entretanto, ainda existe pouca informação disponível na literatura sobre a adição de fibras de polipropileno no concreto exposto a elevadas temperaturas, principalmente no que diz respeito à influência do processo de derretimento/evaporação das fibras na microestrutura residual do concreto (Komonen e Pentalla, 2003).

Khoury (2008) também enfatiza que a eficácia da fibra de polipropileno no alívio de pressões não somente depende das características dos componentes da fibra, como também de suas dimensões.

Considerações importantes quanto a este aspecto incluem o uso de monofilamentos de pequenos diâmetros e comprimentos apropriados, com vistas a garantir uma boa dispersão das fibras no concreto fresco.

Outro caminho a ser investigado se refere à otimização das fibras na construção civil, visto que a incorporação de fibras à mistura afeta, de forma significativa, a trabalhabilidade do concreto. É importante estabelecer o tipo e a quantidade de fibras em relação ao carregamento aplicado e à resistência do concreto, que seriam ideais para a redução do fenômeno de degradação do concreto em altas temperaturas.

3 MODELOS DE AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE *SPALLING* EM ESTRUTURAS DE CONCRETO SOB AÇÃO DE ALTAS TEMPERATURAS

Para subsidiar teoricamente o desenvolvimento do trabalho, neste capítulo se apresenta uma revisão dos principais mecanismos de transferência de calor e de massa do concreto sob ação de elevadas temperaturas, bem como uma breve descrição dos modelos de *spalling* explosivo propostos na bibliografia consultada.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um meio poroso como o concreto, quando submetido à ação de altas temperaturas, constitui um problema de grande interesse na Engenharia Civil. As pesquisas desenvolvidas na área têm sido focadas, principalmente, em casos nos quais a degradação pode ter conseqüências importantes, incluindo a prevenção de acidentes em estruturas que apresentam elevados riscos de contaminação, tais como reatores nucleares ou galpões de armazenagem de resíduos nucleares; a avaliação da segurança ao fogo de edifícios altos e, mais recentemente, de túneis, devido à grande incidência de lascamentos explosivos registrados nessas estruturas (Ulm et al., 1999 (a) e (b); Billardi et al., 2004).

As alterações físico-químicas provocadas pela ação da temperatura no concreto acabam por afetar suas propriedades e, por conseqüência, a resistência ao fogo do material (Fletcher et al., 2007). Essas alterações são induzidas, principalmente, pela perda de água da pasta de cimento e dos agregados, mudanças de fase e expansões térmicas (Andrade et al., 2003). Paralelo a esses efeitos, o incremento de temperatura ainda é responsável pelo desenvolvimento de tensões e deformações de origem térmica, fissuração e surgimento de esforços adicionais. Somam-se a todos esses efeitos aquele que é foco do presente trabalho, ou seja, o *spalling* explosivo, que pode ocasionar lascamentos de grande intensidade, que reduzem a seção da peça e facilitam que a temperatura afete o seu interior.

O *spalling* explosivo ocorre, conforme mencionado no capítulo 2, quando o concreto é submetido a um rápido aquecimento, o que ocasiona a formação de gradientes de temperatura, umidade e pressão, que estimulam a migração da umidade, na forma de vapor, em direção ao meio externo ou para as zonas mais frias no interior do concreto. Quando a permeabilidade a vapor é reduzida, o concreto se torna mais suscetível ao *spalling* explosivo, em virtude do acúmulo de pressão nos poros (Conzolazio et al., 1998; Kodur, 2000; Ichikawa e England, 2001; Hertz, 2003). Esse problema é bastante sério e severo, especialmente em concretos modernos e mais resistentes, que apresentam uma matriz densificada, resultando em baixa porosidade e reduzida permeabilidade a fluidos.

O problema para prever a ocorrência de *spalling* explosivo é que, sob o ponto de vista científico, todo o comportamento do concreto ao fogo é bastante complexo, em razão da gama de fatores envolvidos no processo. Em razão da dificuldade em se considerar a influência combinada de cada um deles na resposta da estrutura, muitas vezes se faz necessário o uso de hipóteses simplificadoras para a predição do comportamento do concreto ao fogo (Luccioni et al., 2003). Por exemplo, ensaios em altas temperaturas, geralmente são executados em elementos estruturais isolados, em razão do elevado custo e das limitações de dimensões dos fornos existentes, o que leva à desconsideração dos efeitos relacionados à interação entre o elemento e outras partes da estrutura durante o sinistro.

Como tentativa para suprir essas limitações, procedimentos analíticos e numéricos têm sido desenvolvidos e divulgados nos últimos anos. Esses métodos contemplam desde a utilização de ferramentas simples, com base na análise do estado limite, até a utilização de métodos iterativos consagrados, como o Método dos Elementos Finitos (MEF). Nos últimos anos, devido ao crescente interesse pela engenharia de incêndio, o número de pacotes comerciais voltados para a análise da resposta termomecânica das estruturas vem crescendo de forma significativa.

Convém salientar que os programas desenvolvidos com base na análise termo-mecânica normalmente envolvem duas etapas de cálculo distintas.

Na primeira etapa executa-se uma análise térmica não linear, com a finalidade de determinar o perfil de distribuição de temperaturas no elemento estrutural ao longo do tempo. Como exemplos de programas voltados para a análise térmica, podem ser citados o TASEF (Sterner e Winckström, 1990), o SUPERTEMPALC (Anderberg, 1991) e o TEMP (Terro, 1998) e o FPRCBC-T (Huang et al., 1996).

Os dados da análise térmica servem de entrada para a realização da segunda etapa, que envolve uma análise estrutural, com determinação de tensões e deformações resultantes da exposição à temperatura. Os programas VULCAN (Universidade de Sheffield - UK), SAFIR (Universidade de Liege - França) e STRUCT (Terro, 1998) foram desenvolvidos com o intuito de efetuar esse tipo de análise, possibilitando que se efetue uma simulação do comportamento de estruturas submetidas ao fogo.

Porém, como enfatizam Schrefler et al. (2003), a consideração do problema termo-mecânico, de forma desacoplada, pode em muitos casos não ser satisfatória. Por exemplo, na análise desacoplada, se a estrutura desenvolver fissuras ou sofrer lascamentos explosivos, que expõem o interior do concreto e influencia o fluxo de calor, esse efeito não se refletirá na resposta térmica. Por isso, a maioria dos programas computacionais atualmente disponíveis, voltados à análise termo-estrutural, não considera adequadamente a parcela de danos causada pelo fenômeno de *spalling* explosivo.

No caso do *spalling* explosivo, a dificuldade é ainda maior pois os modelos termo-mecânicos apresentam limitações quanto à predição de fenômenos relacionados ao fluxo de umidade, assim como quanto ao desenvolvimento de pressão de vapor nos poros em decorrência do aquecimento, como explicam Khoury et al. (2002). De acordo com os autores, nos casos onde o regime de umidade pode ser um fator de grande relevância, é necessário fazer uso de uma formulação não-linear acoplada para a análise do comportamento termo-hidro-mecânico das estruturas de concreto em situação de incêndio.

Existe um interesse crescente no desenvolvimento de modelos em elementos finitos que integrem os comportamentos hidro, térmico e mecânico, possibilitando a análise do comportamento de concretos de alta resistência e de ultra-alta resistência em altas temperaturas.

Em formulações não-lineares totalmente acopladas, o concreto é considerado como um material multifásico, consistindo de fases sólida, líquida e gasosa. Geralmente, o modelo físico é descrito de forma a representar os processos reais que ocorrem no concreto durante o aquecimento. Os dados para abastecimento e calibração do código fonte são obtidos por meio de ensaios em laboratório, nos quais se buscam determinar valores adequados para as variáveis de estado, os processos de transporte, as mudanças de fase, bem como parâmetros para representar os processos mecânicos aos quais o concreto pode estar sujeito em altas temperaturas.

Já que o *spalling* explosivo é considerado um processo hidrotérmico, muitos modelos encontrados na literatura fundamentam-se nos princípios da transferência de calor e de massa para prever o

comportamento de estruturas que possam estar sujeitas ao fenômeno. A seguir se apresenta uma breve revisão dos principais mecanismos de transferência de calor e de massa que governam o problema, bem como se descrevem os principais modelos de *spalling* explosivo desenvolvidos nas últimas décadas.

3.2 REVISÃO DOS MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR E DE MASSA NO CONCRETO AQUECIDO

Durante a exposição do concreto a elevadas temperaturas, suas propriedades de transporte de calor e de massa podem mudar de forma significativa, devido à expansão térmica diferencial, responsável pela abertura de microfissuras e alterações na estrutura sólida. Ambos os processos levam à redução da densidade e diminuição da condutividade térmica (e difusividade térmica) do material, assim como à elevação das propriedades de transporte de massa.

Desconsiderando-se a transferência de massa e a ocorrência de reações químicas, a transferência de calor por condução no concreto pode ser descrita basicamente pela seguinte equação:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) \quad (3.1)$$

Em que T , t , λ , ρ e c são, respectivamente, a temperatura [K], o tempo [s], a condutividade térmica [w/m.K], a densidade [kg/m³] e o calor específico [J/kg.K]. Se não existirem outros mecanismos de transferência de calor e se λ for admitido como constante, a equação pode ser simplificada para:

$$\frac{1}{\kappa} \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (3.2)$$

Em que $\kappa = \lambda/\rho.c$ é a relação entre a condutividade térmica e a capacidade calorífica volumétrica, conhecida por difusividade térmica [m²/s]. Em problemas de contorno com temperaturas superficiais descritas em função do tempo, considera-se que as temperaturas internas variam no tempo somente em função da difusividade térmica. Assim, não é necessário conhecer a condutividade térmica e o calor específico separadamente. No entanto, em problemas de contorno com fluxo de calor prescrito ou condição de contorno por radiação, a variação da temperatura com o tempo depende tanto da

condutividade térmica quanto da difusividade térmica (ou pode ser estimada a partir do conhecimento de uma dessas propriedades e da capacidade calorífica volumétrica).

Quando reações químicas endotérmicas e exotérmicas, ou mudanças de fase, ocorrem na estrutura sólida do concreto, a equação 3.1 é substituída por:

$$\rho \left(\frac{\partial H}{\partial T} \right)_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) \quad (3.3)$$

Em que H é a entalpia [J/kg] e P é a pressão [Pa].

Inserindo-se nesse instante a transferência de massa sempre que houver transporte de fluídos através do concreto (resultante de um gradiente de umidade), pode-se considerar o efeito da difusão. Admitindo-se a Lei de Fick para descrever o efeito da difusão, o fluxo de massa devido ao gradiente na densidade do fluído em difusão pode ser descrito pela equação a seguir:

$$\dot{m}_d = -D \frac{\partial \rho}{\partial x} \quad (3.4)$$

Em que \dot{m}_d é o fluxo de massa [kg/m².s] devido ao efeito da difusão, ρ é a densidade [kg/m³] do fluído e D é a difusividade mássica [m²/s]. Na literatura, a transferência de umidade é geralmente expressa em termos de pressões parciais, sendo, portanto, a equação apresentada como:

$$\dot{m}_d = -\delta \frac{\partial p}{\partial x} \quad (3.5)$$

Em que p [Pa] é a pressão parcial e δ [kg/m.s.Pa] é chamada de permeabilidade. Para a difusão do vapor de água, uma expressão similar é usualmente aplicada, levando-se em consideração a força motriz como sendo o gradiente de umidade. Assim, considerando-se o processo de convecção forçada através de um meio poroso, o fluxo de massa pode ser dado, aproximadamente, por:

$$\dot{m}_c = -K \frac{\rho}{\mu} \frac{\partial P}{\partial x} \quad (3.6)$$

Em que P [Pa] é a pressão total, ρ [kg/m³] e μ [kg/m.s] são, respectivamente, a densidade e viscosidade do fluído em movimento e K [m²] é a permeabilidade intrínseca do meio para um fluído em particular.

Segundo Khoury (2003c), resultados experimentais indicaram que K não é um parâmetro constante, podendo variar com o gradiente de pressão. Expressões mais complexas podem, portanto, ser requeridas para análise desse parâmetro.

De posse das equações acima, o transporte de energia (fluxo de calor) associado ao fluxo de massa pode ser descrito da seguinte forma:

$$\varphi = \dot{m} H \quad (3.7)$$

Em que H é a entalpia do fluido em movimento. Portanto, a taxa de energia por unidade de volume pode ser expressa por:

$$\dot{m} \frac{\partial H}{\partial x} = \dot{m} \left(\frac{\partial H}{\partial T} \right)_p \frac{\partial T}{\partial x} = \dot{m} C \frac{\partial T}{\partial x} \quad (3.8)$$

Em que C é a capacidade calorífica do fluido em movimento.

No caso da água, tanto a mudança de fase quanto o calor latente estão envolvidos na análise. Para o caso da difusão ou convecção forçada de um gás, a absorção e a adsorção no meio poroso (concreto) podem ser ignoradas. No entanto, na transferência de umidade em temperaturas abaixo do ponto de ebulição da água, o efeito da absorção torna-se importante. Assim, a conservação de massa da água e a conservação da entalpia precisam ser consideradas na análise. A absorção/adsorção do vapor de água é usualmente descrita em termos de isotermas de sorção. As isotermas de sorção são curvas que relacionam o equilíbrio do teor de umidade absorvido de um meio em uma temperatura especificada ao teor de umidade (usualmente expresso como pressão de vapor ou umidade) em que a mesma é exposta.

Portanto, considerando-se o fluxo de massa (equações 3.4 e 3.5) e a capacidade úmida do material, definida como a inclinação da isoterma de sorção, a equação diferencial resultante, por meio da transferência de massa por difusão, é análoga à equação 3.1 (transferência de calor). Além disso, um termo fonte é adicionado à equação, com vistas a representar a geração ou expulsão da massa de umidade, por meio dos processos de hidratação e desidratação, respectivamente. Se o potencial motriz for admitido como a densidade do vapor de água, a combinação da equação de conservação da massa com a equação 3.4 resulta em:

$$\frac{1}{D} \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\partial^2 \rho}{\partial x^2} + \frac{S}{\rho} \quad (3.9)$$

Em que S [$\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{s}$] é o termo fonte, no qual está incluído a conversão de líquido para vapor e vice-versa ou a geração de água por desidratação do meio. Comparando-se a equação 3.9 com a equação 3.2, é possível fazer uma analogia entre a difusividade mássica e a difusividade térmica, embora a forma da equação 3.9 não apresente explicitamente a dependência com a capacidade úmida.

3.3 MODELOS DE PREVISÃO DO *SPALLING* EXPLOSIVO

A predição do fenômeno de *spalling* explosivo no concreto durante a fase de aquecimento é um objetivo importante para a engenharia de incêndio, mas que ainda se constitui em um exercício empírico e impreciso. Essa percepção se deve, em grande parte, ao fato de que a maioria das tentativas empreendidas para prever o fenômeno, por meio da utilização de métodos analíticos, falhou em produzir resultados adequados, devido à complexa microestrutura e natureza multifásica do concreto aquecido. Isso se constituiu em um fator limitante para o desenvolvimento de modelos robustos capazes de prever a resposta das estruturas de concreto de alta resistência ao fogo (Khoury, 2000).

Nos últimos anos, atenções têm sido direcionadas ao desenvolvimento de novos modelos, mais complexos, concebidos para representar e prever o fenômeno de maneira mais adequada.

A seguir são apresentados os principais modelos de *spalling* explosivo encontrados pela autora na literatura, desenvolvidos no decorrer das últimas duas décadas.

3.3.1 Modelo proposto por Ahmed e Hurst (1997)

Nesse trabalho foi proposto um procedimento analítico robusto que envolve estudos paramétricos e análise de tensões, com a finalidade de investigar as causas do *spalling* explosivo no concreto aquecido.

Com referência à análise de tensões, foi proposta uma aproximação (para uma peça submetida à curva de incêndio-padrão), com vistas a estimar o estado de tensões causado pela ação de gradientes térmicos, expansão térmica, carregamento e poropressão, a fim de compará-lo à redução de resistência ao fogo do material ao longo do tempo.

Um procedimento foi desenvolvido, com base nas teorias de transferência de calor e de massa, com vistas a simular a poropressão, identificada como o fator crítico no processo de *spalling* explosivo. Adicionalmente, o modelo fornece o perfil de temperaturas ao longo do tempo, necessário para

determinar as modificações nas propriedades mecânicas do material em função da temperatura. O modelo ainda incluiu estudos paramétricos de variáveis que afetam a poropressão no decorrer do processo.

Para o desenvolvimento do modelo, algumas hipóteses e considerações foram assumidas, conforme segue:

- O equilíbrio local do teor de umidade está relacionado à pressão de vapor relativa e temperatura, por meio da utilização de isotermas de sorção;
- As propriedades térmicas e físicas do concreto são dependentes da temperatura, poropressão e teor de umidade;
- São considerados na análise, o calor por condução e radiação e a transferência de calor e de massa por convecção e difusão;
- Fenômenos de evaporação/condensação e desidratação e seus efeitos no tamanho de poros do material são considerados;
- O calor por convecção e a transferência de massa são conduzidos pelos gradientes de poropressão;
- O transporte por difusão é conduzido por gradientes de concentração de massa;
- A transferência de calor por condução é dirigida por gradientes de temperatura.

3.3.2 Projeto HITECOSP (1999 apud Khoury, 2000)

Em 1999, a Universidade de Pádua, em cooperação com o ENEA, em Roma, começou a desenvolver um modelo mais avançado como parte de um programa multinacional de pesquisa apoiado pela Comissão Européia. O modelo, chamado de HITECOSP (*High-temperature concrete spalling*), é um modelo não-linear totalmente acoplado, desenvolvido para prever o comportamento e o potencial de ocorrência de lascamentos explosivos em estruturas de concreto submetidas a elevadas temperaturas (Khoury, 2000).

Nesse modelo, o concreto é considerado como um material multifásico que consiste de uma fase sólida, duas fases gasosas, e três fases líquidas. Refinamentos, tais como o efeito do dano na permeabilidade e

as não-linearidades devido à temperatura, são incluídos na análise, bem como são incorporadas as mudanças de fase físico-química, tais como processos de hidratação-desidratação, evaporação-condensação e adsorção-desorção. As mudanças de fase no concreto são, em um primeiro momento, incorporadas diretamente nos mecanismos de transporte do concreto (Khoury, 2000).

O modelo HITECOSP faz parte de um amplo programa de pesquisa chamado HITECO que, inicialmente, foi montado para melhorar o entendimento do comportamento de concretos de alta e de ultra-alta resistência em situações que envolvem altas temperaturas. Para dar suporte a essa idéia, pesquisas relacionadas ao material foram realizadas tanto em nível microestrutural como em nível fenomenológico, em concretos cujas resistências à compressão variavam entre 60 a 173 MPa. A extensão do estudo contemplou desde a investigação das propriedades mecânicas do concreto até a avaliação de suas propriedades térmicas e hídricas em elevadas temperaturas (Schrefler et al., 2002b).

Todos os resultados obtidos nesse amplo programa serviram de subsídios para o desenvolvimento do programa HITECOSP, que é capaz de prever, de maneira totalmente integrada, a resposta térmica, hídrica e estrutural de estruturas de concreto expostas ao fogo. A figura 3.1 ilustra o fluxograma do modelo termo-hidro-mecânico desenvolvido pela HITECO, com vistas a considerar os efeitos do *spalling* explosivo na análise numérica.

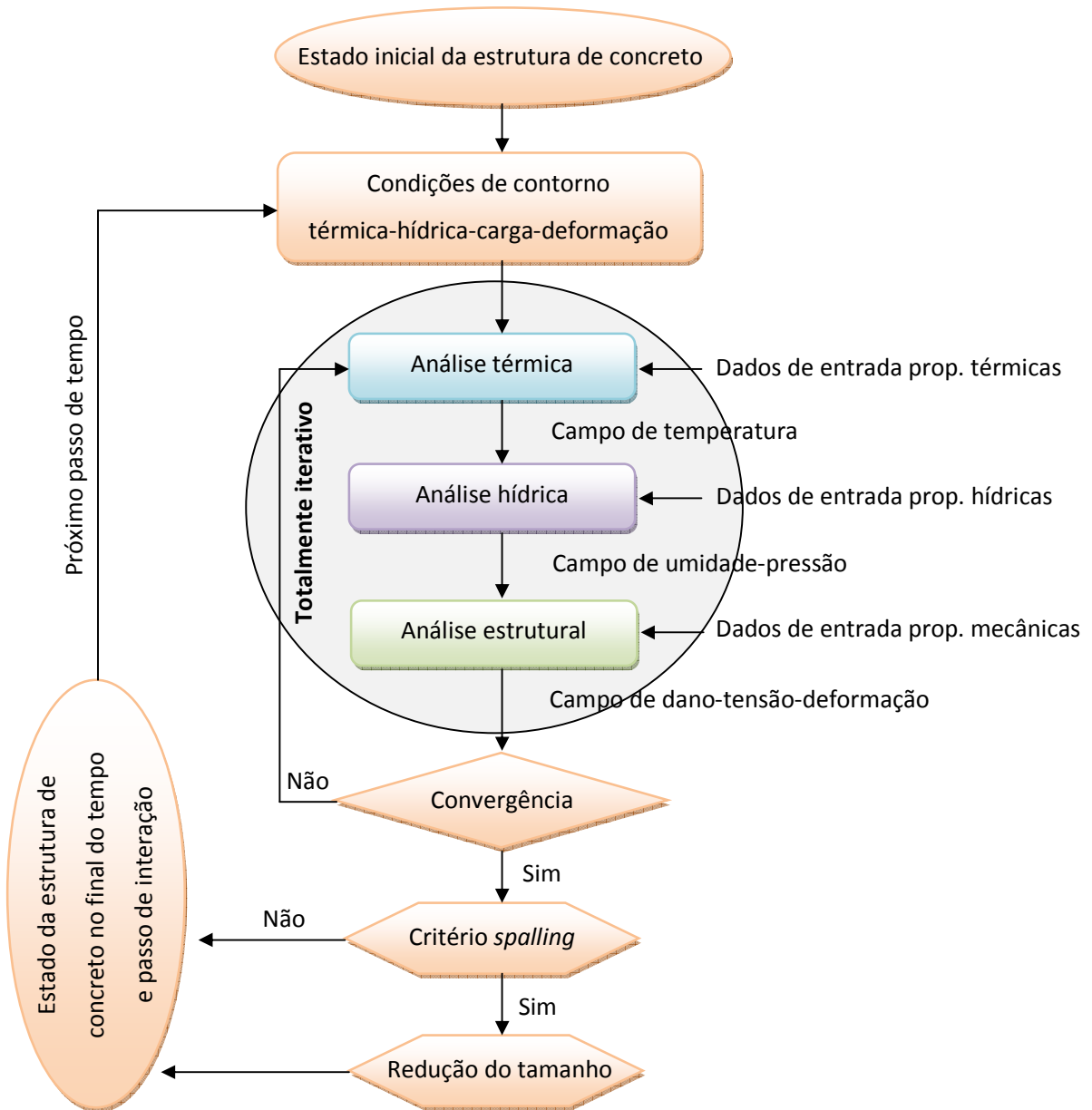


Figura 3.1: Fluxograma programa HITECOSP (Khoury, 2000).

3.3.3 Modelo apresentado por Kodur et al. (2004)

Em Kodur et al. (2004) foi desenvolvido um modelo termomecânico, na forma de um programa computacional, com vistas a prever o comportamento de pilares de concreto de alta resistência submetidos à ação de elevadas temperaturas. Para levar em conta a ocorrência de *spalling* explosivo,

visto que o programa não considera o transporte de vapor de água, uma aproximação simplificada foi utilizada, com base em observações de ensaios experimentais.

Para tanto, algumas diretrizes foram incorporadas ao modelo para determinar a extensão do *spalling*, como segue:

- (1) *Spalling* explosivo ocorre quando as temperaturas no elemento atingirem valores maiores do que 350°C.
- (2) *Spalling* explosivo é influenciado pela configuração dos estribos adotados para o pilar:
 - O *spalling* explosivo deve ocorrer em toda seção transversal, quando os estribos estão dispostos em uma configuração usual;
 - O *spalling* explosivo somente se manifesta no cobrimento do concreto, quando os estribos estão dispostos a 135° no núcleo do concreto.
- (3) A extensão do *spalling* explosivo é dependente do tipo de agregado, presença de fibra e espaçamento dos estribos:
 - A extensão do *spalling* explosivo é maior no concreto com agregado silicoso (100%) do que no concreto com agregado calcário (40%);
 - A extensão do *spalling* explosivo em pilares de concreto de alta resistência com adição de fibras de aço é em torno de 50%;
 - Não há ocorrência de *spalling* explosivo no núcleo de concreto quando o espaçamento entre estribos for igual a 0.7 vezes o espaçamento padrão;
 - A extensão do *spalling* explosivo é também influenciada pela umidade relativa, caso seu valor for igual ou maior do que 90%.

A figura 3.2 apresenta o fluxograma adotado no procedimento numérico para o cálculo da resistência ao fogo do elemento estrutural.

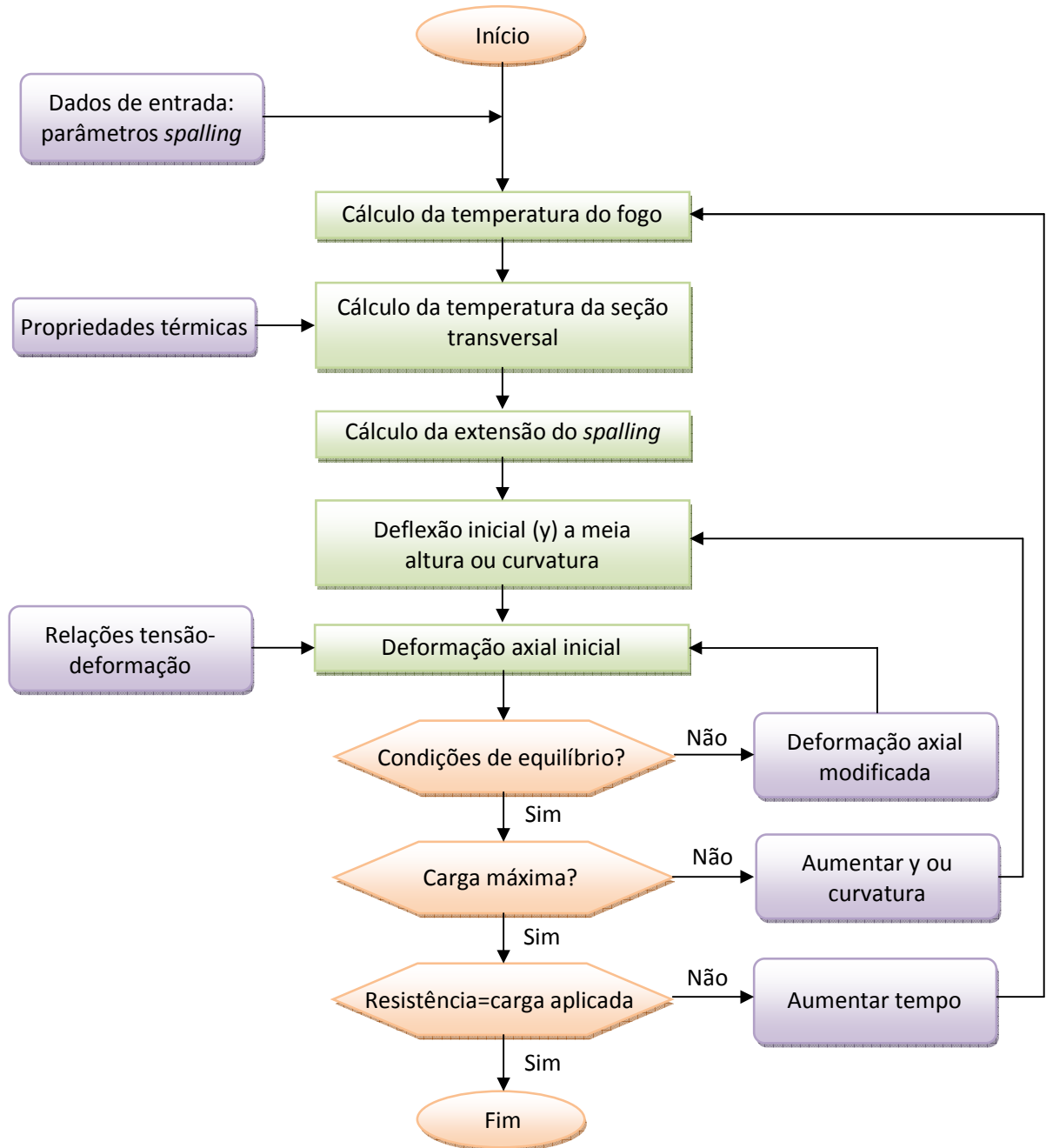


Figura 3.2: Fluxograma para o cálculo da resistência ao fogo de pilares concreto de alta resistência (Kodur et al., 2004).

Para ilustrar a importância da consideração do fenômeno para fins de análise estrutural, na figura 3.3 se mostram as deformações axiais esperadas de pilares com e sem ocorrência de *spalling* explosivo.

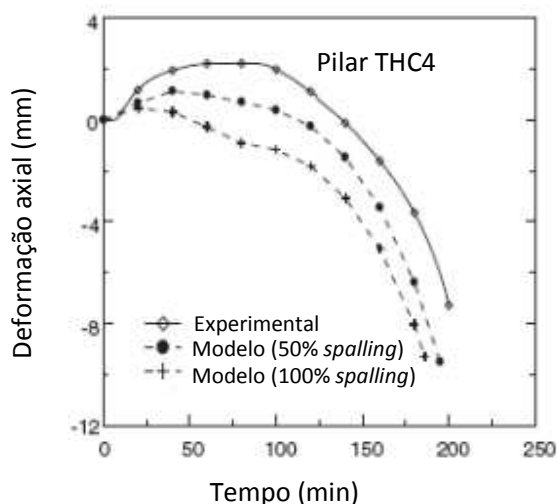


Figura 3.3: Deformação axial em pilares de concreto de alta resistência (Kodur et al., 2004).

3.3.4 Modelo proposto por Msaad e Bonnet (2006)

Nesse trabalho foi proposta uma aproximação analítica simplificada com aplicação em túneis, com vistas a considerar a ocorrência de *spalling* térmico, que é causado quando a dilatação térmica do concreto está restringida. Para tanto, foram estabelecidas expressões aproximadas para tensões de compressão e deformações (elástica, plástica e total), tanto na fase elástica quanto na plástica. Além disso, o estudo levou à introdução de uma temperatura de “plastificação T_{pl} ” que auxiliou na dedução de uma profundidade de plastificação para determinar a localização dos lascamentos explosivos. O fenômeno é relacionado ao “pico” que aparece nas tensões em uma determinada profundidade, quando a temperatura de plastificação é alcançada.

A existência do pico foi estudada em diferentes casos (considerando ou não os efeitos da degradação da resistência e da redução da rigidez do concreto). A partir dos resultados obtidos, concluiu-se que a ocorrência do *spalling* térmico está associada à degradação da resistência do concreto com o aumento da temperatura. Os autores ainda salientam que a temperatura de plastificação, obtida apenas para o caso de um simples problema de condução térmica, é conveniente para a identificação da zona plastificada, na qual o processo de *spalling*, provavelmente, ocorreria.

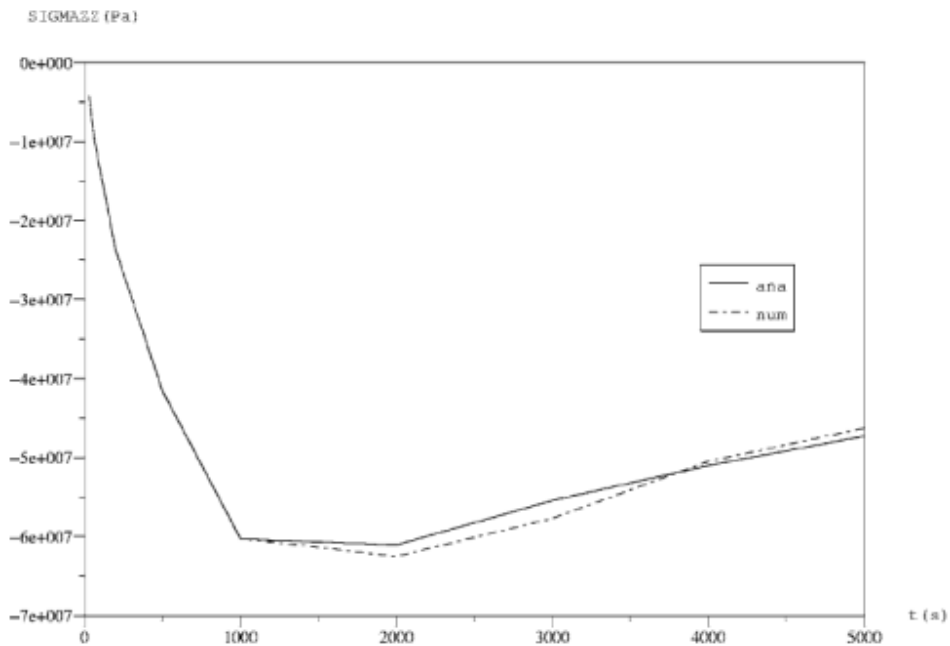


Figura 3.4: Curva de tensões axiais de compressão na superfície aquecida com mudança de inclinação quando $T=T_{pl}$ (Mssad e Bonnet, 2006).

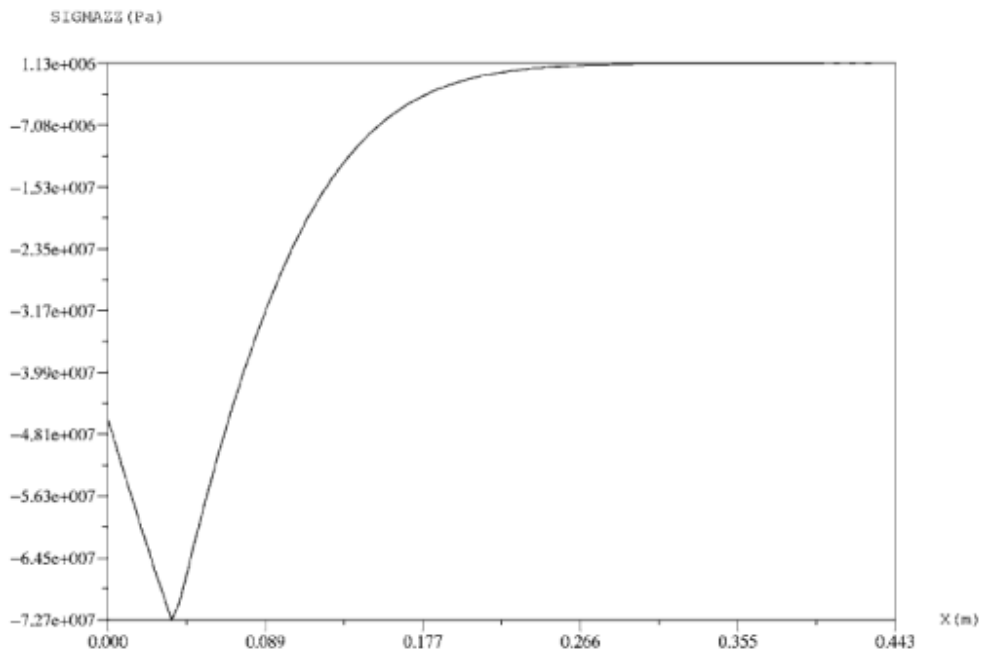


Figura 3.5: Tensões axiais após 90 minutos de aquecimento com mudança da inclinação na superfície quando $r=r_{pl}$ (r =raio a partir do centro do túnel e r_{pl} = é o raio de plastificação quando $T=T_{pl}$), pela qual se pode explicar a ruptura nesta superfície (Msaad e Bonnet, 2006).

3.3.5 Modelo proposto por Witek et al. (2007)

O modelo proposto por Witek et al. (2007) é, praticamente, uma extensão do projeto HITECOSP que inclui a análise numérica de diversos métodos para proteção das estruturas de concreto contra o *spalling* explosivo, durante cenários de incêndio. Os três métodos considerados na análise consistiam em: a) aplicação de uma pintura reflectiva na superfície da estrutura; b) cobertura da superfície com uma camada de proteção adicional; e c) adição de fibras de polipropileno (PP) à mistura de concreto. A eficiência dos métodos foi analisada numericamente em condições térmicas correspondentes à curva de incêndio-padrão ISO 834.

Para simular o efeito das fibras de PP no fenômeno de transporte de calor e de massa do concreto, algumas modificações foram introduzidas no modelo termo-hidro-mecânico, inicialmente proposto por Schrefler et al. (2002a, 2002b). Nessas modificações, a presença de fibras de PP na mistura influencia a permeabilidade e propriedades térmicas do concreto (condutividade térmica e capacidade térmica). De acordo com o autor, mudanças na capacidade térmica aparente podem ser negligenciadas, pois, normalmente, não excedem 1.5%. Porém, as fibras de PP que excedem a temperatura de derretimento afetam, de forma significativa, a permeabilidade do concreto. Para que o efeito seja considerado, um coeficiente adicional na relação constitutiva da permeabilidade intrínseca do concreto foi introduzido no modelo. As figuras 3.6 a 3.8 apresentam a comparação de resultados obtidos para os diferentes métodos em relação ao perfil de pressão de vapor em uma parede de concreto com $f_{ck} = 60$ e 90 MPa.

Com referência à aplicação de uma pintura reflectiva na superfície da estrutura, os resultados apresentados na figura 3.6 claramente indicam que existe um retardamento da taxa de aquecimento e da degradação das propriedades dos materiais durante os estágios iniciais de um incêndio, mas a eficiência da aplicação depende fortemente do valor do coeficiente de absorção da pintura. No entanto, nota-se que esse tipo de proteção não influencia significativamente as máximas pressões nos poros atingidas. Portanto, esse método deveria ser tratado somente como uma medida auxiliar para limitar o *spalling* explosivo no concreto. Já de acordo com a figura 3.7, a aplicação de uma camada de proteção feita de um material altamente poroso reduz significativamente a taxa de aquecimento e a degradação do concreto durante o sinistro, protegendo a estrutura, de forma eficiente, mesmo por um período de tempo relativamente longo. Todavia, a camada pode também causar um aumento da pressão de vapor, quando comparada à estrutura sem qualquer camada externa. Portanto, após um longo período de duração do incêndio, isso pode promover a ocorrência de *spalling* térmico no concreto.

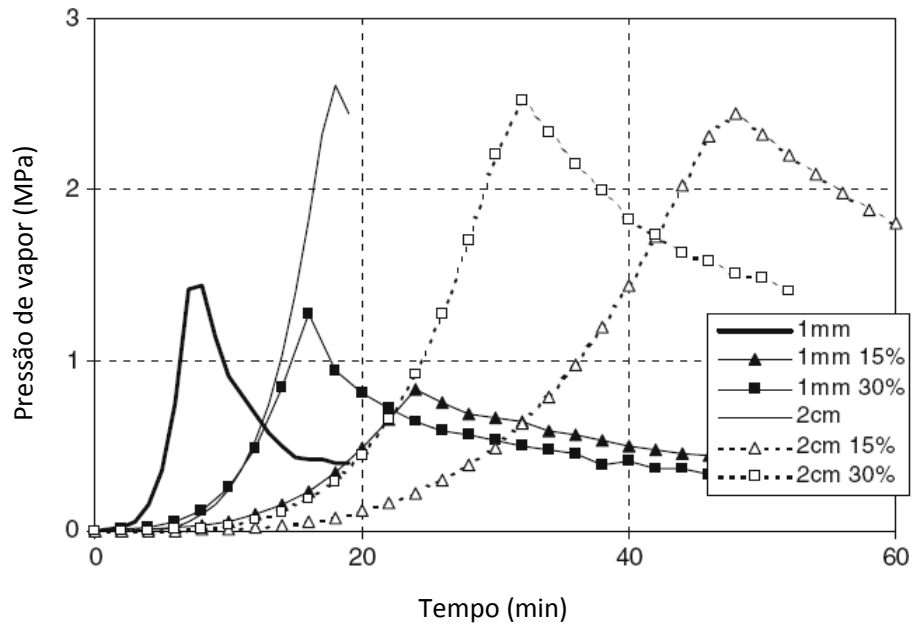


Figura 3.6: Comparação dos perfis de pressão de vapor em uma parede de concreto C-90, coberta com pinturas reflectivas com diferentes coeficientes de absorção (superfície sem pintura, $d=0,15$ mm, $d=0,3$ mm ou $d=0,9$ mm), exposta a uma rampa de aquecimento similar à da ISO 834 (Witek et al., 2007).

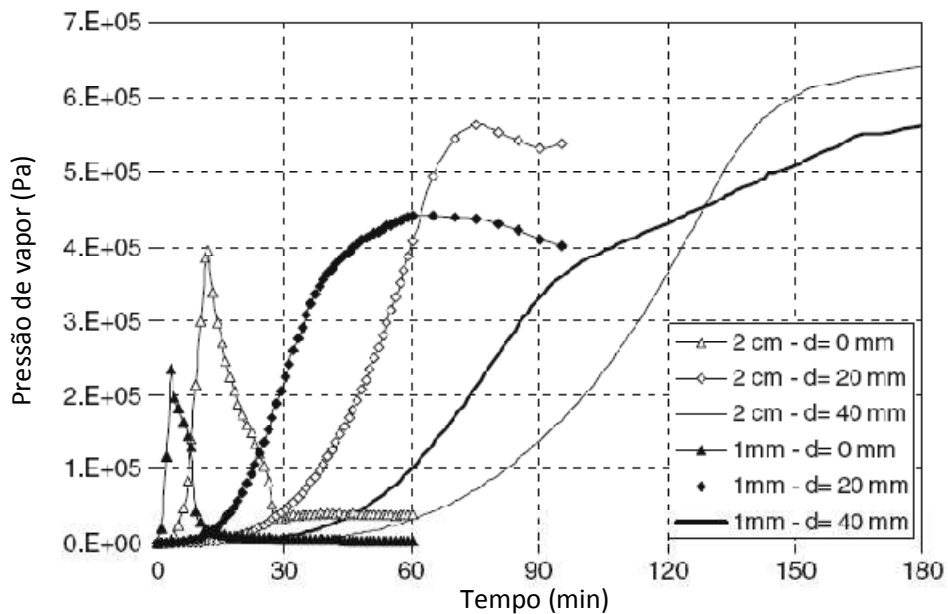


Figura 3.7: Comparação dos perfis de pressão de vapor em uma parede de concreto C-60, coberta com uma camada de material altamente poroso com diferentes espessuras ($d=20$ mm, $d=40$ mm ou $d=0$ mm), exposta a uma rampa de aquecimento similar à da ISO 834 (Witek et al., 2007).

Finalmente, na figura 3.8, apresentam-se os resultados de algumas simulações efetuadas que indicam claramente que a aplicação de uma camada de proteção feita de concreto contendo fibras de polipropileno, em quantidade moderada ($1,75 \text{ kg/m}^3$) e usada na forma de *shotcrete*, pode reduzir o risco de *spalling* térmico durante o aquecimento, devido ao aumento considerável da permeabilidade no intervalo de temperatura entre 180 e 350°C , intervalo no qual o fenômeno geralmente se manifesta.

Entretanto, a aplicação desse material mostrou-se menos eficiente que a aplicação de um material altamente poroso de mesma espessura, em razão de sua alta condutividade térmica.

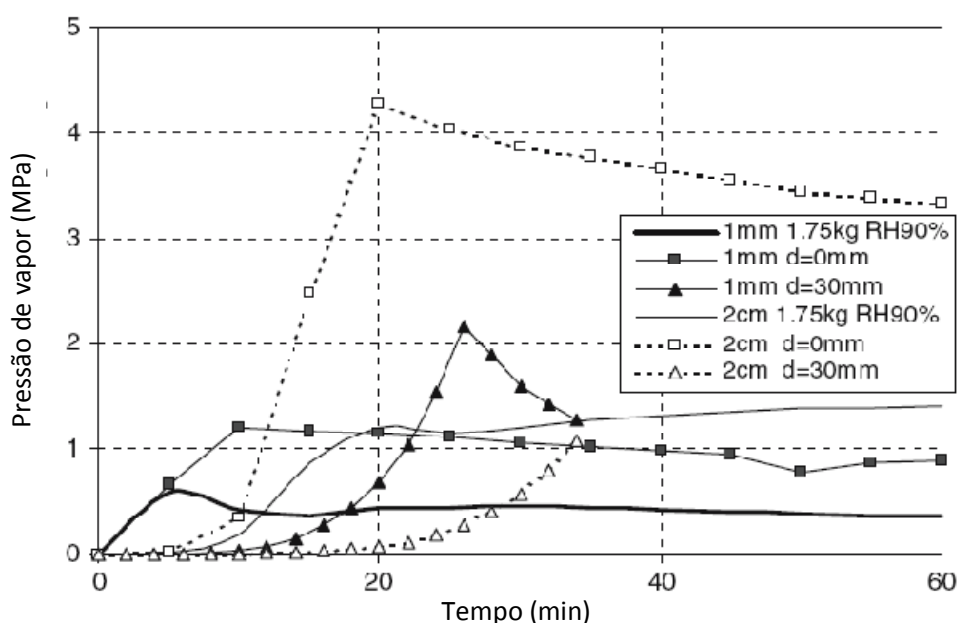


Figura 3.8: Comparação entre os perfis de pressão de vapor em uma parede de concreto C-90, revestida com uma camada com diferentes espessuras ($d=30 \text{ mm}$, $d=0 \text{ mm}$), de concreto contendo $1,75 \text{ kg/m}^3$ de fibras de PP e os resultados de uma parede de concreto com fibras de polipropileno dispersas no seu interior ($1,75 \text{ kg RH } 90\%$), exposta a uma rampa de temperatura similar à da ISO 834 (Witek et al., 2007).

3.3.6 Modelo proposto por Fu et al. (2009)

Em Fu et al. (2009) foi proposto um modelo termo-mecânico, com análise de dano acoplado, para prever o *spalling* explosivo no concreto durante a fase de rápido aquecimento.

A novidade do modelo é que, para simular o processo de fissuração no concreto, devido às ações termo-mecânicas acopladas, foi considerada a heterogeneidade da estrutura mesoscópica do material no modelo numérico.

A fim de considerar a heterogeneidade de cada fase do concreto em nível mesoscópico, o material é representado por muitos elementos mesoscópicos de mesmo tamanho e os parâmetros mecânicos dos mesmos seguem as funções de distribuição de *Weibull*, conforme apresentado na equação a seguir.

$$\varphi(\beta) = \frac{h}{\beta_0} \left(\frac{\beta}{\beta_0} \right)^{h-1} \cdot e^{-\left(\frac{\beta}{\beta_0}\right)^h} \quad \beta, \beta_0 \geq 0, h > 0 \quad (3.10)$$

Sendo h o parâmetro de forma; β_0 o parâmetro de escala e $\varphi(\beta)$ a densidade da variável β .

Desse modo, a relação constitutiva de dano elástico para elementos em nível mesoscópico é incorporada com vistas a considerar a degradação das propriedades mecânicas de materiais compósitos em função da temperatura, de acordo com equações 3.11 e 3.12.

$$D(\epsilon_\sigma, T) = 1 - (1 - D_m) \cdot (1 - D_T) \quad (3.11)$$

$$D(\epsilon_\sigma, T) = 1 - \frac{E(\epsilon_\sigma)}{E^0} \cdot \frac{E(T)}{E^0} \quad (3.12)$$

Em que $D = D(\epsilon_\sigma, T)$ é a expressão geral da variável de dano; D_m e D_T são variáveis escalares de dano termo-mecânico e dano devido à termo-desidratação, respectivamente; E^0 é o valor do módulo de elasticidade de referência, ou seja, em condição não danificada; e ϵ_σ é a deformação.

Com base na equação de transferência de calor transiente, é possível, então, investigar os efeitos da heterogeneidade e da presença de fissuras na redistribuição de tensões e no desencadear do processo de *spalling* explosivo no concreto, quando o mesmo encontra-se exposto a um aumento brusco de temperatura.

A figura 3.9 ilustra uma simulação do processo de *spalling* (a), em comparação com um dos corpos de prova submetidos às condições especificadas (b). Observa-se que a análise numérica se mostrou capaz de efetivamente simular o tipo de dano que ocorreu no espécime devido ao *spalling* explosivo.

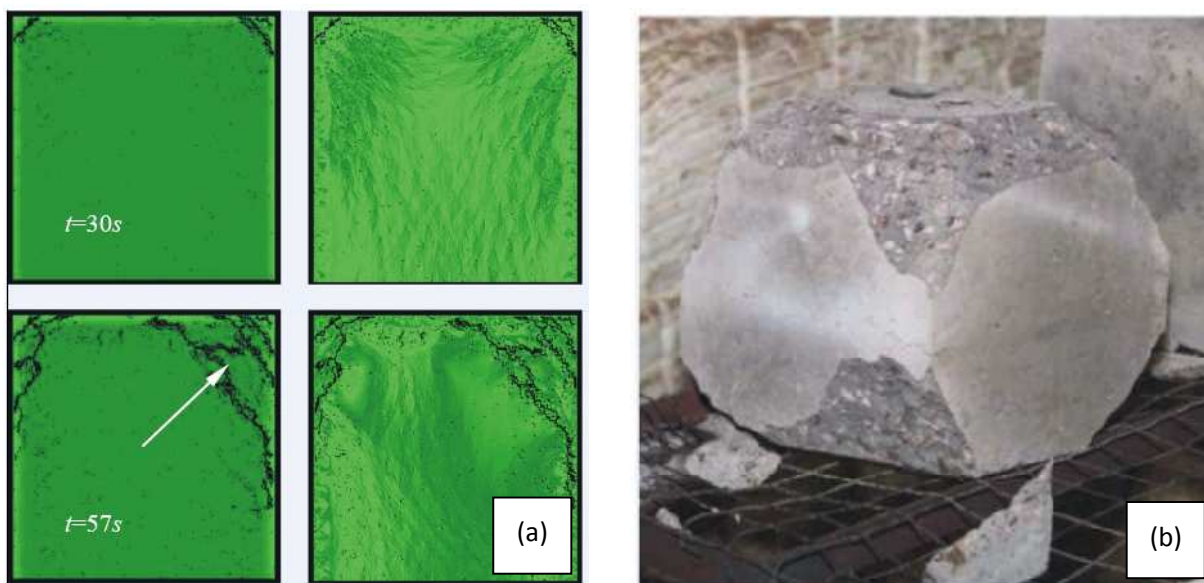


Figura 3.9: Resultados numéricos do processo de *spalling* (a) comparados aos resultados de ensaios em laboratório (b) (Fu et al., 2009).

3.3.7 Modelo proposto Majorana et al. (2009)

Nesse trabalho recente foi proposta uma aproximação para modelar o processo de *spalling* explosivo no concreto, levando-se em consideração a teoria de deformações finitas, capaz de capturar as complexas interações entre os desenvolvimentos no campo térmico, mecânico e de pressão. Essa aproximação permite estimar grandes deslocamentos/rotações/deformações causadas pelo fenômeno, bem como reproduzir o efeito típico de “descamação” no processo de *spalling*, caracterizado por deslocamentos de peças de diferentes dimensões da superfície do concreto.

A figura 3.10 ilustra a malha de elementos finitos utilizada, na qual a conexão entre elementos finitos é feita por meio de elementos de contato tridimensionais. Na figura 3.11 é apresentada a configuração deformada de um pilar de concreto que sofreu *spalling* explosivo na superfície, o que fica evidenciado pela retirada de alguns dos elementos da malha de elementos finitos.

De acordo com os autores, a aproximação se mostrou satisfatória, visto que os resultados numéricos alcançados estão em concordância com outros encontrados na literatura. Adicionalmente, o modelo oferece uma análise mais completa e profunda, pois descreve todo o processo de *spalling* em regime de temperaturas elevadas até a completa falha do material e da estrutura.

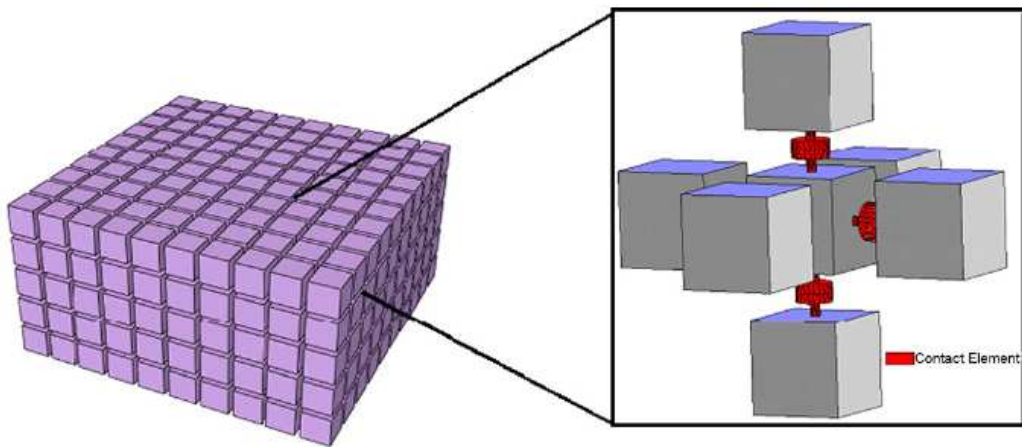


Figura 3.10: Conexão dos elementos finitos através de elementos de contato tridimensionais (Majorana et al., 2009).

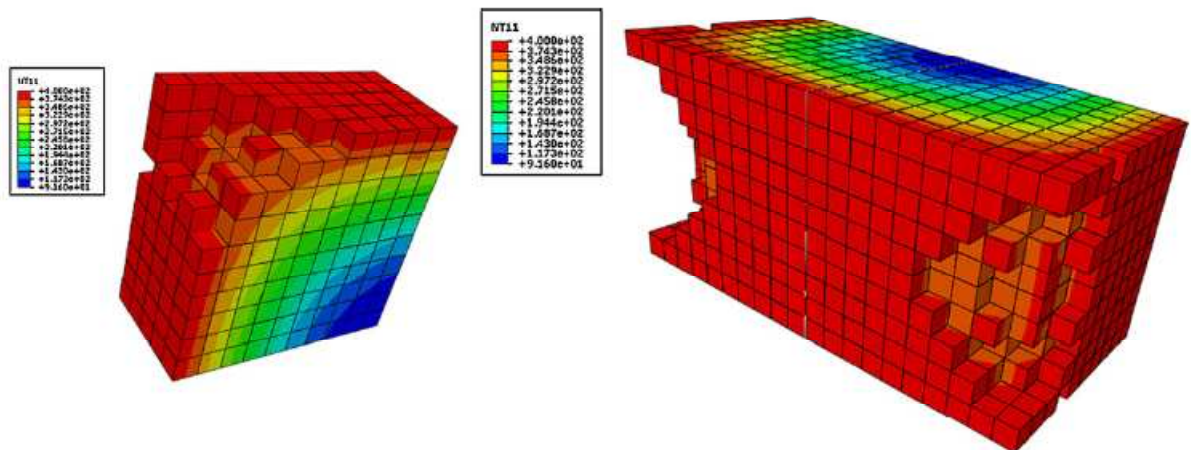


Figura 3.11: Configuração deformada de um pilar de concreto com consideração do processo de *spalling* (Majorana et al., 2009).

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo se efetuou uma revisão acerca da evolução dos modelos de *spalling* explosivo nos últimos 15 anos, evidenciando como foram sendo incorporadas novas e mais sofisticadas abordagens para consideração do fenômeno. Fica claro que existe uma preocupação geral com a necessidade de obter um modelo adequado para consideração do *spalling* explosivo, sem o qual a análise de algumas estruturas de concreto de alta resistência, submetidas a teores de umidade elevados, se torna irreal.

CAPÍTULO 3

Como discutido no capítulo 1, o objetivo principal do trabalho consiste na realização de um conjunto de ensaios que permitam entender melhor quais as condições que desencadeiam a ocorrência do *spalling* explosivo, principalmente associadas ao teor de umidade do concreto. Adicionalmente, busca-se propor um modelo simplificado para consideração do fenômeno, que pudesse ser incorporado aos programas de análise térmica já disponíveis, a fim de melhorar sua capacidade na consideração do *spalling* explosivo.

Nesse sentido, a estratégia experimental adotada para atingir os objetivos é apresentada no capítulo 4, juntamente com a descrição dos vários métodos de ensaio adotados. No capítulo 5 se apresentam e se analisam os dados coletados. Já no capítulo 6 se descrevem as bases para o modelo de *spalling* explosivo criado e implementado no trabalho, para incorporação ao programa VULCAN. Os resultados de algumas simulações efetuadas com o uso do modelo serão apresentados no capítulo 7.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve o programa experimental adotado para atingir os objetivos apresentados no capítulo 1, relativos ao estudo de fatores que influenciam a ocorrência de lascamentos explosivos em concretos de alta resistência. No mesmo, são apresentadas e discutidas as variáveis analisadas em cada uma das fases experimentais do estudo, com uma breve justificativa para a sua escolha. Além disso, são fornecidas as características dos materiais utilizados, bem como apresentados os procedimentos de preparação e ensaio dos corpos de prova.

4.1 DELINEAMENTO DA PARTE EXPERIMENTAL DO TRABALHO

A parte experimental da pesquisa abrangeu as duas primeiras fases do estudo. Antes do início das fases 1 e 2 propriamente ditas foi realizado, ainda, um estudo preliminar, que teve por objetivo avaliar e fixar as características dos materiais que seriam usados na fabricação dos concretos e desenvolver estudos de dosagem dos traços que seriam empregados no decorrer do programa experimental.

Cabe salientar que para viabilizar o estudo, algumas variáveis experimentais importantes tiveram que ser mantidas constantes durante todas as fases, tais como o tipo de cimento, a taxa de aquecimento, o tipo de agregado e o tipo de adição mineral. Os ajustes para definir os valores mais adequados desses parâmetros foram efetuados na fase preliminar.

Dessa forma, o foco do trabalho experimental ficou centrado na determinação da influência na ocorrência do *spalling* explosivo, dos parâmetros teor de umidade, temperatura de exposição e resistência do concreto.

A figura 4.1 mostra, de forma esquemática, o relacionamento entre as várias atividades experimentais.

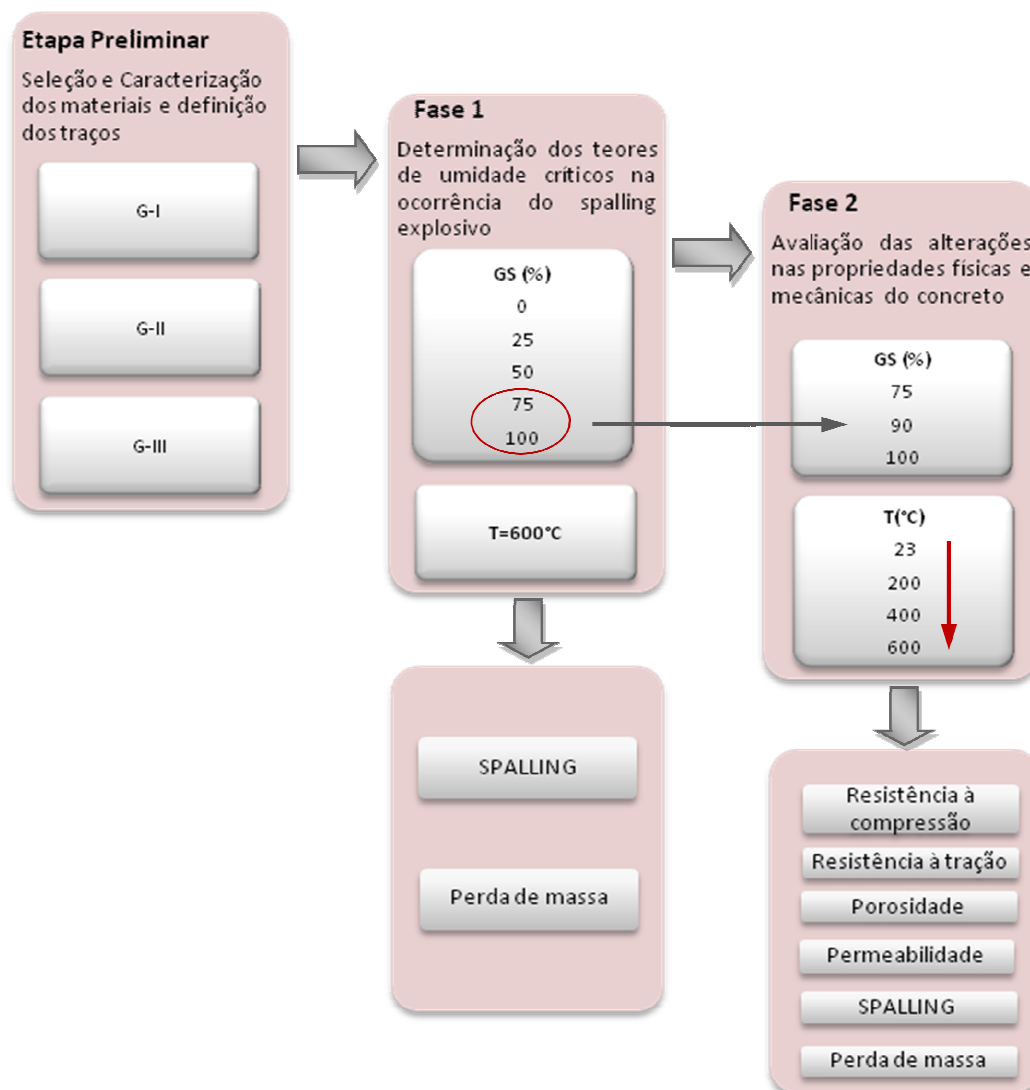


Figura 4.1: Fluxograma do programa experimental.

A Fase 1 do programa experimental envolveu a determinação dos teores de umidade mais conducentes à ocorrência de *spalling* explosivo, em concretos com diferentes relações água/aglomerante (partiu-se da premissa que a variação da relação água/aglomerante iria causar variações importantes na estrutura de poros, modificando o comportamento do material), expostos a 600°C (maior temperatura considerada no estudo). A escolha da faixa de graus de saturação que seriam estudados durante a pesquisa foi efetuada com base nesses resultados, de forma a representar as condições ambientais mais adversas a que o concreto poderia, supostamente, estar exposto.

Na Fase 2 foram ensaiadas amostras de concreto com teores de umidade entre 75% e 100%, expostas a temperaturas variando entre 23°C e 600°C. Buscando assegurar uma adequada quantidade e distribuição de umidade nos corpos de prova antes do aquecimento, foi necessário criar um processo de pré-condicionamento complexo, que envolveu a saturação, secagem parcial e empacotamento dos corpos de prova, para permitir a equalização da umidade em todo o seu volume. Esse processo será descrito em maiores detalhes na seção 4.5.

Nessa fase, para caracterizar as amostras, foram realizados ensaios de porosidade e permeabilidade. Os danos devido ao *spalling* explosivo foram determinados a partir de uma avaliação visual e do controle da perda de massa sofrida pelas amostras. Para caracterizar as propriedades mecânicas residuais do concreto exposto a altas temperaturas, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral.

Os resultados dos ensaios realizados nas fases 1 e 2 do presente trabalho serão apresentados no capítulo 5. Os mesmos serviram de base para a calibração de um modelo teórico de *spalling*, que será apresentado no capítulo 6. No restante desse capítulo são apresentadas, de forma detalhada, informações relacionadas aos materiais e traços empregados, aos procedimentos adotados para cura e condicionamento dos corpos de prova, e aos métodos de ensaio usados nas diversas etapas do programa experimental.

4.2 SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.2.1 Cimento

Utilizou-se, na produção das amostras de concreto, um cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV-ARI), marca Votoran. Suas características físicas, químicas e mecânicas, de acordo com informações fornecidas pelo fabricante, estão apresentadas na tabela 4.1.

4.2.2 Agregado Graúdo

O agregado graúdo utilizado possuía origem basáltica, sendo proveniente da região metropolitana de Porto Alegre/RS. Sua caracterização, apresentada na tabela 4.2, foi realizada com base nas normas

NBRNM248: *Agregados: Determinação da composição granulométrica* (ABNT, 2003) e NM53: *Agregado graúdo: Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água* (ABNT, 2002).

Tabela 4.1: Características físicas, químicas e mecânicas do cimento CPV-ARI (dados do fabricante).

| | Análise do Cimento | Exigência de Norma | NBR |
|---------------------------------------|--------------------|--------------------|----------|
| Finura | | | |
| Resíduo na peneira 75mm [%] | 0,1 | ≤ 6,0 | 11579/91 |
| Área específica [m ² /kg] | 487 | ≥300 | NM 76/98 |
| Tempo de Pega | | | |
| Início [min] | 194 | ≥ 60 | NM65/03 |
| Término [min] | 259 | - | NM65/03 |
| Expansibilidade a quente [mm] | 0,46 | ≤ 5,0 | 11582/91 |
| Massa Específica [g/cm ³] | 2,96 | - | NM23/01 |
| Resistência à Compressão [MPa] | | | |
| 1 dia | 23,1 | ≥ 11 | 7215/96 |
| 3 dias | 33,2 | ≥ 24 | 7215/96 |
| 7 dias | 38,3 | ≥ 34 | 7215/96 |
| 28 dias | 46,7 | - | 7215/96 |
| Propriedades Químicas | | | |
| Perda ao Fogo [%] | 3,6 | ≤ 4,5 | NM18/04 |
| Óxido de Magnésio [%] | 5,66 | ≤ 6,5 | NM14/04 |
| Anidrido Sulfúrico | 3,45 | ≤ 4,5 | NM16/04 |
| Resíduo Insolúvel | 11,8 | 10 à 20 | NM22/05 |

Tabela 4.2: Composição granulométrica do agregado graúdo.

| | Abertura peneira [mm] | % Retida | % Retida Acumulada |
|--|-----------------------|----------|--------------------|
| Granulometria | 19 | 1 | 1 |
| | 12,5 | 49 | 50 |
| | 9,5 | 33 | 83 |
| | 6,3 | 14 | 97 |
| | 4,75 | 2 | 99 |
| | < 4,75 | 1 | 100 |
| Dimensão máxima Característica [mm] | | | 19 |
| Massa Específica Seca [g/cm ³] | | | 2,82 |
| Módulo de finura | | | 6,83 |

4.2.3 Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado foi uma areia média de origem natural, extraída do Rio Jacuí, localizado na região metropolitana de Porto Alegre/RS. Sua caracterização foi realizada segundo procedimento adotado pela norma NBRNM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica (ABNT, 2003) e NBR 9775: Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman (ABNT, 1987), conforme tabela 4.3.

Tabela 4.3: Composição granulométrica do agregado miúdo.

| | Abertura peneira [mm] | % Retida | % Retida Acumulada |
|---------------------------------------|-----------------------|----------|--------------------|
| Granulometria | 4,8 | 0 | 0 |
| | 2,4 | 5 | 5 |
| | 1,2 | 11 | 16 |
| | 0,6 | 24 | 40 |
| | 0,3 | 42 | 82 |
| | 0,15 | 17 | 99 |
| | < 0,15 | 1 | 100 |
| Dimensão máxima Característica [mm] | | 4,8 | |
| Massa Específica [g/cm ³] | | 2,62 | |
| Módulo de finura | | 2,42 | |

4.2.4 Sílica Ativa

Na presente pesquisa se decidiu adicionar sílica ativa nos traços dosados para concreto de alta resistência, pois essa adição tem caráter pozolânico e promove um preenchimento da curva granulométrica na faixa inferior à granulometria do cimento, devido ao tamanho extremamente reduzido de suas partículas (diâmetro médio de 0.1 µm). A combinação desses mecanismos reduz os vazios existentes, resultando no aumento de coesão e compacidade do concreto.

As características físicas e químicas da sílica utilizada, de acordo com dados fornecidos pelo fabricante, estão apresentadas na tabela 4.4.

Tabela 4.4: Características físicas e químicas da sílica ativa.

| | Elementos Químicos | | Resultados [%] | |
|--|--------------------|---|----------------|-------|
| | Testes Químicos | Óxido de Ferro Fe ₂ O ₃ | | |
| Óxido de Cálcio CaO | | | | 0,20 |
| Óxido de Alumínio Al ₂ O ₃ | | | | 0,06 |
| Óxido de Magnésio MgO | | | | 0,48 |
| Óxido de Sódio Na ₂ O | | | | 0,16 |
| Óxido de Potássio K ₂ O | | | | 0,84 |
| Dióxido de Silício SiO ₂ | | | | 95,6 |
| PPC | | | | 2,11 |
| Retido 45 µm | | | | 0,97 |
| | Características | | Resultados | |
| | Testes Físicos | Umidade [%] | | |
| pH | | | | 8,71 |
| Densidade aparente solta [g/cm ³] | | | | 0,28 |
| Massa específica [kg/dm ³] | | | | 2,22 |
| Superfície específica [m ² /g] | | | | 14,20 |

4.2.5 Água

A água utilizada foi proveniente de rede de abastecimento da cidade de Porto Alegre/RS.

4.2.6 Aditivo Superplastificante

O aditivo superplastificante utilizado na pesquisa foi uma formulação com moléculas à base de éter carboxílico modificado, as quais proporcionam à mistura um alto poder de fluidificação e trabalhabilidade. A tabela 4.5 apresenta os dados técnicos fornecido pela fabricante.

Tabela 4.5: Dados técnicos do superplastificante.

| | Características | |
|--------------------------------|-----------------|-----------------|
| | Dados Técnicos | Base química |
| Aspecto | | Líquido viscoso |
| Cor | | Bege |
| Densidade [g/cm ³] | | 1,067 a 1,107 |
| Ph | | 5 a 7 |
| Sólidos [%] | | 38 a 42 |
| Viscosidade | | 95 a 160 cps |

4.3 ESTUDO DE TRAÇOS

As tabelas 4.6 e 4.7 resumem os traços unitários e a proporção das misturas em kg/m^3 , respectivamente, utilizados nas fases 1 e 2. Os traços foram definidos de modo a representar concretos de resistência normal e de alta resistência. Foi utilizada a metodologia de Mehta-Aïtcin (1990) para dosar os concretos de alta resistência e o método do IPT-EPUSP para o concreto de resistência normal.

Tabela 4.6: Traços utilizados na pesquisa.

| Grupos | Proporção de Cimento | Proporção de Sílica Ativa | Proporção de Areia | Proporção de Brita | Relação Água/Agl | % Superplastificante |
|--------|----------------------|---------------------------|--------------------|--------------------|------------------|----------------------|
| G-I | 1 | - | 1,95 | 2,95 | 0,50 | - |
| G-II | 1 | 0,10 | 1,29 | 2,27 | 0,28 | 0,5 |
| G-III | 1 | 0,10 | 1,21 | 2,19 | 0,25 | 0,8 |

Tabela 4.7: Quantitativo de materiais para cada traço (em kg/m^3).

| Materiais | G-I | G-II | G-III |
|--|-------|------|-------|
| Cimento [kg/m^3] | 367 | 493 | 520 |
| Sílica Ativa [kg/m^3] | - | 49 | 52 |
| Agregado Miúdo [kg/m^3] | 716 | 634 | 628 |
| Agregado Graúdo [kg/m^3] | 1083 | 1118 | 1136 |
| Água [l/m^3] | 183,5 | 150 | 140 |
| Superplastificante [kg/m^3] | - | 2,46 | 4,27 |

Como se observa nas tabelas, o traço do grupo G-I representa um concreto de resistência normal. O mesmo foi dosado visando obter uma resistência à compressão aos 28 dias a cerca de 40 MPa. Já os traços dos grupos G-II e G-III representam concretos de alta resistência, dosados para atingir resistências à compressão aos 28 dias mais elevadas, de 70 e 90 MPa, respectivamente.

4.4 PROCEDIMENTOS DE MISTURA E MOLDAGEM

A mistura dos materiais foi realizada em uma betoneira intermitente de queda livre, com eixo inclinado. Os materiais foram dosados em massa, com a seguinte ordem de colocação:

MATERIAIS E MÉTODOS

- 100% agregado graúdo;
- 50% da água;
- 100% do cimento;
- Restante da água;
- 100% sílica ativa;
- 100% do aditivo superplastificante;
- 100% agregado miúdo.

Após a adição do superplastificante, a mistura era mantida em agitação por 2 minutos. Quando todos os componentes já estavam na betoneira, a mistura era agitada por mais 5 minutos. O ensaio de tronco de cone era então realizado, para determinação da consistência do concreto, conforme estabelecido na norma NBRNM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo Abatimento de Tronco de Cone (ABNT, 1998). Na tabela 4.8 são apresentados os valores médios e o desvio-padrão dos valores do abatimento obtidos durante a confecção dos corpos de prova. A figura 4.2 mostra a aparência das matrizes e um resultado de abatimento para o concreto do grupo G-III.

Tabela 4.8: Consistência dos Concretos.

| Grupos | Abatimento [mm] |
|--------|-----------------|
| G-I | 100 ± 2 |
| G-II | 198,3 ± 11,7 |
| G-III | 203,3 ± 11,6 |



Figura 4.2: (a) Procedimento de mistura e (b) Abatimento do concreto.

Após a mistura foram moldados corpos de prova cilíndricos, de dimensões de 100 x 200 mm, de acordo com as recomendações das normas NBR 5738: *Moldagem e cura dos corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto* (ABNT, 1984) e NBR 12821: *Preparação de concreto em laboratório - procedimento* (ABNT, 1993). O processo de compactação foi realizado com auxílio de um vibrador tipo agulha, com diâmetro de 25 mm.

4.5 PROCESSOS DE PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

4.5.1 Procedimento para definição do Grau de Saturação (Fase 1 e Fase 2)

Com o intuito de avaliar a influência do teor de umidade na ocorrência do *spalling* explosivo, foi necessário produzir corpos de prova com graus de saturação diferentes, condição difícil de ser obtida. Para tanto foi necessário adotar o procedimento ilustrado na figura 4.3, composto por cinco diferentes etapas, que foi concebido com o intuito de atingir o grau de saturação requerido em cada corpo de prova. Não existe na literatura procedimento de condicionamento padrão para esse tipo de ensaio.

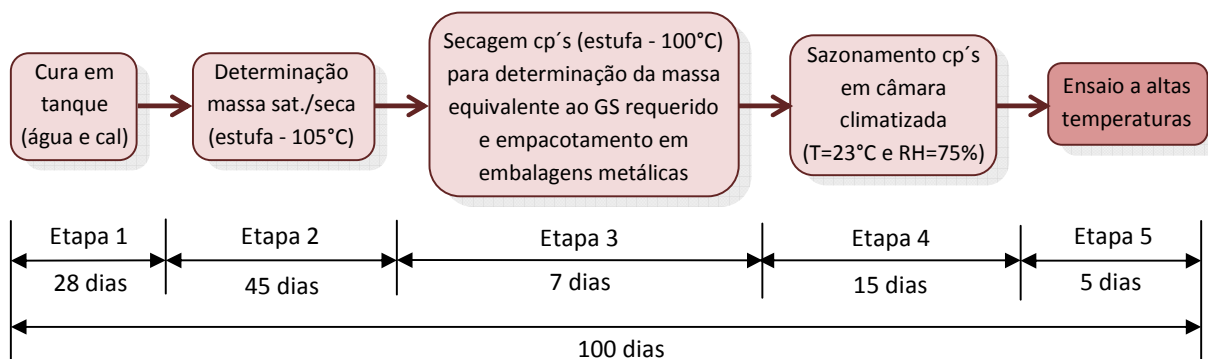


Figura 4.3: Procedimento adotado para controle de umidade.

Na Etapa 1 do procedimento criado, os corpos de prova foram mantidos por 28 dias submersos em um tanque, contendo água saturada com cal para efetuar a cura (vide figura 4.4). Aos 28 dias, se iniciava a Etapa 2, na qual 3 corpos de prova de cada moldagem eram removidos do tanque, secos com um pano para retirada do excesso de água da superfície (estado saturado superfície seca) e pesados para obtenção de sua massa saturada, conforme indicado na figura 4.5. Logo após, os corpos de prova foram levados à uma estufa, onde eram mantidos a uma temperatura de 105°C, sendo pesados periodicamente

MATERIAIS E MÉTODOS

até que se obtivesse constância de massa (condição considerada como sendo uma diferença de 0,1% entre duas leituras consecutivas em 24 horas).



Figura 4.4: Cura dos corpos de prova em tanque com água e cal.



Figura 4.5: Determinação da massa saturada e seca por secagem em estufa.

A duração da etapa 2 foi em torno de 30 a 45 dias, sendo mais longa para os concretos de maior resistência, como esperado. Após a secagem, os corpos de prova foram pesados para determinação da massa seca.

Na Etapa 3, de posse dos valores de massa seca (0%) e saturada (100%), foi possível determinar a quantidade de água que seria necessário retirar dos corpos de prova remanescentes para que se atingissem os graus de saturação desejados. O grau de saturação era controlado a partir do uso da equação 4.1.

$$\text{Grau de saturação GS (\%)} = \frac{\text{massa}_{\text{água}}}{\text{massa}_{\text{saturada}} - \text{massa}_{\text{seca}}} * 100 \quad (4.1)$$

Com os valores das massas a serem atingidas para cada um dos corpos de prova (para cada grau de saturação) e com os valores de seus respectivos pesos saturados, iniciou-se o processo de secagem dos mesmos em uma estufa mantida a uma temperatura de 100°C (figura 4.6(a)). Durante esse período, os corpos de prova que deveriam ter grau de saturação de 100% permaneceram submersos no tanque, pois se desejava que todas as amostras fossem ensaiadas na mesma idade.

Quando os corpos de prova alcançavam o peso desejado (equivalente ao um determinado GS requerido), iniciava-se o processo de empacotamento dos mesmos em embalagens metálicas (figura 4.6(c)), que dispunham de um zíper para fechamento (figura 4.6(b)).

Esse cuidado foi tomado porque o processo de secagem, obviamente, provoca uma perda de umidade mais intensa na superfície do corpo de prova, deixando o interior da amostra mais úmido. A falta de homogeneidade na saturação poderia alterar a resposta à elevação de temperatura. Para reduzir o efeito, após o empacotamento, os corpos de prova foram armazenados em ambiente climatizado por um período de 15 dias, para permitir que se restaurasse, pelo menos em parte, o equilíbrio de umidade interna das amostras.

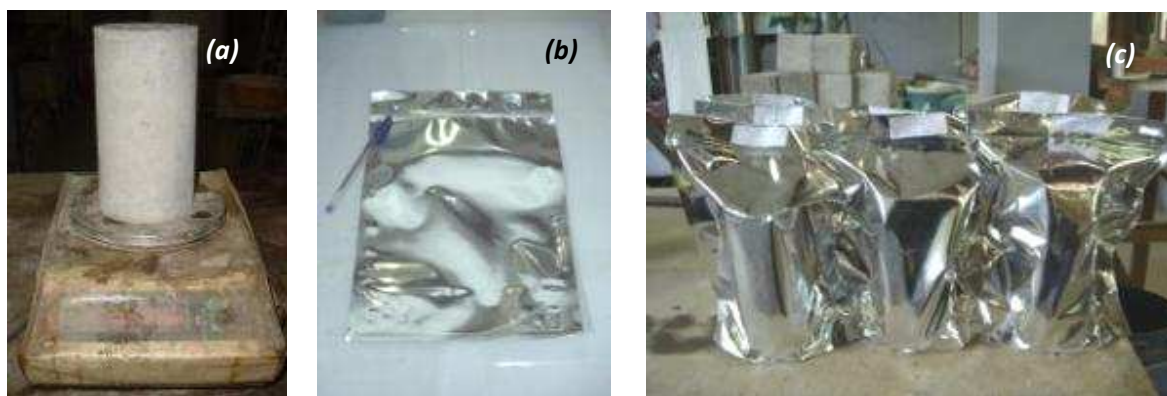


Figura 4.6: (a) Controle de massa em função do grau de saturação estabelecido, (b) aspecto das embalagens metálicas e (c) processo de empacotamento dos corpos de prova.

Dessa forma, a Etapa 4 consistiu no sazonalamento dos corpos de prova em câmara climatizada, com controle de temperatura ($T=23^{\circ}\text{C}$) e umidade ($\text{RH}=75\%$) até o dia do ensaio a altas temperaturas, como se observa na figura 4.7.



Figura 4.7: Sazonamento dos corpos de prova em ambiente controlado.

No início da Etapa 5, os corpos de prova foram retirados da câmara climatizada e novamente pesados, para verificação de possíveis falhas no fechamento da embalagem. O fechamento não adequado poderia permitir perda ou ganho de umidade da amostra e, por consequência, não representar o teor de umidade requerido para a análise. Após a verificação das massas, os grupos de corpos de prova com diferentes graus de saturação eram levados ao forno elétrico e submetidos aos patamares de temperatura de exposição estabelecidos no presente estudo.



Figura 4.8: Posicionamento dos corpos de prova no forno elétrico.

4.5.2 Procedimento de preparação para Ensaio de Porosidade (Fase 2)

Após os ciclos de aquecimento e resfriamento dos corpos de prova, o procedimento indicado na figura 4.9 foi adotado para obtenção de amostras para determinação do volume e distribuição de tamanho de poros.

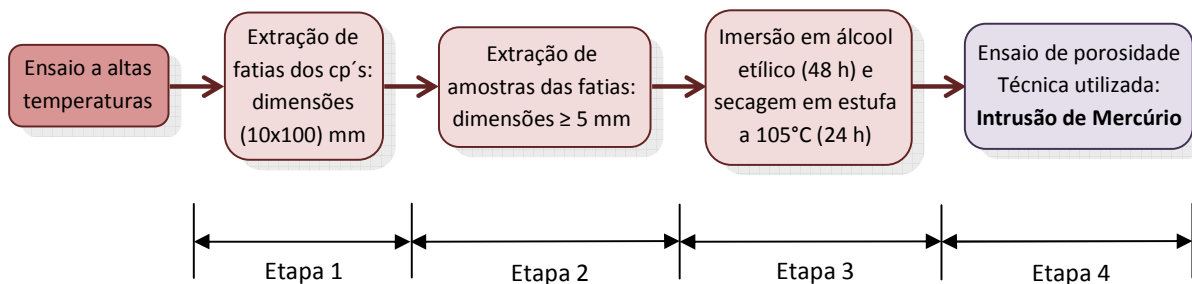


Figura 4.9: Procedimento adotado na preparação das amostras de porosidade.

A Etapa 1, ilustrada na figura 4.10, consistiu na extração de cilindros ou fatias dos corpos de prova, com diâmetros de 100 mm e espessuras não superiores a 10 mm.



Figura 4.10: Extração de cilindros do corpo de prova após a exposição ao calor.

Na etapa 2 foram extraídas amostras de argamassa da parte central das fatias, com dimensões não inferiores a 5 mm. A seguir, na Etapa 3, essas amostras eram colocadas em um recipiente contendo álcool etílico por 48 horas, para remoção da água de poros (figura 4.11(a)) para, posteriormente, serem levadas à estufa em temperatura de 105°C, onde permaneciam por 24 horas (figura 4.11(b)). Em seguida, as amostras eram colocadas em sacos plásticos, catalogadas (de acordo com os patamares de temperatura e grau de saturação especificados) e armazenadas no dessecador, para posterior envio das mesmas ao Laboratório de Mineralogia da ABCP.

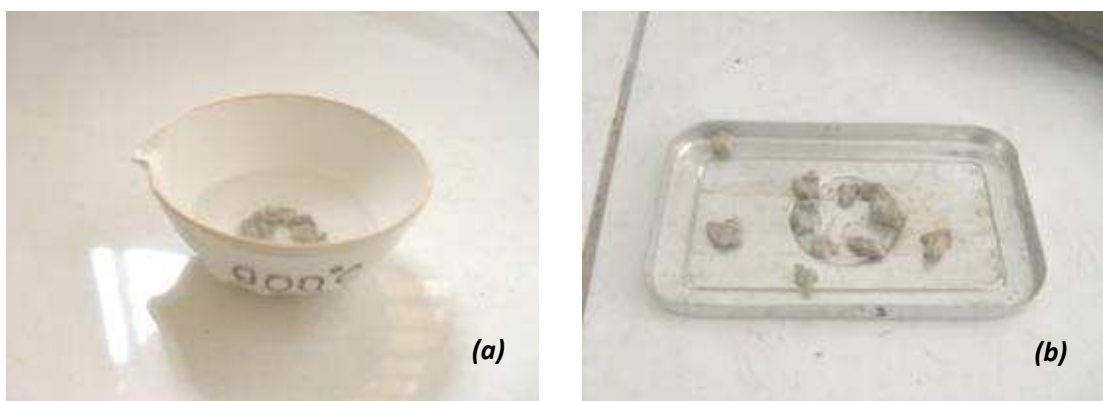


Figura 4.11: Amostras para ensaio de porosidade: (a) imersão em álcool etílico e (b) secagem em estufa.

Finalmente, na Etapa 4, foram realizados, na ABCP, em São Paulo, os ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio para caracterização de aspectos relacionados à estrutura porosa do concreto. A partir dos dados coletados, foi possível obter a porosidade cumulativa e a porosidade incremental das amostras com diferentes graus de saturação, submetidos a diferentes patamares de temperatura.

4.5.3 Procedimento de preparação para Ensaio de Permeabilidade (Fase 2)

A preparação dos corpos de prova para a determinação do coeficiente de permeabilidade foi realizada no Laboratório de Furnas em Goiânia, sendo adotado o seguinte procedimento:

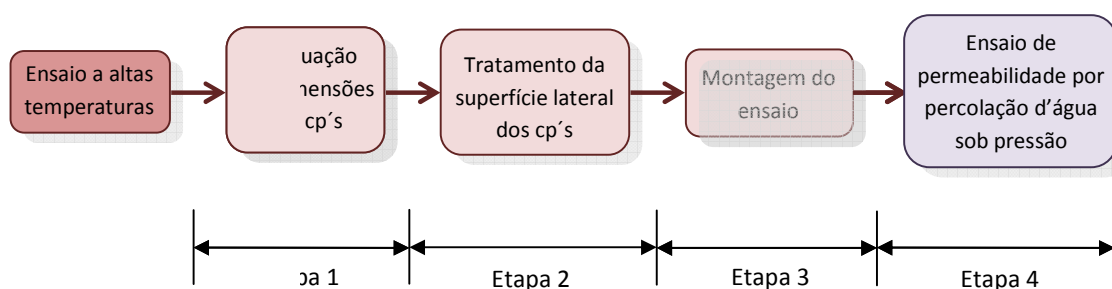


Figura 4.12: Etapas adotadas para ensaio de permeabilidade (Laboratório de FURNAS).

A Etapa 1 consistiu na adequação das dimensões dos corpos de prova, ou seja, seus topos foram serrados, de modo a garantir que a relação entre altura e diâmetro da amostra fosse unitária (figura 4.13).

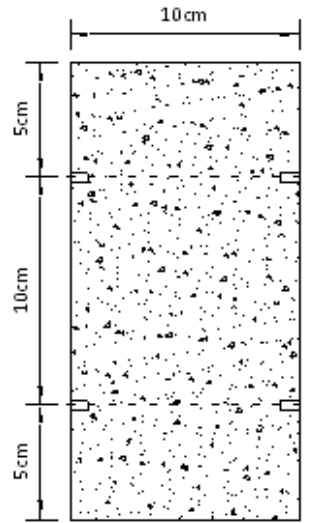


Figura 4.13: Obtenção da amostra a ser ensaiada.

Na etapa seguinte (Etapa 2), foi realizado um tratamento na superfície lateral dos corpos de prova. Inicialmente, suas geratrizes foram escafiadas, utilizando-se a técnica de apicoamento com agulhas de aço sob pressão de ar comprimido (figura 4.14(a)). Em seguida, tanto a superfície lateral das amostras como as paredes internas da campânula foram pintadas com um impermeabilizante, formado por um preparado a base de asfalto oxidado e breu (figura 4.14(b)). Essa pintura deve ser realizada após uma cuidadosa limpeza do corpo de prova, com vistas a proporcionar uma boa aderência do asfalto/breu à superfície da amostra, garantindo a selagem lateral. O breu deve ser usado, ainda, para preencher o espaço anelar entre o corpo de prova e a campânula.

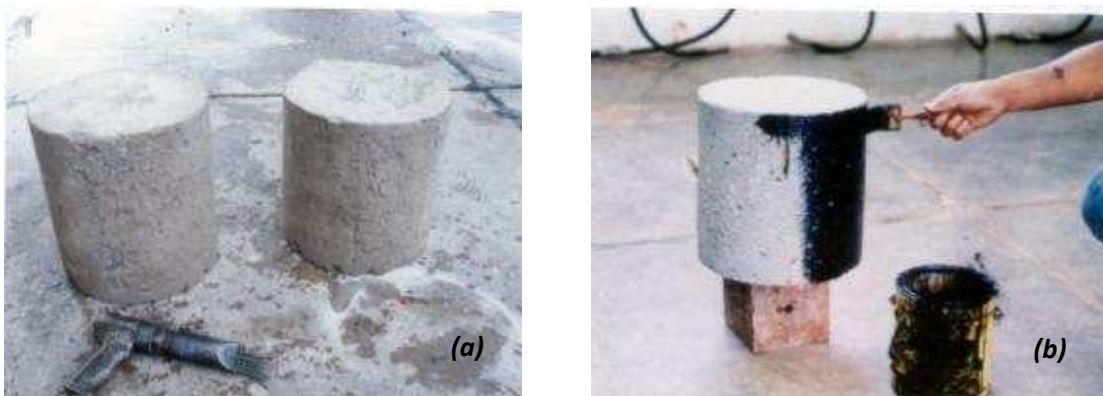


Figura 4.14: Tratamento da superfície lateral dos corpos-de-prova (a) agulhas de aço para o apicoamento sob pressão de ar comprimido e (b) pintura da superfície lateral do corpo-de-prova com impermeabilizante.

MATERIAIS E MÉTODOS

Com o corpo de prova já devidamente impermeabilizado, passa-se para a Etapa 3, que consiste na montagem do ensaio propriamente dito. Primeiramente, a amostra é assentada em uma pasta de gesso-cimento, colocada no anel inferior da campânula (figura 4.15(a)). Em seguida, a mistura asfalto/breu, já previamente aquecida e mantida entre 250 e 270°C, é usada para preencher os espaços vazios entre o corpo de prova e a campânula. A aplicação da mistura foi realizada em cinco camadas, agitando-se o conjunto e introduzindo-se alternadamente um fio rígido metálico no fluido, para evitar o aprisionamento de bolhas de ar no vedante (figura 4.15(b)).

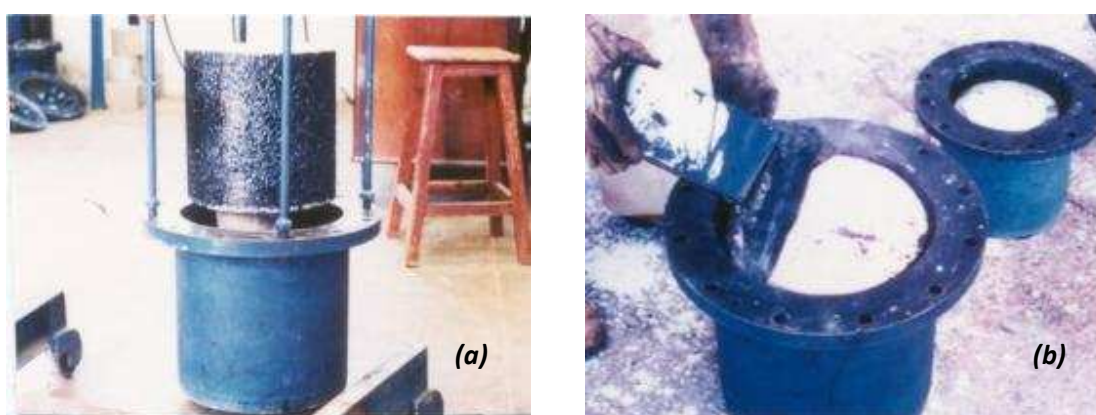


Figura 4.15: Montagem do ensaio: (a) introdução do corpo-de-prova na campânula e (b) aplicação da mistura asfalto oxidado e breu.

Antes do acoplamento da tampa da campânula, colocou-se uma manta de algodão ou estopa, com espessura de aproximadamente 1 cm, na face superior do corpo de prova, para que possíveis impurezas contidas na água pudessem ser filtradas. Sobre a manta de algodão foi colocada uma camada de cascalho passante na peneira 9,5 mm e retida na peneira 4,8 mm. Sobre a mesma, colocou-se uma nova camada de cascalho passante na peneira 50 mm, mas retida na peneira 38 mm. As camadas de cascalho mencionadas atuam como filtros.

Antes do fechamento final da campânula, colocou-se uma fita adesiva do tipo alta-tensão, de 19 mm de largura, sobre a superfície de contato do cilindro com a tampa. A fita pode ser cortada e colocada à superfície, utilizando-se cola plástica comum. Após ser prensada pela tampa da campânula, a fita se funde e age como um vedante adicional (figura 4.16).

Após a preparação das amostras e montagem do ensaio, foi realizado o ensaio de permeabilidade, de acordo com *NBR 10786: Concreto Endurecido – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade a Água* –

Método de Ensaio (ABNT, 1989), que teve uma duração de cerca de 40 dias para cada corpo de prova (figura 4.17).



Figura 4.16: Preenchimento e vedação da campânula.



Figura 4.17: Ensaio de permeabilidade.

4.5.4 Procedimento de preparação para análise e classificação do *spalling*

A identificação e classificação do *spalling* foram realizadas de acordo com o procedimento a seguir:

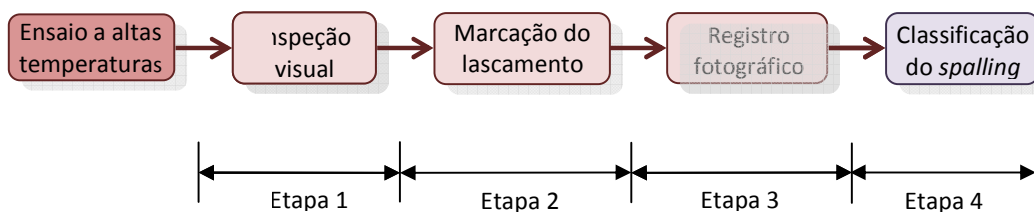


Figura 4.18: Procedimento adotado para classificação do *spalling*.

A etapa 1 consistiu na inspeção visual dos corpos de prova, após a exposição a altas temperaturas, com o intuito de localizar os pontos ou seções de ruptura decorrentes da ocorrência de lascamentos explosivos no material. A etapa seguinte (etapa 2) consistiu em realizar a delimitação das áreas danificadas pelas rupturas explosivas, por meio da marcação da superfície com um pincel atômico. Na etapa 3, os corpos de prova foram fotografados, com a finalidade de registrar a ocorrência do fenômeno. Por fim, os mesmos receberam uma classificação, de acordo com o grau de severidade apresentado pela ruptura, como detalhado no item 4.6.3.

4.6 ENSAIOS EMPREGADOS

4.6.1 Metodologia de Aquecimento (Fase 1 e Fase 2)

A exposição dos corpos de prova a altas temperaturas foi realizada com auxílio de um forno elétrico com grande capacidade de aquecimento (até 1050°C), que pode ser visualizado na figura 4.19. A programação do mesmo foi efetuada para simular uma taxa de aquecimento de 27.4°C/min, valor que se encontra em conformidade com as observações feitas por Anderberg (2003c), referente à taxa média de acréscimo de temperatura, prevista na curva de incêndio-padrão da ISO 834, para os primeiros 30 minutos.



Figura 4.19: Forno elétrico utilizado nos ensaios em altas temperaturas.

Uma vez atingidos os patamares de temperatura pré-estabelecidos, os corpos de prova foram mantidos nesses patamares por 120 minutos, para garantir que toda a amostra atingisse o nível de temperatura especificado. Após esse período, o forno era desligado e os corpos de prova resfriavam naturalmente, até o dia seguinte, quando eram retirados para início dos ensaios de resistência ou coleta de amostras para os ensaios de porosidade e permeabilidade.

4.6.2 Perda de massa (Fase 1 e Fase 2)

O ensaio de perda de massa consistiu, basicamente, em pesar os corpos de prova antes e após a exposição e elevadas temperaturas, em uma balança previamente calibrada, registrando as variações.

4.6.3 Grau de Severidade do *Spalling* (Fase 1 e Fase 2)

Para classificar a severidade de ocorrência do fenômeno, em termos de danos observados no material, foi adotada uma classificação para o *spalling*, montada a partir de outras classificações propostas na literatura (Malhotra, 1984; Ali et al., 2004). A tabela 4.9 mostra as categorias de classificação.

Tabela 4.9: Classificação do *spalling*.

| Classificação do <i>spalling</i> | Ruídos | Tipo de fragmentação | Grau de severidade |
|---|------------------------------|--|---------------------------|
| Grau 1 | Estalos de baixa intensidade | Destacamento superficial de pequenas regiões da amostra | baixo |
| Grau 2 | Estalos de média intensidade | Destacamento superficial envolvendo regiões maiores da amostra | médio |
| Grau 3 | Estrondo forte | Explosiva (ruptura de parte da amostra) | alto |

Para a classificação do *spalling* foram adotadas as seguintes definições:

- **Grau 1:** formação de pequenos sulcos na superfície do corpo de prova;
- **Grau 2:** surgimento de zonas fragmentadas na superfície do corpo de prova, principalmente, em cantos e/ou arestas;
- **Grau 3:** lascamento explosivo acompanhado de separação e/ou rompimento de grande parte do corpo de prova.

4.6.4 Resistência à compressão simples (Fase 2)

A resistência à compressão do concreto é a propriedade usualmente utilizada para fins de controle de qualidade do material. No caso de um incêndio, o incremento de temperatura provoca a redução da resistência à compressão devido a transformações físicas e químicas que ocorrem nos constituintes do concreto. Desse modo, buscando avaliar de maneira adequada o comportamento do concreto submetido a altas temperaturas, adotou-se a resistência à compressão como uma das variáveis de resposta. Para tanto se determinou a resistência mecânica residual dos concretos expostos a diferentes patamares de temperatura. Os ensaios foram realizados 24 horas após o aquecimento, em uma prensa hidráulica Shimadzu com capacidade de 200 tf. Os procedimentos adotados para a realização do ensaio seguiram as recomendações da norma brasileira *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos* (ABNT, 2007). 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, de dimensões 10 x 20 cm.

4.6.5 Resistência à tração por compressão diametral (Fase 2)

De acordo com diversos autores (Anderberg, 1997; Kalifa et al., 2000; Kodur, 2001; Li et al., 2001; Zeiml et al., 2005), o lascamento explosivo ocorrerá se a pressão de vapor, possivelmente em combinação com as tensões térmicas e mecânicas atuantes, for maior que a resistência à tração do concreto. Dessa forma, por estar diretamente ligada ao fenômeno do lascamento explosivo no concreto, a resistência à tração foi escolhida como uma das variáveis de resposta no presente estudo.

Como no caso da resistência à compressão, os ensaios foram realizados 24 horas após o aquecimento, em uma prensa hidráulica Shimadzu de 200 tf. Os procedimentos de ensaio foram adotados conforme os estabelecidos pela norma brasileira *NBR 7222: Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos* (ABNT, 1994). A partir da média de resultados obtidos em três corpos de prova, obteve-se o cálculo da resistência à tração, para diferentes patamares de temperatura.

4.6.6 Porosimetria por intrusão de mercúrio (Fase 2)

Conforme já discutido anteriormente, a porosidade é um dos parâmetros que mais influenciam a ocorrência de lascamentos explosivos no concreto. Em geral, existe uma relação fundamental e inversa

entre a porosidade (fração de volume de vazios) e a resistência à compressão. Sob ação de altas temperaturas, a relação torna-se ainda mais evidente, visto que, enquanto há um decréscimo de resistência do material com o aumento de temperatura, há um aumento considerável de sua porosidade.

Para medir esse parâmetro, foi utilizada a técnica de porosimetria por Intrusão de Mercúrio que tem por base o fato de que o mercúrio se comporta como um fluido não-molhante em relação à maioria das substâncias. Por consequência, não penetra espontaneamente em pequenos furos ou fissuras do material, a menos que seja aplicada uma pressão sobre o mesmo.

Para o ensaio, as amostras retiradas dos corpos de prova submetidos a altas temperaturas foram colocadas em um recipiente dotado de um capilar, sendo aplicado vácuo sobre o conjunto para retirar o ar. O recipiente e o capilar foram então totalmente preenchidos com mercúrio. Aumentando a pressão sobre o líquido, o mercúrio começa a penetrar nos poros da amostra reduzindo seu nível no capilar. Registrando-se a redução do nível de mercúrio no capilar juntamente com a pressão aplicada, é possível obter uma curva porosimétrica, cujos resultados informam o volume de poros de material que foi penetrado pelo mercúrio em certo nível de pressão.

4.6.7 Coeficiente de Permeabilidade (Fase 2)

A permeabilidade também é considerada como um dos parâmetros chaves na ocorrência do fenômeno de *spalling* explosivo, principalmente em concretos com matriz cimentícia densificada. Com o incremento de temperatura, a baixa permeabilidade do material dificulta a saída de gases quentes para a atmosfera, provocando o acúmulo de pressão nos poros do concreto.

Nesse ensaio buscou-se determinar o coeficiente de permeabilidade do concreto em diferentes patamares de temperatura. O método de percolação d'água sob pressão foi adotado, seguindo os requisitos estabelecidos pela norma brasileira *NBR 10786: Concreto Endurecido – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade a Água – Método de Ensaio* (ABNT, 1989). A partir dos dados coletados, foi possível calcular o coeficiente de permeabilidade, a partir da média dos resultados de duas amostras.

4.7 FASE 1: DETERMINAÇÃO DOS TEORES DE UMIDADE CRÍTICOS NA OCORRÊNCIA DO *SPALLING* EXPOSIVO

Este item descreve a elaboração da primeira etapa (Fase 1), a qual apresentou caráter exploratório e tinha por objetivo determinar os teores de umidade, considerados como críticos, na ocorrência do *spalling* explosivo. Ressalta-se que a escolha dos teores foi realizada de modo a representar diversas condições ambientais, as quais o concreto, por hipótese, poderia estar sujeito. Acredita-se ainda que outras combinações de teores possam ser realizadas, possibilitando um comportamento mais detalhado sobre a influência do teor de umidade no fenômeno. No entanto, considera-se que os teores estudados foram suficientes para alcançar o objetivo principal, que consistia em determinar a relação dependente entre a frequência do *spalling* explosivo, o teor de umidade e a resistência do concreto.

4.7.1 Procedimento Adotado

Após a definição dos traços envolvidos na pesquisa, foram estabelecidos, inicialmente, 5 níveis de grau de saturação, para a determinação dos teores de umidade críticos, de acordo com o fluxograma apresentado na figura a seguir.

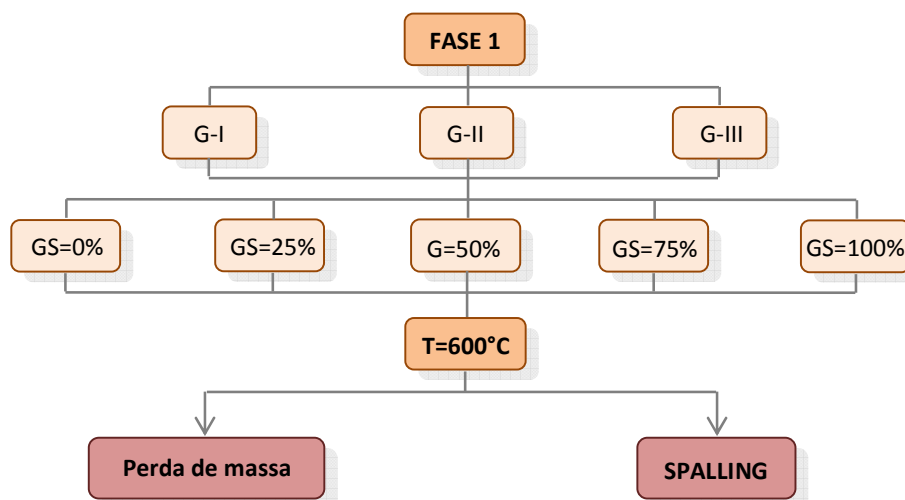


Figura 4.20: Fluxograma da Fase 1.

Para cada grau de saturação especificado, três corpos de prova eram ensaiados a temperatura de 600°C. A justificativa para a escolha desse patamar de temperatura foi feita a partir de estudos preliminares. Observou-se que as fragmentações explosivas, quando ocorriam, se manifestavam somente em

temperaturas superiores ou iguais a 600°C. Desse modo, adotou-se o respectivo patamar de temperatura para determinar a relação entre *spalling* explosivo e teor de umidade crítico.

Durante a exposição a 600°C, também se observou quanto tempo, após o início do ensaio, se ouviam os primeiros ruídos e com que intensidade os mesmos aconteciam. Em paralelo, anotava-se a temperatura do forno, na qual se escutavam os ruídos.

Após os ciclos de aquecimento e resfriamento, os corpos de prova passavam por inspeção visual e marcação, de modo a localizar as fragmentações explosivas no material. A seguir, os corpos de prova eram novamente pesados para se avaliar a perda de massa causada pela ocorrência do fenômeno.



Figura 4.21: Inspeção visual dos corpos de prova e marcação das fragmentações explosivas.

4.8 FASE 2: AVALIAÇÃO DAS ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO COM A ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA

De posse dos resultados da primeira fase, que permitiam determinar os teores de umidade críticos na ocorrência do *spalling* explosivo, três teores de umidade e quatro patamares de temperatura foram selecionados para a segunda fase do presente estudo, que visou investigar as alterações nas propriedades físicas e mecânicas do concreto quando submetido a elevadas temperaturas.

4.8.1 Procedimento Adotado

A partir dos resultados obtidos na fase 1, observou-se que os corpos de prova do grupo G-I não apresentavam comportamento explosivo, mesmo quando totalmente saturados (GS=100%), que foi o grau de saturação considerado como o mais crítico nesta fase. Com referência ao grupo G-II, constatou-se, claramente, que o *spalling* se manifestava somente em corpos de prova com grau de saturação de 100%. Finalmente, no grupo G-III, o fenômeno foi visualizado nos graus de saturação de 75% e 100%.

Desse modo, foi estabelecida uma nova configuração para os teores de umidade nesta fase. Além dos graus de saturação de 75% e 100%, foi definido um valor intermediário entre estes dois valores limitantes. A opção foi pela utilização do grau de saturação equivalente a 90%, que representa uma condição quase saturada do material.

Para se avaliar as alterações nas propriedades macroestruturais do concreto, em decorrência da elevação da temperatura, foram estabelecidos quatro patamares de temperatura: 23°C, 200°C, 400°C e 600°C. Optou-se por limitar a temperatura em até 600°C, visto que, em estudos preliminares, as fragmentações explosivas foram observadas nesse patamar de temperatura, conforme comentado no item 4.7. Logo, a figura 4.22 apresenta o novo planejamento experimental, definido a partir da análise dos dados coletados na fase 1.

Ressalta-se que, no grupo G-I, foram ensaiados somente corpos de prova com grau de saturação iguais a 100%, visto que não foram observadas rupturas explosivas, mesmo quando os mesmos se encontravam na condição totalmente saturada (situação crítica de saturação).

Definidos os novos teores de umidade e os patamares de temperatura, a segunda fase teve como objetivo investigar a influência de parâmetros críticos, tais como teor de umidade, temperatura de exposição e resistência do material, nas propriedades físicas e mecânicas do concreto, assim como na ocorrência de *spalling* explosivo e, conseqüentemente, na perda de massa.

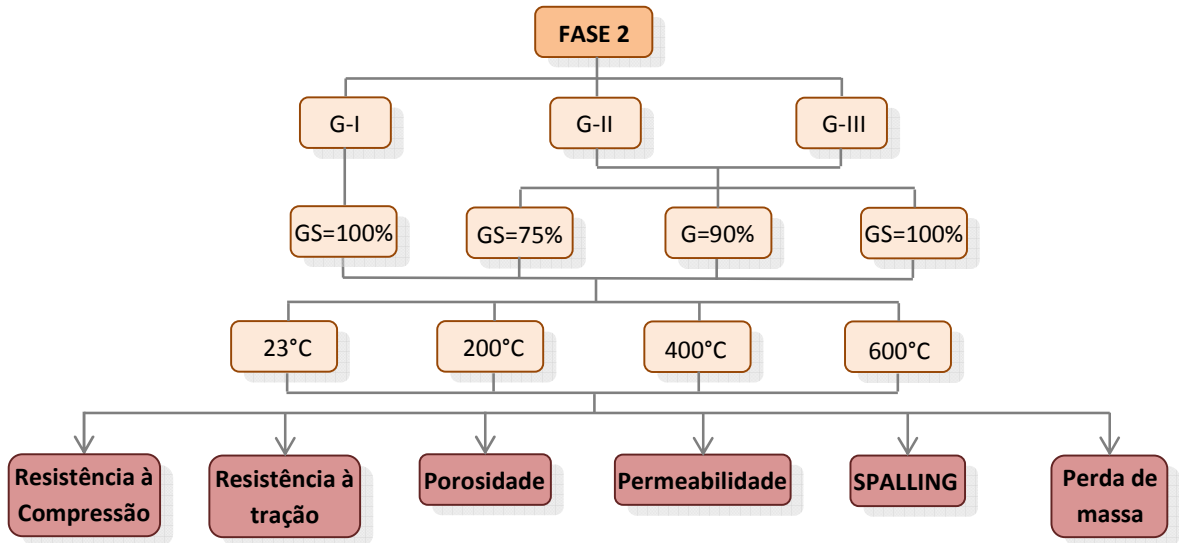


Figura 4.22: Fluxograma da Fase 2.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os dados extraídos dos ensaios descritos no capítulo 4 (programa experimental). No decorrer das seções são discutidos os efeitos das diversas variáveis de estudo sobre o *spalling* explosivo, estabelecendo comparações com os resultados obtidos nas amostras ensaiadas em temperatura ambiente.

Inicialmente, são apresentados os resultados correspondentes à Fase 1 do programa experimental, que teve por finalidade determinar os teores de umidade críticos que conduzem à ocorrência do *spalling* explosivo em diferentes traços de concreto. Posteriormente, são apresentados os resultados obtidos na Fase 2 do programa experimental, que visou avaliar as alterações provocadas nas propriedades de concretos com diferentes relações água/aglomerante, tanto pelo grau de saturação como pela elevação da temperatura, assim como estabelecer uma relação entre o teor de umidade, grau de severidade e frequência de *spalling* nas amostras aquecidas.

Vale salientar que na Fase 2, o estudo foi dividido em duas etapas. Primeiramente, são apresentados e comparados os resultados obtidos nos grupos G-II e G-III (concreto de resistência alta e muito alta), para os vários patamares de temperatura e graus de saturação previamente determinados. Em um segundo momento, são interpretados e comparados os dados obtidos de todos os grupos (G-I, G-II e G-III), somente na condição saturada (GS=100%). A justificativa para esta divisão se dá em razão do fato de o grupo G-I (concreto de resistência normal) ser formado somente por corpos de prova com grau de saturação de 100%. Conforme já mencionado no capítulo 4, este traço não apresentou comportamento explosivo na primeira fase do programa experimental, mesmo na condição totalmente saturada (GS=100%). Dessa maneira, na fase 2, optou-se por ensaiar as amostras do grupo G-I apenas na condição saturada, que é considerada como a mais crítica em altas temperaturas. Portanto, os grupos G-II e G-III serão analisados em conjunto, considerando-se os efeitos dos diferentes graus de saturação, enquanto que a comparação entre os grupos G-I, G-II e G-III será feita somente no grau de saturação de 100%.

Para a realização das análises de variância multifatorial (ANOVA) foi utilizado o software *Statistica*, versão 6.0. Cabe salientar que, antes da realização da análise estatística, os dados coletados passaram, inicialmente, por um tratamento de espúrios, com vistas a identificar e eliminar valores considerados como atípicos. Uma listagem com todos os dados coletados se encontra nos Anexos 1 a 10 do presente trabalho.

5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA FASE 1

A primeira fase, conforme descrito no capítulo 4, apresentou caráter exploratório e teve como objetivo principal determinar os teores de umidade críticos na ocorrência do *spalling* explosivo em diferentes traços de concreto. Salienta-se que além da registrar a ocorrência e extensão dos deslocamentos, as amostras foram pesadas antes e após a exposição a altas temperaturas, para obtenção da perda de massa.

5.1.1 Determinação dos teores de umidade críticos

Para determinação dos teores de umidade críticos, três amostras foram ensaiadas, por grau de saturação, totalizando um total de 15 amostras por grupo. Nesta análise foram observados o tempo, temperatura do forno e grau de severidade dos deslocamentos nas amostras, que eram catalogados de acordo com a intensidade dos ruídos, principalmente, durante os primeiros 30 minutos de ensaio em altas temperaturas. Optou-se por dar maior ênfase a este intervalo de tempo, pois muitos pesquisadores na área registraram que o *spalling* explosivo se manifesta, normalmente, nos primeiros 30 minutos de ensaio (MALHOTRA, 1984; KHOURY e ANDERBERG, 2000; KHOURY, 2000).

Com referência à intensidade dos ruídos, foram observados dois tipos de som: estalos de baixa intensidade, similares a um som de pipocamento, e explosões violentas, com grande liberação de energia. Visto que durante o aquecimento, a porta do forno permanecia fechada, a classificação da intensidade do *spalling* só pôde ser feita após o resfriamento (no dia posterior ao ensaio).

O anexo 10 apresenta os dados detalhados acerca do tempo, temperatura do forno e grau de severidade do *spalling* para cada um dos traços estudados. De maneira geral verificou-se que, tanto os ruídos de pipocamento quanto de lascamento explosivo, ocorreram após os primeiros 15 minutos de ensaio,

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

todavia, não ultrapassaram o tempo de 30 minutos, salvo algumas exceções nas quais foram ouvidos pequenos estalos após 1 hora de ensaio.

Quanto ao grau de severidade do *spalling*, as amostras passaram por inspeção visual após o ensaio e foram classificadas de acordo com o nível de dano apresentado, usando a escala descrita no capítulo 4. A figura 5.1 mostra algumas imagens de corpos de prova enquadrados em cada uma das categorias de classificação.

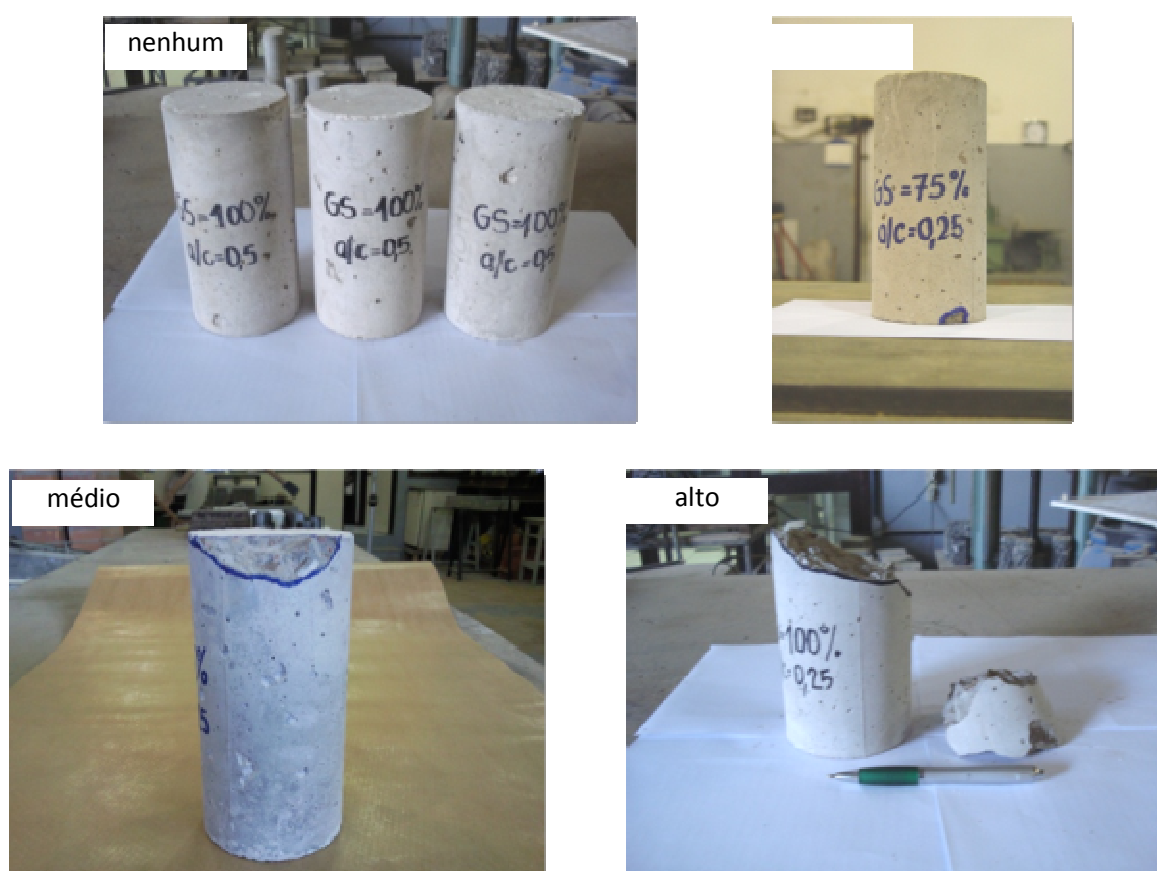


Figura 5.1: Classificação do *spalling* de acordo com o dano sofrido pelo material.

Com a análise visual foi possível determinar, para cada grau de saturação, a percentagem de corpos de prova que sofreram danos. As figuras 5.2 (a) e (b) apresentam os resultados obtidos para os grupos G-II e G-III, respectivamente, nos graus de saturação de 75 e 100%. As amostras com saturação menor (0%, 25% e 50%) não apresentaram sinais de fragmentação térmica após o aquecimento. Na figura 5.2 (a) é possível notar que o grupo G-II não sofreu *spalling* no grau de saturação de 75% e que apenas 1/3 das amostras, em condição saturada, apresentaram lascamento explosivo. Já no grupo G-III, o *spalling*

ocorreu de maneira mais intensa, principalmente nas amostras com grau de saturação de 100%. Isto comprova, como esperado, que os concretos mais densos são mais suscetíveis ao fenômeno.

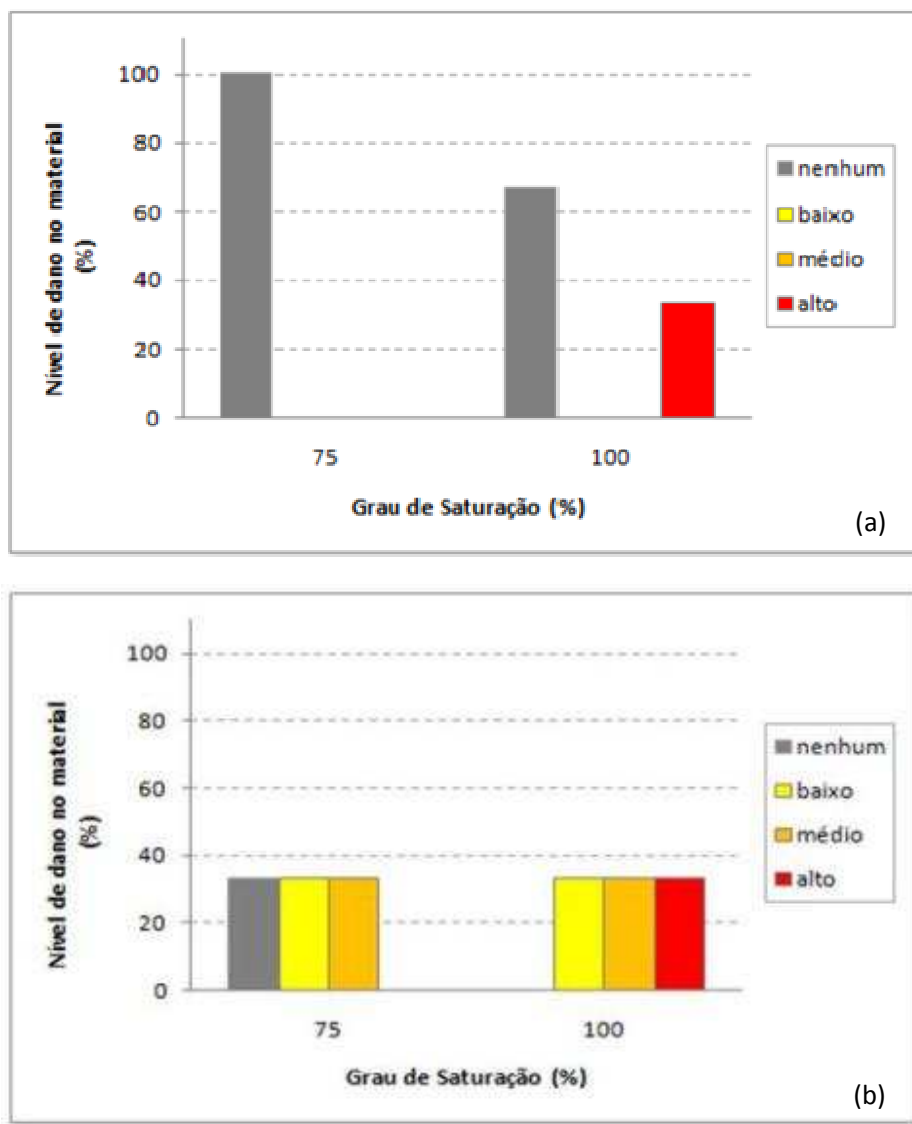


Figura 5.2: Nível de dano alcançado pelo material x grau de saturação: (a) G-II e (b) G-III.

A tabela 5.1 contém todos os resultados obtidos na fase 1. Os valores apresentados representam a porcentagem de amostras que sofreram *spalling*, independente do nível de dano apresentado pelo material. Examinando a tabela, observa-se que as amostras do grupo G-I (concreto de resistência normal) não apresentaram nenhum tipo de dano por *spalling*, mesmo quando submetidas a um grau de saturação de 100%. Elaborada com base nos dados da tabela 5.1, a figura 5.3 ilustra a relação existente

entre a frequência de *spalling*, o teor de umidade e resistência do concreto nas amostras submetidas a uma temperatura máxima de 600°C.

Tabela 5.1: Frequência de *spalling* x grau de saturação x resistência do concreto.

| traço | Grau de saturação (%) | Frequência <i>spalling</i> (%) |
|-------|-----------------------|--------------------------------|
| G-I | 0 | 0 |
| | 25 | 0 |
| | 50 | 0 |
| | 75 | 0 |
| | 100 | 0 |
| G-II | 0 | 0 |
| | 25 | 0 |
| | 50 | 0 |
| | 75 | 0 |
| | 100 | 33.3 |
| G-III | 0 | 0 |
| | 25 | 0 |
| | 50 | 0 |
| | 75 | 33.3 |
| | 100 | 66.7 |

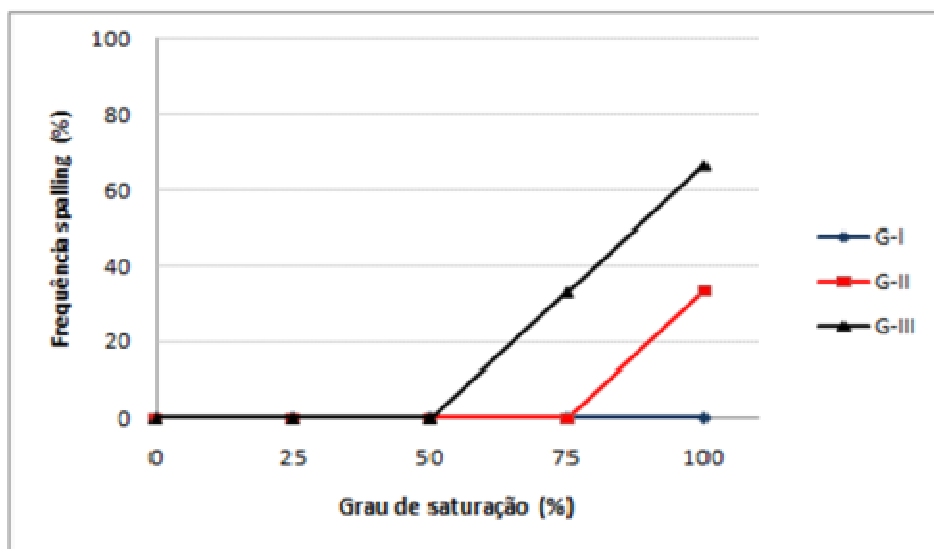


Figura 5.3: Relação entre a frequência de *spalling*, grau de saturação e resistência do concreto.

Por análise da figura 5.3, visualiza-se que os teores de umidade críticos se encontram no intervalo entre 75% e 100%, para concretos de alta resistência (Grupo G-III). Dessa forma, na fase seguinte da pesquisa (Fase 2), decidiu-se trabalhar com três níveis de grau de saturação: 75%, 90% e 100%. O grau de saturação de 90% foi escolhido como um valor intermediário dentro do intervalo crítico detectado na 1ª fase.

5.1.2 Perda de massa

A figura 5.4 ilustra a perda de massa registrada para cada um dos diferentes traços, de acordo com o grau de saturação estabelecido. É possível perceber na figura 5.4 uma linearidade entre as variáveis “perda de massa” e “grau de saturação”, que fica prejudicada para as amostras em condição saturada dos grupos G-II e G-III, devido à ocorrência de lascamentos explosivos no concreto. Conforme o esperado, quanto menor o teor de umidade, menor é a perda de massa do material. Nas amostras com menores graus de saturação, a perda de massa é causada, principalmente pela desidratação dos compostos que formam o concreto, ao passo que na condição saturada existe a combinação da evaporação da água livre mais a desidratação da fase cimentícia e dos agregados.

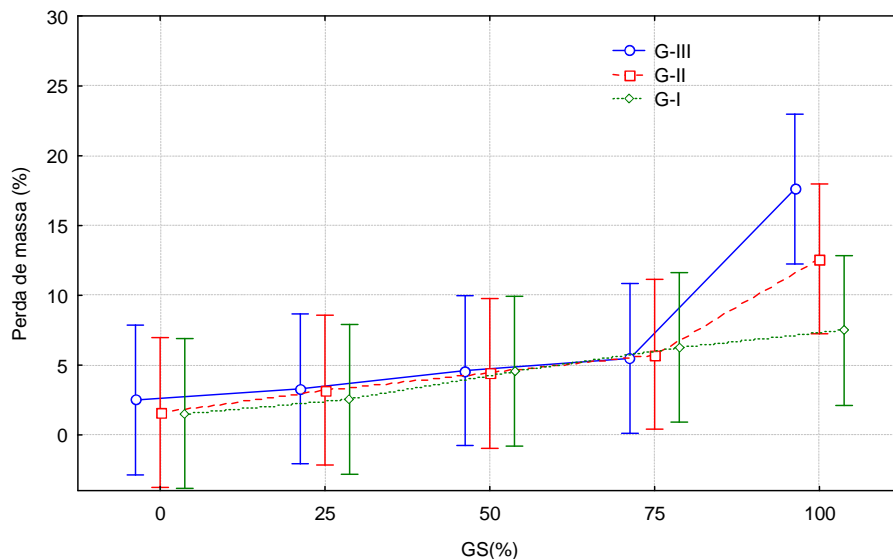


Figura 5.4: Perda de massa em 600°C.

Observa-se também que, nas amostras com grau de saturação de 0% e 25%, houve uma perda de massa um pouco maior nos concretos de alta resistência (G-II e G-III) do que no concreto de resistência normal

(G-I). Apesar da tendência não ser estatisticamente significativa, a mesma pode indicar que o processo de secagem, que durou por várias semanas para os concretos mais densos, pode não ter sido completamente eficiente, devido à dificuldade natural de retirar a umidade do material. Levanta-se a hipótese de que as amostras dos grupos G-II e G-III, ao serem aquecidas, eliminaram essa parcela de água remanescente, resultando em uma perda de água levemente superior à do concreto normal, o qual em uma semana já estava completamente seco.

5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA FASE 2

Nesta fase buscou-se analisar a influência de certos parâmetros críticos (teor de umidade, temperatura de exposição e resistência do material), na variação das propriedades físicas e mecânicas do concreto, assim como na ocorrência de *spalling* explosivo e, conseqüentemente, na perda de massa causada pelo fenômeno. Desse modo, nas seções a seguir são apresentados os principais resultados obtidos para os fatores de resposta resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, permeabilidade, porosidade, perda de massa e grau de severidade do *spalling*.

5.2.1 Resistência à compressão

A figura 5.5 apresenta as médias gerais obtidas nos ensaios de compressão para os grupos G-II e G-III. É possível observar que a temperatura é um fator bastante significativo na resistência à compressão do concreto, principalmente quando alcança valores maiores do que 400°C. De fato, entre 400°C e 600°C, foi registrada uma queda brusca na resistência residual, que atinge um valor em torno de 50% da resistência alcançada à temperatura ambiente.

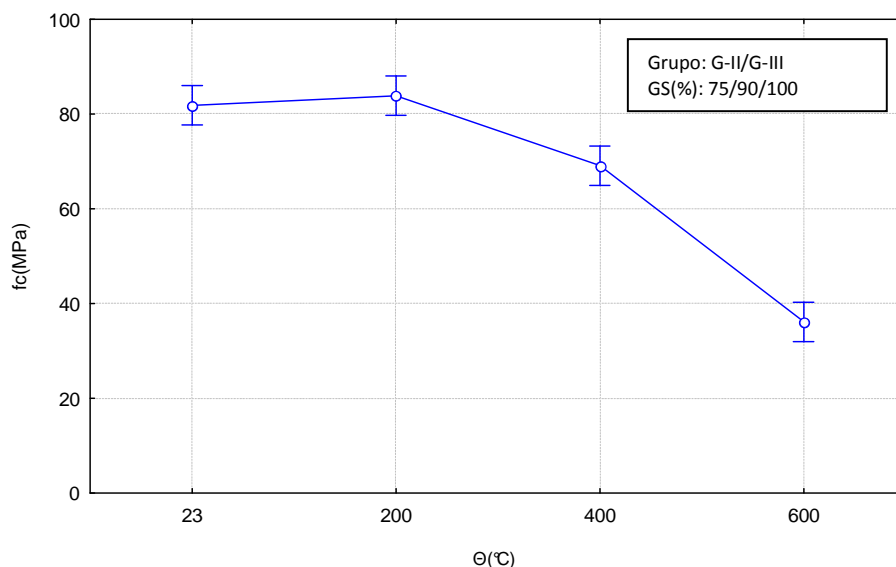


Figura 5.5: Influência da “temperatura de exposição” na resistência à compressão.

Pode-se ainda observar que a resistência das amostras expostas à temperatura de 200°C tendeu a aumentar, atingindo um acréscimo de resistência que variou entre 3 a 12% em relação ao valor à temperatura ambiente. Essa tendência também foi observada em vários outros trabalhos, tais como Lima (2001, 2005) e Castillo e Durrani (1990).

Lima (2001) levantou a hipótese de que esse tipo de comportamento seja oriundo de um processo tardio de hidratação estimulado pela temperatura. Neville (1997) ressalta que o acréscimo pode estar relacionado ao fato do concreto ser ensaiado ainda jovem, pois concretos com idades mais avançadas não deveriam apresentar esse comportamento, uma vez que se espera que a maioria das reações químicas já tenha acontecido em concretos mais velhos. A tendência atual de uso de concretos com alta resistência e relações água-cimento muito reduzidas propicia que parte dos compostos permaneça anidro em idades mais avançadas.

Um comportamento similar foi observado por Castillo e Durrani (1990) em amostras expostas a patamares de temperatura de até 300°C. De acordo com os autores, o acréscimo de resistência poderia ser atribuído a um aumento na rigidez do gel de C-S-H ou pelo aumento das forças superficiais entre partículas de gel devido à liberação da água adsorvida.

Em Dias et al. (1990) foi constatado um comportamento semelhante. O mesmo também foi creditado a um eventual ganho de resistência da pasta de cimento endurecida durante a evaporação da água livre,

que leva ao aumento das forças de *Van der Waals*, como resultado da movimentação das camadas de cimento-gel mais perto umas das outras. Um maior número de pesquisas é necessário para esclarecer a natureza do comportamento e quando o mesmo pode se manifestar.

Com referência ao fator grau de saturação, as figuras a seguir mostram sua influência na resistência do material. Os dados da figura 5.6 representam a média total dos grupos G-I e G-II, envolvendo todos os patamares de temperatura, para os graus de saturação especificados. Na figura 5.7, os dados coletados representam a média total dos grupos G-II e G-III, para cada patamar de temperatura e grau de saturação especificados.

Por análise da figura 5.6, é possível perceber que o teor de umidade apresenta influência na resistência somente na condição saturada. Já o exame da figura 5.7 permite concluir que a tendência de comportamento foi influenciada fortemente pelo comportamento das amostras nas temperaturas de exposição de 400°C e 600°C. Ressalta-se que, a partir desse patamar, ocorre o surgimento de pressões nos poros, em combinação com as modificações físico-químicas na estrutura do concreto, o que favorece o aparecimento de fissuras no material, ao mesmo tempo em que estimula a ocorrência de lascamentos explosivos que acabam interferindo na determinação da resistência do concreto.

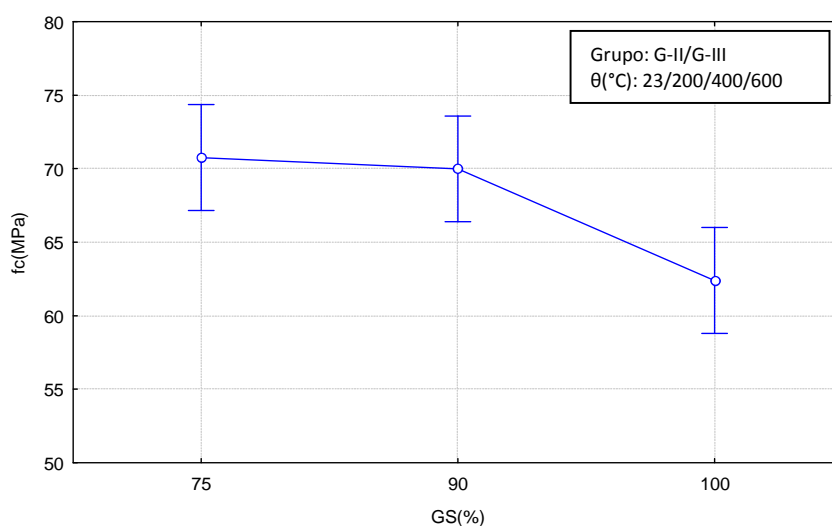


Figura 5.6: Influência do “grau de saturação” na resistência à compressão.

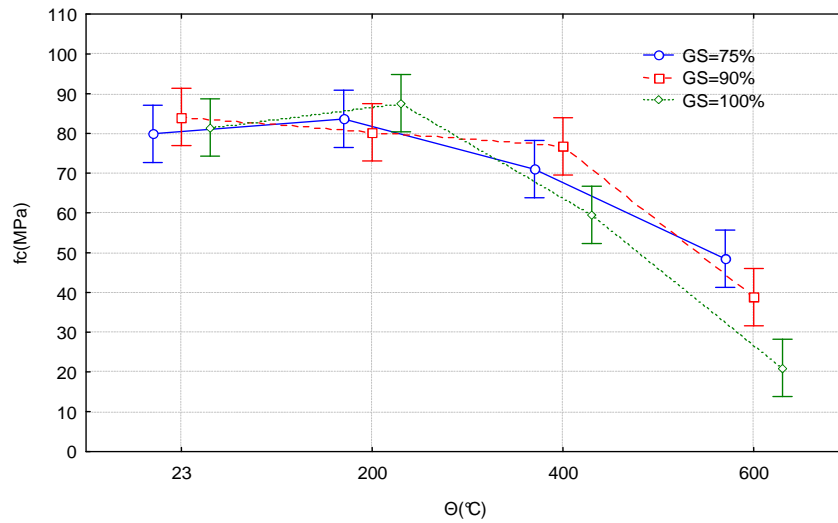


Figura 5.7: Influência da interação “temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à compressão.

Outro ponto interessante na figura 5.7 diz respeito à inclinação da reta no trecho compreendido entre 23 e 200°C. Comparando-se as inclinações das curvas para cada grau de saturação, observa-se que a condição saturada foi a que apresentou o maior ganho de resistência em 200°C. Cabe lembrar que, nesse intervalo de temperatura, inicia-se o processo de evaporação da água livre presente nos poros do concreto. Como a amostra saturada, teoricamente, possui um volume maior de umidade em relação aos demais graus de saturação, o processo de evaporação de toda água livre tende a acontecer de forma mais intensa e demorada, o que retarda a elevação interna da temperatura do material. Ou seja, além de possuir uma quantidade maior de água para promover a hidratação tardia, os corpos de prova, inicialmente saturados, utilizam por mais tempo o calor para transformar a água em vapor, enquanto que nas amostras com graus de saturação menores já podem estar ocorrendo alterações irreversíveis que afetam a resistência do material.

A figura 5.8 ilustra a interação entre a relação água/aglomerante, a temperatura de exposição e o grau de saturação na resistência residual do concreto. Consegue-se visualizar uma tendência geral de ganho de resistência em 200°C que parece não depender do parâmetro grau de saturação, com exceção apenas para o grupo G-II, que apresentou uma queda de resistência no grau de saturação de 90%. Porém, em 400°C, constata-se um comportamento bastante diferenciado entre os dois grupos. Enquanto as amostras do grupo G-II sofrem uma redução na resistência após exposição à temperatura de 400°C, o grupo G-III apresentou um acréscimo de resistência para teores de saturação de 75% e 90%. Na

literatura consultada, esse tipo de comportamento somente foi observado em amostras que são carregadas ainda quentes até a ruptura (Castillo e Durrani, 1990; Bazant e Kaplan, 1996).

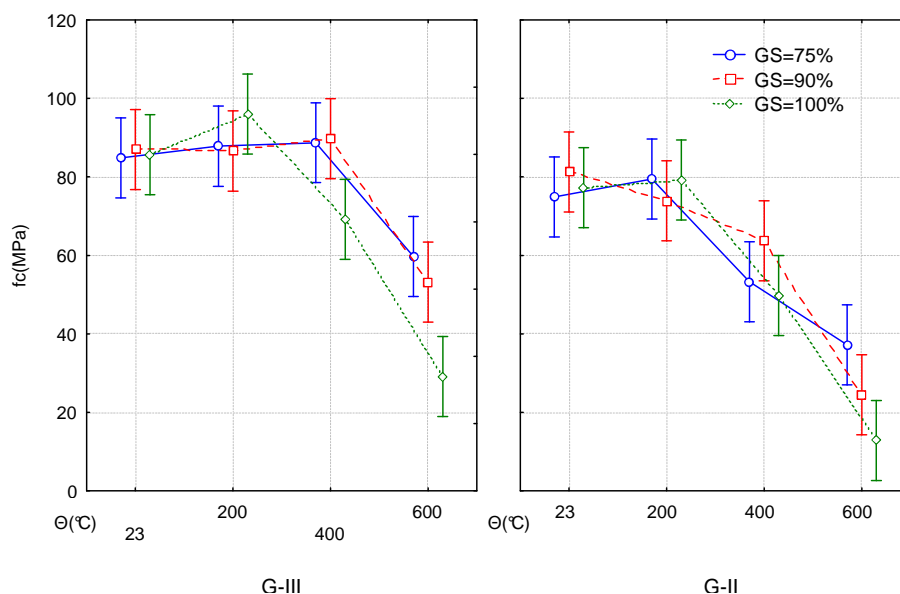


Figura 5.8: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à compressão.

Se o comportamento diferenciado não for resultado de um ruído experimental, o mesmo pode indicar que concretos de maior resistência suportam melhor à deterioração térmica, se não estiverem saturados, o que pode estar associado à maior resistência intrínseca de sua microestrutura ou ao fato de que a água aprisionada retarda a degradação térmica.

Em relação às amostras expostas a 600°C, verifica-se claramente que a resistência à compressão, o grau de saturação e a ocorrência de *spalling* estão correlacionados. Fica evidente que, quanto maior o grau de saturação do concreto, maiores serão as chances de ocorrerem lascamentos explosivos em concretos de resistência mais elevadas.

Ao se comparar o comportamento do concreto de resistência normal e de alta resistência frente a elevadas temperaturas, ilustrados na figura 5.9, observa-se que, de fato, existe uma clara diferenciação. A perda de resistência à compressão do concreto de resistência normal parece acontecer de maneira gradual com a elevação da temperatura, enquanto que no concreto de alta resistência as perdas ocorrem de forma mais concentrada entre 400°C e 600°C, especialmente devido à ocorrência de lascamentos explosivos.

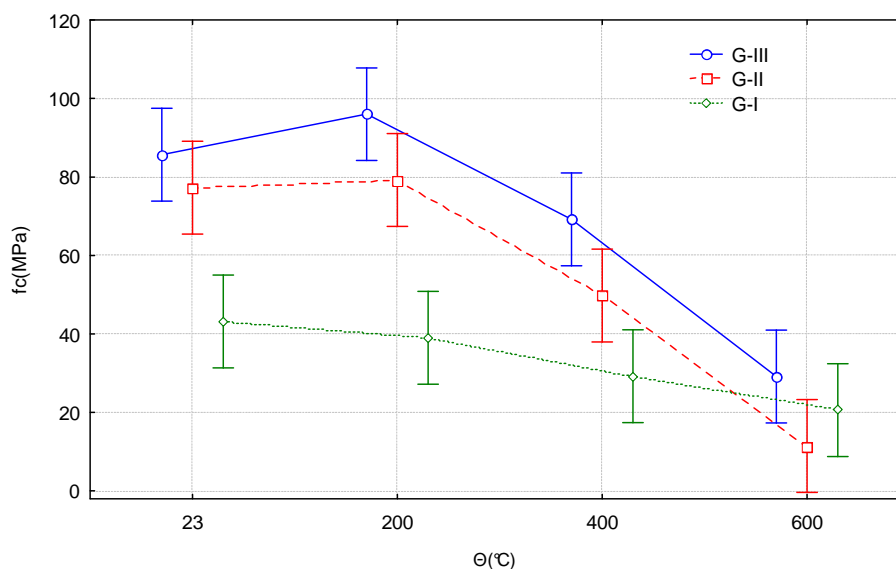


Figura 5.9: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na resistência à compressão, para GS= 100%.

Essa tendência pode ser constatada por análise da tabela 5.2, que apresenta os fatores de redução da resistência para o concreto de resistência normal (G-I) e de alta resistência (G-II e G-III) em diferentes patamares de temperatura. É importante mencionar que a comparação foi realizada apenas para GS=100%, uma vez que o grupo G-I não apresentou lascamentos explosivos, mesmo na condição saturada. Além disso, quando há ocorrência de *spalling* explosivo com grau de severidade alto, decidiu-se considerar a resistência do material como zero, o que afeta a média final.

Para complementar, foi realizada uma análise comparativa entre os fatores de redução de 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)*, para concretos com agregados silicosos, conforme apresentado na tabela 5.2 e figura 5.10.

Verifica-se que os dados obtidos no programa experimental resultaram, em linhas gerais, em fatores de redução de resistência mais intensos que os previstos pela norma para as temperaturas consideradas. Esses resultados diferem dos obtidos por Lima (2005), no qual foram registradas reduções de resistência menores que as previstas pela norma. No caso da temperatura de exposição de 600°C o resultado abaixo do esperado é explicado pela consideração dos valores de resistência nulos para os corpos de prova que sofreram *spalling*. Caso os valores nulos não fossem considerados, o fator de redução para o concreto de alta resistência seria a cerca de 50%, valor maior que o prescrito por norma. Nos demais patamares de

temperatura de exposição, todavia, acredita-se que a diferença esteja associada ao tempo de exposição ao patamar máximo de temperatura. No presente trabalho adotou-se um tempo padrão de exposição de 2 horas, após atingida a temperatura de referência, intervalo de tempo superior aos 30 minutos usados por Lima (2005), o que pode ter incrementado a degradação térmica das amostras. Diante dos resultados apresentados recomenda-se que sejam efetuados estudos específicos para averiguar o efeito do tempo de exposição e definidos procedimentos para monitorar a temperatura efetivamente atingida nos corpos de prova, para padronizar os dados coletados.

Tabela 5.2: Fatores de redução médios da resistência à compressão em concretos de resistência normal e de alta resistência em função da temperatura para GS=100%.

| Temperatura (°C) | $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$ | | |
|------------------|--|-------------------------------------|------------------------------------|
| | NBR 15200:2004 | Concreto de resistência normal (CC) | Concreto de alta resistência (CAR) |
| 23 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 0,95 | 0,90 | 1,07 |
| 400 | 0,75 | 0,68 | 0,71 |
| 600 | 0,45 | 0,48 | 0,26* |

* 3 cps explodiram: $[m\u00e9dia = (f_{c1} + f_{c2} + f_{c3})/6]$

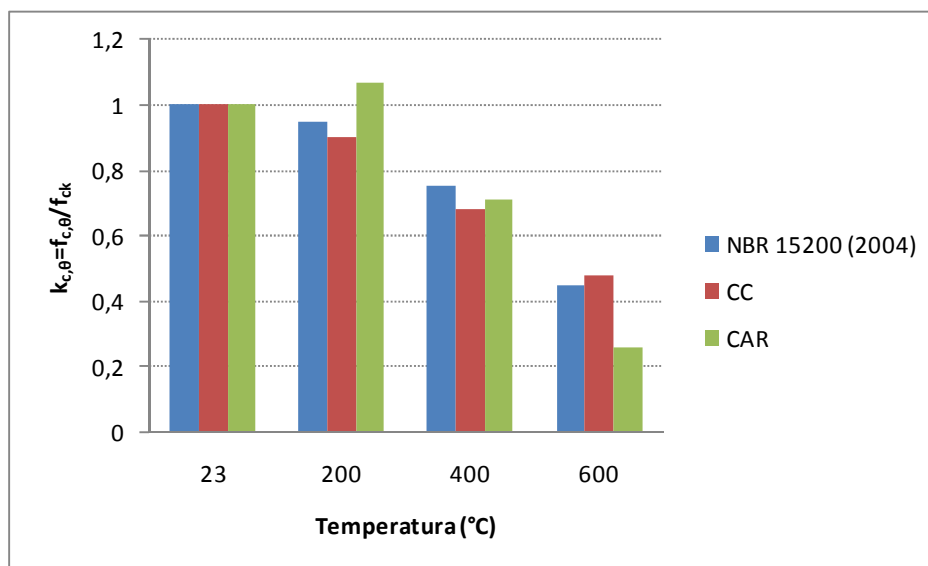


Figura 5.10: Fatores de redução médios da resistência à compressão em concretos de resistência normal e de alta resistência em função da temperatura para GS=100%.

5.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

O estudo da resistência à tração residual após aquecimento torna-se relevante, uma vez que a ocorrência de lascamentos explosivos no concreto está associada com a capacidade que o material apresenta para resistir aos esforços de tração, originados pela ação de tensões térmicas e/ou poropressão.

A seguir são apresentados os resultados do ensaio à tração do concreto exposto a temperaturas elevadas. Conforme mencionado anteriormente, para facilitar a comparação dos dados, as análises serão realizadas entre os grupos G-II e G-III, para os graus de saturação menores e entre todos os grupos, no grau de saturação de 100%.

A figura 5.11 e a tabela 5.3 mostram que a resistência à tração decresce com a elevação da temperatura. Salienta-se que os fatores de redução foram calculados a partir das médias de todos os valores obtidos em cada patamar de temperatura dos grupos G-II e G-III, independente do grau de saturação estudado.

Examinando a figura 5.11, constata-se que existe uma tendência similar de redução entre a resistência à compressão e à tração. Todavia, constata-se que a redução da resistência à tração acontece de forma mais severa com a elevação da temperatura. Mehta e Monteiro (1994) comentaram que a razão para esse comportamento é devida ao desenvolvimento de micro e microfissuras oriundas de incompatibilidades térmicas entre pasta e agregados.

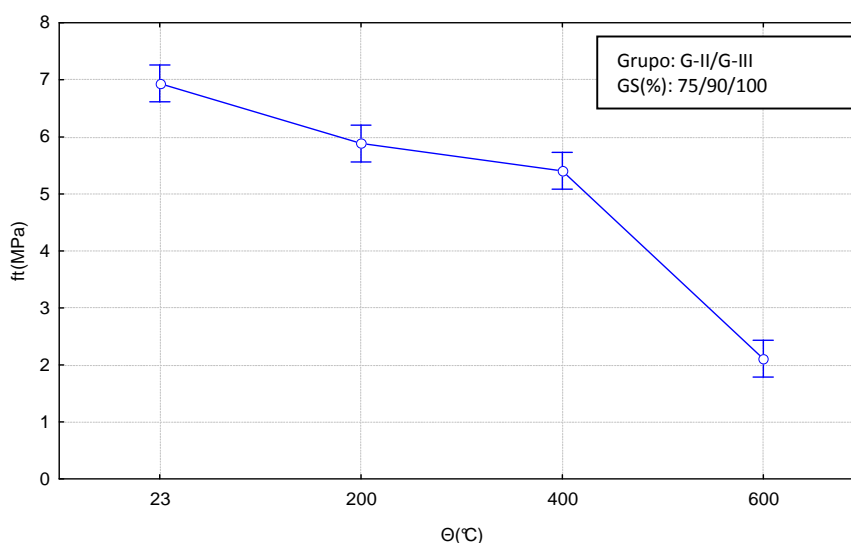


Figura 5.11: Influência da temperatura de exposição na resistência à tração.

Tabela 5.3: Comparação entre os fatores de redução da resistência à compressão e à tração do concreto de alta resistência (média de todos os graus de saturação).

| Temperatura (°C) | $f_{c,\theta}/f_t$ | $f_{t,\theta}/f_t$ |
|------------------|--------------------|--------------------|
| 23 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 1,03 | 0,85 |
| 400 | 0,83 | 0,79 |
| 600 | 0,44 | 0,30 |

Com referência ao teor de umidade, como se pode observar na figura 5.12, registrou-se o mesmo comportamento apresentado pela resistência à compressão. Ou seja, apenas na condição saturada, é possível perceber uma leve redução de resistência, em relação aos demais graus de saturação.

Apesar de se verificar que o teor de umidade, por si só, tem pouca influência na perda de resistência à tração, a figura 5.13 ilustra que sua interação com a temperatura de exposição é bastante significativa e responsável pelas maiores perdas de resistência em temperaturas a partir de 400°C, assim como pela ocorrência de *spalling* explosivo no concreto. Com base na figura 5.12, também se observa um comportamento diferenciado da curva que representa os dados coletados para o grau de saturação de 100%. Novamente, a condição saturada apresentou a menor perda de resistência no trecho entre 23 e 200°C, devido à maior quantidade de água livre, que aumenta a inércia térmica.

Salienta-se novamente que os dados da figura 5.12 representam a média total dos grupos G-I e G-II, envolvendo todos os patamares de temperatura, para os graus de saturação especificados e na figura 5.13 os dados coletados são a média total dos grupos G-II e G-III, para cada patamar de temperatura e grau de saturação especificados.

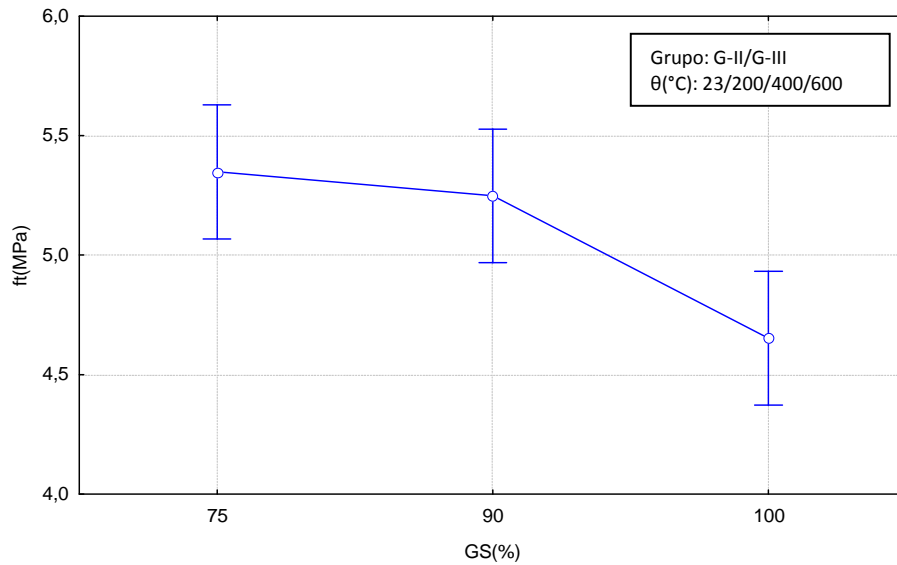


Figura 5.12: Influência do grau de saturação na resistência à tração.

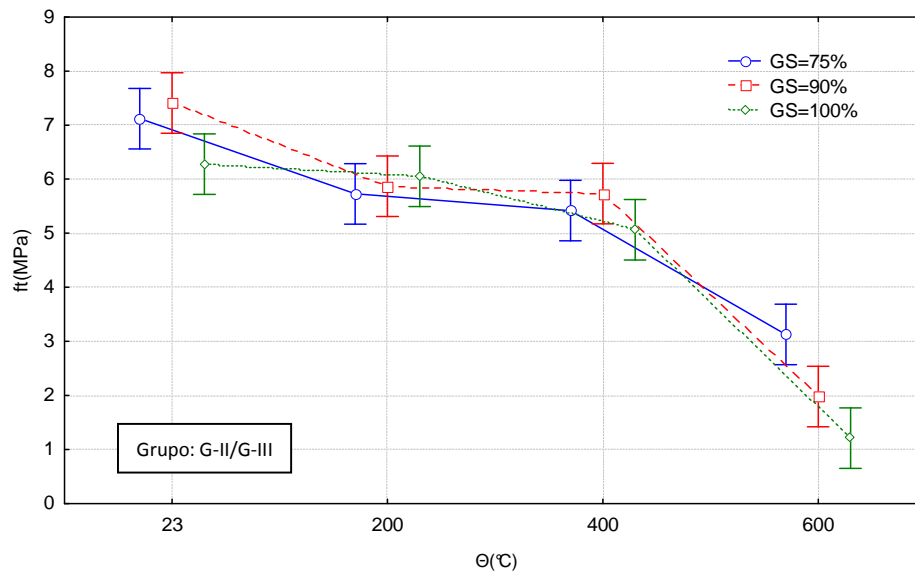


Figura 5.13: Influência da interação “temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à tração.

Com referência à influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” ilustrado na figura 5.14, constata-se que ambos os grupos apresentaram, de um modo geral, um comportamento similar, para cada grau de saturação.

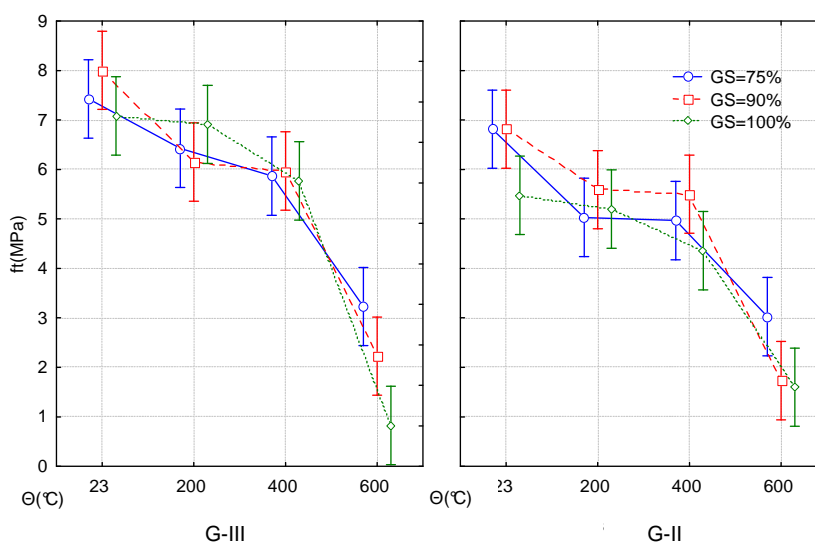


Figura 5.14: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na resistência à tração.

Na figura 5.14, verifica-se ainda que, no intervalo de temperatura entre 200 e 400°C, a perda de resistência é muito pequena para os corpos de prova com graus de saturação de 75% e 90%, ao passo que na condição saturada a diferença torna-se proporcionalmente um pouco maior, em razão da menor perda de resistência registrada no intervalo compreendido entre 23 e 200°C. De forma genérica, até 400°C, os grupos com umidades diferentes não apresentam diferenças de comportamento marcantes.

No entanto, conforme o esperado, quando se eleva a temperatura máxima de exposição para 600°C, a perda de resistência torna-se tanto maior quanto maior for o teor de umidade do material. Esse comportamento está associado a dois fatores: aos danos provocados pela perda da água combinada e às rupturas explosivas oriundas do acúmulo de pressão nos poros do concreto.

Comparando-se os resultados agrupados em termos dos diferentes níveis de resistência do concreto, como ilustrado na figura 5.15, constata-se que existe um comportamento diferenciado entre concretos de resistência normal (G-I) e de alta resistência (G-II e G-III) na condição saturada. Verifica-se que a perda de resistência com o incremento de temperatura acontece de maneira gradativa no grupo G-I, enquanto que nos concretos de resistência mais elevada, ocorre uma queda acentuada de resistência a partir de 400°C. Essa diferença de comportamento pode ser atribuída à ocorrência de *spalling* explosivo nas amostras de concreto mais denso. Nesses casos a resistência cai a zero afetando fortemente a curva.

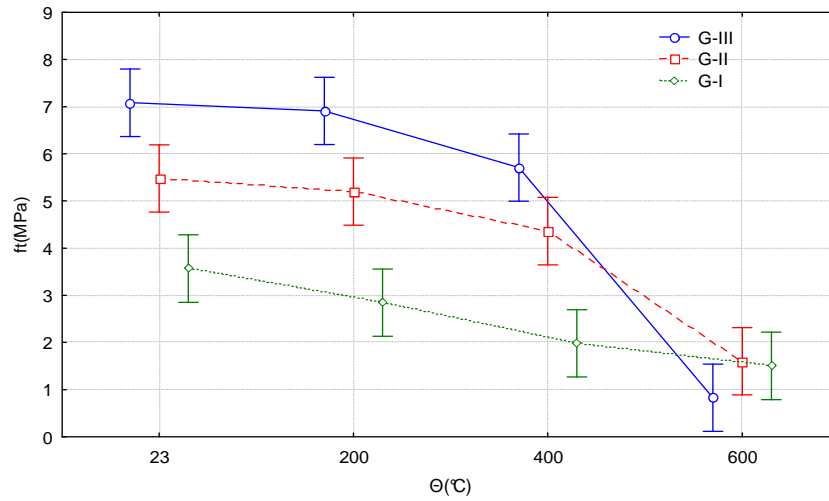


Figura 5.15: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na resistência à tração, para GS=100%.

Expressando essa tendência, fica evidenciado na tabela 5.4 que, até a temperatura de 400°C, a redução de resistência é maior no concreto de resistência normal do que no concreto de alta resistência. Entretanto, para temperaturas maiores, as posições se invertem, passando o concreto de alta resistência a sofrer uma maior perda de resistência em altas temperaturas.

Tabela 5.4: Fatores de redução médios da resistência à tração em concretos de resistência normal e de alta resistência na condição saturada.

| Temperatura (°C) | $f_{t,\theta}/f_t$ | |
|------------------|--------------------------------|------------------------------|
| | Concreto de resistência normal | Concreto de alta resistência |
| 23 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 0,81 | 0,97 |
| 400 | 0,55 | 0,80 |
| 600 | 0,42 | 0,27* |

* 3 cps explodiram: $[média = (f_{c1} + f_{c2} + f_{c3})/6]$

Ou seja, se não acontecer o *spalling* explosivo, pode-se concluir que o comportamento dos concretos de alta resistência pode ser até melhor do que os de resistência normal.

5.2.3 Coeficiente de permeabilidade do concreto

A permeabilidade é um dos parâmetros chaves para quantificar a durabilidade no concreto, pois representa a resistência ao ingresso de fluidos sob pressão. Percebe-se, portanto, que, quando um

concreto úmido é exposto a altas temperaturas, sua permeabilidade estará intrinsecamente relacionada ao seu comportamento em termos de *spalling* explosivo, principalmente no caso de concretos de elevada resistência mecânica. Quanto maior a permeabilidade maior a possibilidade de saída dos gases. Porém, uma permeabilidade elevada pode indicar a existência de muitas fissuras interligando a porosidade interna e a superfície.

Por essa razão se decidiu efetuar um acompanhamento da evolução da permeabilidade com o aumento de temperatura. A seguir serão apresentados e discutidos os principais resultados obtidos nos testes efetuados para medir a permeabilidade dos concretos empregados nesse trabalho, em temperatura ambiente e após o aquecimento.

A figura 5.16 apresenta a média dos coeficientes de permeabilidade obtidos para os grupos G-II e G-III, independente do grau de saturação. Como esperado, observa-se que a permeabilidade do concreto aumenta com o incremento da temperatura.

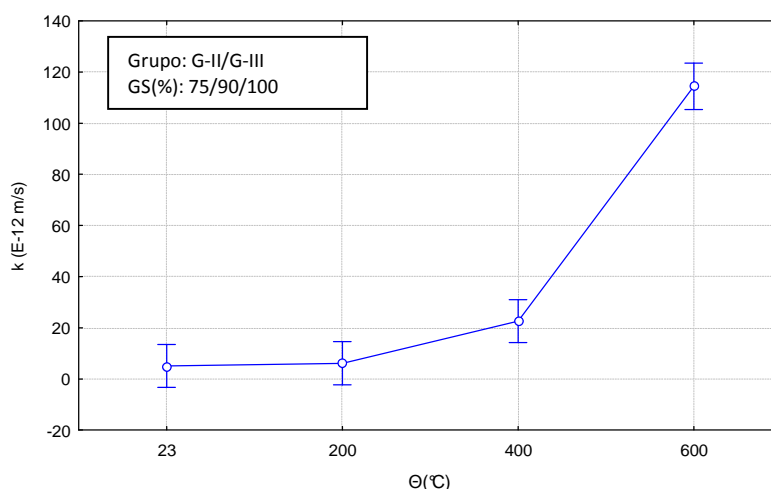


Figura 5.16: Influência da temperatura de exposição no coeficiente de permeabilidade.

De acordo com Gallé e Sercombe (2001), as alterações observadas na permeabilidade até a temperatura de 250°C podem ser atribuídas à remoção da água livre dos poros capilares (principalmente, em temperaturas inferiores a 110°C), à liberação da água adsorvida, à desidratação do silicato de cálcio (C-S-H) e, provavelmente, ao surgimento de microfissuras. Todos esses processos levam ao aumento da conectividade da rede de poros e do volume do espaço do poro disponível para a percolação do fluido (especialmente, na porosidade capilar). À medida que a temperatura se eleva, o aumento da

permeabilidade no concreto está associado, principalmente, à formação de microfissuras, provocadas por incompatibilidade térmica entre agregados e pasta de cimento. O comportamento diferencial dos componentes induz o aparecimento de tensões de tração dentro da pasta de cimento, atingindo valores máximos na interface entre agregado e pasta de cimento. Isso é um dos fatores que podem explicar a evolução da permeabilidade no concreto em temperaturas elevadas.

Analisando a influência do grau de saturação no coeficiente de permeabilidade, por meio da figura 5.17, nota-se um comportamento diferenciado em relação às propriedades mecânicas. As propriedades mecânicas foram mais afetadas quando as amostras estavam saturadas (100%), mas a permeabilidade atinge seu valor máximo quando se tem uma saturação de 90%.

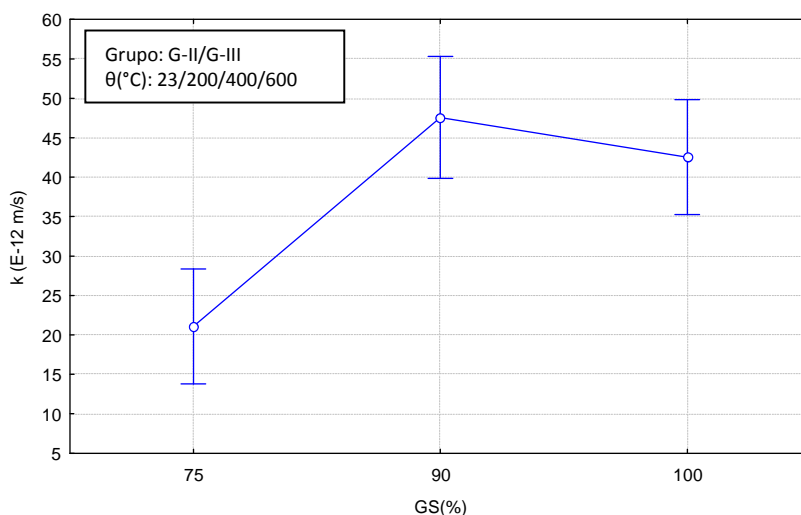


Figura 5.17: Influência do grau de saturação no coeficiente de permeabilidade (média de todos os valores).

Esse comportamento pode estar associado ao fato de que a saturação gera maior dificuldade de evaporação da água, aumentando a inércia térmica e retardando os danos. Cabe destacar, porém, que, ao se analisar as séries em separado, como mostrado na figura 5.18, verifica-se que o resultado foi influenciado pelos valores do grupo G-II, de resistência nominal de 70 MPa, não se repetindo no grupo G-III, cuja resistência nominal era de 90 MPa. Isso pode indicar que o efeito é resultado de uma variabilidade experimental.

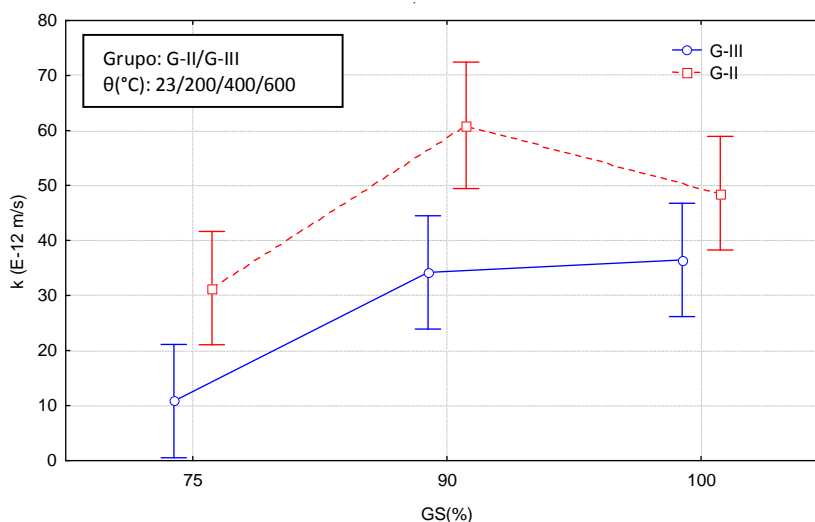


Figura 5.18: Influência do grau de saturação no coeficiente de permeabilidade dos grupos G-II e G-III.

O que se pode concluir é que quando se usam teores de saturação mais elevados (a partir de 90%) os danos são maiores, o que resulta em coeficientes de permeabilidade notadamente maiores e que todos os grupos acumulados resultaram em coeficientes de permeabilidade muito maiores que os registrados em amostras não expostas ao calor, como mostrado a seguir.

A figura 5.19 mostra a interação tripla entre “permeabilidade x grau de saturação e temperatura de exposição”. Verifica-se que a exposição a temperaturas elevadas aumenta os danos na microestrutura e, conseqüentemente, elevam a permeabilidade do concreto, sendo mais acentuado a partir de 400°C. Isso justifica porque o *spalling* explosivo acontece em temperaturas menores, da ordem de 250-300°C, intervalo de temperatura na qual a permeabilidade do material ainda não aumentou significativamente, porém, já se pode identificar a geração de grandes quantidades de vapor nos poros do concreto.

Observa-se, por outro lado, que, a partir de 400°C, quanto mais saturado inicialmente estiver o material, maior será a sua permeabilidade. Acredita-se que esse fenômeno esteja associado ao fato de que maiores teores iniciais de saturação fazem com que a pressão de vapor atinja valores maiores, que provocam a destruição das paredes dos poros, criando conexões entre os mesmos e aumentando a permeabilidade do concreto. A diferenciação entre graus moderados (75%) e altos de saturação fica evidente a 600°C.

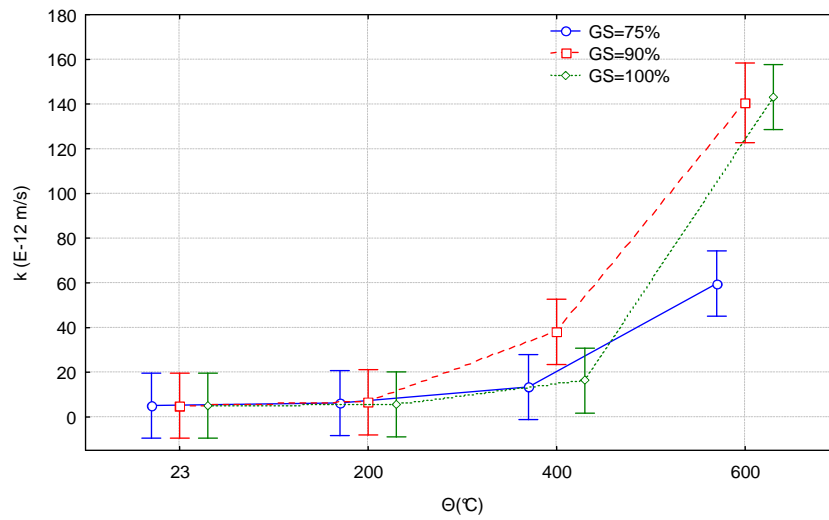


Figura 5.19: Influência da interação “temperatura de exposição e grau de saturação” na permeabilidade.

Ao se analisar os grupos G-II e G-III separadamente, nota-se, em linhas gerais, comportamentos similares com a elevação da temperatura. Conforme comentado anteriormente, o grupo G-II apresentou um comportamento diferenciado na temperatura de 600°C, atingindo os maiores valores de permeabilidade no grau de saturação de 90%. Além disso, observa-se que até a temperatura de 400°C, a permeabilidade do concreto varia muito pouco. Todavia, a partir deste patamar de temperatura, ocorre um aumento brusco na permeabilidade, provocado por modificações na microestrutura sólida do concreto.

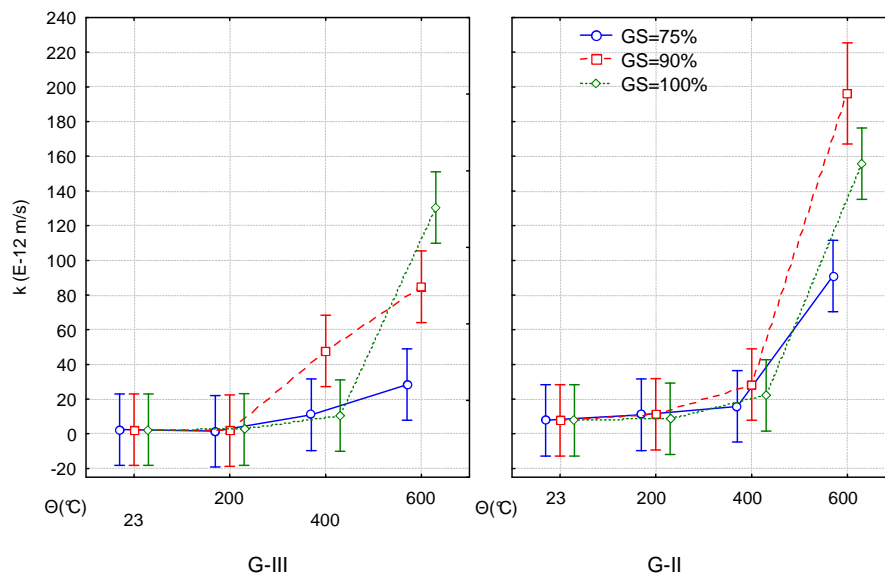


Figura 5.20: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na permeabilidade.

Na comparação entre os resultados do concreto de resistência normal (G-I) e dos concretos de alta resistência (G-II e G-III), mostrada na figura 5.21, fica evidente que o concreto de resistência normal apresenta um comportamento diferenciado com referência aos demais, sofrendo degradação mais rápida. Nesse sentido, é possível perceber um aumento significativo da permeabilidade dos concretos do grupo G-I saturados, já a partir de 200°C, o que pode estar associado à menor resistência à tração e alta geração de vapor. Cabe ressaltar, ainda, que após a exposição a 600°C, a microestrutura das amostras do grupo G-I se encontrava tão danificada que impossibilitou a determinação do coeficiente de permeabilidade, pois ocorreu a percolação de água através dos corpos de prova já no início do ensaio.

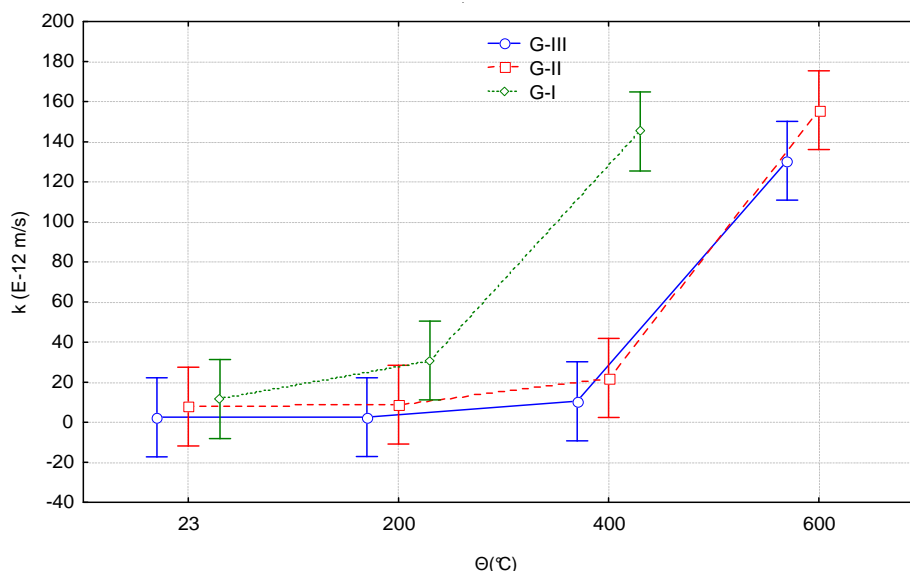


Figura 5.21: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na permeabilidade, para GS=100%.

5.2.4 Porosidade e distribuição do tamanho de poros

A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM), efetuados para monitorar e avaliar a modificação da estrutura de poros das amostras de concreto com o avanço da temperatura e do grau de saturação.

A determinação da distribuição do tamanho de poros foi realizada pelos técnicos da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), com uso de um Porosímetro por Intrusão de Mercúrio (MIP) marca AUTOPORE II 9220. Os parâmetros de ensaio adotados estão indicados na tabela 5.5.

Tabela 5.5: Características do porosímetro de mercúrio.

| Variáveis | Valores adotados |
|-------------------|---|
| Pressão | entre 1,523 e 4,45 psi (1×10^{-2} e 3×10^{-2} MPa) |
| Ângulo de contato | 130° |
| Tamanho de poro | entre 0,0020 a 1000 μ m |

Salienta-se que, em virtude dos custos serem elevados para a realização dos ensaios, foi decidido analisar apenas uma amostra, para cada condição estudada. Devido à pequena influência da saturação à temperatura ambiente, foram ensaiadas apenas duas amostras de corpos de prova totalmente saturados. Desta forma se trabalhou, no total, com 27 amostras, conforme indicado no Anexo 8.

Analisando preliminarmente os dados recebidos decidiu-se descartar os resultados de porosidade das amostras submetidas à temperatura de 600°C, em razão da grande variabilidade e inconsistência dos valores de porosidade total registrados. Na tentativa de verificar se o problema estava associado ao transporte ou à técnica de ensaio, foram enviadas novas amostras para análise. No entanto, mesmo com a repetição dos testes e adoção de alguns ajustes nos procedimentos, a variabilidade nos resultados continuou elevada, inviabilizando a análise.

Acredita-se que esta seja uma dificuldade inerente e praticamente insuperável para aplicação do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio em amostras com um grau elevado de deterioração térmica devido à exposição a altas temperaturas. O concreto das amostras expostas a 600°C se mostrava bastante deteriorado e friável, e possivelmente não resistiu bem à aplicação da pressão de mercúrio, colapsando ou perdendo sua estrutura remanescente. Além disso, a existência de fissuras, abundantes nestas amostras, dificulta sobremaneira o mapeamento da distribuição do tamanho de poros de uma amostra, conforme mencionado por Diamond (2000), o que introduz erros e incertezas acerca da distribuição do tamanho de poros.

A figura 5.22 apresenta a variação da porosidade com a temperatura, para os traços G-I, G-II e G-III. Os resultados obtidos representam a média de todos os dados coletados em cada patamar de temperatura. Conforme esperado, a porosidade do traço de resistência normal é maior desde o princípio e não se altera muito com o aquecimento. Já os concretos mais densos se tornam mais porosos (devido ao acúmulo de danos) à medida que a temperatura aumenta.

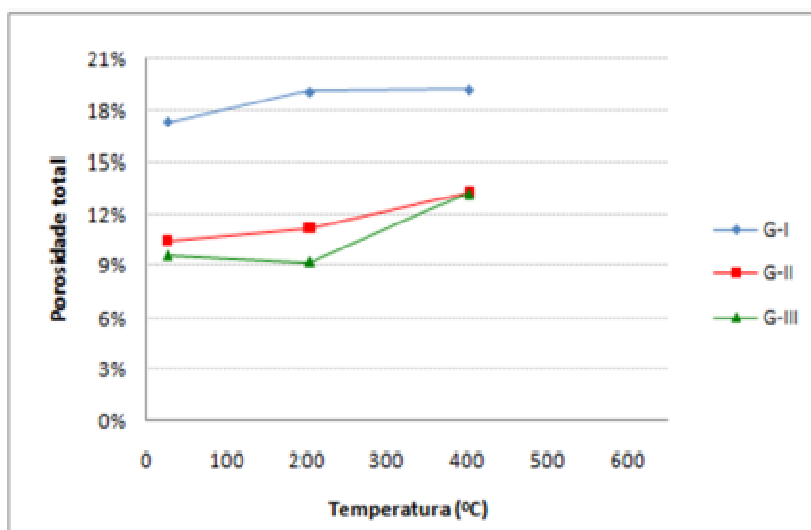


Figura 5.22: Variação da porosidade em função da temperatura.

Segundo Andrade et al. (2003), em temperaturas mais baixas (até 300°C), as variações da porosidade ocorrem, principalmente devido à decomposição da fase sólida do material em função do processo de desidratação. Já em temperaturas mais elevadas (a partir de 500°C), as mudanças na porosidade estão associadas às modificações na estabilidade dos agregados e decomposição de certos componentes.

A tabela 5.6 apresenta os valores de porosidade relativos em função da temperatura de exposição, para a condição saturada (GS=100%). Observa-se que os acréscimos de porosidade nas temperaturas de 400°C foram da ordem de 11%, 27% e 38% para os grupos G-I, G-II e G-III, respectivamente. Comportamento semelhante foi encontrado por Velasco (2002), com valores de aumento de 18%, 26% e 31% para concretos com resistências características de 30, 65 e 85 MPa, respectivamente, para o mesmo patamar de temperatura. Os resultados demonstram que concretos menos porosos tendem a apresentar maiores aumentos relativos na porosidade total. Velasco (2002) afirma que este comportamento torna-se mais nítido a partir de 400°C e atribui o mesmo ao processo de decomposição dos produtos de hidratação e à microfissuração de origem térmica.

Tabela 5.6: Porosidade relativa x temperatura (GS=100%).

| Temperatura (°C) | G-I | G-II | G-III |
|------------------|------|------|-------|
| 23 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 1,10 | 1,06 | 1,01 |
| 400 | 1,11 | 1,27 | 1,38 |
| 600 | --- | --- | --- |

A influência do teor de umidade na porosidade total pode ser observada nas figuras 5.23 (a) e (b). Nota-se que, em todos os patamares de temperatura, as amostras que foram ensaiadas na condição saturada foram as que mais apresentaram danos com a evolução da temperatura, resultando em porosidades maiores. Além disso, os dados demonstram de forma clara que a influência do grau de saturação torna-se mais marcante quando as temperaturas atingem 400°C, fato que se coaduna com as constatações acerca da redução das propriedades mecânicas do concreto a partir de 400°C.

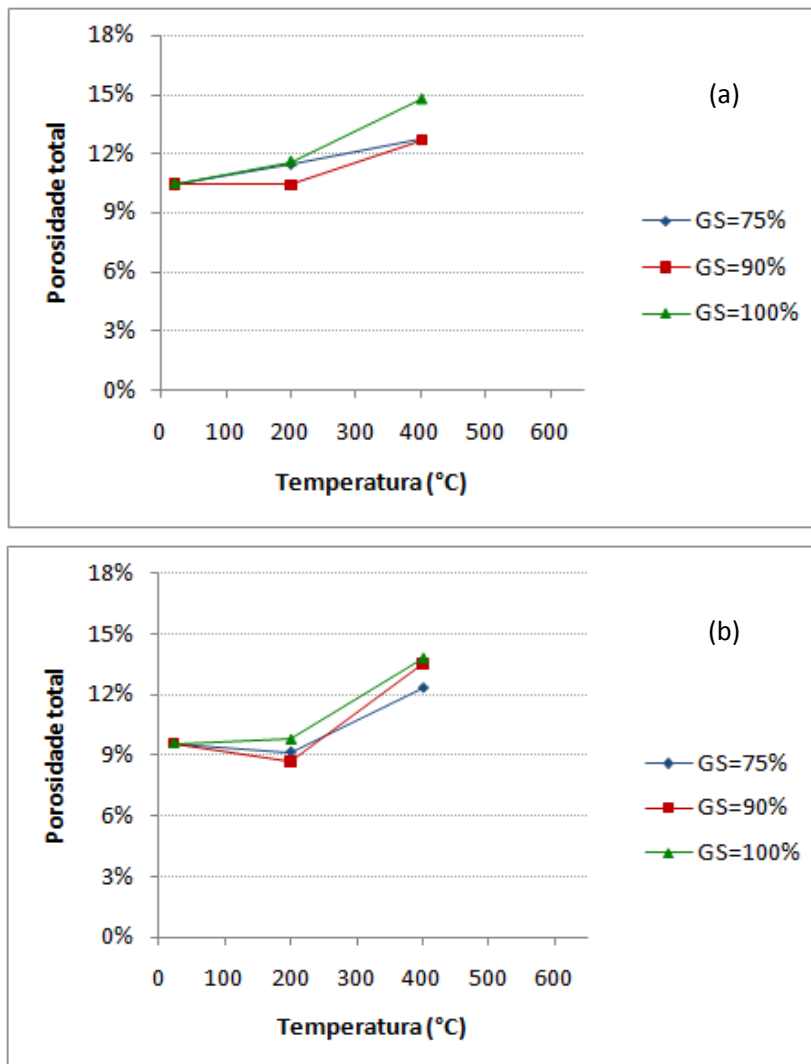


Figura 5.23: Porosidade total em função da temperatura de exposição e grau de saturação: (a) G-II e (b) G-III.

Esse comportamento é confirmado ao se analisar a distribuição do tamanho de poros das amostras em função do grau de saturação, mostrada nas figuras 5.24 (a) e (b) e 5.25 (a) e (b). Analisando as mesmas observa-se que, quando ocorre a exposição a 400°C, quanto maior for o teor de umidade inicial do material, maiores serão os acréscimos na porosidade total do concreto.

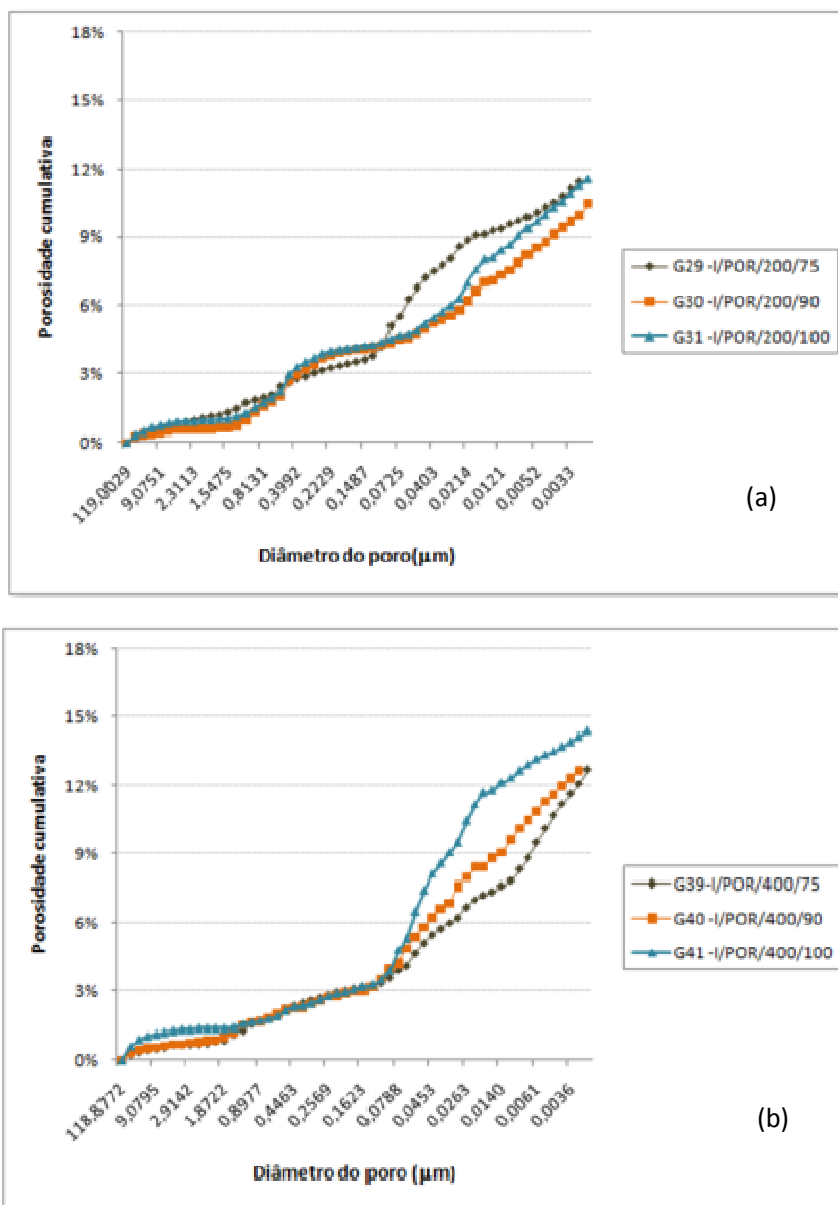


Figura 5.24: Porosidade cumulativa do grupo G-II em função do grau de saturação: (a) $\theta=200^{\circ}\text{C}$ e (b) $\theta=400^{\circ}\text{C}$.

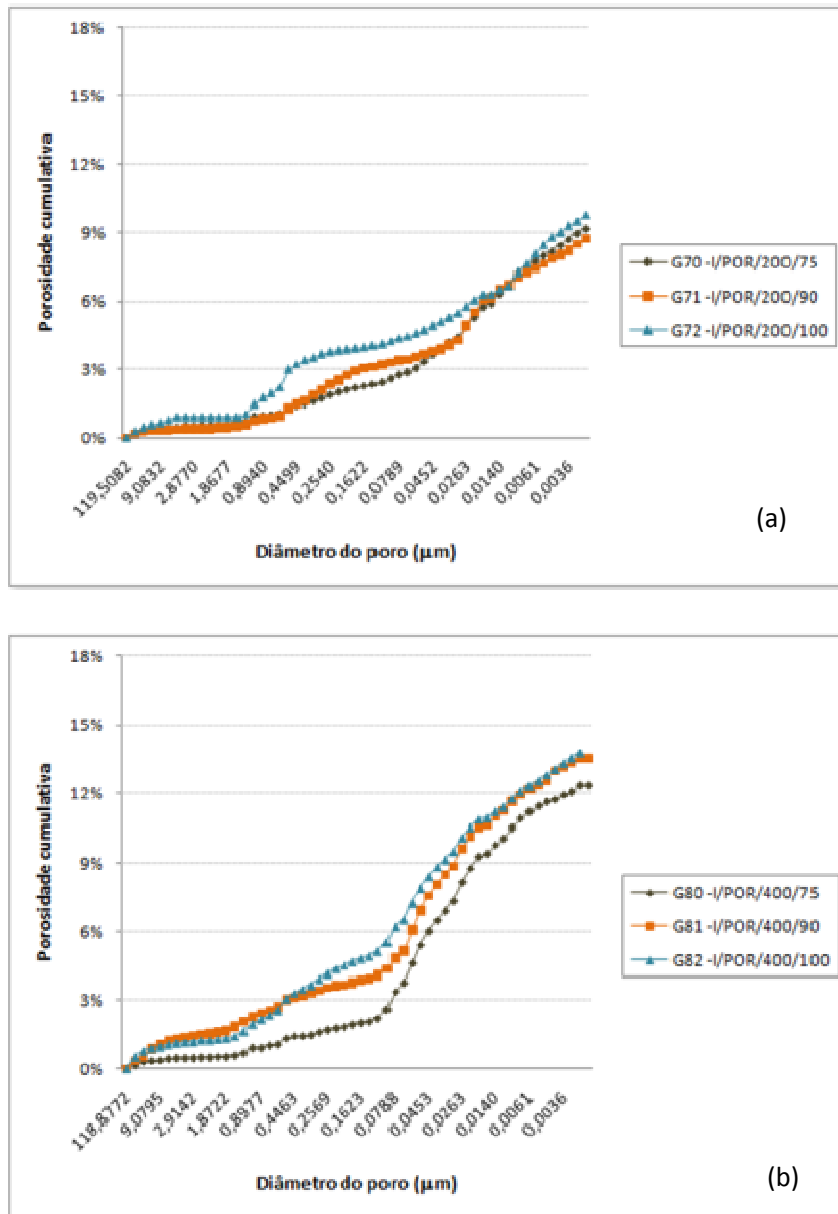


Figura 5.25: Porosidade cumulativa do grupo G-III em função do grau de saturação: (a) $\theta=200^{\circ}\text{C}$ e (b) $\theta=400^{\circ}\text{C}$.

Na figura 5.26 é possível perceber que tanto o grupo G-I que representa um concreto de resistência normal quanto os grupos G-II e G-III, que são concretos de alta resistência, em todos os patamares de temperatura, apresentaram um comportamento semelhante nas regiões 1 e 4 (inclinação similar), as quais representam a distribuição de macroporos (poros $> 1\mu\text{m}$) e a distribuição de poros de gel (poros $< 0,01\mu\text{m}$), respectivamente.

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

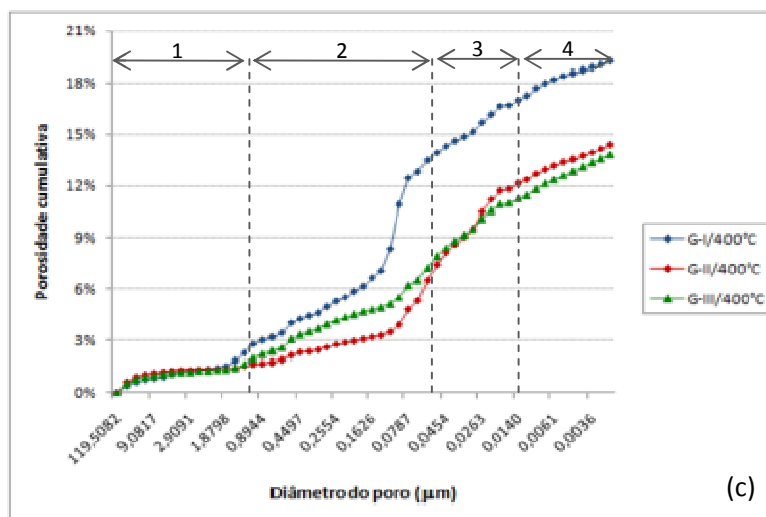
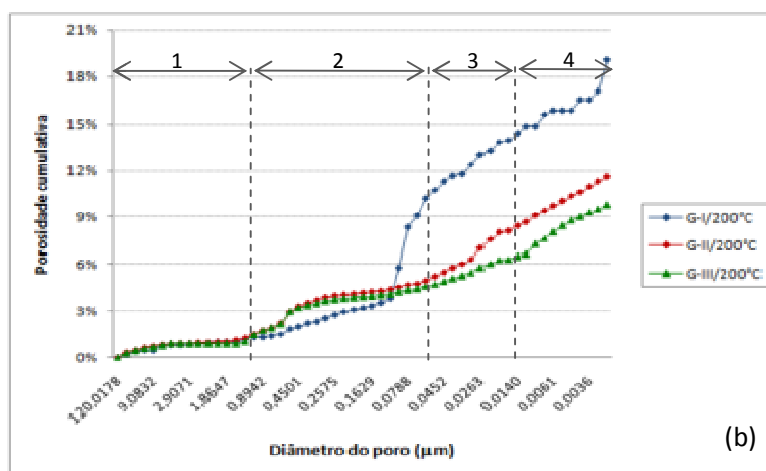
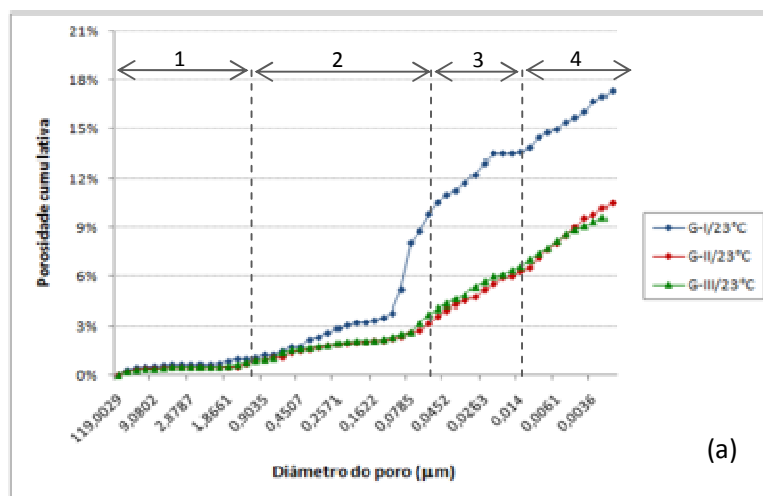


Figura 5.26: Porosidade cumulativa dos grupos G-I, G-II e G-III em GS=100%:
 (a) θ =ambiente, (b) θ =200°C e (c) θ =400°C.

No entanto, nas regiões 2 ($0,05\mu\text{m} < \text{poros} < 1\mu\text{m}$) e 3 ($0,01\mu\text{m} < \text{poros} < 0,05\mu\text{m}$), as quais representam a gama de poros capilares, foram observados comportamentos bastante diferenciados, principalmente a 400°C . Segundo Alonso et al. (2005), a região de poros capilares é muito importante para a resistência ao fogo do concreto, pois poros dessas dimensões garantem a conectividade na rede de poros, permitindo a liberação da água de vapor e mais tarde, a liberação das pressões internas nos poros. Ao se comparar os dados com os obtidos em temperatura ambiente, registra-se um aumento no percentual de poros capilares (regiões 2 e 3) em 400°C , na condição saturada. Em relação aos graus de saturação de 75 e 90% foi observado o mesmo comportamento, com exceção do grupo G-II, que apresentou um valor menor de porosidade em $\text{GS}=75\%$, no mesmo patamar de temperatura.

Outra observação importante é que, em altas temperaturas (400°C), o aumento no número de macroporos e poros capilares implicam na redução da porcentagem de microporos (poros $< 0,01\mu\text{m}$), conforme valores apresentados nas tabelas 5.7 a 5.9. De maneira geral, esse comportamento independe do grau de saturação analisado. Acredita-se que esteja relacionado com a formação de fissuras no material. O surgimento de fissuras na região de microporos pode desencadear o processo de formação de novos poros com dimensões maiores, através da interligação de poros com dimensões menores.

Tabela 5.7: Distribuição do tamanho de poros em função da temperatura (G-I).

| Temperatura ($^\circ\text{C}$) | GS (%) | Distribuição do tamanho de poros (%) | | | |
|-------------------------------------|------------|---|--|---|-------------------------------------|
| | | Poros de gel ($< 0,01\mu\text{m}$) | Capilares menores ($0,01 - 0,05 \mu\text{m}$) | Capilares maiores ($0,05-1 \mu\text{m}$) | Macroporos ($> 1 \mu\text{m}$) |
| 23 | 100 | 20,1 | 19 | 54,6 | 6,3 |
| 200 | 100 | 22,1 | 21,6 | 49,4 | 6,9 |
| 400 | 100 | 10,2 | 17,4 | 58 | 14,4 |

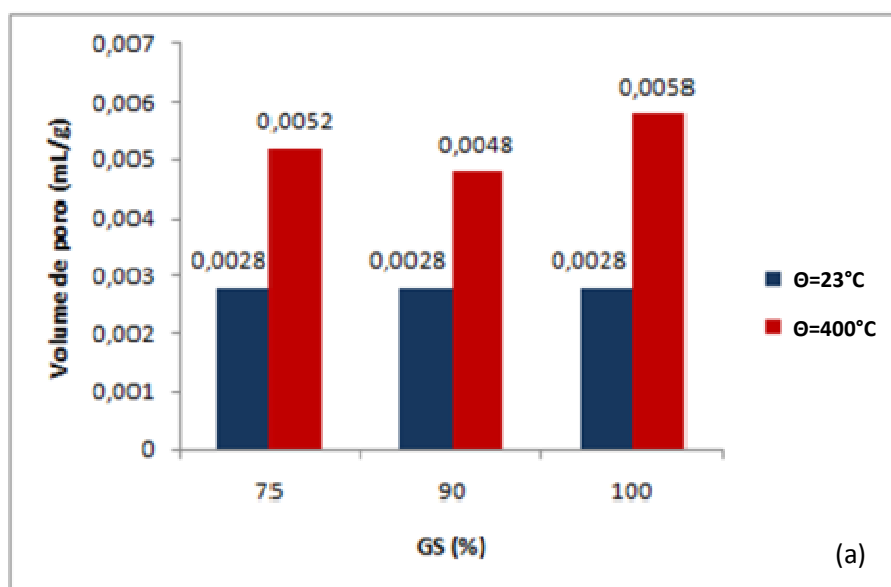
Tabela 5.8: Distribuição do tamanho de poros em função da temperatura (G-II).

| Temperatura ($^\circ\text{C}$) | GS (%) | Distribuição do tamanho de poros (%) | | | |
|-------------------------------------|------------|---|---|--|------------------------------------|
| | | Poros de gel ($< 0,01\mu\text{m}$) | Capilares menores ($0,01 - 0,05\mu\text{m}$) | Capilares maiores ($0,05-1\mu\text{m}$) | Macroporos ($> 1\mu\text{m}$) |
| 23 | 100 | 32,1 | 30,2 | 28,4 | 9,3 |
| | 75 | 18,2 | 22,4 | 44,3 | 15 |
| 200 | 90 | 28,1 | 24,1 | 35,3 | 12,5 |
| | 100 | 25,2 | 29,6 | 32,2 | 13 |
| 400 | 75 | 31,5 | 25,6 | 30,2 | 12,7 |
| | 90 | 24,2 | 29,9 | 33,3 | 12,6 |
| | 100 | 14,2 | 34,1 | 40,3 | 11,3 |

Tabela 5.9: Distribuição do tamanho de poros (%) em função da temperatura (G-III).

| Temperatura (°C) | GS (%) | Distribuição do tamanho de poros (%) | | | |
|------------------|------------|--------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|--------------------|
| | | Poros de gel (< 0,01µm) | Capilares menores (0,01-0,05µm) | Capilares maiores (0,05-1µm) | Macroporos (> 1µm) |
| 23 | 100 | 27,1 | 30,6 | 32,7 | 9,6 |
| | 75 | 27 | 37 | 26 | 10 |
| 200 | 90 | 23 | 35 | 34 | 8 |
| | 100 | 31,7 | 19,9 | 33,2 | 15,1 |
| 400 | 75 | 18,4 | 38,1 | 36 | 7,5 |
| | 90 | 16,8 | 32,1 | 34,1 | 17 |
| | 100 | 17,2 | 25,4 | 43 | 14,2 |

Outra análise importante está relacionada com o volume cumulativo de poros com diâmetros acima de 1,3 µm, conforme ilustrado na figura 5.27. De acordo com Chan et al. (1999b), esse intervalo é responsável pela permeabilidade do concreto de alta resistência. Comparando-se os valores obtidos em temperatura ambiente e 400°C, observa-se que no grupo G-II o volume de poros aumentou 86%, 71% e 110%, para os graus de saturação de 75%, 90% e 100%, respectivamente. Já no grupo G-III, considerando as mesmas variáveis, o aumento foi de, aproximadamente, 39%, 222% e 174%. Isso demonstra que a exposição a altas temperaturas, além de provocar a deterioração da estrutura de poros do concreto, pode diminuir sua durabilidade, pelo aumento da permeabilidade.



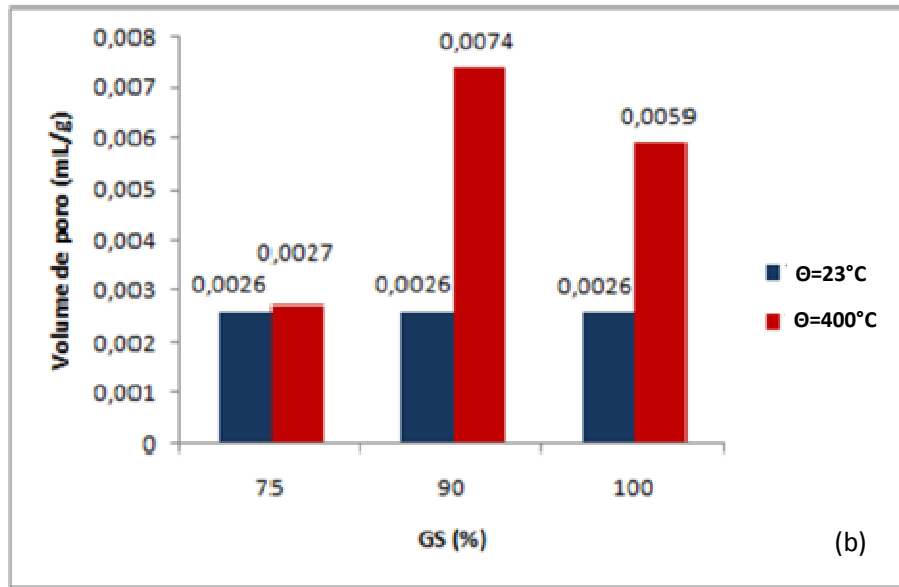


Figura 5.27: Volume de poro cumulativo antes e após exposição a 400°C: (a) G-II e (b) G-III.

5.2.5 Perda de massa

Quando o concreto é submetido a altas temperaturas, modificações em sua massa podem ser detectadas devido à perda de umidade (água livre dos poros) e às transformações relacionadas às fases sólidas, pasta e agregados. A figura 5.28 demonstra esse tipo de comportamento.

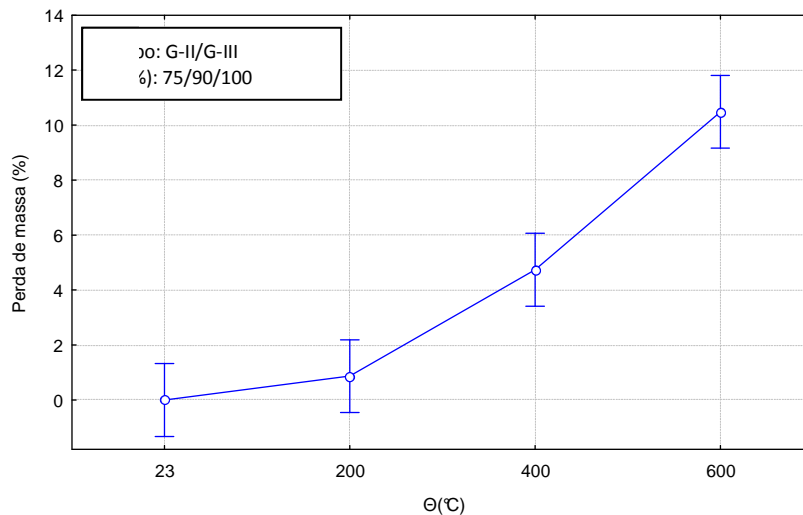


Figura 5.28: Influência da “temperatura de exposição” na perda de massa.

Por análise da figura 5.28, observa-se que até 200°C existe pouca perda de massa, que pode ser atribuída à evaporação parcial da água presente nos poros. Entre 200 e 400°C, a perda de massa torna-se mais significativa, pois além da perda da água livre, ocorre também a desidratação da estrutura do C-S-H e de outros produtos hidratados. Acima de 400°C, nota-se que a perda de massa segue sendo intensa, sendo que começam a se fazer notar os danos causados na microestrutura do concreto pelo aquecimento, sendo especialmente influente o lascamento explosivo da superfície.

A figura 5.29 apresenta a relação entre a perda de massa e o grau de saturação inicial do concreto. Conforme o esperado pode-se perceber que, quanto maior for a umidade inicial do concreto, maior será a perda de massa, pois aumenta a possibilidade de ocorrência de fragmentações explosivas.

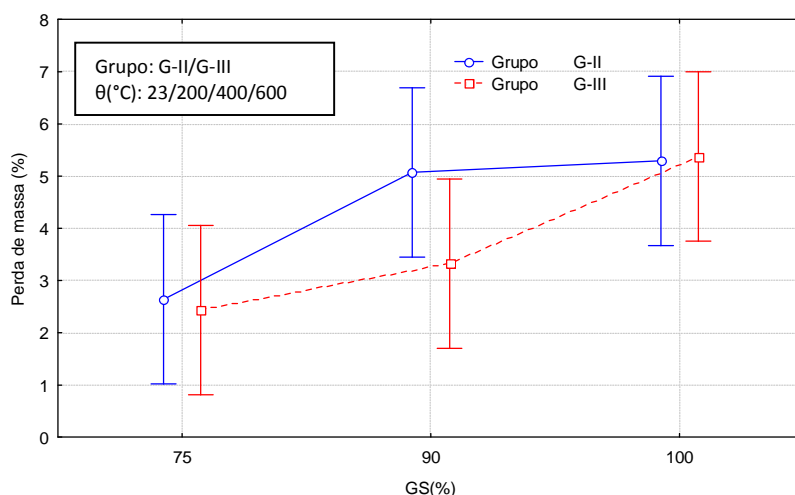


Figura 5.29: Influência do “grau de saturação” na perda de massa.

A influência do comportamento explosivo na perda de massa do concreto pode ser melhor observada no gráfico da figura 5.30. Nota-se que, para amostras expostas a temperaturas de até 400°C, a perda de massa é praticamente a mesma para os 3 graus de saturação estudados, ou seja, o teor de umidade praticamente não exerce influência na perda de massa.

Entretanto, quando se analisam os resultados das amostras expostas a 600°C, o grau de saturação e o *spalling* explosivo se mostram intrinsecamente ligados à perda de massa, pois à medida que o teor de umidade aumenta, maiores são as chances de ocorrência do fenômeno, acarretando uma maior perda de massa do concreto.

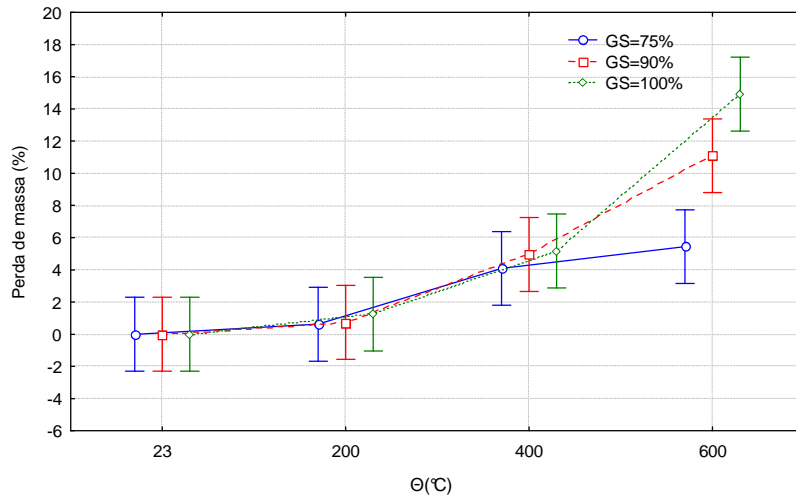


Figura 5.30: Influência da interação “temperatura de exposição e grau de saturação” na perda de massa.

Analisando a perda de massa dos grupos G-II e G-III separadamente, nota-se que os mesmos apresentam comportamento um tanto semelhante. A única diferença é que, no grupo G-II, o grau de saturação de 90% foi tão crítico quanto o de 100%, em relação à perda de massa.

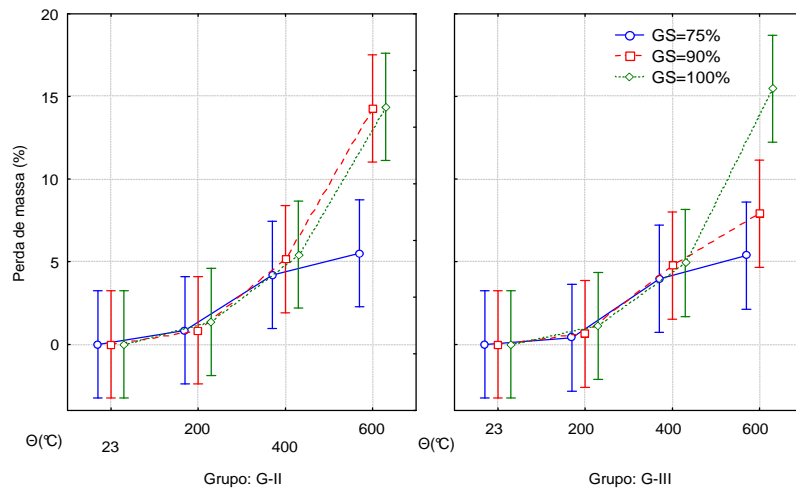


Figura 5.31: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição x grau de saturação” na perda de massa.

A figura 5.32 apresenta o processo de perda de massa para concretos de resistência normal (G-I) e de alta resistência (G-II e G-III). Conforme pode ser visualizado, existe uma significativa diferença na forma como esses materiais perdem massa com a elevação da temperatura. Em temperaturas mais baixas (até

200°C), os concretos de alta resistência apresentam menores perdas de massa que o concreto de resistência normal.

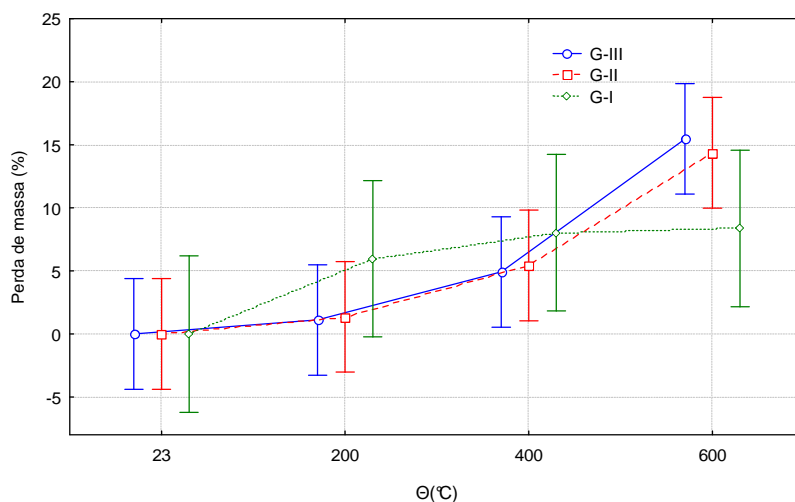


Figura 5.32: Influência da interação “resistência do concreto x temperatura de exposição” na perda de massa, para GS=100%.

Atribui-se esse fato às diferenças na densidade e na microestrutura de poros de cada material. O concreto de resistência normal, por apresentar uma maior permeabilidade/porosidade, concentra uma maior quantidade de água livre em seus poros e facilita sua evaporação, ao passo que o concreto de alta resistência, por apresentar uma menor quantidade de poros, possui um menor teor de umidade e ainda dificulta a saída de umidade/vapor para o ambiente, retardando o processo de evaporação da água livre presente nos poros.

Entretanto, no intervalo entre 400 e 600°C, o concreto de alta resistência apresenta maiores valores de perda de massa do que o concreto de resistência normal. Isso ocorre, principalmente, devido aos danos na estrutura de poros, provocados pelas mudanças físico-químicas que o material experimenta com a elevação da temperatura, bem como pelo surgimento de pressões de vapor nos poros que levam ao desencadeamento do processo de *spalling* no concreto.

5.2.6 Grau de Severidade do *spalling*

Salienta-se que, para a avaliação do grau de severidade do *spalling*, foram adotados os procedimentos previamente descritos na fase 1 (item 5.1.1).

A figura 5.33 apresenta a classificação adotada na fase 2 em relação aos danos sofridos pelo concreto após exposição a altas temperaturas.

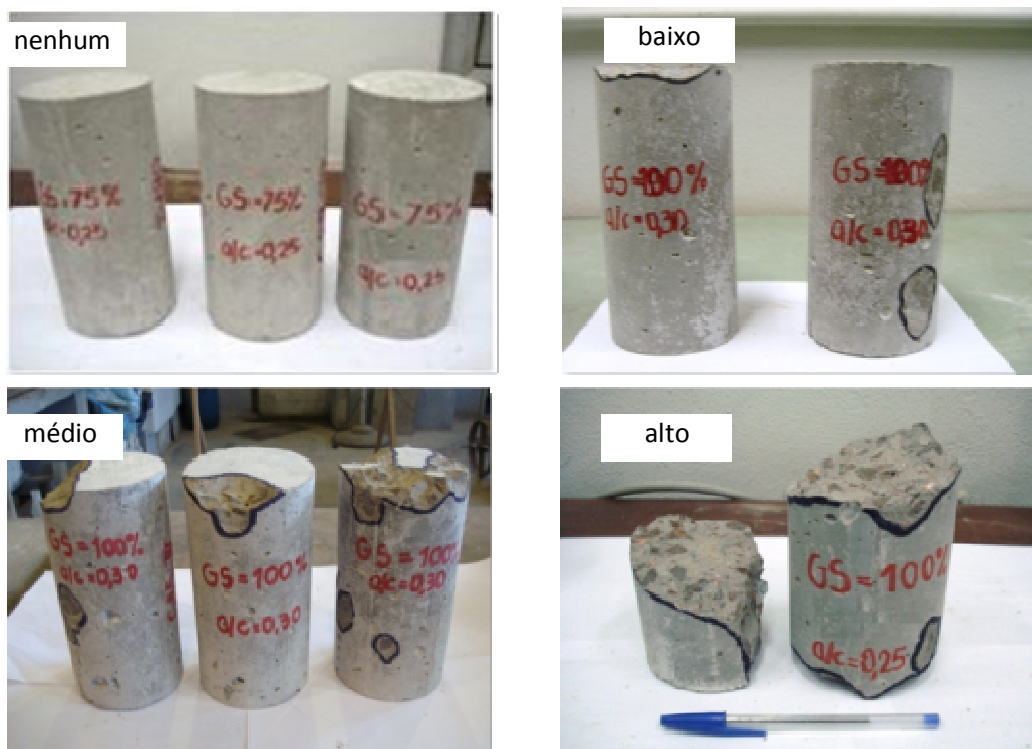


Figura 5.33: Classificação do *spalling* de acordo com o dano sofrido pelo material.

A partir dos dados coletados, estimou-se o percentual de amostras que sofreram algum tipo de dano, em concordância com a tabela apresentada no capítulo 4, que classifica o grau de severidade do *spalling* no concreto. As figuras 5.34 (a) e (b) apresentam os resultados alcançados, para os grupos G-II e G-III, respectivamente. Os dados do grupo G-I não são apresentados, pois conforme mencionado anteriormente, as amostras desse grupo não apresentaram indícios de *spalling* explosivo, mesmo para o grau de saturação de 100%.

Comparando-se as figuras 5.34 (a) e (b), nota-se que, para o grau de saturação de 75%, a maioria dos corpos de prova do grupo G-II (em torno de 80%), não sofreu nenhum tipo de dano provocado por lascamentos no concreto, ao passo que no grupo G-III, já podem ser observados danos apreciáveis causados pela manifestação do fenômeno. Em contrapartida, no grau de saturação de 90%, o comportamento se deu de maneira inversa. Danos de intensidade elevada foram observados no grupo

G-II, enquanto que no grupo G-III praticamente 80% das amostras não sofreram fragmentações de natureza explosiva.

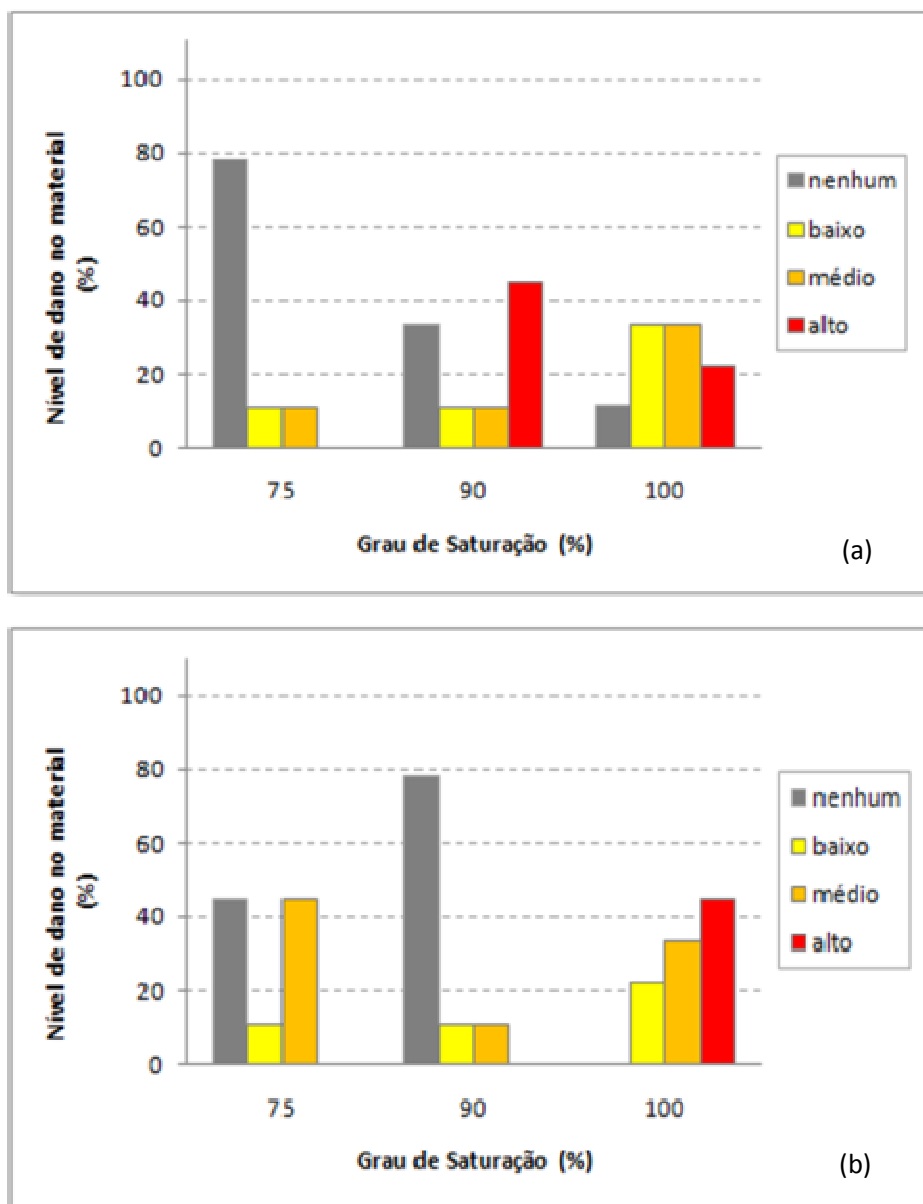


Figura 5.34: Nível de dano alcançado pelo material x teor de umidade nos grupos: (a) G-II e (b) G-III.

De forma geral, conforme esperado, em ambos os casos pôde-se observar que os danos mais severos, de intensidade média à elevada, ocorreram quando as amostras expostas tinham um grau de saturação inicial de 100%. Consoante com a literatura consultada, a condição saturada se mostra como a situação

mais crítica no desencadeamento de lascamentos no concreto, embora um teor de umidade inicial de 90% já seja bastante favorável para a ocorrência do fenômeno.

Além disso, nota-se que a alta resistência do concreto (o que é um indicador indireto de sua compactidade, na maioria dos casos) parece ser um fator influente no grau de severidade do *spalling*, principalmente na condição saturada. Independentemente do tipo de deterioração experimentada pelo material, o grupo G-III, que foi dosado com a menor relação água/aglomerante, apresentou lascamentos em todas as amostras e, praticamente, a metade das mesmas exibiu comportamento explosivo, com considerável perda de material. Ou seja, nesse estudo, a combinação de um reduzido volume de vazios com poros totalmente saturados implicou em uma incidência praticamente certa de um determinado nível de lascamentos nas amostras.

Resumindo as tendências observadas, a tabela 5.10 exibe a relação existente entre a frequência de *spalling*, o teor de umidade e a resistência do concreto, no patamar de temperatura máxima usada nesse trabalho (600°C). Os mesmos dados são mostrados de forma gráfica na figura 5.35. Para montagem das mesmas deve-se alertar que, para cada grau de saturação, a frequência foi calculada independentemente do grau de severidade atingido no corpo de prova, ou seja, foram inseridas todas as amostras que sofreram algum tipo de deterioração, em menor ou maior escala.

Analisando os resultados, observa-se claramente que, assim como na Fase 1, os resultados obtidos na Fase 2 evidenciam a forte dependência existente entre estas variáveis.

Tabela 5.10: Frequência de *spalling* x grau de saturação x resistência do concreto.

| traço | Grau de saturação (%) | Frequência <i>spalling</i> (%) |
|--------------|------------------------------|---------------------------------------|
| | 75 | 22 |
| G-II | 90 | 68 |
| | 100 | 90 |
| | 75 | 55 |
| G-III | 90 | 33 |
| | 100 | 100 |

De fato, segundo Chan et al.(1999 (a)), em concretos que apresentam resistência maior do que 60 MPa, existe uma proporcionalidade bastante forte entre o teor de umidade e a frequência de *spalling*, a partir de um determinado grau de saturação, considerado como crítico.

Essa proporção foi observada de forma clara nos resultados do grupo G-II, onde se nota a existência de uma relação direta e bem marcada entre o grau de saturação do material e a probabilidade de ocorrência do fenômeno, de acordo com a figura 5.35.

Entretanto, para o grupo G-III, essa tendência não se mostrou tão clara, visto que houve uma menor frequência de *spalling* nas amostras com grau de saturação de 90% do que a 75%. Na ausência de uma explicação fenomenológica subsidiada pela literatura, atribui-se esse comportamento à variabilidade experimental natural associada ao fenômeno de *spalling*. Como bem lembram Khoury e Anderberg (2000) e Khoury (2003(a)), a aleatoriedade e imprevisibilidade de muitos resultados tornam a sua análise do fenômeno bastante complexa.

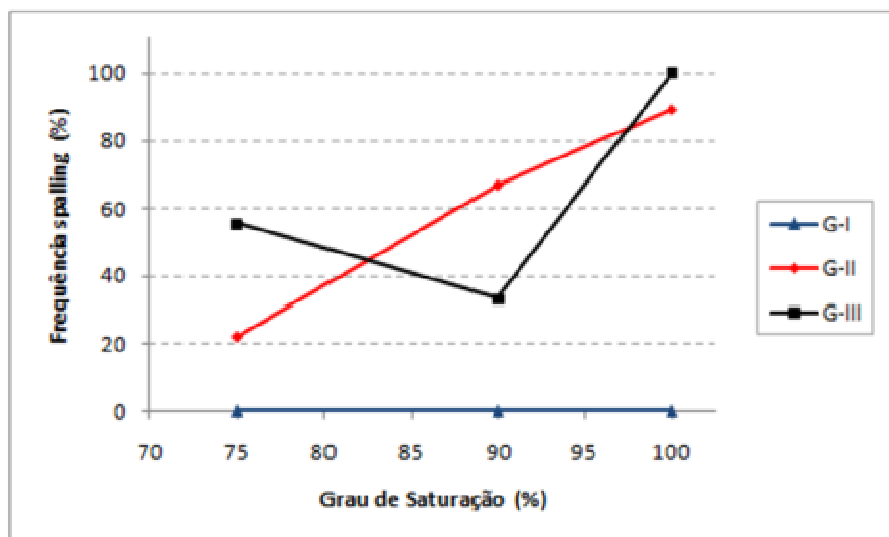


Figura 5.35: Relação entre a frequência de *spalling* e os fatores teor de umidade e resistência do concreto.

Uma das hipóteses, todavia, que pode ser levantada para esse comportamento está associada ao fato de que, nas amostras de resistência mais elevada, a porosidade é muito reduzida; a quantidade de água livre é menor e a resistência à tração é maior. Pode ser que o balanço entre a geração de vapor e o espaço disponível para geração de vapor, nessas condições, faça com que:

- Para amostras com teores de umidade inicial de 75%, embora exista pouca água, a transformação em vapor seja mais fácil e que, portanto, logo haja a acumulação de pressão nos poros.

- Para amostras saturadas (100%), embora a transformação da água em vapor possa se tornar mais difícil existe uma quantidade maior de água, o que acaba rapidamente causando o acúmulo de vapor, agravando o fenômeno.
- Nas amostras com umidade inicial de 90%, pode ser que a limitação de espaço já dificulte a transformação em vapor e haja menos água disponível para tanto. Dessa forma, o fenômeno seja mais suave.

Obviamente, confirmações independentes dessa tendência de comportamento seriam necessárias antes que se possam validar as hipóteses levantadas.

5.3 CORRELAÇÃO ENTRE AS PROPRIEDADES DO CONCRETO

No item anterior, as várias propriedades do concreto afetadas pela temperatura foram analisadas separadamente. No entanto, sabe-se que existem correlações entre elas.

Desse modo, no presente item os resultados serão correlacionados, com vistas a mapear as interrelações existentes entre eles.

5.3.1 Resistência x permeabilidade

De acordo com o que foi discutido nos itens 5.2.1 a 5.2.3, tanto a resistência quanto a permeabilidade do concreto sofrem alterações com o aumento da temperatura. A temperatura afeta a estrutura do concreto e, por consequência, sua resistência mecânica.

A figura 5.36 ilustra como se correlacionam a resistência e a permeabilidade do concreto, em função da temperatura. Fica evidente que existe uma relação inversa entre essas propriedades, ou seja, quanto mais permeável se torna o concreto, maior será sua perda de resistência. De acordo com a bibliografia consultada, esse comportamento está associado à formação de micro e microfissuras, o que ocorre, principalmente, acima do patamar de 400°C.

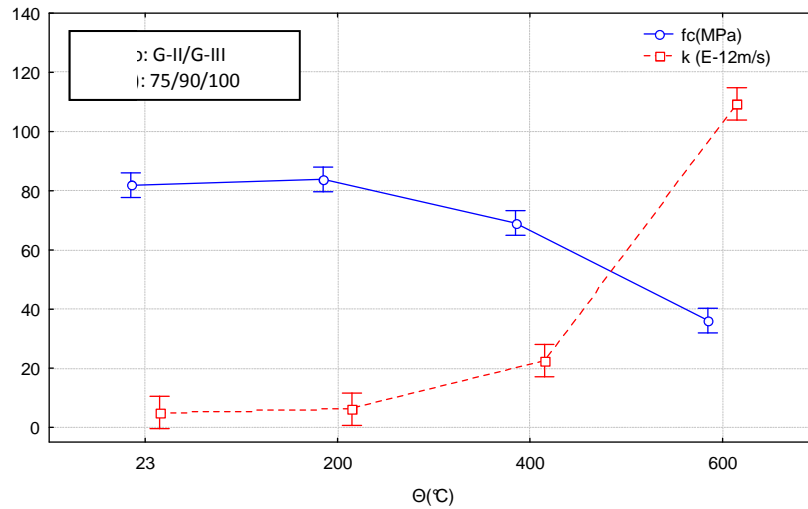


Figura 5.36: Relação entre resistência média e permeabilidade média do concreto de alta resistência.

Além de se reconhecer que tanto a permeabilidade do concreto quanto a sua resistência são afetadas pela temperatura, também é necessário avaliar se essas propriedades apresentam o mesmo nível de danos para uma mesma temperatura.

Conforme comentado anteriormente, a permeabilidade é utilizada como parâmetro para estimar a durabilidade do concreto. Levando-se em consideração essa informação, Chan et al. (1999b) propuseram dois índices para avaliar de maneira integrada a resistência e durabilidade. O primeiro é o denominado índice d_1 , que serve para avaliar os danos na resistência mecânica, enquanto o índice d_2 foi utilizado para avaliar os danos na durabilidade relacionados ao aumento da permeabilidade do concreto, conforme as equações que seguem. Esses índices podem variar de 0 (sem danos) a 1 (totalmente danificado).

$$d_1 = 1 - \frac{\text{m\u00e9dia da resist\u00eancia mec\u00e2nica residual ap\u00f3s o aquecimento}}{\text{m\u00e9dia da resist\u00eancia mec\u00e2nica original antes do aquecimento}} \quad (5.1)$$

$$d_2 = 1 - \frac{\text{volume cumulativo de poros maior que 1,3 \u00b5m antes do aquecimento}}{\text{volume cumulativo de poros maior que 1,3 \u00b5m ap\u00f3s do aquecimento}} \quad (5.2)$$

Comparando-se os valores residuais de resistência e durabilidade, em relação ao seu valor original (temperatura ambiente), observa-se, na tabela 5.11, que a permeabilidade é muito mais suscetível aos efeitos das altas temperaturas do que a resistência à compressão do concreto.

Tabela 5.11: Índices para avaliação da resistência e durabilidade do concreto em função da temperatura.

| Grupo | GS (%) | Temperatura de exposição (θ) | | | | | |
|-------|--------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 200°C | | 400°C | | 600°C | |
| | | d_1 | d_2 | d_1 | d_2 | d_1 | d_2 |
| G-I | 100 | 0,096 | 0 | 0,323 | 0,624 | 0,522 | --- |
| | 75 | 0 | 0,463 | 0,289 | 0,442 | 0,503 | --- |
| G-II | 90 | 0,098 | 0 | 0,216 | 0,396 | 0,698 | --- |
| | 100 | 0 | 0,383 | 0,356 | 0,5 | 0,834 | --- |
| G-III | 75 | 0 | 0 | 0 | 0,037 | 0,296 | --- |
| | 90 | 0 | 0,037 | 0 | 0,649 | 0,381 | --- |
| | 100 | 0 | 0,297 | 0,232 | 0,559 | 0,660 | --- |

Por análise da tabela 5.11, pode-se concluir ainda que o concreto sofreu menores danos na resistência mecânica do que na durabilidade relacionada à permeabilidade. Infelizmente, não foi possível calcular o índice d_2 em 600°C, pois não foram obtidos dados confiáveis no ensaio de porosidade nesse patamar de temperatura. Entretanto, os coeficientes de permeabilidade da figura 5.36 demonstram que essa propriedade sofre muito mais danos em 600°C do que a resistência mecânica, permitindo afirmar que os danos relacionados com a durabilidade do concreto seriam provavelmente maiores também nesse patamar de exposição.

De fato, observa-se esse tipo de comportamento nas figuras a seguir, as quais apresentam a resistência relativa média e a permeabilidade relativa média em função da temperatura, para os grupos, G-I, G-II e G-III, respectivamente. Salienta-se que, no caso dos grupos G-II e G-III, as propriedades residuais são obtidas a partir de uma média geral, considerando as contribuições de todos os graus de saturação.

Na figura 5.37 (a) observa-se que a resistência do grupo G-I foi reduzida a cerca de 3/5 em 600°C, no entanto, não foi possível obter dados para a permeabilidade relativa, pois houve a percolação da água no início do ensaio. Na figura 5.37 (b), que representa o grupo G-II, foi constatado que a resistência residual foi cerca da metade de seu valor original, enquanto que a permeabilidade aumentou 18 vezes, em comparação ao valor registrado em temperatura ambiente. Por fim, para o grupo G-III, ilustrado na figura 5.37 (c), a redução da resistência ficou em torno de 2/3 do valor original, ao passo que a permeabilidade aumentou quase 34 vezes após exposição a 600°C.

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

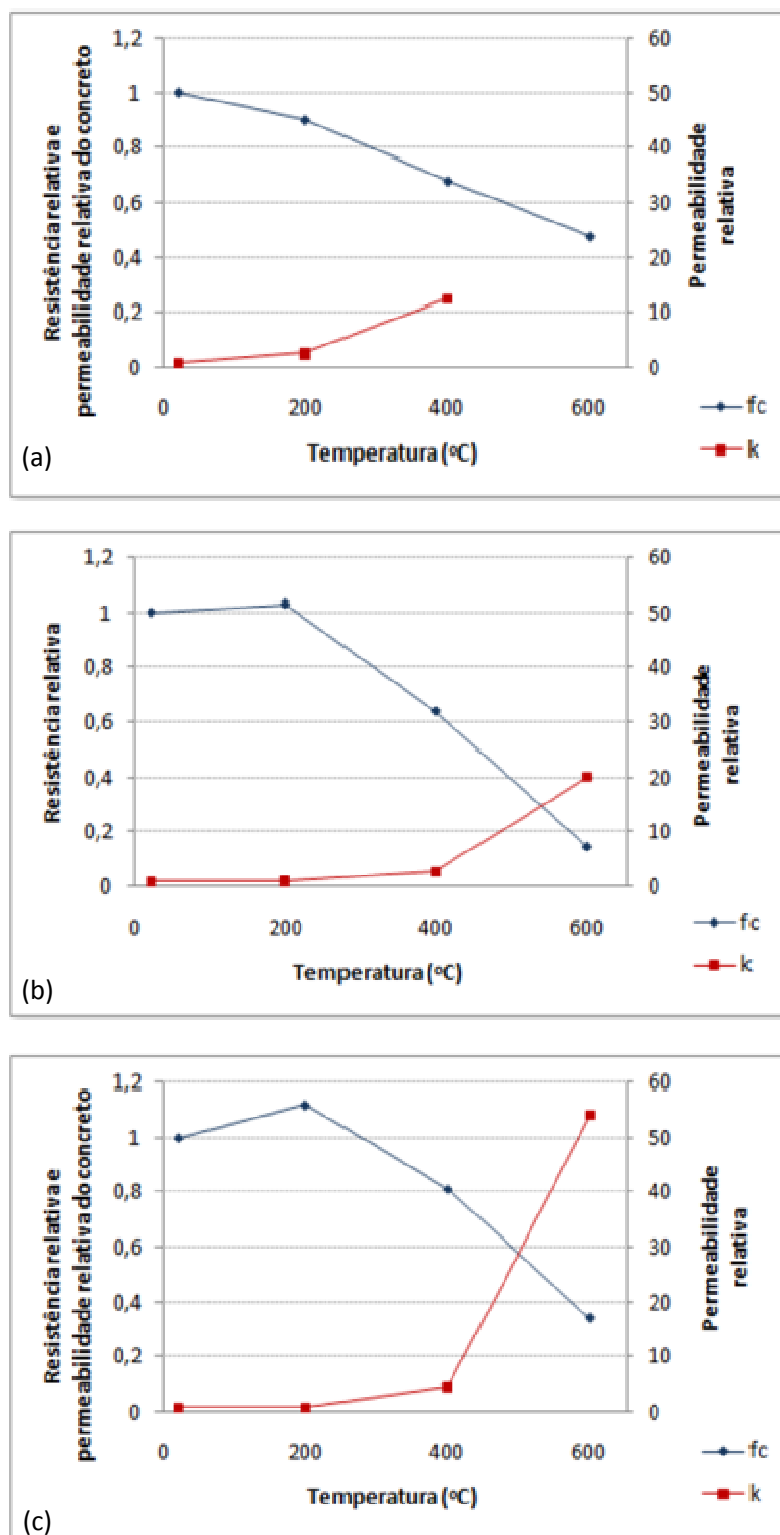


Figura 5.37: Valores residuais de resistência e permeabilidade: (a) G-I, (b) G-II e (c) G-III.

Ao se considerar, separadamente, a contribuição do grau de saturação nos valores residuais de resistência e permeabilidade, nota-se que concretos com maior teor de umidade inicial, tendem a apresentar menores valores de resistência, bem como maiores danos na microestrutura do concreto. A tabela 5.12 apresenta os valores residuais obtidos em cada grupo, de acordo com o patamar de temperatura e o grau de saturação inicial.

Tabela 5.12: Resistência à compressão x coeficiente de permeabilidade do concreto.

| θ (°C) | GS (%) | G-I | | G-II | | G-III | |
|---------------|--------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | | $f_{c,\theta}/f_{c,23^\circ\text{C}}$ | $k_{\theta}/k_{23^\circ\text{C}}$ | $f_{c,\theta}/f_{c,23^\circ\text{C}}$ | $k_{\theta}/k_{23^\circ\text{C}}$ | $f_{c,\theta}/f_{c,23^\circ\text{C}}$ | $k_{\theta}/k_{23^\circ\text{C}}$ |
| 23 | 75 | --- | --- | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 75 | --- | --- | 1,06 | 1,41 | 1,04 | 0,60 |
| 400 | 75 | --- | --- | 0,71 | 2,04 | 1,05 | 4,53 |
| 600 | 75 | --- | --- | 0,50 | 11,73 | 0,70 | 11,72 |
| 23 | 90 | --- | --- | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 90 | --- | --- | 0,90 | 1,46 | 1,01 | 0,74 |
| 400 | 90 | --- | --- | 0,78 | 3,67 | 1,04 | 19,74 |
| 600 | 90 | --- | --- | 0,30* | 21,40 | 0,62 | 35,04 |
| 23 | 100 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 100 | 0,90 | 2,67 | 1,03 | 1,13 | 1,12 | 1,04 |
| 400 | 100 | 0,68 | 12,64 | 0,64 | 2,85 | 0,81 | 4,32 |
| 600 | 100 | 0,48 | percolação | 0,17** | 20,09 | 0,34* | 53,93 |

* 1 cp explodiu ($f_{c3}=0$): [média 3 cps = $(f_{c1} + f_{c2})/3$]

**2cps explodiram ($f_{c2}=0$ e $f_{c3}=0$): [média = $f_{c1}/3$]

5.3.2 Resistência à compressão x porosidade

Assim como existe uma relação inversa entre resistência e permeabilidade em altas temperaturas, observa-se, como esperado, uma relação também inversamente proporcional entre a resistência e a porosidade do concreto. Ou seja, à medida que a temperatura aumenta, a resistência do concreto diminui, enquanto que sua porosidade sofre um acréscimo, de acordo com figura 5.38.

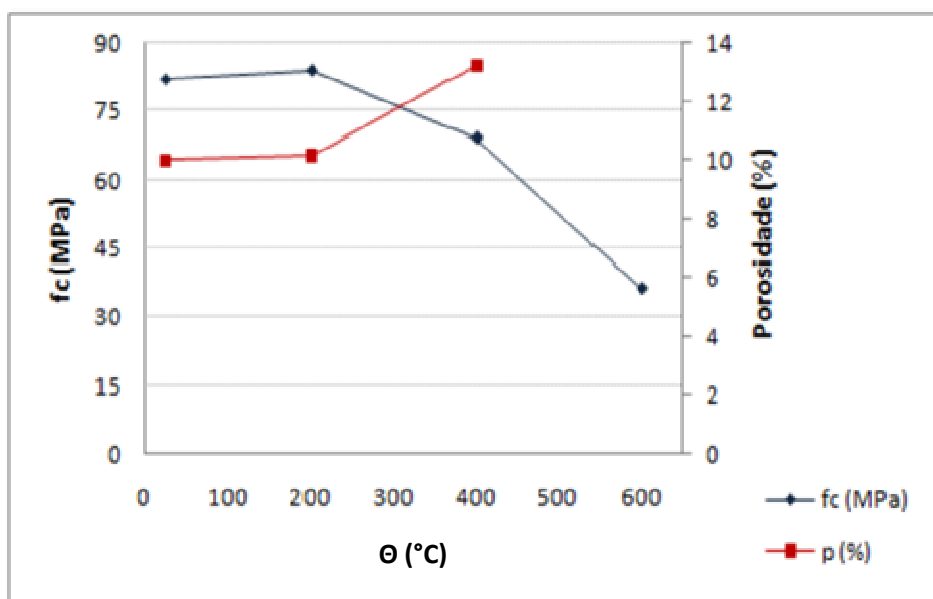


Figura 5.38: Relação entre resistência média à compressão e porosidade total média do concreto de alta resistência.

A redução da resistência, bem como a perda de durabilidade do concreto em temperaturas elevadas, é atribuída, de maneira geral, ao enfraquecimento ou até mesmo à ruptura da estrutura de poros do material, provocada por alterações físico-químicas (tais como a desidratação da pasta de cimento e a decomposição dos produtos de hidratação) e pelo surgimento de microfissuras, que são causadas por pressões internamente geradas no poro pelo vapor de água.

O efeito da temperatura na estrutura de poros do concreto pode ser identificado pela variação na distribuição do tamanho de poros antes e após o aquecimento.

Como se pode observar na tabela 5.13, com a elevação da temperatura para 400°C existe um acréscimo na porcentagem de poros com diâmetros maiores (e, por conseqüência, uma redução da porcentagem de microporos), que chega a valores próximos a 35% do total de poros da amostra quando a mesma é aquecida na condição saturada. Naturalmente, o aumento do diâmetro médio dos poros com a temperatura desencadeia um aumento na porosidade total do concreto e, conseqüentemente, desencadeia a perda de resistência e durabilidade.

Tabela 5.13: Efeito da temperatura na variação da estrutura de poro.

| Temperatura (°C) | % capilares maiores + macroporos | | | | | | |
|---------------------|----------------------------------|--------|--------|---------|--------|--------|---------|
| | G-I | | G-II | | | G-III | |
| | GS=100% | GS=75% | GS=90% | GS=100% | GS=75% | GS=90% | GS=100% |
| 23 | 60,9 | 37,7 | 37,7 | 37,7 | 42,3 | 42,3 | 42,3 |
| 400 | 72,4 | 42,9 | 45,9 | 51,6 | 43,5 | 51,1 | 57,2 |

Analisando a influência do grau de saturação nos valores residuais de resistência e porosidade, novamente observa-se o mesmo comportamento encontrado na permeabilidade, ou seja, concretos com maior teor de umidade inicial, ao serem submetidos a altas temperaturas, tendem a apresentar menor resistência e maior porosidade. A tabela a seguir mostra os valores residuais obtidos para cada grupo, de acordo com o patamar de temperatura e grau de saturação estudados.

Tabela 5.14: Resistência relativa x porosidade relativa do concreto.

| T (°C) | GS (%) | G-I | | G-II | | G-III | |
|--------|--------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | | $f_{c,\theta}/f_{c,23^\circ\text{C}}$ | $p_{\theta}/p_{23^\circ\text{C}}$ | $f_{c,\theta}/f_{c,23^\circ\text{C}}$ | $p_{\theta}/p_{23^\circ\text{C}}$ | $f_{c,\theta}/f_{c,23^\circ\text{C}}$ | $p_{\theta}/p_{23^\circ\text{C}}$ |
| 23 | 75 | --- | --- | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 75 | --- | --- | 1,06 | 1,09 | 1,04 | 0,95 |
| 400 | 75 | --- | --- | 0,71 | 1,22 | 1,05 | 1,29 |
| 600 | 75 | --- | --- | 0,50 | --- | 0,70 | --- |
| 23 | 90 | --- | --- | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 90 | --- | --- | 0,90 | 1,00 | 1,01 | 0,91 |
| 400 | 90 | --- | --- | 0,78 | 1,21 | 1,04 | 1,41 |
| 600 | 90 | --- | --- | 0,30* | --- | 0,62 | --- |
| 23 | 100 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 100 | 0,90 | 1,10 | 1,03 | 1,11 | 1,12 | 1,02 |
| 400 | 100 | 0,68 | 1,12 | 0,64 | 1,37 | 0,81 | 1,44 |
| 600 | 100 | 0,48 | --- | 0,17** | --- | 0,34* | --- |

* 1 cp explodiu ($f_{c3}=0$): [média = $(f_{c1} + f_{c2})/3$]

**2cps explodiram ($f_{c2}=0$ e $f_{c3}=0$): [média = $f_{c1}/3$]

5.3.3 Permeabilidade x porosidade

A permeabilidade e porosidade são parâmetros intrínsecos às propriedades do concreto, principalmente, no referente à resistência e durabilidade do material.

A partir das análises apresentadas no decorrer do capítulo, constata-se que tanto a permeabilidade como a porosidade aumentam com a elevação de temperatura devido às modificações que acontecem nos componentes do concreto durante o processo de aquecimento.

No entanto, verifica-se que os aumentos da permeabilidade e da porosidade ocorrem em escalas diferentes, conforme pode ser observado na figura 5.39. Em temperaturas mais baixas (até 200°C) o aumento na permeabilidade e na porosidade são praticamente os mesmos. No entanto, a partir desse patamar de temperatura, nota-se uma sensível diferença entre as variáveis analisadas, sendo que a permeabilidade cresce muito mais rapidamente que a porosidade, devido à formação de microfissuras que interconectam os poros. É interessante notar que esses dados justificam claramente porque o fenômeno de *spalling* explosivo tende a acontecer em temperaturas até 400°C, quando a permeabilidade ainda não aumentou suficientemente para permitir o escape do vapor de água aquecido de dentro da rede de poros.

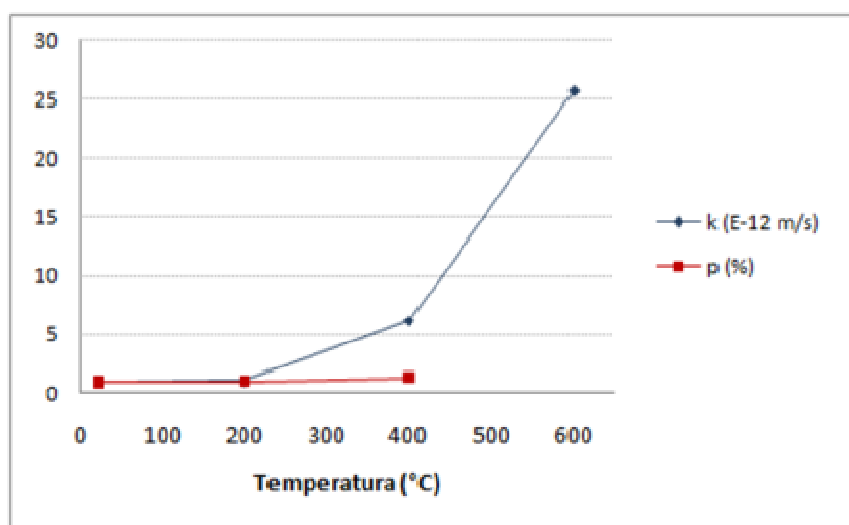


Figura 5.39: Permeabilidade e porosidade residuais no concreto de alta resistência.

A tabela 5.15 apresenta os fatores de redução da permeabilidade e porosidade do concreto com a evolução da temperatura. Conforme mencionado anteriormente, os valores apresentados representam os valores médios obtidos, considerando-se a contribuição de todos os graus de saturação em cada temperatura de exposição.

Tabela 5.15: Comparação entre a permeabilidade e porosidade residuais do concreto de alta resistência.

| θ (°C) | k_{θ}/k_{230C} | p_{θ}/p_{230C} |
|---------------|-----------------------|-----------------------|
| 23 | 1,00 | 1,00 |
| 200 | 1,06 | 1,02 |
| 400 | 3,48 | 1,33 |
| 600 | 25,64 | --- |

Analisando-se os resultados obtidos na temperatura de 200°C, percebe-se que as variáveis permeabilidade e porosidade apresentam comportamentos bastante semelhantes. Entretanto, quando as amostras são expostas a um patamar de temperatura de 400°C, a diferença se torna significativa, pois enquanto que a porosidade aumenta em torno de 1/3, a permeabilidade do concreto praticamente triplica nesse patamar.

Já quando se atinge 600°C, o aumento da permeabilidade fica na ordem de 25 vezes maior quando comparado ao seu valor original. Infelizmente, devido aos problemas mencionados anteriormente em relação aos ensaios de porosidade de amostras expostas a 600°C, não foi possível fazer uma comparação quantitativa das variáveis nessa temperatura de exposição, mas estudos demonstram que a porosidade pode duplicar seu valor em relação à temperatura ambiente (Chan et al., 2000; Velasco, 2002). Portanto, como já enfatizado, a permeabilidade se mostra mais suscetível ao aquecimento, principalmente em temperaturas de exposição superiores a 400°C.

6 FASE 3: MODELO SIMPLIFICADO DE *SPALLING*

Neste capítulo é apresentado o modelo simplificado de *spalling* explosivo que foi proposto a partir dos dados coletados experimentalmente, bem como são descritos os programas computacionais utilizados na modelagem numérica.

6.1 MOTIVAÇÃO

Conforme discutido no capítulo 3, existem diversos modelos de *spalling* propostos na literatura. Como se pode verificar nessa breve revisão, alguns dos modelos existentes foram desenvolvidos com base em aproximações simplificadas, enquanto que outros foram elaborados a partir de teorias mais complexas, visando efetuar a representação do fenômeno de maneira mais adequada e realística.

Sem dúvida, formulações teóricas que levam em conta os processos hídrico, térmico e mecânico de maneira acoplada são, atualmente, os modelos que melhor representam os efeitos do *spalling* nas estruturas de concreto armado em elevadas temperaturas. Todavia, o desenvolvimento de modelos mais robustos, capazes de fornecer uma previsão confiável do processo *de spalling*, requer o conhecimento de fatores ligados à geometria dos elementos estruturais (tamanho e forma da seção transversal), ao ambiente (taxa de aquecimento, perfil de temperaturas e nível de carregamento aplicado), assim como às características do material (permeabilidade, nível de saturação dos poros, tipo e tamanho do agregado, presença de fissuras e armadura, etc).

Para tanto, é indispensável a elaboração e execução de extensos programas experimentais, cujos resultados servirão como subsídio para o ajuste e calibração de parâmetros do modelo teórico. O problema é que a consecução de todas as etapas envolvidas no processo de desenvolvimento e calibração de um modelo avançado demanda um tempo considerável, e envolve custos elevados, tais como a aquisição de fornos com grandes dimensões e alto consumo de energia para a execução de ensaios ao fogo em escala natural.

Uma das estratégias encontradas pelos grupos de pesquisa europeus para minimizar o tempo de execução de todas as etapas experimentais tem sido o desenvolvimento de programas de pesquisa multinacionais, por meio de parcerias e criação de redes entre centros universitários e de pesquisa. No Brasil, a primeira iniciativa dessa envergadura é o projeto temático proposto pela EPUSP, EESC-USP e UNICAMP, que está sendo financiado pela FAPESP.

A ampliação de iniciativas dessa natureza é fundamental, pois os grupos de pesquisa envolvidos na área de análise e combate a incêndios do país são raros e é necessário articular esforços para promover trabalhos em conjunto, que permitam avanços mais rápidos e significativos.

Levando-se em consideração o que foi mencionado anteriormente, numa tese isolada torna-se praticamente inviável efetuar o desenvolvimento do extenso trabalho investigativo necessário para propor e ajustar um modelo complexo aplicável à representação do comportamento em altas temperaturas de elementos estruturais em escala real. Além disso, o número de pesquisadores e profissionais na área que utilizam esse tipo de ferramenta é ainda reduzido, visto que modelos mais avançados não se encontram disponíveis em versão comercial.

Desse modo, dada a preocupação com a disponibilidade de tempo para a realização de um estudo teórico-experimental relacionado ao fenômeno de *spalling* explosivo, associada à limitação de recursos disponíveis para a compra de equipamentos mais sofisticados, decidiu-se que o presente trabalho se limitaria à proposição de um modelo simplificado de *spalling*.

Buscando dar alcance e facilitar a implementação dessa ferramenta, o modelo foi concebido de forma que pudesse ser incorporado, se desejado, ao programa VULCAN, um software desenvolvido pela Universidade de Sheffield, onde a pesquisadora efetuou seu estágio de doutoramento, que se baseia no uso do método dos elementos finitos (MEF) para simular o comportamento termoestrutural de estruturas submetidas ao fogo.

O modelo simplificado a ser proposto, portanto, se baseia na determinação da temperatura crítica a partir da qual existiria alta probabilidade de ocorrência do *spalling* explosivo, a partir do conhecimento de fatores como o teor de umidade, a porosidade e as propriedades mecânicas do concreto em temperatura ambiente. Quando um elemento da malha de elementos finitos atinge essa temperatura, ele será automaticamente desligado, simulando o lascamento explosivo e induzindo uma progressão mais rápida de degradação térmica.

A seguir se apresenta o processo de desenvolvimento do modelo simplificado proposto, bem como são descritos os programas utilizados na simulação computacional de seus efeitos.

6.2 MODELO SIMPLIFICADO DE SPALLING

A proposta do trabalho era que o modelo simplificado a ser formulado se basearia em comportamentos observados durante a realização da etapa experimental. Dessa maneira, a determinação dos teores de umidade críticos, que favoreciam a ocorrência do *spalling* explosivo, foi crucial para o desenvolvimento do modelo proposto.

Portanto, um dos objetivos principais da análise dos dados do Capítulo 4 foi determinar uma relação entre temperatura, teor de umidade e outros parâmetros influentes na ocorrência do fenômeno, tais como resistência à compressão, resistência à tração e porosidade. Visto que se optou por formular o modelo de tal forma que o mesmo pudesse ser incorporado ao programa de análise termoestrutural VULCAN, algumas hipóteses foram assumidas durante o processo de análise, com o objetivo de reduzir a complexidade envolvida no processo e garantir resultados adequados, quais foram:

- O *spalling* explosivo não ocorre em elementos confeccionados com concreto de resistência normal;
- Admite-se que o *spalling* explosivo poderá acontecer somente em concretos de alta resistência, cuja resistência à compressão seja igual ou maior do que 70 MPa (o modelo vale para o intervalo de resistência compreendido entre 70 e 90 MPa);
- Amostras com grau de saturação inferior a 75% não sofrem *spalling* explosivo;
- Assume-se que não há transporte de vapor no concreto aquecido e que a pressão de vapor é simplesmente a pressão gerada pela água evaporável (água livre) presente nos poros;
- Admite-se que poderá acontecer *spalling* explosivo caso as pressões de vapor na estrutura de poros excedam a resistência à tração do concreto;
- Não são considerados os efeitos causados pelo carregamento oriundos do processo termomecânico.

Tomando como base as premissas mencionadas acima, a seguir são descritos os passos utilizados no cálculo da temperatura crítica de *spalling* para o modelo simplificado proposto nesse trabalho.

6.2.1 Passo 1: Cálculo do volume de poros (m^3/m^3):

A porosidade do concreto é um parâmetro importante para o desencadeamento do processo de *spalling* explosivo devido ao acúmulo de pressão de vapor na estrutura de poros. Conforme constatado no capítulo 5, com a elevação da temperatura, a porosidade do material tende a aumentar, reduzindo sua resistência mecânica. Desse modo, o conhecimento do volume de poros permite efetuar uma estimativa de sua resistência à tração.

De posse dos resultados obtidos no ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi possível estimar a porcentagem de poros existentes em amostras de concreto de diferentes resistências e, conseqüentemente, conhecer a taxa de volume de poros do material analisado, ou seja:

$$V_p = V_{conc} * p(\%) / 100 \quad (6.1)$$

Em que p é a porosidade e V_p é o volume de poros.

Caso não se disponha de resultados experimentais de porosidade, Bazant e Kaplan (1996) sugerem utilizar relações tridimensionais típicas de pastas de cimento Portland endurecidas para o cálculo de uma porosidade teórica, conforme os passos 1 a 7:

1. Admite-se que a massa de água que se combina quimicamente com o cimento como sendo igual a 23% da massa de cimento hidratado:

$$W_n = 0,23 m c \quad (6.2)$$

Em que W_n é a massa de água quimicamente combinada não evaporável (em gramas), m é a proporção de cimento hidratado (ou grau de hidratação) e c é a massa de cimento (em gramas).

2. Para considerar os efeitos da compressão, pode-se admitir que o volume da água que se combina com os componentes do cimento é reduzido em 25%, como segue:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75W_n \\ &= 0,75 x 0,23mc \\ &= 0,172mc \end{aligned} \quad (6.3)$$

Onde V_n é o volume da água quimicamente combinada.

3. O volume de partículas de gel pode então ser expresso como:

$$mcV_c + 0,172mc \quad (6.4)$$

Em que V_c é o volume específico do cimento. Se a densidade relativa do cimento é 3,15, o volume V_c será $1/3,15$, isto é, $0,317 \text{ cm}^3\text{g}^{-1}$. Neste caso, o volume de partículas de gel seria, portanto:

$$mc(0,317 + 0,172) = 0,489mc \text{ [cm}^3\text{]} \quad (6.5)$$

4. O volume de gel, isto é, o volume de partículas de gel mais poros de gel será, portanto:

$$0,489mc + W_g \quad (6.6)$$

Em que W_g é o volume de poros de gel.

Na falta de dados específicos, o volume de poros de gel pode ser considerado, aproximadamente, 28% do volume de gel. Então:

$$\begin{aligned} \frac{W_g}{0,489mc + W_g} &= 0,28 \\ W_g &= 0,19mc \text{ [cm}^3\text{]} \end{aligned} \quad (6.7)$$

O volume de gel seria, portanto:

$$0,489mc + 0,19mc = 0,68mc \text{ [cm}^3\text{]} \quad (6.8)$$

5. A relação (N) entre o volume de gel e o volume de cimento que foi hidratado será:

$$N = \frac{0,68mc}{mcV_c} = \frac{0,68}{0,317} = 2,14 \quad (6.9)$$

Dessa forma, a hidratação de 1 cm^3 de cimento resulta na formação de $2,14 \text{ cm}^3$ de gel.

6. A massa de água quimicamente combinada (W_n) em gel mais a massa de água nos poros de gel (W_g) resulta então em:

$$W_n + W_g = 0,23mc + 0,19mc = 0,42mc [g] \quad (6.10)$$

E o volume de água em gel seria expresso por:

$$0,75W_n + W_g = 0,17mc + 0,19mc = 0,36mc [cm^3] \quad (6.11)$$

7. O volume de poros capilares (ρ_c) será dado pela expressão 6.12:

$$\rho_c = W_o + mcV_c - NmcV_c = W_o + mcV_c(1 - N)[cm^3] \quad (6.12)$$

Em que W_o é o volume de água originalmente adicionada ao cimento (cm^3).

Para $N = 2,14$ e $V_c = 0,317 \text{ cm}^3 \text{ g}^{-1}$, teríamos então:

$$\rho_c = W_o - 0,36mc \quad (6.13)$$

O volume de poros capilares é, portanto, zero, quando $W_o = 0,36mc$, isto é, $W_o/c = 0,36m$.

Admitindo-se que se busque atingir um grau de hidratação de 100% ($m=1$), uma relação água-cimento de no mínimo 0,36 seria necessária para promover a hidratação. Se a quantidade de água for menor que o valor mencionado, não existirão poros capilares e sim apenas partículas de cimento não hidratado.

O volume de água nos poros capilares será:

$$\begin{aligned} W_o - (W_n + W_g) &= W_o - (0,23 + 0,19)mc \\ &= W_o - 0,42mc [cm^3] \end{aligned} \quad (6.14)$$

Se $W_o/c \geq 0,36m$, então o volume de poros capilares vazios será:

$$\begin{aligned} \rho_c - (W_o - 0,42mc) &= W_o - 0,36mc - W_o + 0,42mc \\ \rho_c &= 0,06mc \end{aligned} \quad (6.15)$$

CAPÍTULO 6

A tabela 6.1 exemplifica os resultados obtidos quando se consideram diferentes composições de pastas para diferentes relações água/cimento, bem como para diferentes graus de hidratação do cimento. Observa-se que, variando a relação a/c entre 0,4 e 0,8, a quantidade total de água dobra, mas a quantidade teórica de água capilar, para um grau de hidratação perto de 100%, aumenta em duas ordens de grandeza. Isso explica as diferenças na possibilidade de ingresso de fluidos e na durabilidade de misturas dessa natureza.

Tabela 6.1: Exemplo de composição espacial de pastas de cimento Portland com diferentes relações água/cimento quando as proporções de cimento hidratado são zero, 50% e 100% (BAZANT e KAPLAN, 1996)

| | Relação água/cimento por massa (W_0/c) | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 0 | | 0,2 | | 0,4 | | 0,6 | | 0,8 | | 1,0 | | | | |
| Proporção de cimento hidratado = m | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,56 | 0 | 0,5 | 1,0 | 0 | 0,5 | 1,0 | 0 | 0,5 | 1,0 | |
| Massa de cimento = c (g) | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | 315 | |
| Volume de cimento = cV_c (cm ³) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | |
| Volume de água $W_0 = w_0 / c \times c$ (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 63 | 63 | 63 | 126 | 126 | 126 | 189 | 189 | 189 | 252 | 252 | |
| Volume total de pasta = $W_0 + cV_c$ (cm ³) | 100 | 100 | 100 | 163 | 163 | 163 | 226 | 226 | 226 | 289 | 289 | 289 | 352 | 352 | |
| Volume de cimento não hidratado = $(1-m) cV_c$ (cm ³) | 100 | 100 | 100 | 100 | 50 | 44 | 100 | 50 | 0 | 100 | 50 | 0 | 100 | 50 | 0 |
| Volume de partículas de gel = 0,49 mc (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 0 | 77 | 86 | 0 | 77 | 154 | 0 | 77 | 154 | 0 | 77 | 154 |
| Volume de poros de gel = 0,19 mc (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 0 | 30 | 33 | 0 | 30 | 60 | 0 | 30 | 60 | 0 | 30 | 60 |
| Volumes de poros capilares = $W_0 - 0,36 mc$ (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 63 | 6 | 0 | 126 | 69 | 13 | 189 | 132 | 75 | 252 | 195 | 138 |
| Volume de água quimicamente combinada = 0,17 mc (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 0 | 27 | 30 | 0 | 27 | 54 | 0 | 27 | 54 | 0 | 27 | 54 |
| Volume de água em poros de gel = 0,19 mc (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 0 | 30 | 33 | 0 | 30 | 60 | 0 | 30 | 60 | 0 | 30 | 60 |
| Volume de água em poros capilares = $W_0 - 0,42 mc$ (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 63 | 0 | 0 | 126 | 60 | 0 | 189 | 123 | 57 | 252 | 186 | 120 |
| Volume de poros capilares cheios = 0,06 mc (cm ³) | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 0 | 0 | 9 | 12 | 0 | 9 | 18 | 0 | 18 | 18 |

6.2.2 Passo 2: Determinação do teor de umidade crítico (W_{crit}):

Sabe-se que o teor de umidade é um dos parâmetros críticos e desencadeantes da ocorrência de *spalling* explosivo. Como já foi explicado, na geração do modelo foi admitido que, quando o desenvolvimento de pressões de vapor nos poros ultrapassar a resistência à tração do concreto, haverá fissuração e perda de uma seção superficial do elemento estrutural devido ao *spalling* explosivo, o que implica na exposição de camadas mais internas e uma eventual redução da capacidade resistente.

A determinação dos teores de umidade críticos para cada traço estudado deu-se a partir da análise de resultados das fases 1 e 2 do programa experimental do presente estudo. Analisando os dados se definiu que os graus de saturação de 75% e 90% seriam considerados como críticos para desencadeamento do processo de *spalling* explosivo em concretos de alta resistência (grupos G-II e G-III), respectivamente.

A partir dessa definição, e conhecendo-se a resistência à compressão característica de cada grupo ensaiado, se decidiu formular uma equação auxiliar, desenvolvida com base na resistência à compressão, que é usada para determinar o teor de umidade crítico para resistências entre 70 MPa e 90MPa, conforme segue:

$$W_{crit}(\%) = 142,5 - 1,25f_c \quad (6.16)$$

Caso a porcentagem de umidade na amostra seja menor que a umidade crítica, assume-se que o fenômeno não ocorre. Caso contrário, inicia-se o processo de cálculo da temperatura crítica.

6.2.3 Passo 3: Determinação da resistência à tração do concreto:

Para a determinação da resistência à tração do concreto em temperatura ambiente foi utilizada a equação proposta pelo CEB-FIP (1990), como uma primeira aproximação:

$$f_t = 0,301(f_c)^{0,67} \quad (6.17)$$

Cabe resaltar que a equação (6.17) fornece dados de resistência à tração em temperatura ambiente.

6.2.4 Passo 4: Cálculo da poropressão interna:

Em Ichikawa e England (2001) foi apresentado um modelo para o cálculo das tensões de tração gerada no interior do concreto, a partir da análise da poropressão e do volume de poros no concreto. Nesse

modelo, o “esqueleto” do concreto é representado de forma esquematizada por um modelo esférico com uma cavidade interna, de acordo com figura 6.1.

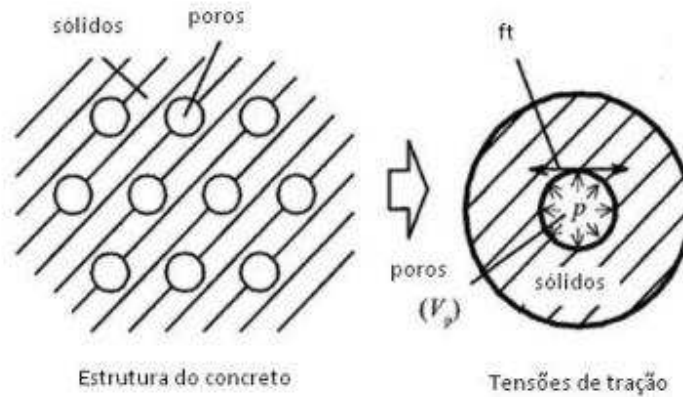


Figura 6.1: Modelo esférico com cavidade interna para o cálculo da tensão de tração (Ichikawa e England, 2001).

Conhecendo a resistência à tração do concreto (calculada no passo 3) e o volume de poros (determinado no passo 1), é possível estimar a poropressão média interna atuante, isolando-se a variável “ p_i ” na equação a seguir:

$$f_t = \frac{(1+2V_p)}{2(1-V_p)} p_i \quad (6.18)$$

Em que f_t é a resistência à tração do concreto, V_p é o volume de poros e p_i é a poropressão interna.

6.2.5 Passo 5: Determinação da temperatura crítica de *spalling* (T_{crit}):

De acordo com o relatório SP4 da Sintef (1993), o valor da pressão de vapor em equilíbrio com a água pode exceder a resistência à tração do concreto em temperaturas facilmente alcançadas em um incêndio. Entretanto, as pressões só atingem valores suficientemente elevados se: (a) a água não for capaz de escapar para a atmosfera, (b) a porosidade não for alta o suficiente para acomodar todo o volume adicional do vapor gerado e (c) a água não for capaz de escapar para a parte interna e condensar no interior do concreto. Esse é o caso típico dos concretos de alta densidade expostos em locais úmidos, tais como revestimento de túneis.

No passo 4 foi efetuado o cálculo da poropressão máxima que o material pode suportar antes de sua ruptura. Conhecendo-se esse valor, é possível estimar a temperatura crítica, por meio da tabela 6.2 que relaciona a temperatura e a pressão de vapor em equilíbrio com a água.

Tabela 6.2: Pressão de vapor em equilíbrio com a água.

| Temperatura (°C) | Pressão (atm) | Poropressão hidráulica (MPa) |
|------------------|---------------|------------------------------|
| 100 | 1,0 | 0,1 |
| 150 | 4,7 | 0,5 |
| 200 | 15,3 | 1,5 |
| 250 | 39,2 | 3,9 |
| 300 | 84,8 | 8,5 |
| 350 | 163,2 | 16,3 |
| 360 | 184,1 | 18,4 |
| 365 | 195,4 | 19,5 |
| 370 | 207,5 | 20,8 |
| 374 | 217,7 | 21,8 |

(Fonte: SINTEF Structures and Concrete, 1993).

6.2.6 Visão geral do Modelo

Para um melhor entendimento do que foi descrito anteriormente, a figura 6.2 apresenta um esquema prático dos passos realizados para cálculo da temperatura crítica.



Figura 6.2: Esquema utilizado no cálculo da temperatura crítica.

A seguir se discute como se efetua o cálculo da temperatura crítica.

6.3 INCORPORAÇÃO DO CRITÉRIO DE TEMPERATURA CRÍTICA DE SPALLING

A temperatura crítica de *spalling* é um dado que necessita ser fornecido no arquivo de entrada, antes de se iniciar a análise térmica. O critério utilizado para efetuar essa consideração se baseia nas seguintes informações:

- Caso a diferença entre a temperatura do elemento (T_{EL}) e a temperatura crítica de *spalling* (T_{crit}) seja maior do que 0.01, o elemento é automaticamente desligado no passo seguinte da análise, e se considera que sua contribuição na matriz principal é nula.

$$T_{EL} - T_{crit} > 0.01 \quad (6.19)$$

Ou seja, se o critério de temperatura crítica da equação 6.19 for atingido, o elemento finito deixa de existir fisicamente, conforme indicado na figura 6.3.

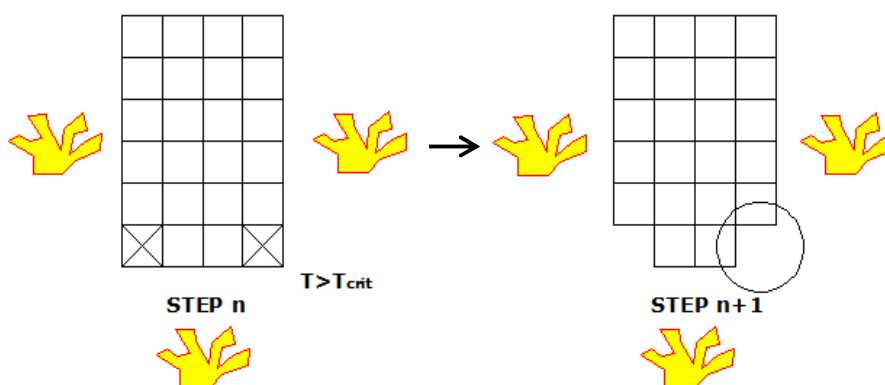


Figura 6.3: Desligamento do elemento da matriz principal após verificação do critério de temperatura crítica.

A fim de evitar a ocorrência de uma perda total da seção de concreto com a evolução do tempo, caso extremo do fenômeno, adotou-se um critério de parada no qual o desencadeamento do processo de *spalling* explosivo é interrompido quando o critério de temperatura crítica atinge o material aço. Em outras palavras, a análise térmica continua sendo realizada nos passos seguintes, porém desconsiderando-se a verificação do critério de temperatura crítica nos elementos localizados no núcleo da seção de concreto.

Para dar continuidade à análise, é necessário reorganizar as condições de contorno dos elementos que não sofreram *spalling* explosivo, o que é efetuado de acordo com figura 6.4.

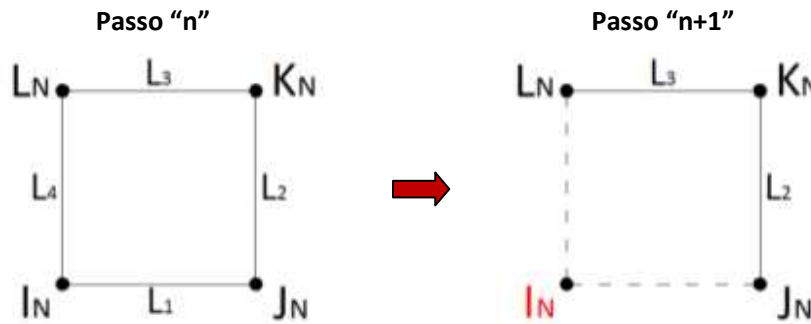


Figura 6.4: Rearranjo das condições de contorno após desligamento do elemento finito.

Após a verificação do critério de temperatura crítica, o programa identifica os elementos e os respectivos nós que sofreram *spalling* explosivo no passo de tempo analisado. Ainda, o programa de análise térmica permite que seja identificado o número de nós inicial e final da superfície de contorno (LN), referentes ao elemento de contorno deslocado. Com essas informações, o programa é capaz de organizar as novas condições de contorno, por meio da eliminação das superfícies de contorno do elemento finito desligado da matriz principal.

Outra informação que necessita ser considerada e processada para permitir uma adequada análise de *spalling* são os fatores de visada das superfícies dos elementos expostos a altas temperaturas.

A tabela 6.3 apresenta os fatores de visada para o exemplo detalhado na figura 6.5. Verifica-se que a temperatura na superfície da seção transversal pode variar dependendo do direcionamento das chamas no elemento estrutural.

Tabela 6.3: Fatores de visada na superfície do concreto de acordo com a direção das chamas.

| Direção das chamas | Fatores de radiação | |
|-------------------------|---------------------|-------|
| | V_1 | V_2 |
| Horizontal (H) - caso 1 | 1,0 | 0,5 |
| Vertical (V) - Caso 2 | 0,5 | 1,0 |

Obs: V_1 = fator de visada da superfície horizontal
 V_2 = fator de visada da superfície vertical

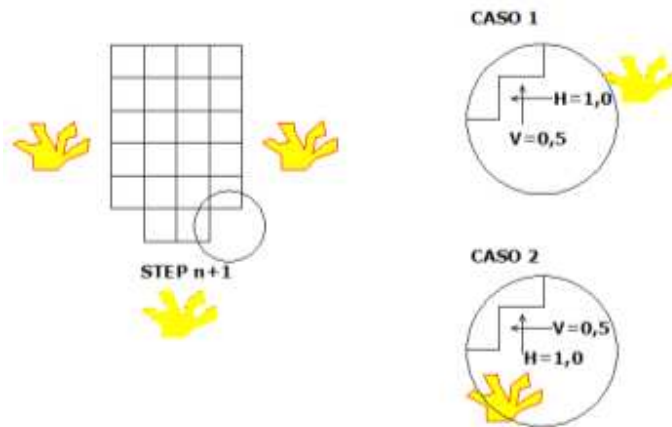


Figura 6.5: Fatores de visada horizontal e vertical.

A seguir são apresentados os programas computacionais que foram utilizados na análise termoestrutural. Primeiramente, foi usado o programa de análise térmica FPRCBC-T, com vistas a obter o perfil de temperaturas da seção transversal de concreto armado. Logo após, os dados obtidos no FPRCBC-T, foram incorporados ao VULCAN, de modo a se obter as deflexões sofridas pelo elemento estrutural quando submetido a altas temperaturas.

6.4 DESCRIÇÃO DO USO DO SOFTWARE FPRCBC-T (FIRE PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING COMPONENTS – THERMAL) PARA A ANÁLISE TÉRMICA

O FPRCBC-T é um programa de análise térmica não-linear bidimensional desenvolvido por Dr. Zhaohui Huang, Professor da Universidade de Sheffield – UK. O mesmo foi desenvolvido com base nos princípios de transferência de calor e de massa no concreto, e considera que as propriedades térmicas dos materiais são dependentes da temperatura e umidade.

O programa é um código de cálculo que tem por base a predição do perfil de distribuição de temperaturas ao longo do tempo em seções transversais de elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio (Huang et al.,1996). Os resultados obtidos com o FPRCBC-T são facilmente incorporados ao software VULCAN (<http://fire-research.group.shef.ac.uk/>) que foi desenvolvido para análise termoestrutural de estruturas de aço, mistas e de concreto em situação de incêndio. A figura 6.6 apresenta, de forma resumida, os passos de cálculo do programa FPRCBC-T.

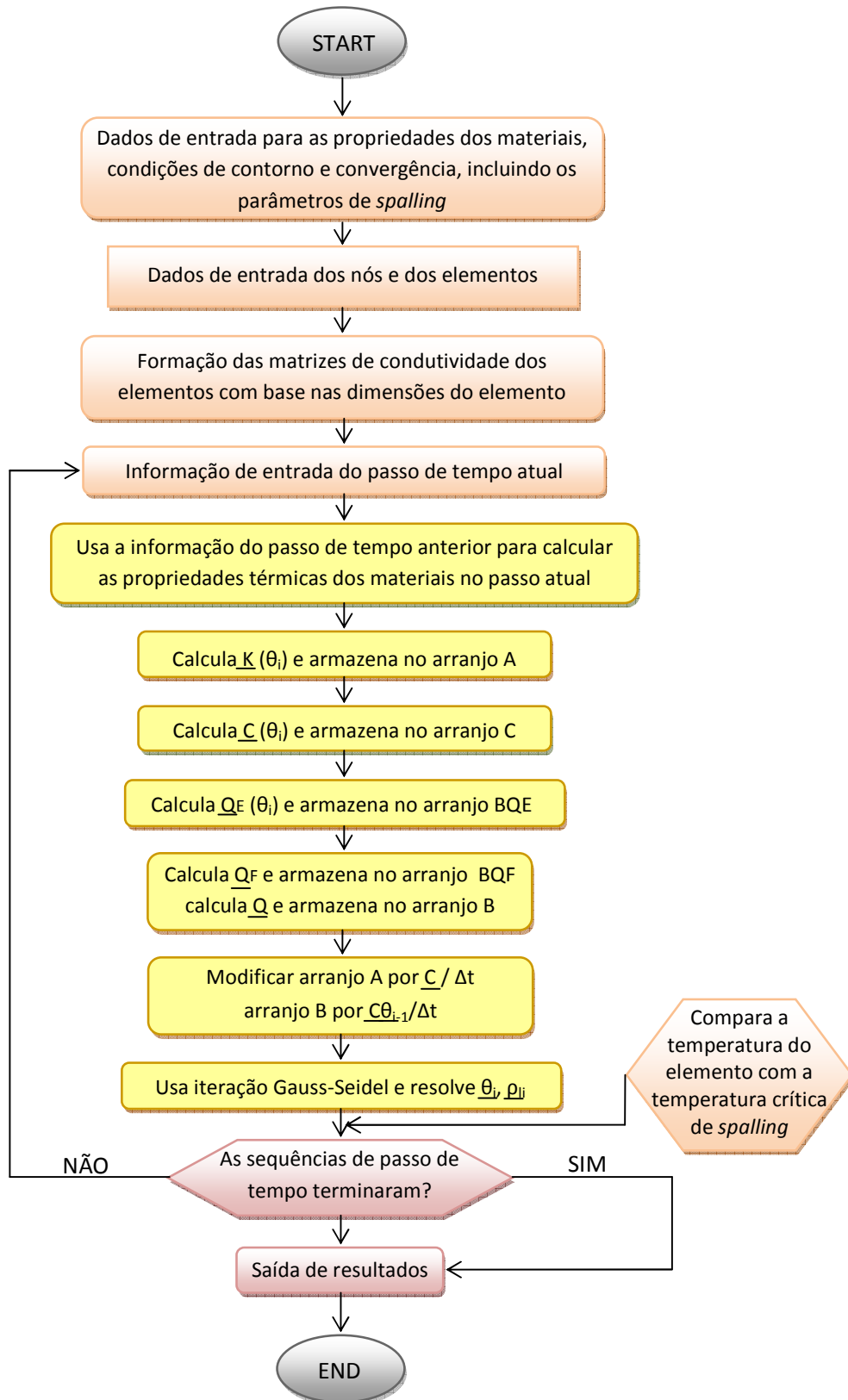


Figura 6.6: Fluxograma do programa FPRCBC-T (HUANG *et al.*, 1996).

Cabe destacar que a distribuição de temperaturas na seção transversal de um elemento é feita com base na hipótese de que é possível desconsiderar a parcela de transferência de calor ao longo do eixo longitudinal da peça, conforme indicado na figura 6.7.

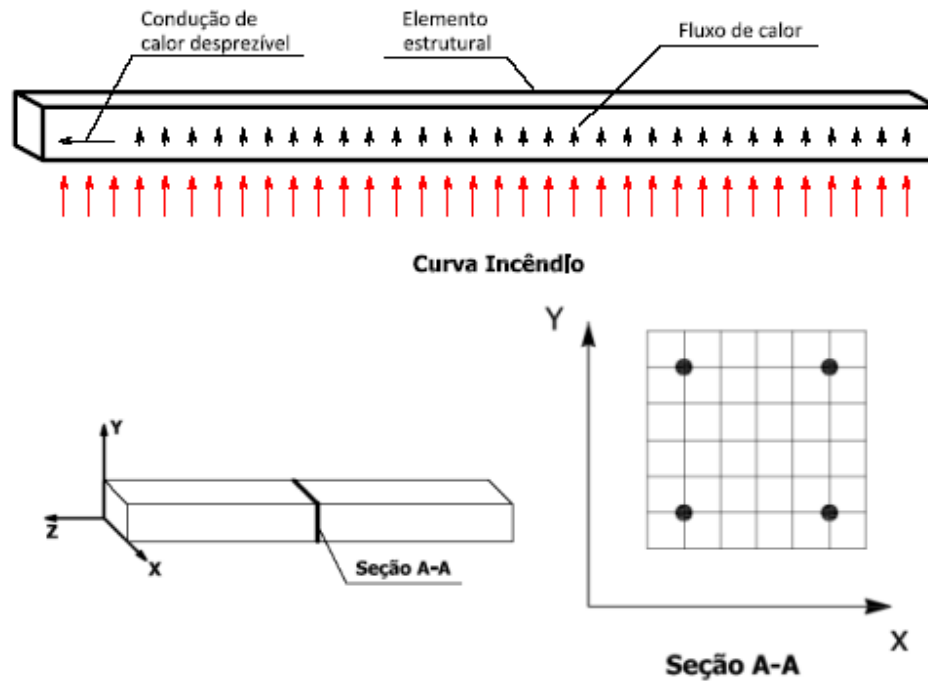


Figura 6.7: Idealização geométrica para o modelo de transferência de calor.

Após a adoção dessa hipótese simplificada, utiliza-se a equação de energia apresentada no item a seguir para se calcular a evolução da temperatura no interior do elemento.

6.4.1 Descrição da equação da energia para o caso unidimensional

Segundo Sahota (1976 apud Huang et al., 1996), a equação de energia que governa a evolução da temperatura no interior do concreto pode ser expressa por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \kappa \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \left\{ \frac{1}{\rho c_p} \frac{\partial \lambda}{\partial x} - c_r \left[u_m + \frac{D(c_{p,v} - c_{p,a})}{c_{p,m}} \frac{\partial w_a}{\partial x} \right] \right\} \frac{\partial \theta}{\partial x} - \frac{1}{\rho c_p} \left[h_{fg} \Gamma_m - \frac{\partial}{\partial t} (\rho_m R_m \theta) \right] \quad (6.20)$$

Em que:

CAPÍTULO 6

κ = difusividade térmica [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$]

θ = temperatura [$^{\circ}\text{C}$]

t = tempo [s]

ρ = densidade [kg m^{-3}]

c_p = calor específico à pressão constante [$\text{J } ^{\circ}\text{C}^{-1} \text{kg}^{-1}$]

λ = condutividade térmica [$\text{J } ^{\circ}\text{C}^{-1} \text{s}^{-1} \text{m}^{-2}$]

C_r = relação entre a capacidade térmica do ar úmido/concreto ($\rho_m C_{p,m} / \rho C_p$)

u_m = velocidade no meio úmido [$\text{m}^2 \text{s}$]

D = coeficiente da difusão (Lei de Fick) para a mistura de ar-vapor [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$]

$c_{p,v}$ = calor específico do vapor à pressão constante [$\text{J } ^{\circ}\text{C}^{-1} \text{kg}^{-1}$]

$c_{p,a}$ = calor específico do ar à pressão constante [$\text{J } ^{\circ}\text{C}^{-1} \text{kg}^{-1}$]

$c_{p,m}$ = calor específico do ar úmido à pressão constante [$\text{J } ^{\circ}\text{C}^{-1} \text{kg}^{-1}$]

w_a = teor de umidade do ar por peso (%)

h_{fg} = calor de evaporação da água [J kg^{-1}]

Γ_m = taxa de produção de vapor úmido por unidade de volume total [$\text{kg m}^{-3} \text{s}^{-1}$]

R_m = constante do ar úmido por unidade de massa [$\text{J } ^{\circ}\text{C}^{-1} \text{kg}^{-1}$]

A partir da equação geral proposta, algumas simplificações podem ser feitas nas ordens de magnitude dos termos $c_r u_m$ e $\frac{D(c_{p,v} - c_{p,a})}{c_{p,m}} \frac{\partial w_a}{\partial x}$ (que representam, respectivamente, a transferência de energia por convecção e por difusão de massa) e do termo $\partial/\partial t (\rho_m R_m \theta)$ (resultante da diferença entre a entalpia e a energia interna da mistura ar-vapor). Em geral, esses valores podem ser tomados como sendo muito pequenos ($\ll 1$). Dessa forma, em comparação com os termos relativos à condução, para os quais as ordens de magnitude são iguais à unidade, os três termos podem ser desprezados.

Portanto, a equação da energia simplificada torna-se:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \kappa \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{1}{\rho c_p} \frac{\partial \lambda}{\partial x} \frac{\partial \theta}{\partial x} - \frac{1}{\rho c_p} h_{fg} \Gamma_m \quad (6.21)$$

que representa a equação de condução ordinária mais o termo devido à evaporação da água.

A equação (6.21) é aplicada se:

- $\rho_m \ll 1$, que é sempre o caso descrito.
- $c_r \overline{u_m} \ll 1$, que será o caso se u_m não é um valor tão grande ($\ll 100$) devido ao intenso aquecimento e se o meio poroso não é tão leve com baixo calor específico (se enquadra na maioria dos casos práticos);
- $c_r, L_e \ll 1$, o qual é verdadeiro se o número de Lewis modificado for < 100 e se c_r não for tão grande ($\ll 10^{-3}$).

Se o ponto de interesse da análise for somente determinar os campos de temperatura, a equação (6.21) pode ser resolvida para θ com condições iniciais e de contorno se Γ_m for conhecida. A seguir, algumas hipóteses são feitas para o cálculo de Γ_m :

- Em condições fisicamente reais, a transferência de energia devido à difusão de massa é desprezada, se comparada com a condução. Desprezando-se a contribuição desse termo na transferência de calor, implica que a contribuição devido à evaporação da água não é tão importante se a água no estado líquido não começar a ferver;
- É importante salientar que a temperatura de ebulição da água depende da pressão no interior do concreto. Felizmente, observa-se que a temperatura de saturação da água é uma função fraca da pressão de saturação. Por exemplo, a água ferve a 100°C em uma pressão atmosférica, ao passo que para 10 atmosferas, a temperatura de ebulição é de aproximadamente 180°C. A partir de evidências experimentais, o ponto de ebulição da água no concreto varia entre 100 a 140°C. Acima desses valores, admite-se a existência de uma relação linear entre a pressão e o ponto de ebulição da água. Além disso, é assumido na análise que a água ferve em 120°C, que é a média tomada entre as duas pressões atmosféricas anteriormente mencionadas;
- O movimento da água no estado líquido é desprezado, o que significa que o valor do coeficiente de Darcy é pequeno quando comparado ao movimento de gases no concreto. Essa hipótese foi fundamentada por Harmathy (1969 apud Huang et al., 1996) o qual afirma que a água líquida, particularmente em um teor de umidade baixo, está presente no estado pendular, ou seja, a água no estado líquido em diferentes poros não está interconectada.

Como resultado da primeira hipótese, Γ_m na equação (6.21) é anulado em cada ponto na região úmida onde a temperatura é menor do que 120°C. Γ_m é também igual a zero na região seca. Quando a temperatura em um nó úmido qualquer se aproxima de 120°C, esta não poderá aumentar além do que

está explicitado na segunda hipótese até que toda a água líquida naquele nó se evapore. Dessa maneira, a temperatura em todos os nós úmidos é mantida a 120°C, enquanto a água líquida evapora. Γ_m não será nulo somente se a água líquida entrar em ebulição, quando a temperatura conhecida é de 120°C. Portanto, a equação 6.22 pode ser utilizada para calcular o valor de Γ_m :

$$\Gamma_m = \frac{1}{h_{fg}} \left[\lambda \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial \lambda}{\partial x} \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] \quad (6.22)$$

Em que $\partial \theta / \partial t = 0$.

A equação 6.22 representa fisicamente um simples balanço de energia em um ponto. De forma geral, esse balanço de energia é usado para calcular a temperatura. Porém, desde que essa temperatura seja conhecida, o mesmo balanço de energia fornece Γ_m . Uma vez que Γ_m é conhecido, a densidade de um novo líquido é calculado naquele nó, utilizando a equação da continuidade para o líquido, que é:

$$\frac{\partial p_l}{\partial t} = -\Gamma_m \quad (6.23)$$

Uma vez que a densidade do líquido torna-se nula, a temperatura aumenta novamente com $\Gamma_m=0$.

Equação da energia bidimensional

A partir da equação 6.21, a equação de energia pode ser expressa como:

$$\rho c_p \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + H \quad (6.24)$$

Em que H é a geração de calor interno.

- ✓ Para o concreto

$$H = -h_{fg} \Gamma_m \quad (6.25)$$

- ✓ Para o aço

$$H = 0 \quad (6.26)$$

A equação 6.22 pode então ser usada para o cálculo de Γ_m :

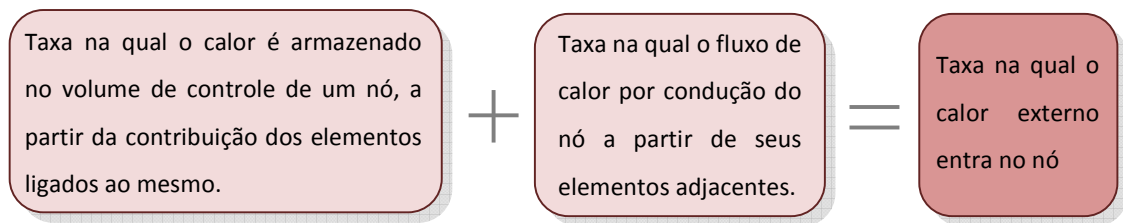
$$\Gamma_m = \frac{1}{h_{fg}} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) \right] \quad (6.27)$$

Em que $\partial \theta / \partial t = 0$.

6.4.2 Procedimento para solução em Elementos Finitos

Equação da energia e condições de contorno

Para solucionar a equação do balanço de calor (6.24) em cada nó, os passos que simplificam a formulação de elementos finitos do problema são mostrados a seguir:



A equação de balanço de calor é transformada na forma de matriz para todos os nós do sistema, obedecendo-se a seguinte equação:

$$\underline{C}(p, c_p) \dot{\underline{\theta}} + \underline{K}(\lambda) \underline{\theta} = \underline{Q}(\theta, w, F(t)) \quad (6.28)$$

Em que:

\underline{C} - Matriz de capacidade térmica

$\dot{\underline{\theta}}$ - Taxa temperatura-tempo do vetor

\underline{K} - Matriz de condutividade térmica

$\underline{\theta}$ - Vetor da temperatura

\underline{Q} - Vetor do fluxo de calor externo

w - Teor de umidade por peso [%]

$F(t)$ - Curva de incêndio

Os quatro tipos de condição de contorno para resolução do problema são:

(1) Calor conhecido

$$\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n}(P, t) = \varphi(p, t) \quad (6.29)$$

Em que n representa a direção normal à superfície em um ponto P qualquer e $\varphi(p, t)$ é o fluxo de calor no mesmo ponto.

(2) Superfície perfeitamente isolada

$$\frac{\partial \theta}{\partial n}(P, t) = 0 \quad (6.30)$$

(3) Convecção e radiação, que se subdivide em dois casos:

a) Transferência de calor por convecção entre o elemento de concreto e a temperatura do ambiente:

$$\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n}(P, t) = h(\theta_{\infty} - \theta_s) \quad (6.31)$$

Em que:

h - coeficiente de convecção linear [$\text{W } ^\circ\text{C}^{-1} \text{m}^{-2}$]

θ_{∞} - Temperatura do ambiente [$^\circ\text{C}$]

θ_s - Temperatura da superfície [$^\circ\text{C}$]

b) transferência de calor não-linear do fogo para o elemento de concreto:

$$\lambda \frac{\partial T}{\partial n}(P, t) = A(T_f - T_s)^N + v\sigma[a\varepsilon_f T_f^4 - \varepsilon_s T_s^4] \quad (6.32)$$

Em que:

A - Coeficiente de convecção do fogo [$\text{W } ^\circ\text{C}^{-1} \text{m}^{-2}$]

T_f - Temperatura absoluta do fogo [K]

T_s - Temperatura absoluta da superfície [K]

N - Fator de convecção

v - fator de radiação (v_1 para superfícies horizontais e v_2 para superfícies verticais)

σ - constante de Stefan-Boltzmann [$\text{J s}^{-1} \text{m}^{-2} \text{K}^{-4}$]

a - Superfície de absorção

ε_f - Emissividade das chamas

ε_s - Emissividade da superfície

(4) Dois corpos sólidos em contato: admite-se que as faces de aço e de concreto estão em perfeito contato térmico, o que significa que as equações a seguir são satisfeitas em todas as interfaces:

$$\theta_c(P, t) = \theta_{st}(P, t) \quad (6.33)$$

$$\lambda_c \frac{\partial \theta_c}{\partial n}(P, t) = \lambda_{st} \frac{\partial \theta_{st}}{\partial n}(P, t) \quad (6.34)$$

Em que:

λ_c e λ_{st} – coeficientes de condutividade térmica do concreto e do aço, respectivamente [$\text{J } ^\circ\text{C}^{-1} \text{s}^{-1} \text{m}^{-2}$].

θ_c e θ_{st} - temperaturas do concreto e do aço, respectivamente [$^\circ\text{C}$].

A condição inicial natural será a distribuição de temperatura no tempo inicial, antes da exposição ao fogo. Contudo, para o cálculo é necessário determinar as matrizes de condutividade e de capacidade térmica, como indicado a seguir.

6.4.3 Matriz de condutividade \underline{K} e matriz de capacidade térmica \underline{C}

A matriz de condutividade para o sistema a ser analisado é montada a partir das matrizes de condutividade dos elementos, conforme indicado na equação 6.35. Elementos triangulares e quadriláteros são utilizados como elementos básicos na idealização da seção transversal. Ainda, admite-se que a distribuição de temperatura no elemento é linear.

A matriz de condutividade \underline{K} do corpo é dada pela soma da condutividade do elemento λ^i , em que n' é o número total de elementos.

$$\underline{K} = \sum_{i=1}^{n'} \lambda^i \quad (6.35)$$

A capacidade térmica associada a um nó é a taxa na qual o calor é absorvido para uma taxa unitária de alteração de temperatura em cada nó. Desse modo, a matriz contém termos que são dependentes de c_p e da densidade ρ dos elementos imediatamente adjacentes ao nó.

A contribuição de um elemento m a um nó particular i (vide figura 6.8), é dada por:

$$C_{m,i} = \rho c_p \frac{A_m}{n_i} \quad (6.36)$$

Onde A_m representa a área do elemento adjacente ao nó i e n_i é definido como o número de vértices do elemento, tal que a matriz de capacidade térmica do nó i seja:

$$\underline{C}_i = \sum_{m=1}^m C_{m,i} \quad (6.37)$$

Em que m' é o número de elementos adjacentes ao nó i .

Portanto, a matriz de capacidade térmica do sistema pode ser escrita como:

$$\underline{C} = \sum_{i=1}^{n_2} \underline{C}_i \quad (6.38)$$

Onde n_2 representa o número de nós do sistema.

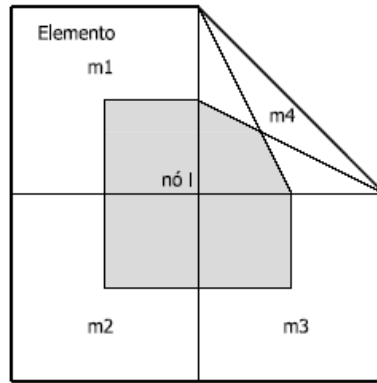


Figura 6.8: Idealização da geração de calor interna e da capacidade térmica.

6.4.4 Vetor do fluxo de calor externo \underline{Q}

Para a solução do problema do fluxo de calor, uma das duas condições deve ser conhecida em cada nó: a temperatura no nó ou o fluxo de calor externo associado ao nó. Para tanto, o vetor do fluxo de calor externo é expresso pela soma de:

$$\underline{Q} = \underline{Q}_E + \underline{Q}_F + \underline{Q}_K \quad (6.39)$$

Vetor \underline{Q}_E

\underline{Q}_E é tomado como o vetor de geração de calor interno. Fazendo uma analogia com a matriz de capacidade térmica (vide figura 6.6), a contribuição de um elemento m para um nó particular i é expressa por:

$$\underline{Q_{E(m,i)}} = H_m \frac{A_m}{n_1} \quad (6.40)$$

Em que A_m é a área do elemento adjacente ao nó i , n_1 é o número de vértices do elemento, H_m é a taxa de geração de calor interno para o m^{th} elemento, tal que a geração de energia interna do nó i seja:

$$\underline{Q_{Ei}} = \sum_{m=1}^{m'} \underline{Q_{E(m,i)}} \quad (6.41)$$

Em que m' é o número de elementos adjacentes ao nó i e o vetor $\underline{Q_E}$ é então:

$$\underline{Q_E} = \sum_{i=1}^{n_2} \underline{Q_{Ei}} \quad (6.42)$$

onde n_2 é o número de nós do sistema.

Vetor $\underline{Q_F}$

Q_F pode ser considerado como uma função da ação dos mecanismos de convecção e radiação. Os incêndios considerados na análise são aqueles que se desenvolvem em regime pós-flashover, o que permite a adoção de uma hipótese de temperatura ambiente uniforme, com relação tempo – temperatura, representada pela curva de incêndio $F(t)$. As condições de contorno do sistema são admitidas como superfícies de espessura unitária, conectadas aos nós adjacentes i e j . Dessa forma, o fluxo de calor externo sobre a superfície pode ser representado por:

$$\underline{Q_{F,m}} = 0.5l\varphi(\theta_s, \theta_f), \quad m = i, j \quad (6.43)$$

Onde l é a separação dos nós i e j e φ é a taxa de fluxo de calor externo por unidade de área, que pode ser expressa por:

$$\varphi = A(T_f - T_s)^N + v\sigma[\alpha\varepsilon_f T_f^4 - \varepsilon_s T_s^4] \quad (6.44)$$

Para os nós internos do sistema:

$$\underline{Q_{F,m}} = 0, \quad m = i, j \quad (6.45)$$

Portanto, o vetor $\underline{Q_F}$ é:

$$\underline{Q_F} = \sum_{i=1}^{n_2} \underline{Q_{F,i}} \quad (6.46)$$

Em que n_2 é o número de nós do sistema.

Vetor \underline{Q}_K

É um vetor de fluxo de calor prescrito e entra com um dado do problema.

6.4.5 Esquema Numérico

A equação do fluxo de calor e as condições de contorno são resolvidas pelo Método dos Elementos Finitos. Nessa técnica a equação diferencial se reduz a um sistema de equações algébricas. A equação 6.28 pode ser simplificada para representar:

$$\underline{C}\dot{\theta}_i + \underline{K}\theta_i = \underline{Q} \quad (6.47)$$

Em que i representa o enésimo passo de tempo. Usando-se uma aproximação linear para $\dot{\theta}_i$:

$$\dot{\theta}_i = \frac{(\theta_i - \theta_{i-1})}{\Delta t} \quad (6.48)$$

Onde Δt é o incremento de tempo. Substituindo-se a equação (6.48) em (6.47):

$$\frac{1}{\Delta t}\underline{C}(\theta_i - \theta_{i-1}) + \underline{K}\theta_i = \underline{Q} \quad (6.49)$$

Por definição, há o surgimento da matriz \underline{K}^* e do vetor de fluxo de calor externo modificado \underline{Q}^* . Ambos estão em função da temperatura θ_i .

$$\underline{K}^* = \underline{K} + \frac{1}{\Delta t}\underline{C} \quad (6.50)$$

$$\underline{Q}^* = \underline{Q} + \frac{1}{\Delta t}\underline{C}\theta_{i-1} \quad (6.51)$$

Substituindo-se a equação (6.50) e (6.51) pela equação (6.47), obtêm-se:

$$\underline{K}^*\theta_i = \underline{Q}^* \quad (6.52)$$

No presente estudo, a distribuição de temperaturas no incremento de tempo interior θ_{i-1} pode ser usada para calcular os valores de \underline{K} , \underline{C} e \underline{Q} e, portanto, resolver a equação (6.52) diretamente. Como \underline{Q}_F

é mais sensível com referência à temperatura superficial do elemento estrutural, que está exposta ao fogo (vide equações (6.43) a (6.46)), uma aproximação pode ser utilizada para linearizar a equação (6.52) e solucionar o problema, por meio de uma função $\phi = f(z)$:

$$\phi \cong \phi_0 + \left. \frac{\partial \phi}{\partial z} \right|_0 \Delta z \quad (6.53)$$

Portanto, a equação (6.44) é linearizada como:

$$\varphi = A \left[N(T_{f,i-1} - T_{s,i-1})^{N-1} (T_{f,1} - T_{s,i}) - (N-1)(T_{f,i-1} - T_{s,i-1})^N \right] + v\sigma \left[\alpha \varepsilon_f T_{f,i}^4 - \varepsilon_s (4\theta T_{s,i-1}^3 T_{s,i} - 3T_{s,i-1}^4) \right] \quad (6.54)$$

Ou seja, a equação (6.52) pode ser resolvida facilmente, a partir do incremento de tempo anterior ($i - 1$), já conhecido.

6.4.6 Propriedades Térmicas dos Materiais

Concreto

A condutividade térmica do concreto decresce com o aumento de temperatura e seu valor depende da umidade presente no material. Conforme mencionado no item 6.3.1, admite-se que a água presente no concreto entra em ebulição a 120°C. Desse modo, para temperaturas superiores a 120°C, assume-se que não exista mais água livre nos poros.

No cálculo da condutividade térmica, duas equações são usadas pelo programa FPRCBC-T para representar o concreto nos estados seco e úmido. Para a condição úmida, essa propriedade é calculada a partir da equação empírica proposta por Kingery (1987 *apud* Huang et al., 1996):

$$\lambda_c = \left[\left(\varepsilon - \frac{wc}{\rho_l^*} \right) 0,026^n + \frac{wc}{\rho_l^*} 0,651^n + (1 - \varepsilon) 3,31^n \right]^{1/n} \quad (6.55)$$

Em que n é uma constante que varia entre $-1 \leq n \leq 1$ e $n \neq 0$, ε representa a porosidade do material. Na falta de determinações específicas, assume-se que o valor de n seja 0,25 (Harmathy, 1969 *apud* Huang et al., 1996).

Para a condição seca, a equação 6.55 é modificada para representar uma relação (valores em função da temperatura θ divididos pelos valores em temperatura ambiente) que muda com a temperatura, para o cálculo da condutividade térmica (figura 6.9).

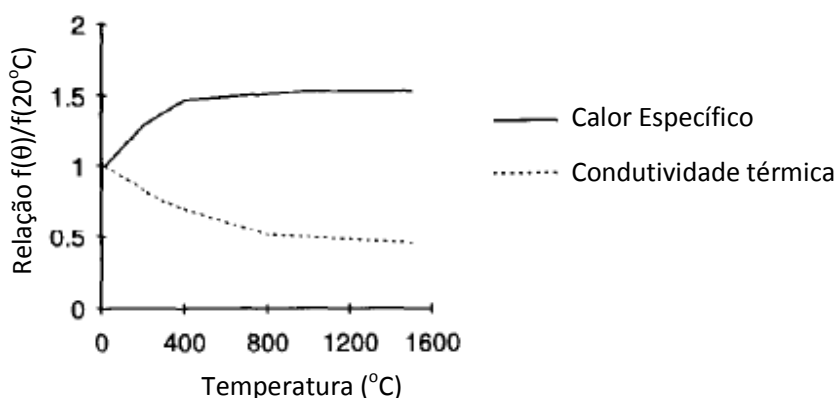


Figura 6.9: Propriedades térmicas do concreto seco.

Para cálculo do calor específico do concreto úmido se adotou a expressão de Harmathy (1969 apud Huang et al., 1996):

$$c_{p,c} = \frac{\rho_d}{\rho} c_{p,d} + \frac{\rho_l}{\rho} c_{p,l} \quad (6.56)$$

Em que $\rho = \rho_d + \rho_l$ (ρ_d é a densidade do concreto seco e ρ_l é a densidade da água).

O modelo utilizado para a condição seca é modificada para representar como uma relação (valores em função da temperatura θ divididos pelos valores em temperatura ambiente) muda com a temperatura para o cálculo do calor específico do concreto seco (figura 6.9).

Aço

De forma similar ao concreto, a condutividade térmica do aço decresce com a elevação da temperatura. Em contrapartida, o calor específico aumenta com o incremento de temperatura. Para simular essas propriedades térmicas, o FPRCBC-T utiliza o modelo proposto por Bizri (1973 apud Huang et al., 1996), que foi modificado para representar uma relação (valores em função da temperatura θ divididos pelos valores em temperatura ambiente) que muda com a temperatura para o cálculo da condutividade térmica e do calor específico do aço, conforme indicado na figura 6.10.

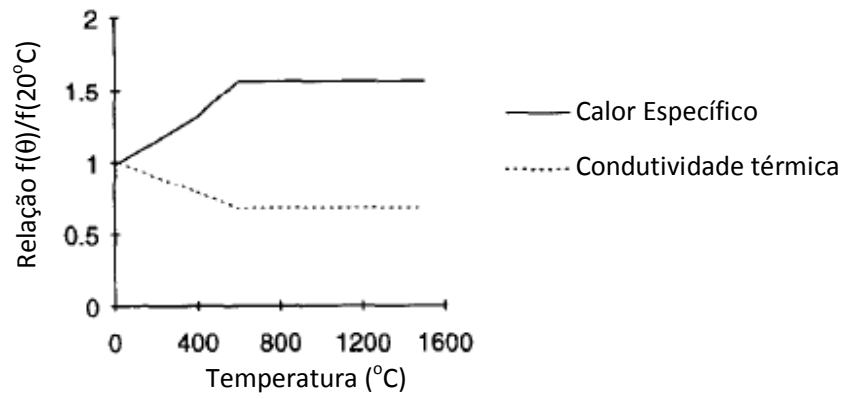


Figura 6.10: Propriedades térmicas do aço.

6.4.7 Condição de contorno em temperaturas elevadas

No programa FPRCBC-T se adota uma condição de contorno não-linear. A transferência de calor entre o incêndio e a superfície do concreto é calculada de acordo com a equação 6.44 (vide item 6.3.5). A temperatura de um pseudo-incêndio θ_f é representada por uma curva incêndio-padrão. Podem ser adotadas diversas curvas típicas, tais como a curva de incêndio-padrão ISO 834 ou a curva proposta pela ASTM E119.

Para fins de ilustração, a figura 6.11 mostra a forma das curvas de incêndio-padrão da ISO 834 e da ASTM E119, que são as mais utilizadas nas simulações.

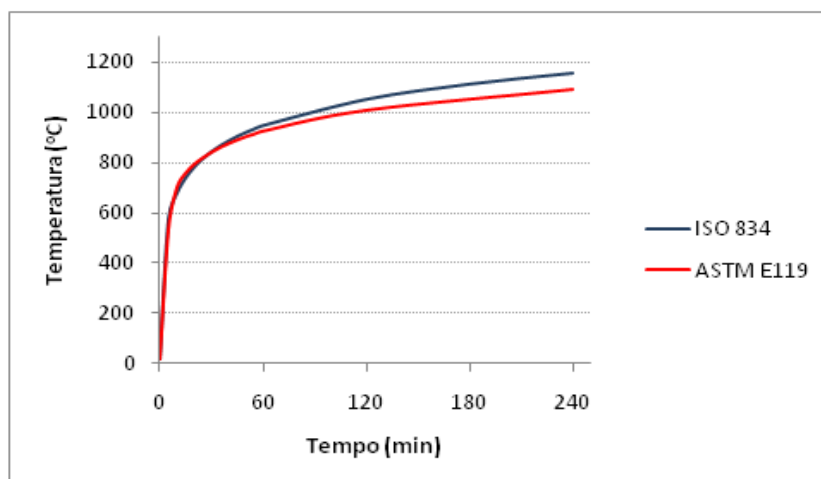
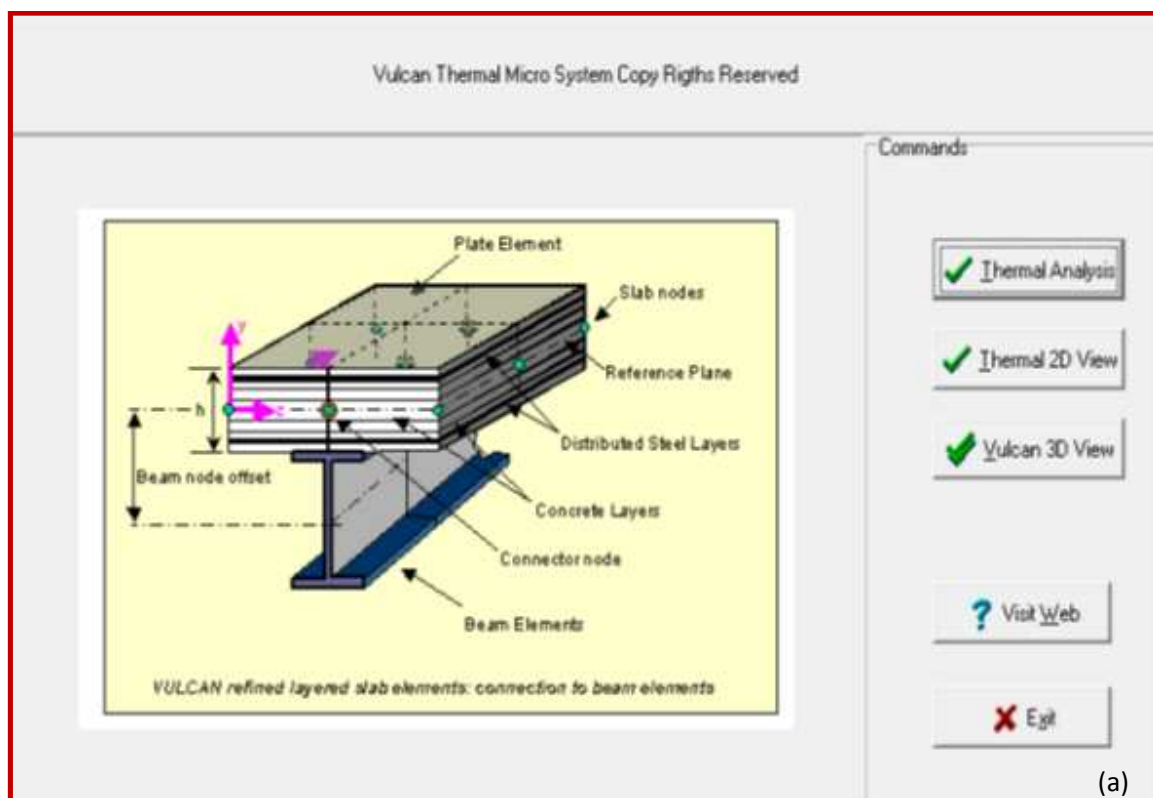


Figura 6.11: Curvas incêndio-padrão.

A partir dos dados obtidos pelo FPRCBC – T, com referência ao perfil de temperaturas da seção transversal ao longo do tempo, foi possível investigar, no VULCAN, o comportamento estrutural de elementos de concreto submetidos a altas temperaturas.

6.4.8 Interface

As figuras 6.12 (a) e (b) ilustram as principais janelas do programa FPRCBC-T, referentes à análise térmica, que permitem definir os elementos constituintes da estrutura e fornecer os dados de entrada necessários ao processamento. Exemplos de cálculo, incorporando o modelo de *spalling*, serão apresentados no capítulo 7.



FASE 3: MODELO SIMPLIFICADO DE SPALLING

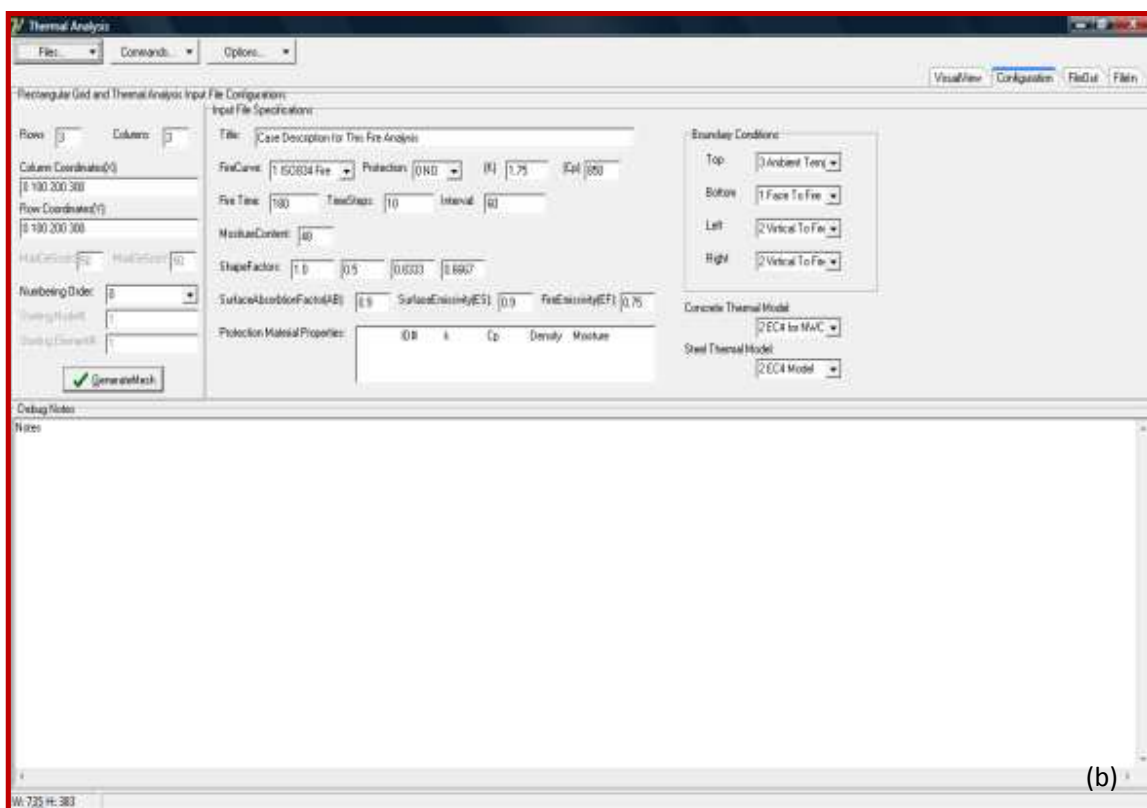


Figura 6.12: Janelas do FPRCBC-T (Vulcan – Análise Térmica): (a) apresentação do programa (b) entrada de dados referentes à análise térmica.

6.4.9 Descrição do Uso do Software VULCAN para Análise Estrutural

As análises estruturais foram realizadas por meio da utilização do programa de cálculo VULCAN, elaborado com base no Método dos Elementos Finitos. Essa ferramenta numérica foi desenvolvida pela Universidade de Sheffield, do Reino Unido, liderada pelo Professor Roger Plank.

O VULCAN é um programa de análise tridimensional, desenvolvido para simular o comportamento de estruturas sob condições de incêndio. Embora sua principal aplicação esteja voltada para análise de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio, o mesmo pode ser aplicado, de forma eficiente, em estruturas de concreto armado sob ação de altas temperaturas.

6.4.10 Informações Gerais

No VULCAN, a estrutura é modelada a partir da utilização de elementos de lajes e de elementos de viga-pilar. Dessa maneira, uma laje de concreto é construída através da junção de diversos elementos de placa. Esses são considerados como elementos isoparamétricos quadrilaterais de 9 nós, com 5 graus de liberdade por nó (3 translações e 2 rotações), conforme ilustra a figura 6.13.

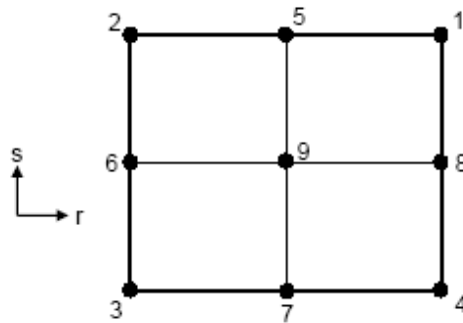


Figura 6.13: Elemento de laje de 9 nós.

Os elementos de placa são divididos em diversas camadas (vide figura 6.14), às quais são atribuídas diferentes características, para representar o concreto e as armaduras distribuídas, levando em consideração as propriedades dos materiais e temperaturas em cada camada individual. Cada camada pode apresentar uma temperatura diferente, mas a mesma deve ser uniforme. As propriedades iniciais dos materiais de cada camada podem também ser diferentes e a relação tensão-deformação pode mudar, de forma independentemente, para cada camada.

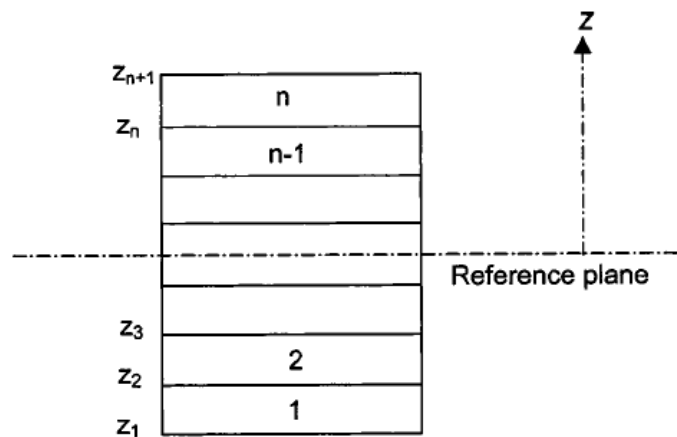


Figura 6.14: Divisão da laje de concreto armado em camadas (Huang et al., 2003).

Com referência às barras de aço, as mesmas podem ser colocadas em qualquer uma das direções ortogonais da malha, e são modeladas através do uso de uma camada de aço equivalente, com rigidez somente na direção da armadura, como indicado na figura 6.15. A espessura da camada é tomada como sendo igual à área total das barras de armadura presente na análise. Admite-se, ainda, que exista uma ligação perfeita entre as camadas de concreto e armadura.

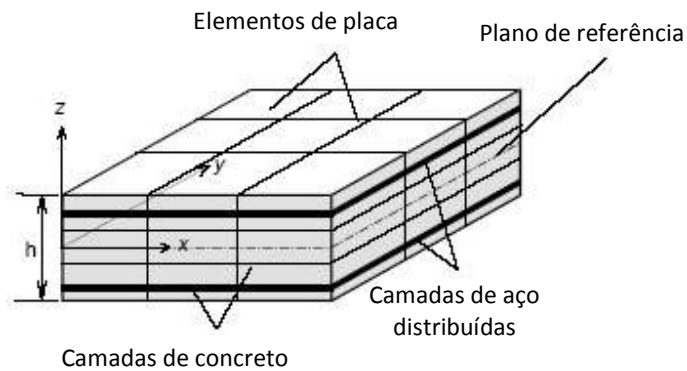


Figura 6.15: Divisão da laje de concreto armado em elementos de placa (Huang et al., 2003).

Para representar vigas e pilares de concreto é utilizado o elemento isoparamétrico tridimensional de viga-pilar de 3 nós, com 6 graus de liberdade em cada nó (3 translações e 3 rotações), tanto em coordenadas locais como globais, conforme mostrado na figura 6.16.

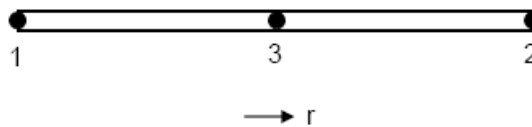


Figura 6.16: Elemento viga-pilar de 3 nós (Yu, 2008).

Observa-se, na figura 6.17, que, para permitir a representação da existência de distribuições térmicas nos elementos, bem como indicar diferentes deformações térmicas e mudanças nas propriedades dos materiais associadas a essas temperaturas, a seção transversal do elemento viga-pilar é dividida em uma matriz de segmentos, sendo que cada segmento pode representar materiais e propriedades térmicas e mecânicas diferentes. A relação tensão-deformação, em cada segmento, independe dos outros segmentos. Ainda, nenhum deslizamento entre segmentos é permitido. Outro ponto relevante é que, para cada segmento, somente a tensão longitudinal e duas tensões de cisalhamento são utilizadas.

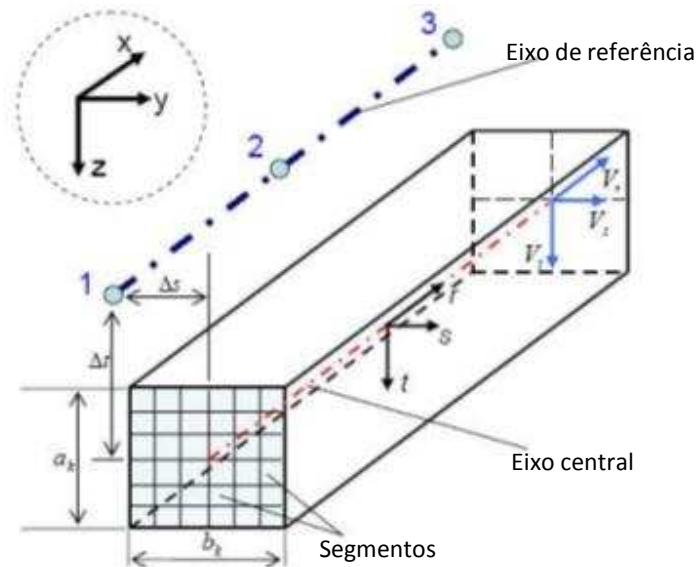


Figura 6.17: Configuração tridimensional do elemento de viga-coluna de 3 nós (Yu, 2008; Huang et al., 2009).

Admite-se que as seções, originalmente normais ao eixo central, permanecem planas e sem distorção durante a deformação (empenamento da peça não é permitido), mas não necessariamente sem deformações normais em relação a esse eixo. Os deslocamentos e rotações do elemento podem ser arbitrariamente grandes. No entanto, as deformações do elemento são admitidas como pequenas, significando que a área da seção transversal não muda.

Por fim, a partir da configuração apresentada na figura 6.18 e permitindo que alguns segmentos estejam “vazios”, ou seja, que os mesmos tenham resistência mecânica e rigidez nulas e resistência térmica nula, podem ser modelados os efeitos do *spalling* explosivo no concreto, com referência aos comportamentos térmico e estrutural de elementos de vigas e pilares.

Feitas as considerações necessárias e definidas as hipóteses de aproximação, as condições básicas de equilíbrio entre forças internas e forças externas devem ser satisfeitas.

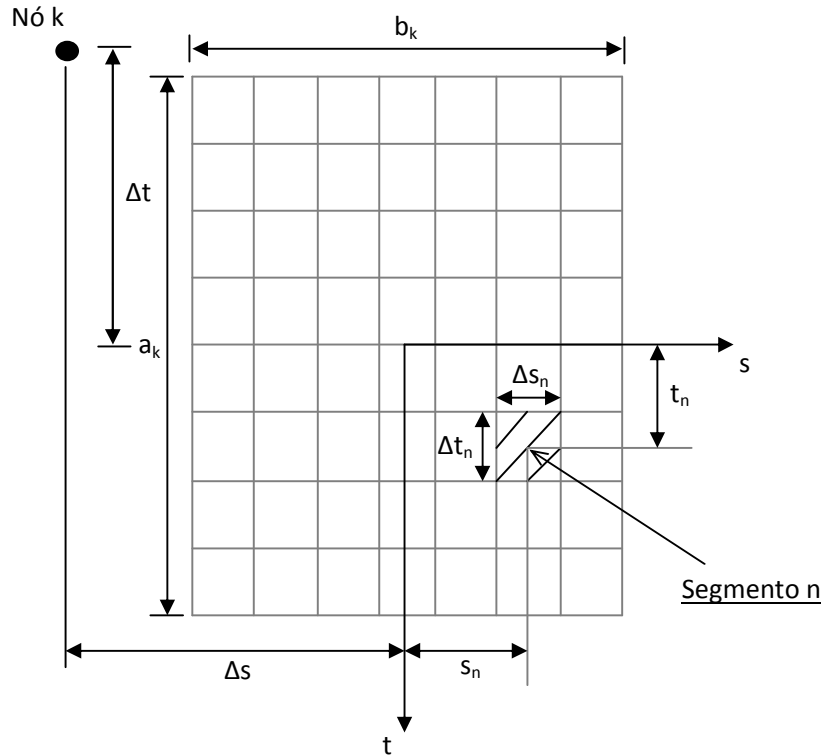


Figura 6.18: subdivisão da seção transversal da viga em segmentos (Yu, 2008; Huang et al., 2009).

Para esse fim, como em qualquer solução de problemas contínuos em elementos finitos, a estrutura é discretizada em diversas subregiões e, para cada subregião, o campo dos deslocamentos é escrito em termo de valores nodais. A energia potencial total (que inclui a energia de deformação e o potencial das forças nodais) é, então, minimizada em relação aos valores nodais, fornecendo a relação de equilíbrio.

$$[K(\theta)]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (6.57)$$

Sendo $[K(\theta)]$ a matriz de rigidez tangente; $\{\Delta u\}$ o vetor de incrementos dos deslocamentos nodais; $\{\Delta F\}$ o vetor de forças nodais incrementais.

O problema da não-linearidade do modelo é resolvido pelo processo iterativo de Newton-Raphson. O carregamento total ou a elevação da temperatura é dividido em um número de incrementos para que a resposta da estrutura seja obtida. Admite-se que as mudanças no carregamento ou temperaturas ocorram somente no início e final de cada incremento.

6.4.11 Propriedades mecânicas do aço e do concreto sob temperaturas elevadas

Para fins de conhecimento, a seguir se efetua uma revisão sumária de como o software VULCAN considera a evolução das propriedades mecânicas do aço e do concreto sob temperaturas elevadas

Concreto

A exposição do material concreto a elevadas temperaturas provoca alterações em suas propriedades mecânicas. Isso pode ser traduzido pela redução do módulo de elasticidade e da resistência à compressão.

As figuras a seguir ilustram, respectivamente, o diagrama tensão x deformação do concreto em função da temperatura, bem como a influência da temperatura na resistência do concreto, ambas especificadas pela norma europeia EN 1992-1-2 (2004), e que são adotadas como padrão de comportamento no software VULCAN.

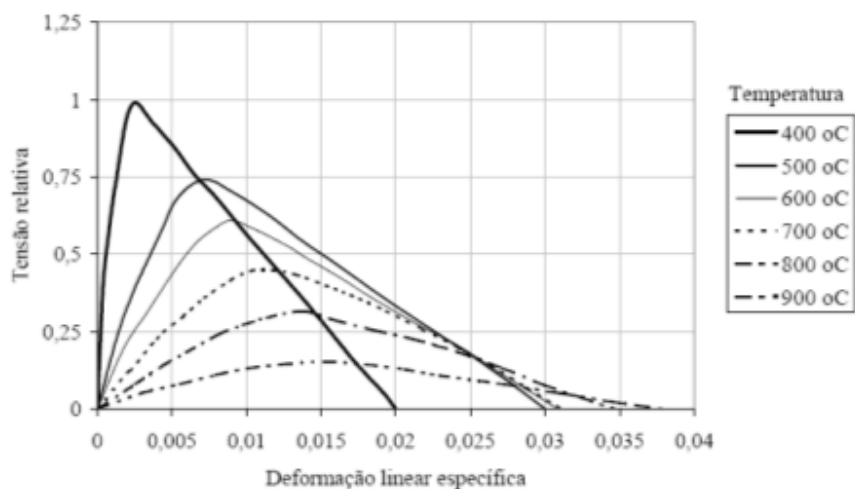


Figura 6.19: Diagrama tensão x deformação do concreto em função da temperatura (EN 1992-1-2, 2004).

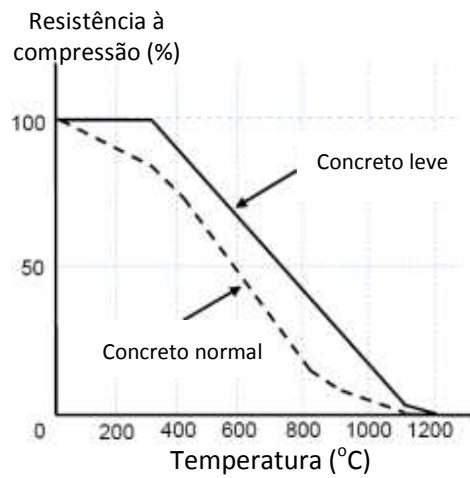


Figura 6.20: Redução da resistência do concreto com a elevação da temperatura (BS EN 1992-1-2, 2004).

Para simular o comportamento do concreto à tração é utilizado um modelo de “*smearred cracking*” (figura 6.21), proposto por Huang et al. (2003). A relação tensão x deformação é admitida como linearmente elástica antes do aparecimento da fissura. A partir desse ponto, o concreto fissa e a tensão de tração decresce gradualmente com o aumento da deformação de tração. O processo é conhecido como “*tensile strain-softening*”. A resistência à tração é assumida como sendo dependente da resistência à compressão e pode ser calculada pela expressão $f_t = 0,3321\sqrt{f_c}$.

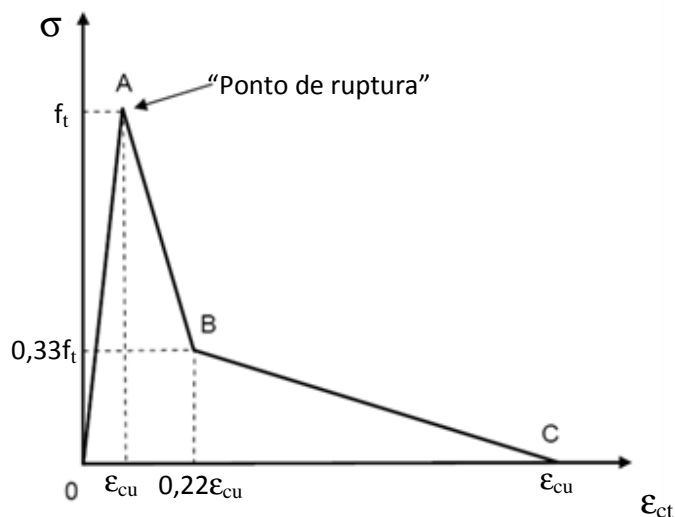


Figura 6.21: Modelo “*smearred cracking*” para o concreto (Huang et al., 2003).

Para consideração dos estados limites de esmagamento do concreto na compressão e fissuração na tração foi adotado como critério de ruptura para o estado multiaxial de tensões o modelo proposto por Huang et al. (2003), que se comporta de acordo com o mostrado na figura 6.22.

Tanto o esmagamento quanto a fissuração são dependentes do plano de tensões principais (σ_{c1} ou σ_{c2}) em um dado ponto. A fissuração (segmento A-B-C) ou esmagamento (C-D-E) ocorre quando as tensões principais do concreto alcançam o envoltório de ruptura.

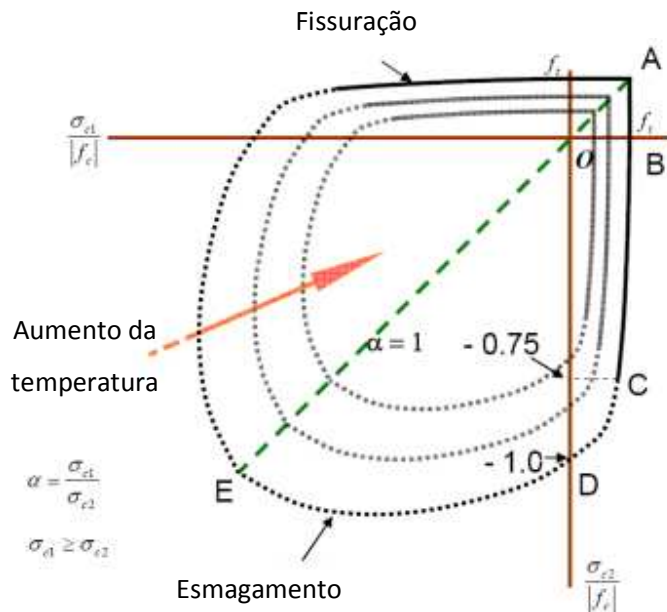


Figura 6.22: Superfícies de ruptura no estado de tensões multiaxiais para o concreto. (Huang et al., 2003).

Aço

Assim como ocorre no concreto, o aço sofre redução de resistência e do módulo de elasticidade ao ser submetido a temperaturas elevadas. As figuras a seguir ilustram o diagrama tensão x deformação, a perda de resistência e rigidez do aço com a elevação da temperatura.

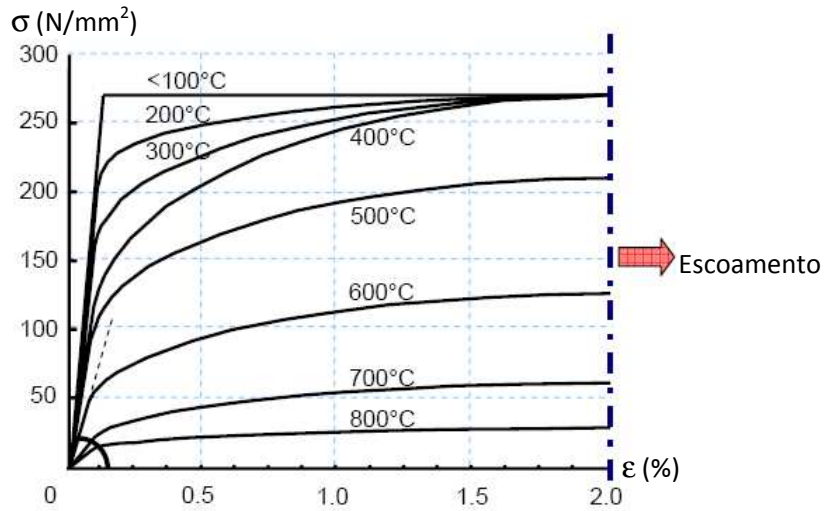


Figura 6.23: Relação tensão x deformação do aço em elevadas temperatura (BS EN 1993-1-2, 2005).

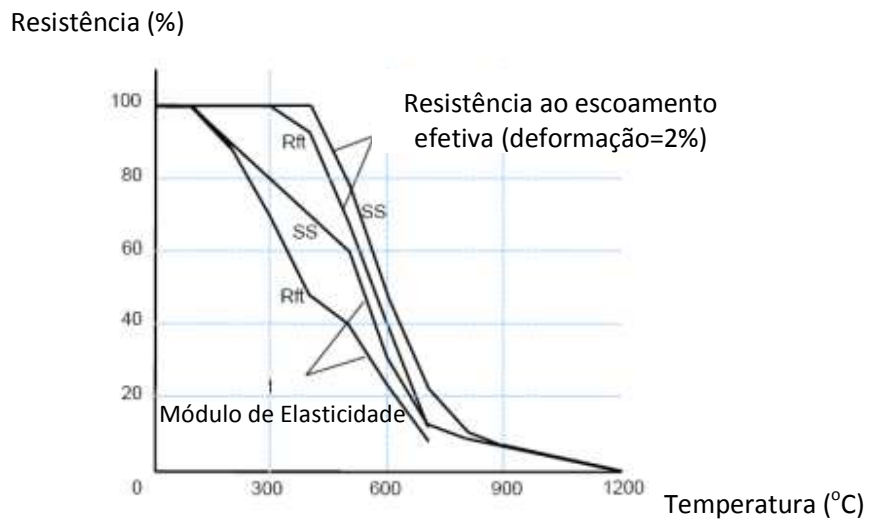


Figura 6.24: Degradação do aço estrutural (SS) e armadura (R_{ft}) em elevadas temperaturas (segundo EN 1994-1-2, 2005).

6.4.12 Estrutura de Processamento

Finalizadas as etapas de montagem e discretização da malha de elementos finitos, de escolha das leis constitutivas que representam o comportamento dos materiais analisados, de aplicação das condições de contorno e de carregamento e, finalmente, de escolha das variáveis de interesse (em termos de tensão, deformação, deslocamento, entre outros), inicia-se a análise termomecânica, a qual é feita por meio de um processo iterativo, conforme apresentado na figura 6.25.

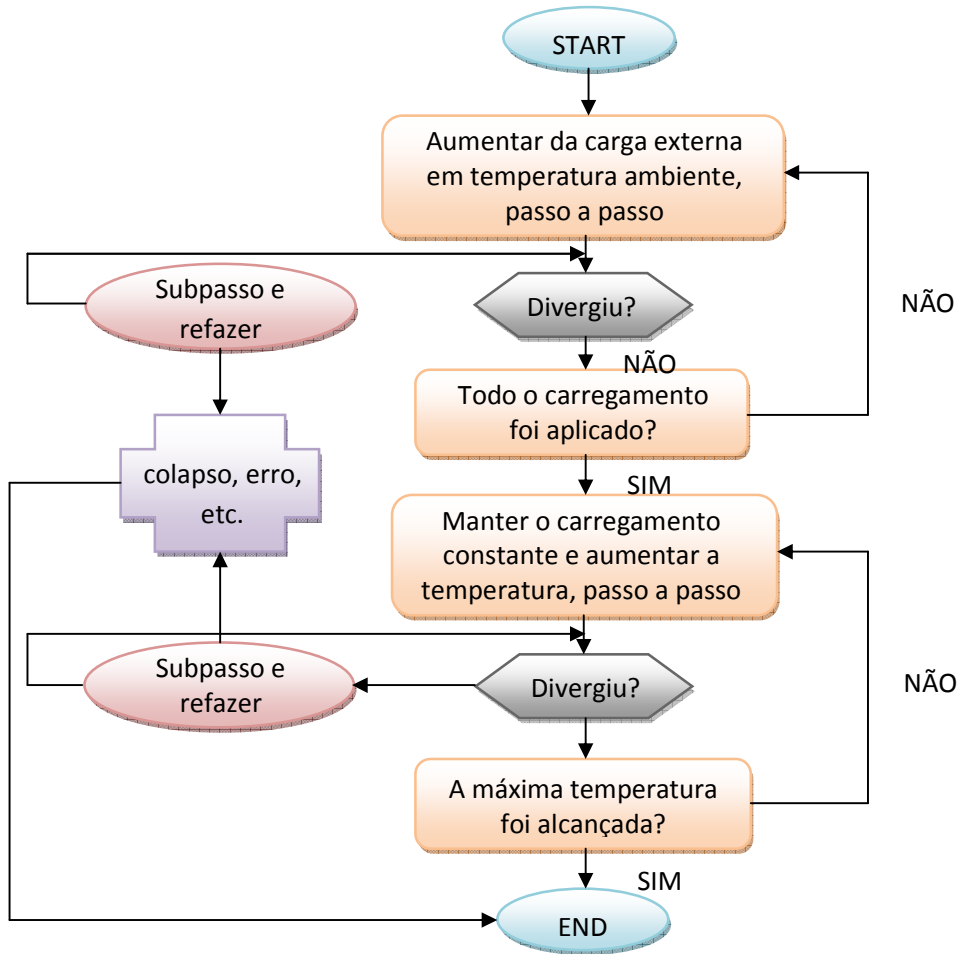


Figura 6.25: Fluxograma VULCAN.

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse capítulo se apresentaram as bases teóricas que levaram à formulação de um modelo de *spalling* explosivo simplificado para incorporação a modelos de análise termomecânica. Além disso, se efetuou uma breve revisão da estrutura dos softwares FPRCBC-T e VULCAN, desenvolvidos na Universidade de Sheffield e disponibilizados para uso nesse trabalho.

Os resultados das simulações efetuadas com uso do modelo de *spalling* proposto, em conjunto com os programas mencionados serão apresentados e discutidos no próximo capítulo (Capítulo 7).

7 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos por meio de simulação numérica de uma viga de concreto armado simplesmente apoiada em altas temperaturas, a fim de avaliar os efeitos do *spalling* explosivo em concretos de alta resistência. A análise é feita por meio da comparação de resultados numéricos obtidos entre a análise termoestrutural corrente do VULCAN e a incorporação do modelo de *spalling* simplificado ao mesmo.

Apresenta-se uma análise completa (com e sem efeitos do *spalling* na resposta estrutural) e a discussão dos resultados numéricos para uma viga isolada. Embora o exemplo seja bastante limitado, este demonstra claramente a importância da consideração do fenômeno em casos onde o mesmo possa eventualmente ser desencadeado. Demonstrada a viabilidade e utilidade de aplicação, trabalhos subsequentes podem se dedicar a ampliar e aprofundar os esforços.

Nos próximos itens são apresentados detalhes sobre a construção do modelo numérico, as propriedades térmicas e mecânicas empregadas para representar os materiais, bem como são discutidos e comparados os resultados térmicos e estruturais, obtidos por meio da consideração, ou não, dos efeitos do *spalling* no comportamento do concreto em elevadas temperaturas.

7.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

7.1.1 Dimensões utilizadas e características dos materiais

O modelo numérico proposto representa uma viga de concreto simplesmente apoiada, cujo dimensionamento foi realizado com base nas prescrições apresentadas pelo código normativo BS EN: 1992-1-2:2004, que trata do projeto das estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

A figura 7.1 ilustra as dimensões da seção transversal bem como o comprimento total do elemento estrutural analisado.

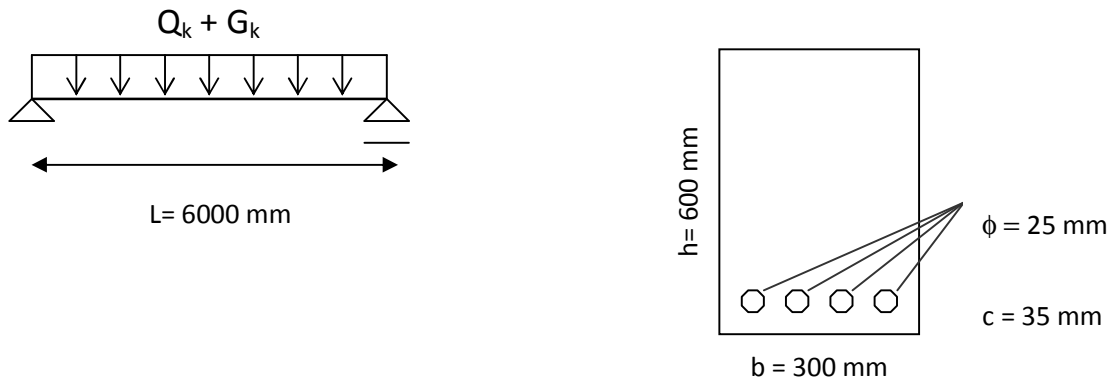


Figura 7.1: Dimensões utilizadas no modelo numérico proposto.

Os carregamentos característicos adotados foram de 29 kN/m para o carregamento permanente (G_k) e 19 kN/m para o carregamento acidental (Q_k), totalizando um carregamento de projeto para o estado limite de incêndio de 47 kN/m.

As características dos materiais (aço e concreto) adotadas na análise, em termos de propriedades mecânicas e térmicas, estão apresentadas nas tabelas 7.1 e 7.2.

Tabela 7.1: Propriedades mecânicas dos materiais em temperatura ambiente.

| Material | E (N/mm ²) | σ_y (N/mm ²) | f_{ck} (N/mm ²) |
|----------|--------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| Aço | 21000 | 275 | --- |
| Concreto | 41000 | --- | 70 |

Nota:
 $E_c = (f_{ck} + 8)^{0,3}$, sendo E_c em kN/mm² e f_{ck} em N/mm² (BS EN:1992 -1-1,2004).

Tabela 7.2: Propriedades térmicas dos materiais em temperatura ambiente.

| Material | Condutividade térmica λ (J°C ⁻¹ s ⁻¹ m ⁻²) | Calor específico c_p (J°C ⁻¹ kg ⁻¹) |
|----------|--|--|
| Aço | 50,83 | 460,55 |
| Concreto | 1,75 | 850 |

Convém salientar que as propriedades térmicas adotadas, tanto para o aço quanto para o concreto, foram definidas com base nos modelos propostos por Huang et al. (1996) que, por sua vez, foi elaborado a partir de modelos apresentados por Harmathy (1970), Ellingwood e Lin (1991) e Bizri (1973).

7.1.2 Modelo Numérico Tridimensional

O exemplo numérico apresentado a seguir foi construído de modo a representar uma viga de concreto simplesmente apoiada, com dimensões de seção transversal de 600 mm x 300 mm. O cobrimento nominal adotado para o concreto foi de 35 mm e a armadura foi formada por barras de aço com diâmetro nominal de 25 mm, conforme ilustra a figura 7.2.

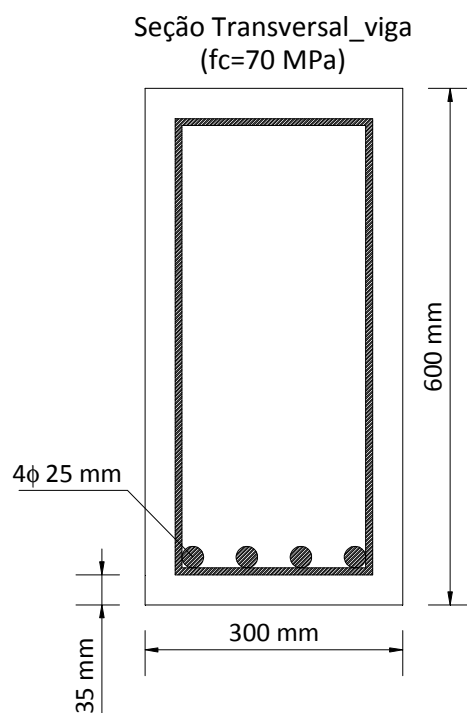


Figura 7.2: Características da seção transversal.

Para a idealização da seção transversal da viga foram utilizados elementos finitos quadráticos, conectados de acordo com o indicado na figura 7.3. Com a finalidade de simular a perda de seção do elemento estrutural devido ao processo de *spalling*, optou-se por refinar a malha de elementos finitos na região do cobrimento (espessura = 35 mm).

Além disso, para simular uma possível condição de aquecimento à qual a viga poderia estar exposta em incêndios reais, as laterais e a parte inferior da viga de concreto foram submetidas à curva incêndio-padrão. Com referência à parte superior, foi adotada uma condição adiabática.

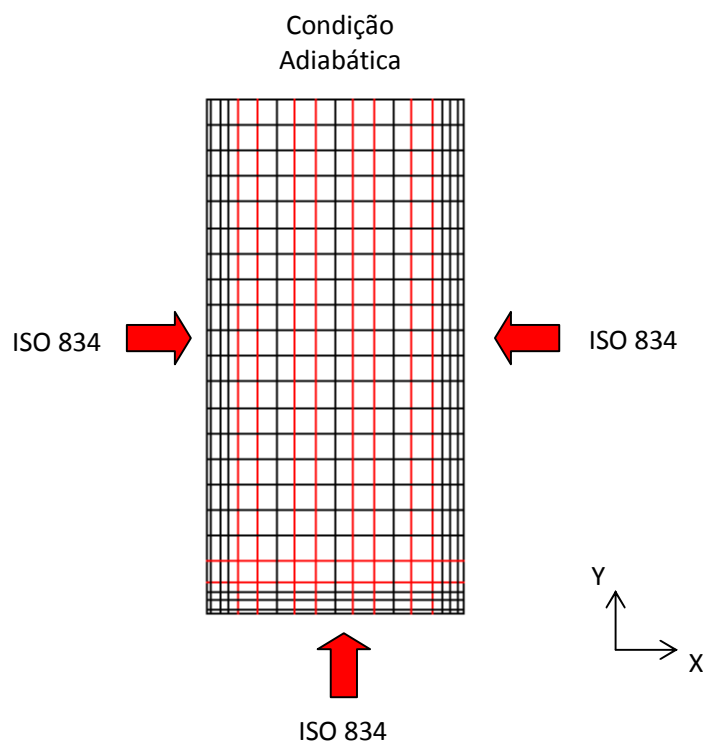
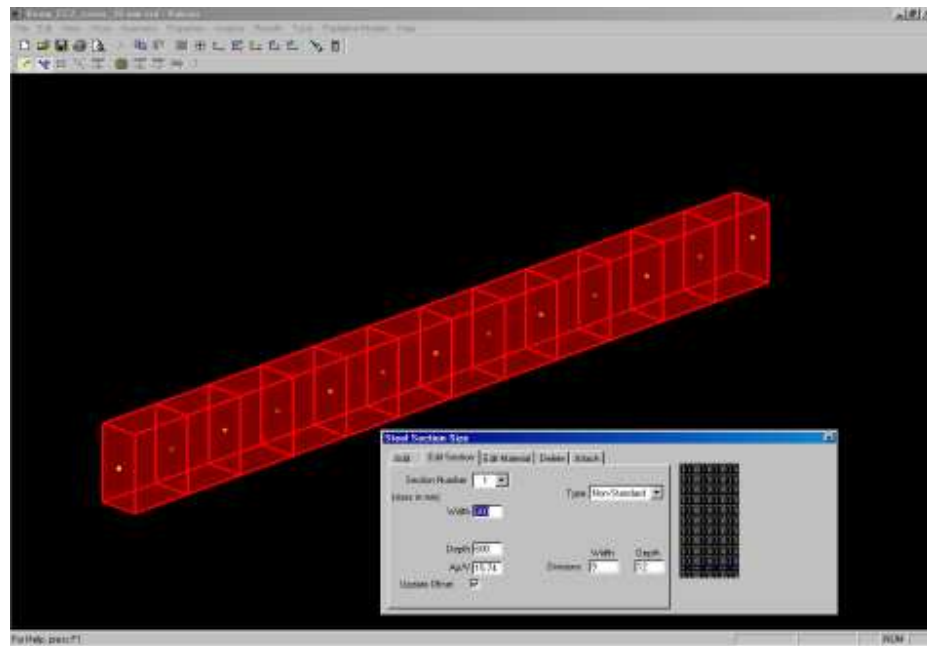


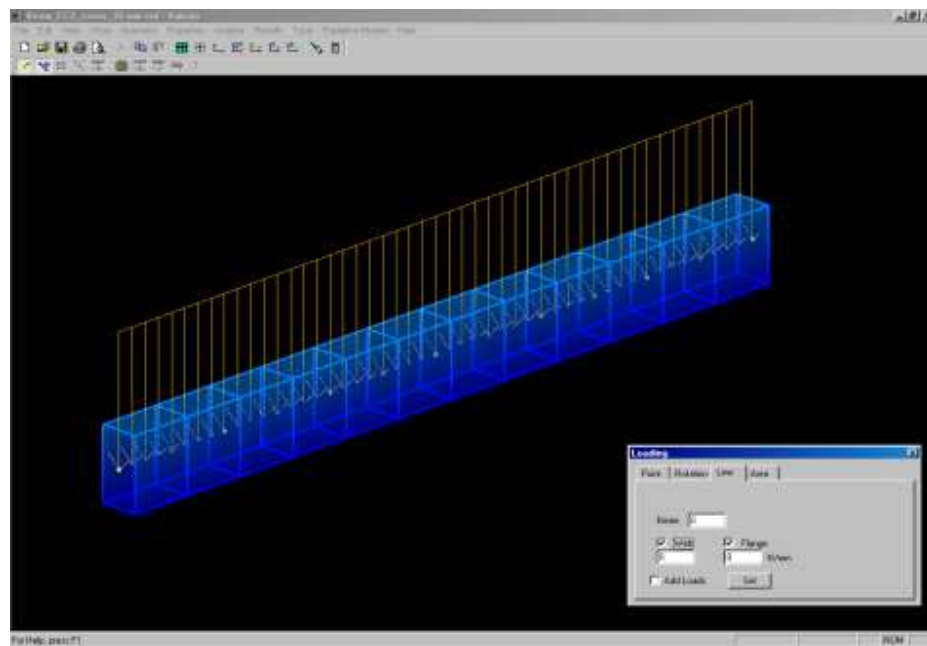
Figura 7.3: Refinamento da malha de elementos finitos no cobrimento do concreto e condições de contorno utilizadas na análise térmica.

Para a discretização do comprimento da viga foram adotados 12 elementos do tipo viga-pilar. Cada elemento possui 6 graus de liberdade por nó, referentes às rotações e às translações nos eixos x , y e z . Quanto às condições de carregamento, o mesmo foi aplicado nos nós dos elementos viga-pilar, conforme mostram as figuras 7.4 (a) e (b).

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS



(a)



(b)

Figura 7.4: (a) Malha de elementos finitos e (b) carregamento aplicado.

7.2 ANÁLISE TÉRMICA

Com o propósito de realizar uma análise comparativa, são apresentados conjuntamente os resultados numéricos obtidos no programa de análise térmica FPRCBC-T para os casos com e sem efeitos do *spalling* explosivo no concreto.

A análise térmica foi realizada de forma separada, com o intuito de determinar detalhadamente o perfil de temperaturas na seção transversal do elemento estrutural ao longo tempo. Convém salientar que o programa VULCAN, além de apresentar modelos simplificados de perfis de temperatura para caracterizar o comportamento térmico da seção transversal em análise, também permite a inserção de um perfil de temperaturas pelo usuário, por meio de arquivo de entrada. No presente estudo, os perfis de temperatura inseridos ao VULCAN foram obtidos a partir do arquivo de dados de saída da ferramenta computacional FPRCBC-T.

Com base no que foi mencionado acima, as figuras 7.5 e 7.6 apresentam de maneira esquemática as isotermas obtidas em diferentes profundidades no elemento estrutural, para os intervalos de tempo de 15 e 30 minutos, para o modelo sem os efeitos do *spalling* explosivo (caso 1) e para o modelo que considera os efeitos do *spalling* explosivo (caso 2), respectivamente.

Com base nas figuras 7.5 e 7.6, é possível visualizar que a perda de seção de concreto (representada pela perda de cobrimento) provoca um aumento brusco de temperatura, principalmente, na região onde se localizam as armaduras.

Analisando-se o caso 1 isoladamente, observa-se que, após um intervalo de tempo de 15 minutos, a presença do cobrimento atua como uma capa de proteção, retardando a elevação da temperatura na região das armaduras, as quais atingem temperaturas muito baixas e próximas a 72°C. Isto se deve ao fato do concreto possuir um baixo coeficiente de condutividade térmica, o que provoca o surgimento de gradientes de temperatura na seção transversal.

A influência dos gradientes de temperatura também pode ser verificada no núcleo da seção transversal que permanece praticamente intacta aos efeitos deletérios provocados pelo fogo. Em 30 minutos, o efeito do cobrimento é ainda benéfico, pois apesar das temperaturas na região das armaduras terem quase que triplicado, as mesmas ainda apresentaram valores baixos e inferiores a 200°C.

Admitiu-se um teor de umidade inicial do concreto de 100% (condição crítica).

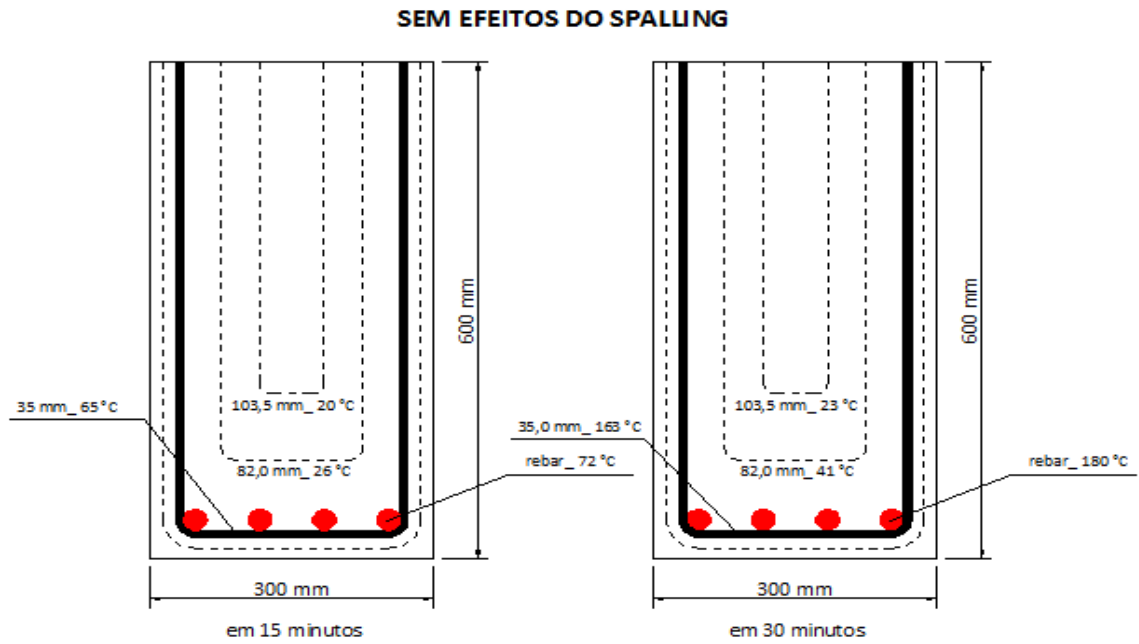


Figura 7.5: **Caso 1** - Perfil de temperaturas da viga em análise em diferentes profundidades e diferentes intervalos de tempo, desconsiderando-se os efeitos do *spalling* no concreto.

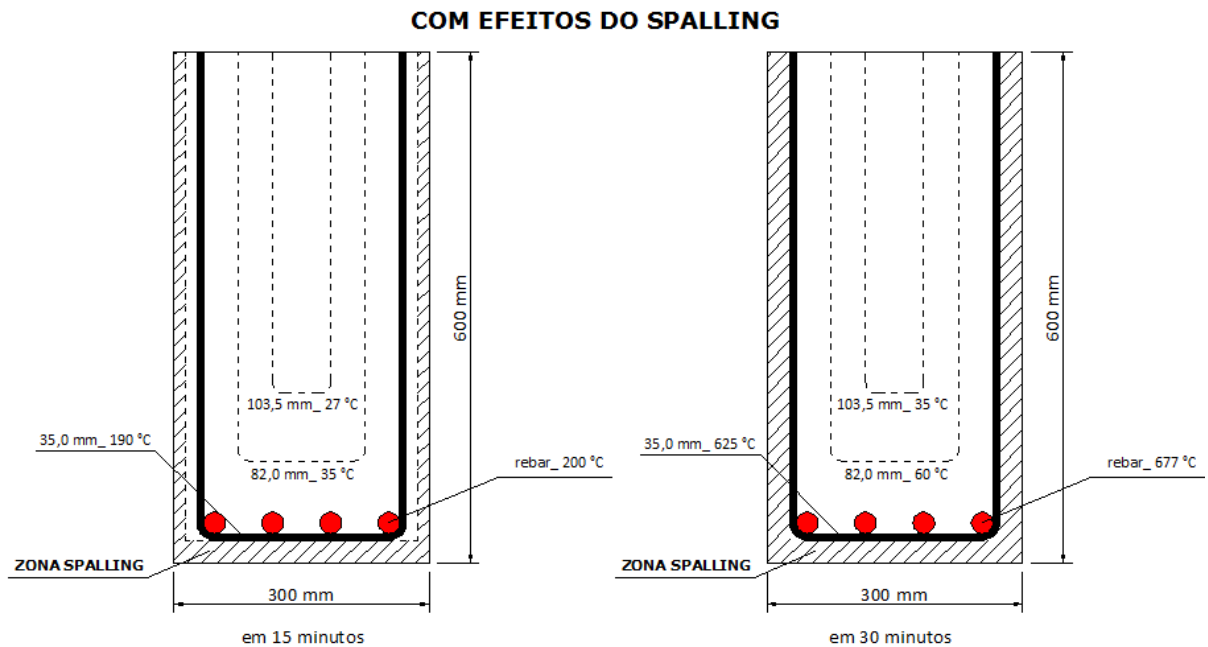


Figura 7.6: **Caso 2** - Perfil de temperaturas da viga em análise em diferentes profundidades e diferentes intervalos de tempo, considerando-se os efeitos do *spalling* no concreto.

Entretanto, no caso 2, em que se consideram os efeitos do *spalling* explosivo, o comportamento observado foi bastante diferenciado em relação ao primeiro caso. Na figura 7.6, percebe-se que, decorridos os primeiros 15 minutos de ensaio, o processo de *spalling* já havia danificado boa parte do revestimento¹. Salienta-se que, com a incorporação do modelo simplificado de *spalling* na análise térmica, os lascamentos começaram a se manifestar após um intervalo de tempo igual a 9 minutos.

Os primeiros elementos a serem desligados da matriz principal foram os elementos localizados nos cantos inferiores da seção transversal. Isso ocorreu devido ao surgimento do chamado efeito de borda, típico de situações nas quais o fluxo de calor atua intensamente nas duas direções: X e Y (fluxo bidimensional).

Com referência ao tempo de 15 minutos, a perda de revestimento permitiu que o aço fosse exposto diretamente ao calor, atingindo temperaturas próximas a 200°C. Decorridos 30 minutos de ensaio, verificou-se que o revestimento praticamente desapareceu, devido à ocorrência do lascamento explosivo, permitindo que o calor atingisse a armadura e esta alcançasse temperaturas em torno de 680°C.

Nesse patamar de temperatura, a resistência mecânica e o módulo de elasticidade do aço sofrem reduções próximas a 80 e 90%, respectivamente, o que tem fortes repercussões estruturais. Entretanto, é importante mencionar que mesmo com a perda total de revestimento, as temperaturas no núcleo da seção de concreto permaneceram baixas (menores do que 100°C), ou seja, nessa região as temperaturas não provocam danos sérios ao material.

A tabela 7.3 apresenta os valores de temperatura atingidos pelos materiais aço e concreto em diferentes profundidades (extraídos a partir da análise das isotermas).

Tabela 7.3: Temperaturas atingidas pelo aço e concreto.

| Profundidade (mm) | CASO 1 (SEM SPALLING) | | CASO 2 (SPALLING) | |
|----------------------|-----------------------|----------|-------------------|----------|
| | t=15 min | t=30 min | t=15 min | t=30 min |
| 103,5 | 20 | 23 | 27 | 35 |
| 82 | 26 | 41 | 35 | 60 |
| 35 | 65 | 163 | 190 | 625 |
| Armadura | 72 | 180 | 200 | 677 |

A figura 7.7 ilustra a evolução da temperatura do aço ao longo do tempo, para os casos 1 e 2.

¹ Destaca-se que a temperatura crítica considerada no elemento nesta análise foi igual a 241°C (os passos e respectivos cálculos estão apresentados no Anexo 11 do presente trabalho).

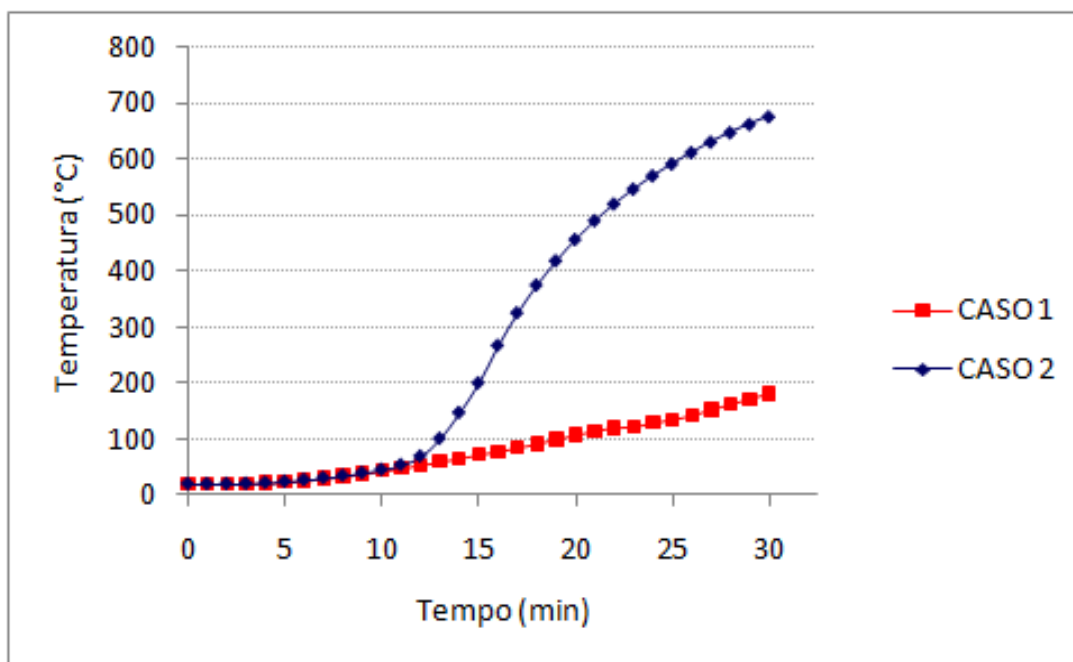


Figura 7.7: Variação da temperatura do aço em função do tempo.

É possível observar que, até 12 minutos, tanto para o caso 1 como para o caso 2, o incremento de temperatura no aço acontece de maneira semelhante.

No entanto, a partir desse ponto, quando ocorre o *spalling* explosivo, a temperatura do aço no caso 2 cresce bruscamente, devido à perda significativa de cobertura causada pelo lascamento do concreto.

Com o avanço da temperatura, os efeitos deletérios do *spalling* explosivo se fazem sentir por meio da exposição das armaduras ao calor. Consta-se que o desencadeamento do processo de *spalling*, próximo à região das armaduras, provocou um aumento significativo na temperatura da mesma, alcançando valores em torno de 2,8 e 3,8 vezes maiores nos intervalos de tempo de 15 e de 30 minutos, respectivamente.

A partir dos dados obtidos, observa-se que o modelo proposto serve como uma primeira aproximação, no entanto, se mostra muito severo em relação ao desencadeamento do *spalling* e, conseqüentemente, ao perfil de temperaturas atingido na armadura ao longo do tempo. Vale salientar que em razão da limitação dos recursos disponíveis para a montagem e desenvolvimento de ensaios experimentais mais elaborados, foram utilizados corpos de prova cilíndricos de pequenas dimensões, sem a consideração do comportamento conjunto do concreto e da armadura frente ao fogo. Isso pode afetar

consideravelmente os resultados obtidos. Desse modo, para um melhor aperfeiçoamento e calibração do modelo, recomenda-se que sejam efetuados estudos específicos para averiguar a degradação térmica provocada pela ocorrência do *spalling* no concreto e seus efeitos relacionados ao comportamento da armadura, por meio da realização de ensaios e monitoramento da temperatura e esforços em estruturas reais.

7.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

A partir dos resultados obtidos na análise térmica para o perfil de temperaturas, foi possível obter o comportamento estrutural da viga em altas temperaturas. A resposta estrutural foi analisada por meio de comparação de resultados numéricos, em termos de deslocamentos nodais no meio do vão, obtidos para os casos 1 e 2. A figura 7.8 ilustra a tendência de comportamento ao fogo para o modelo que desconsidera os efeitos do *spalling* (caso 1) e para o modelo que considera a ocorrência do fenômeno na análise termo-estrutural (caso 2).

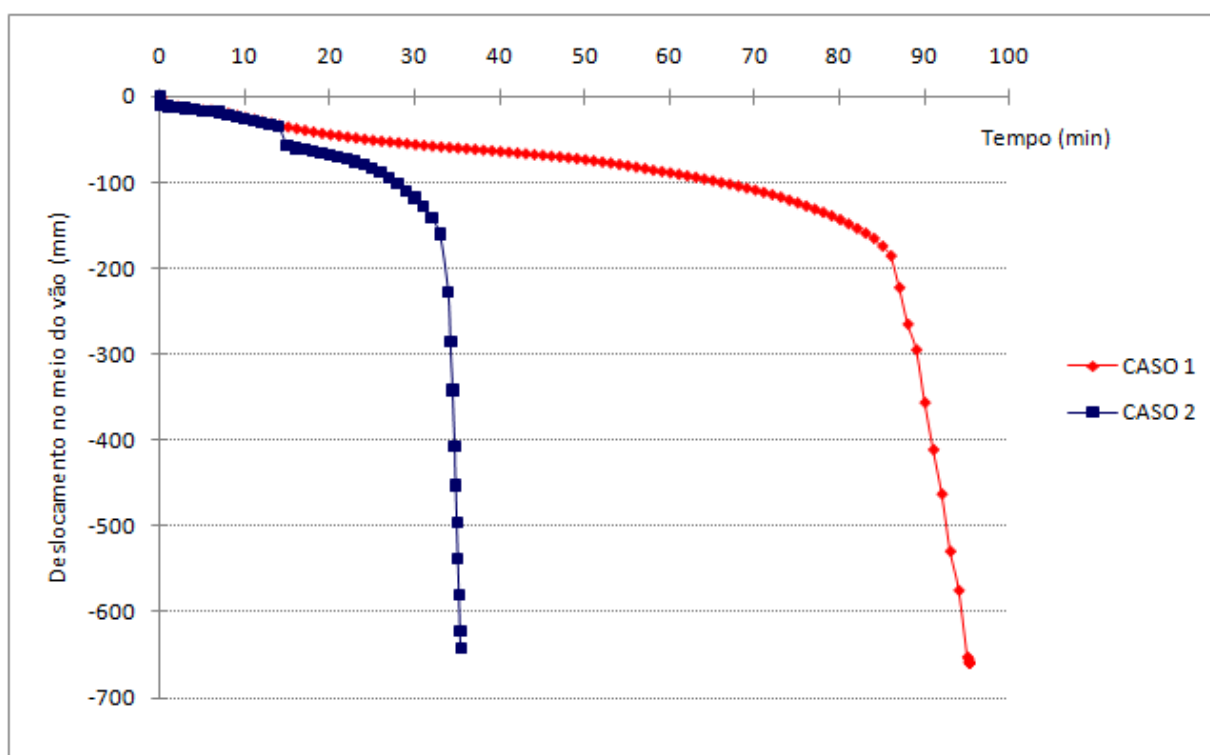


Figura 7.8: Deslocamento no meio do vão em função do tempo.

Por meio de análise da figura 7.8, verifica-se que a influência do *spalling* na resposta estrutural foi significativa, sobretudo no referente ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) do elemento estrutural, que foi afetado sobremaneira pela ocorrência do fenômeno. Enquanto que o caso 1 apresentou um TRRF de 86 minutos, o caso 2 obteve um TRRF de apenas 35 minutos. A redução do tempo de resistência ao fogo do caso 2 em relação ao caso 1 foi de, aproximadamente, 60%, ou seja, o TRRF do caso 2 foi reduzido em cerca de 3/5, em comparação ao TRRF do caso 1.

Com referência ao tempo de ensaio, observa-se que, até 15 minutos, tanto o caso 1 como o caso 2 exibiram comportamentos semelhantes frente ao fogo, com ambos apresentando deflexões no meio do vão inferiores a 40 mm. Todavia, após 15 minutos, acredita-se que o modelo que incorpora o *spalling* tenha sofrido uma instabilidade numérica, em razão da perda de cobrimento que levou à redução da seção de concreto e, conseqüentemente, à elevação da temperatura do aço, causando um deslocamento acentuado de aproximadamente 20 mm.

Analisando os resultados após um tempo de 30 minutos, pode-se verificar que o deslocamento do caso 2 praticamente dobrou de valor em relação ao caso 1. Ressalta-se que, neste intervalo de tempo, o aço já pode apresentar deformações excessivas capazes de levar o elemento estrutural ao colapso, conforme pode ser visualizado no tempo de 35 minutos.

Portanto, se reafirma a noção de que o cobrimento possui um papel de fundamental importância na resistência ao fogo de elementos estruturais de concreto, pois além de evitar o rápido aquecimento do aço e, por consequência, o surgimento de deformações excessivas responsáveis pela ruptura prematura do mesmo, pode aumentar o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) do elemento estrutural. Isto possibilita a fuga dos ocupantes da edificação de maneira segura, bem como a intervenção das operações de combate ao incêndio, no sentido de minimizar os danos na própria estrutura e reduzir a propagação de chamas e gases quentes em edificações adjacentes.

O modelo proposto fornece uma alternativa simples de consideração do *spalling*, que pode ser facilmente incorporada a ferramentas já existentes. No entanto, novamente observa-se que devido à severidade do modelo, o colapso da estrutura ocorreria em um tempo aquém do esperado e também observado em estruturas reais de concreto em situação de incêndio. Cabe trabalhar para aferir e melhorar sua precisão e, eventualmente, aumentar sua complexidade, caso seja necessário.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas por meio da análise dos resultados apresentados nos capítulos 5 e 7, originadas a partir do programa experimental descrito no capítulo 4.

Para melhor entendimento, antes das conclusões propriamente ditas, são efetuadas algumas considerações acerca dos resultados de cada uma das fases: a fase 1, na qual se buscou determinar a faixa de teores críticos de umidade para os traços de concreto estudados; a fase 2, em que se efetuou uma avaliação dos efeitos do aquecimento e do *spalling* explosivo nas propriedades físicas e mecânicas de concretos de vários níveis de resistência; e, finalmente, na fase 3, que envolveu a formulação e teste de um modelo simplificado de *spalling* para uso em simulações computacionais.

Ao final do capítulo são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros na área de interesse.

8.1 CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À FASE 1

Em relação à fase 1 observou-se que:

- O fenômeno de *spalling* explosivo não se manifestou nos concretos com resistência de 40 MPa, sob o regime de aquecimento adotado no presente trabalho. Esse comportamento foi atribuído ao fato de que a conectividade da estrutura de poros, no atual nível de resistência, ainda foi suficiente para permitir que o vapor de água escapasse, evitando o aumento da poropressão até um ponto em que fossem geradas tensões de tração superiores às que o material suportaria;
- Os teores de umidade do concreto necessários, para que exista uma probabilidade de ocorrência do *spalling* explosivo, se situam em uma faixa superior a 75%. Para concretos com resistência de até 70 MPa o processo de *spalling* só se manifestou quando o grau de saturação nos poros se encontrava na faixa de 90 a 100%. Todavia, em alguns concretos com resistência de 90 MPa o fenômeno ocorreu com umidades relativas de 75%;

8.2 CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À FASE 2

Os resultados dessa fase, além de confirmar o comportamento esperado em termos de perdas de resistência à compressão e à tração, indicaram que:

- Tanto a porosidade quanto a permeabilidade do concreto aumentam com a temperatura máxima de exposição. Entretanto, acima de 400°C os incrementos na permeabilidade são muito maiores do que na porosidade, possivelmente devido ao desenvolvimento de uma rede de microfissuras que passa a interligar poros já existentes;
- O coeficiente de permeabilidade do concreto após o aquecimento aumenta com a temperatura máxima de exposição, sendo que esse aumento começa a partir de 200°C e aumenta bruscamente após 400°C, possivelmente, às transformações químicas e expansões que incrementam fortemente a microfissuração;
- Em 200°C, a permeabilidade de concretos de resistência normal é levemente superior quando comparada a concretos mais resistentes, mas avança muito mais rapidamente, evidenciando que a conectividade entre os poros, em concretos menos densos, se estabelece com maior velocidade, o que contribui para reduzir sua vulnerabilidade ao *spalling* explosivo. No entanto, pode-se ter conseqüências indesejáveis quanto à durabilidade;
- Os danos por microfissuração e os conseqüentes aumentos na porosidade e permeabilidade são maiores quando o concreto está submetido a faixas de umidade relativa inicial entre 90 e 100%, sendo que, nos concretos de maior resistência, o grau de saturação de 90% parece resultar em maior degradação que a situação saturada.

8.3 CONSIDERAÇÕES RELACIONADAS À FASE 3

Os desenvolvimentos obtidos na fase 3 permitem afirmar que:

- Foi possível desenvolver um modelo simplificado de *spalling*, considerando o teor de umidade e a porosidade do material (de forma indireta, a partir da resistência), o qual respondeu de forma adequada, reproduzindo aproximadamente o comportamento experimental das amostras ensaiadas. Embora seja necessário refinar o mesmo e efetuar um maior número de ensaios para validar sua aplicabilidade para diferentes tipos e resistências de concreto, os resultados obtidos

indicam que é possível efetuar uma primeira aproximação dos efeitos de *spalling* explosivo no concreto;

- A estratégia de “desligar” elementos da malha de elementos finitos deu resultados satisfatórios para fins de simulação dos efeitos do processo de *spalling*;
- A aplicação do modelo em conjunto com o uso do VULCAN evidenciou que a consideração do fenômeno devido à poropressão em concretos densos e com umidade interna superior a 90% é fundamental para que se possa analisar adequadamente a degradação térmica.

8.4 CONCLUSÕES

Primeiramente, tomando como referência os objetivos propostos para o trabalho, pode-se concluir que os mesmos foram atingidos, visto que:

- Os dados coletados acerca da faixa de umidade crítica e da curva de avanço da porosidade e permeabilidade com o aumento da temperatura máxima de exposição ajudaram a entender melhor quais as condições que controlam a manifestação do *spalling* explosivo;
- Foi possível, com base nos dados e na literatura, desenvolver um modelo de *spalling* simplificado, compatível com as evidências experimentais, que estabelece uma temperatura crítica (em função da porosidade e grau de saturação) na qual ocorreria o fenômeno;
- O modelo simplificado de *spalling* proposto foi utilizado em conjunto com softwares tradicionais de análise termomecânica e, por meio de uma rotina de “desligamento” de certos elementos da malha, conseguiu-se reproduzir seu efeito em elementos estruturais;
- A simulação realizada evidenciou a importância da consideração do fenômeno de *spalling* explosivo em casos excepcionais, tais como em túneis, nos quais são utilizados concretos de alta resistência frequentemente expostos à ação da umidade, situação na qual o *spalling* pode se constituir em um mecanismo de degradação importante;
- Foi possível averiguar como concretos elaborados com diferentes relações água/aglomerante (a/agl), que geram estruturas de poros diferenciadas, respondem, em termos de *spalling* explosivo, a variações na temperatura de exposição e no grau de saturação;

Além disso, a análise dos dados coletados permite que se tracem as seguintes conclusões gerais:

CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- De acordo com o estudo realizado, existem indícios de que, para concretos normais (até 40-50 MPa), a porosidade existente no material pode ser suficiente para impedir a ocorrência do *spalling* explosivo devido a acúmulo de poropressão, mesmo quando o material está saturado;
- Ao se ingressar na faixa de concretos com maior resistência e compacidade, a probabilidade de ocorrência do *spalling* explosivo se torna mais freqüente. O fenômeno de *spalling* geralmente se manifesta em combinação com elevados teores de umidade, especialmente quando a umidade atinge a faixa de 90 a 100%. Entretanto, alguns concretos de compacidade muito alta podem sofrer deterioração por *spalling* explosivo, se os poros apresentarem teores de umidade superiores a 75%.
- Os dados coletados acerca do avanço da permeabilidade de concretos degradados termicamente justificam porque o processo de *spalling* explosivo acontece em intervalos de temperaturas próximos a 300°C. Após esse patamar de temperatura, o nível de microfissuração começa a se tornar tão elevado que não há mais como aprisionar o vapor de água nos poros do material.

8.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tomando como base o conhecimento adquirido na presente pesquisa, pode-se traçar algumas sugestões para a continuidade dos estudos na área:

- Avaliar as propriedades mecânicas residuais e o comportamento em termos de *spalling* explosivo de corpos de prova submetidos a carregamentos externos;
- Explorar melhor o comportamento devido ao *spalling* explosivo de amostras com umidade interna na faixa de umidades relativas entre 90 e 100%;
- Validar o modelo de *spalling* simplificado para concretos com outros níveis de resistência;
- Avaliar como a variação no tipo de cimento ou o uso de adições minerais, que afetam a estrutura de poros, afetam o comportamento em termos de *spalling* explosivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMED, G. N.; HURST, J. P. An analytical approach for investigating the causes of spalling of high-strength concrete at elevated temperatures. . **International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete**, NIST, Proceedings., p. 95-108, 1997.

AHMED, G. N.; HURST, J. P. Modelling poro pressure, moisture and temperature in high strength concrete columns exposed to fire. **Fire Technology**, v.35, no.3, p. 232-262, 1999.

AİTCIN, P-C. **Concreto de Alto Desempenho**. Ed. Pini, São Paulo, 2000.

ALI, F.; ALI, N.; SILCOCK, G.; ABU-TAIR, A. Outcomes of a major research on fire resistance of concrete columns. **Fire Safety Journal**, v. 39, p. 103-116, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E119**: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials.

ANDERBERG, Y. A commercial and user friendly computer program with automatic FEM-generation for temperature analysis of structures exposed to heat. **Fire Safety Design**. Lund, 1991.

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.

ANDERBERG, Y. **Thermal properties and analysis**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003a.

ANDERBERG, Y. **Design methods & structural performance**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003b.

ANDERBERG, Y. **Fire scenarios & buildings**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003c.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, C.; ALONSO, C.; KHOURY, G.A. **Porosity & Microcracking**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003.

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. **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 10786**: Concreto endurecido: determinação do coeficiente de permeabilidade a água – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12821**: Preparação de concreto em laboratório – procedimento. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

BAZANT, Z.P.; KAPLAN, M.F. **Concrete at high temperatures – Material properties and mathematical models**. Longman Group Limited, England, 1996.

BENTZ, D.P. Fibers, percolation and spalling of high-performance concrete. **ACI Materials Journal**, v. 97, no. 3, p. 351-359, 2000.

BILLARDI, Y.; SHEKACHI, M.; DEBICKI, G.; GRANGER, L.; CHAUVEL, D. Heat and mass transfers in a concrete wall with composite liner under accidental conditions. **Nuclear Engineering and Design**, v. 228, p. 261-273, 2004.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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), **Proceedings...** Vancouver, University of British Columbia, 2V, v.1, p. 127-133, Canada, 2001.

BOSTRÖM, L.; WICKSTRÖM, U.; ADL-ZARRABI, B. Effect of specimen size and loading conditions on spalling of concrete. Third International Workshop: Structures in Fire, **Proceedings ...**, paper S5-3, p. 235-248, Ottawa, Canada, 2004.

BREKELMANS, J.W.P.M Tunnel safety-related research projects and networks funded by the European Commission. XXII PIARC Word Congress. **Proceedings..**, 23p., 2003.

BREUNSE, A.J.; FELLINGER, J.H.H. Spalling of Concrete – An overview of ongoing research in Netherlands. Third International Workshop on Structures in Fire, **Proceedings...**, Ottawa, Canada, p.249-258, 2004.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. Ed. Pini. São Paulo, 1988.

CASTILLO, C.; DURRANI, A.J. Effect of transient high temperature on high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, v. 87, no. 1, p.47-53, 1990.

CEB-FIP MODEL CODE. Design Code. Comite Euro International du Beton, 1990.

CHAN, S.Y.N.; PENG, G-F.; ANSON, M. Fire behavior of high-performance concrete made with silica fume at various moisture contents. **ACI Matetrials Journal**, v.96, no. 3, p. 405-411, 1999 (a).

CHAN, Y.N.; PENG, G-F.; ANSON, M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after to high temperatures. **Cement & Concrete Composites**, v. 21, p. 23-27, 1999 (b).

CHAN, Y.N.; LUO, X.; SUN, W. Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after exposure to high temperature up to 800°C. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 247-251, 2000.

CHANDRA, S.; BERNTSSON, L. **Lightweight aggregate concrete: Science, technology and applications**. Noyes Publications, William Andrew Publishing, Norwich, New York, 2002. (acesso em 17/09/2009: <http://books.google.com.br>).

CHUNG, J.H.; CONSOLAZIO, G.R. Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v.35, p. 597-608, 2005.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CONSOLAZIO, G.R.; McVAY, M.C.; RISH III, J.W. Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subjected to elevated temperature. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, **Proceedings...**, p.125-135, 1998.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. In: Seminário Internacional de Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano, São Paulo, **Anais..**, NUTAU'02, 12 p., 2002.

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: 44º Congresso Brasileiro de Concreto, Belo Horizonte, **Anais...**, IBRACON, 2002.

DIAMOND, S. Mercury porosimetry: An inappropriate method for measurement of pore size distributions in cement-based materials. **Cement and Concrete Research**, v. 33, no. 10, p. 1517-1525, 2000.

DIAS, D.P.S.; KHOURY, G.A.; SULLIVAN, P.J.E Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700°C (1292°F). **ACI Materials Journal**, v.87, no. 2, p. 160-165, 1990.

DJAKNOUN, S.; BENYAHIA, A.; OUEDRAOGO, E. Porosity and permeability of mortars exposed to elevated temperatures. **Journal of Applied Sciences Research**, v. 4, no. 3, p. 231-240, 2008.

DOWNIE, B. **Effect of Moisture and Temperature on the Mechanical Properties of Concrete**. 2005. 112p. Dissertation – Department of Mechanical and Aerospace Engineering, West Virginia University, Morgantown, West Virginia, 2005.

EUROPPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *BS EN 1992-1-2. EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, 100 p., 2004.

EUROPPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *BS EN 1993-1-2. EUROCODE 3: Design of steel structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design*, 2005.

EUROPPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *BS EN 1994-1-2. EUROCODE 4: Design composite steel and concrete structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design*, 2005.

FITESA. **Efeito anti-spalling das fibras de polipropileno**. Boletim Técnico, n° 6, 4p., 2004.

FLETCHER, I.; WELCH, S.; TORERO, J.L.; CARVEL, R.; USMANI, A. The behaviour of concrete structures in fire. **Thermal Science Journal**, v.11, no.3, p.1-25, 2007.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FU, Y.F.; WONG, Y.L.; TANG, C.A.; POON, C.S. Thermal induced stress and associated cracking in cement-based composite at elevated temperatures – Part II: Thermal cracking around multiple inclusions. **Cement & Concrete Composites**, v. 26, no. 2, p. 113-126, 2004.

FU, Y.F.; WONG, Y.L.; POON, C.S. Numerical tests os thermal cracking induced by temperature gradient in cement-based composites under thermal loads. **Cement & Concrete Composites**, v. 29, p. 103-116, 2007.

FU, Y.; LI, L.; LI, W.; ZHANG, J. Numerical tests of spalling delamination of concrete at elevated temperatures. **Computational Structural Engineering**, p. 965-971, 2009.

GALLÉ, C.; SERCOMBE, J. Permeability and pore structure evolution of sico-calcareous and hematite high-strength concretes submitted to high temperatures. **Materials and Structures**, v. 34, p. 619-628, 2001.

GALLÉ, C.; PIN, M.; RANC, G.; RODRIGUES, S. Effect of the heating rate on residual thermo-hydro-mechanical properties of high-strength concrete in the context of nuclear waste storage. Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology – SMIRT 17, **Proceedings**.... Paper H01-1, Praga, República Tcheca, 2003.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. **Cement & Concrete Composites**, v.27, p. 225-259, 2005.

HADI, M.N.S. Using fibres to enhance the properties of concrete columns. **Construction and Building Materials**, v.21, p. 118-125, 2007.

HAN, C-G.; HWANG, Y-S; YANG, S-H; GOWRIPALAN, N. Performance of spalling resistance of high performance concrete with polypropylene fiber contents and lateral confinement. **Cement and Concrete Research**, v.35, p. 1747-1753, 2005.

HERTZ, K.D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. **Fire Safety Journal**, v. 38, no. 2, p.103-116, 2003.

HUANG, Z.; PLATTEN, A.; ROBERTS, J. Non-linear finite element model to predict temperature histories within reinforced concrete in fires. **Building and Environment**, vol. 31, no. 2, p. 109-118, 1996.

HUANG, Z.; BURGESS, I.A.; PLANK, R.J. Modeling membrane action of concrete slabs in composite beuidings in fire I: theoretical development. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 129, no. 8, p. 1093-1101, 2003.

HUANG, Z.; BURGESS, I.A.; PLANK, R.J. Three-dimensional analysis of reinforced concrete beam-column structures in fire. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 135, no. 10, pp. 1201-1212, 2009.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ICHIKAWA, Y.; ENGLAND, G.L. Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures. Transactions of the 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, SMiRT 16, **Proceedings...** paper 1122, p. 1-8, 2001.

ISAIA, G.C. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia, São Paulo: IBRACON, 2v., 1600 p., 2005.

ISO 834. Fire-resistance tests: Elements of building construction – Part 1: General Requirements, 1975.

JAHREN, P.A. Fire resistance of high dense concrete with particular reference to the use of condensed silica fume – A review. **ACI Materials Journal**, SP114-50, p. 1013-1049, 1989.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F.D.; QUENARD, D. Spalling and pore pressure in HPC at high temperature. **Cement and Concrete Research**, v.30, no.12, p.1915-1927, 2000.

KALIFA, P.; CHÉNÉ, G.; GALLÉ, C. High temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure. **Cement and Concrete Research**, v.31, no.10, p. 1487-1499, 2001.

KHOURY, G.A. Compressive strength of concrete at high temperatures: A reassessment. **Magazine of Concrete Research**, v. 44, no. 161, p. 291-309, 1992.

KHOURY, G.A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Prog. Struct. Engng. Materials**, v.2, p. 429-447, 2000.

KHOURY, G.A.; ANDERBERG, Y. **Concrete spalling review**. Report submitted to the Swedish National Road Administration, 60 p., 2000.

KHOURY, G.A.; MAJORANA, C.E.; PESAVENTO, F.; SCHREFLER, B.A. Modelling of heated concrete. **Magazine of Concrete Research**, v.54, no.2, p. 77-101, 2002.

KHOURY, G.A. **Introduction**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003a.

KHOURY, G.A. **Testing conditions**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003b.

KHOURY, G.A. **Moisture**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003c.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

KHOURY, G.A. **Spalling**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003d.

KHOURY, G.A. Polypropylene fibres in Heated Concrete. Part 2: Pressure relief mechanisms and modelling criteria. **Magazine of Concrete Research**, v. 60, no. 3, p. 189-204, 2008.

KHOYLOU, N.; ENGLAND, G. The effect of elevated temperatures on the moisture migration and spalling behaviour and normal concretes. **ACI Materials Journal**, SP 167-13, p. 263-289, 1997.

KIM, K.H.; JEON, S.E.; KIN, J.K.; YANG, S. An experimental study on thermal conductivity of concrete. **Cement and concrete Research**, v. 33, no. 3, p. 363-371, 2003.

KODUR, V.K.R. Studies on the fire resistance of high-strength concrete at the National Research Council of Canada. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, **Proceedings...**, p. 75-86, 1997.

KODUR, V.K.R Spalling in high strength concrete exposed to fire – Concerns, causes, critical parameters and cures. **Structures**, v. 103, p. 180-188, 2000.

KODUR, V.K.R.; MCGRATH, R. Performance of high strength concrete columns under severe fire conditions. In: Third International Conference OF Concrete under Severe Conditions (CONSEC'01), **Proceedings...** Vancouver, University of British Columbia, 2V, v.1, p. 254-264, Canada, 2001.

KODUR, V.K.R; CHENG, F.P.; WANG, T.C.; SULTAN, M.A. Effect of strength and fiber Reinforcement on fire resistance of high-strength concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, v.129, no. 2, p. 253-259, 2003.

KODUR, V.K.R; SULTAN, M.A. Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, ASCE, p. 101-107, 2003.

KODUR, V.K.R; WANG, T.C.; CHENG, F.P. Predicting the fire resistance behavior of high strength concrete columns. **Cement & Concrete Composites**, v.26, p. 141-153, 2004.

KODUR, V.K.R. Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns. **Journal of Fire Protection Engineering**, v.15, p. 93-106, 2005.

KODUR, V.K.R; PHAN, L. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. **Fire Safety Journal**, v. 42, p. 482-488, 2007.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

KOMONEN, J. PENTALLA, V. Effects of high temperature on the pore structure and strength of plain and polypropylene fiber reinforced cement pastes. **Fire Technology**, v.39, p. 23-34, 2003.

LANKARD, D.R.; BIRKIMER, D.L.; FONDRIEST, F.F.; SNYDER, M.J. Effect of moisture content on the structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500 F. **ACI Materials Journal**, SP 25-3, p. 59-102, 1971.

LI, L.Y.; PURKISS, J.A.; TENCHEV, R.T. An engineering model for coupled heat and mass transfer analysis in heated concrete. **Proc. Instr. Mech. Engrs**, v.216, parte C, p. 213-224, 2001.

LIMA, R.C.A. Investigação dos efeitos de temperaturas elevadas em reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono. 125p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

LIMA, R.C.A.; SILVA FILHO, L.C.P., CASONATO, C.A. Improving the high performance concrete (HPC) behavior in high temperatures. **Materiales de Construcción**, Madrid, v.53, no.271-272, p. 17-26, 2003.

LIMA, R.C.A. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 241p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

LIN, W-M.; LIN, T.D.; POWERS-COUCHE, L.J. Microstructures of fire-damaged concrete. **ACI Materials Journal**, v. 93, no. 3, p.199-200, 1996.

LIN, Y.B.; CHERN, J.C.; CHANG, K.C; CHAN, Y.W; WANG, L.A. The utilization of fiber Bragg grating sensors to monitor high performance concrete at elevated temperature. **Smart Materials and Structures**, v.13, p. 784-790, 2004.

LUCCIONI, B.M.; FIGUEROA, M.I.; DANESI, R.F. Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures. **Engineering Structures**, v. 25, p. 729-742, 2003.

MAJORANA, C.E.; SALOMONI, V.A.; MAZZUCCO, G.; KHOURY, G.A. An approach for modelling concrete spalling in finite strains. **Mathematics and Computers in Simulation**, 2009.

MALHOTRA, H.L. **Spalling of concrete in fires**. Technical Note 118, CIRIA – Construction Industry Research and Information Association, London, UK, 36 p., 1984.

MEHTA, P.K.; AITCIN, P.C. Principles underlying production for high strength performance concrete. **Cement, Concr. Aggr.** v. 12, no. 2, p. 70–78,1990.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

MENDES, N. **Modelos para previsão da transferência de calor e de umidade em elementos porosos de Edificações**. 1997. 248p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 1997.

MLAKAR, P.F.; DUSENBERRY, D.O.; HARRIS, J.R.; HAYNES, G.; PHAN, L.T.; SOZEN, M.A. RESPONSE TO FIRE EXPOSURE OF THE Pentagon structural elements. **Journal of Performance of constructed Facilities**, p. 212-219, 2005.

MSAAD, Y.; BONNET, G. Analyses of heated concrete spalling due to restrained thermal dilation: Application to the "Chunnel" fire. **Journal of Engineering Mechanics – ASCE**, v. 132, no. 10, p. 1124-1132, 2006.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1997.

NINCE, A.A. Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas. 300p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia de Construção Civil e Urbana, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

NOUMOWÉ, A.N. Temperature distribution and mechanical properties of high-strength silica fume concrete at temperatures up to 200°C. **ACI Materials Journal**, v. 100, no. 4, p. 326-330, 2003.

NOUMOWÉ, A.N. Mechanical properties and microstructure of high-strength concrete containing polypropylene fibres exposed to temperatures up to 200°C. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 2192-2198, 2005.

PHAN, L.T. Fire performance of high-strength concrete: A report of the state-of-the-art. **NISTIR 5934**, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards e Technology, Gaithersburg, Maryland, 118p., 1996.

PHAN, L.T., CARINO, N.J. Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p. 58-64, 1998.

PHAN, L.T.; CARINO, N.J. Effect of test conditions and mixture proportions on behavior of high-strength concrete exposed to high temperatures. **ACI Materials Journal**, v. 99, p.54-66, 2002.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

POON, C-S; AZHAR, S.; ANSON, M.; WONG, Y-L. Comparison of the strength and durability performance of normal and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1291-1300, 2001.

PURKISS, J. A.; MORIS, W.A.; CONNOLLY R.J. Fire resistance of reinforced concrete columns – correlation of analytical methods with observed experimental behaviour. Interflan 96 - **Proceedings of the 7th International Fire Science and Engineering Conference**, eds. Franks C. and Grayson S., 26-28 March, St John's College, Cambridge, Interscience Communications, p. 531-541, 1996.

SAAD, M.; ABO-EL-ENEIN, S.A.; HANNA, G.B.; KOTKAFA, M.F. Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume. **Cement and Concrete Research**, v.26, no.5, p. 669-675, 1996.

SANJAYAN, G.; STOCKS, L.J. Spalling of high-strength silica fume concrete in fire. **ACI Materials Journal**, v.90, no.2, p.170-173, 1993.

SARSHAR, R.; KHOURY, G.A. Material and environment factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v. 45, no. 162, p. 51-61, 1993.

SAVOV, K.; LACKNER, R.; MANG, H.A. Stability assessment of shallow tunnels subjected to fire load. **Fire Safety Journal**, v. 40, p. 745-763, 2005.

SCHREFLER, B.A.; BRUNELLO, P.; GAWIN, D.; MAJORANA, C.E.; PESAVENTO, F. Concrete at high temperature with application to tunnel fire. **Computational Mechanics**, v.29, p. 43-51, 2002a.

SCHREFLER, B.A.; KHOURY, G.A.; GAWIN, G.; MAJORANA C.E. Thermo-hydro-mechanical modeling of high performance concrete at high temperatures. *Engineering Computations*, v. 19, no.7, p. 787-819, 2002b.

SCHREFLER, B.A.; GAWIN, D.; KHOURY, G.A., MAJORANA, C.E. **Physical, Mathematical & Numerical Modelling**. In: Course on effect of heat on concrete. Undine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, Apostila, 2003.

SHAH, S.P.; AHMAD, S.H. **High Performance Concrete: Properties and Applications**. MCgraw-HILL, 1994.

SHORT, N.R.; PURKISS, J.A.; GUISE, S.E. Assessment of Fire Damaged Concrete Using Colour Image Analysis. **Construction and Building Materials**, v.15, p. 9-15, 2001.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

SI CONCRETE SYSTEMS. **The anti-spalling effects of polypropylene fiber on concrete during fires**, F.E.D. no.9, 4p.

SINTEF Structures and Concrete. LWA concrete for floaters, SP4 hydrocarbon fire resistance, report 4.1 – **A theoretical evaluation based on material technology**, 1993.

SOUZA, A.A.A. **Influência do Tipo de Agregado nas Propriedades Mecânicas do Concreto Submetido ao Fogo**. 146p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.

STERNER, E.; WINCKSTRÖM, U. Temperature analysis of structures exposed to fire. Users Manual. Swedish National Testing Institute, **Fire Technology**, SP Report, 1990.

SULLIVAN, P.J.E. A probabilistic method of testing for the assessment of deterioration and explosive spalling of high strength concrete beams in flexure at high temperature. **Cement & Concrete Composites**, v. 26, p. 155-162, 2004.

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)**, Proceedings... Vancouver, University of British Columbia, 2V, v.1, p. 489-494, Canada, 2001.

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)**, Proceedings... Vancouver, University of British Columbia, 2V, v.1, p. 473-479, Canada, 2001.

TERRO, M.J. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire. **ACI Structural Journal**, v. 95, no.1, p. 173-183, 1998.

ULM, F.J.; COUSSY, O.; BAZANT, Z. The Chunnel fire I: Chemoplastic softening in rapidly heated concrete. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 125, p. 272-282, 1999 (a).

ULM, F.J.; ACKER, P.; LEVY, M. The Chunnel fire II: Analysis of concrete damage. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 125, p. 283-289, 1999 (b).

VELASCO, R.V. **Concreto de alto desempenho reforçado com fibras de polipropileno e sisal submetido a altas temperaturas**. 132p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

VENECANIN, S.D. Thermal Incompatibility of Concrete Components and Thermal Properties of Carbonate Rocks. **ACI Materials Journal**, v. 87, no. 6, p. 602-607, 1990.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

WITEK, A.; GAWIN, D.; PESAVENTO, F.; SCHREFLER, B.A. Finite element analysis of various methods for protection of concrete structures against spalling during fire. **Computational Mechanics**, v.39, no.3, p.271-292, 2007.

YAN, X.; LI, H.; WONG, Y.-L. Effect of aggregate on high-strength concrete in fire. **Magazine of Concrete Research**, v. 59, no. 5, p. 323-328, 2007.

YU, X.M.; HUANG, Z.; BURGESS, I.; PLANK, R. **Concrete spalling in fire: A review of the current state of knowledge**. Report – DSCE/05/F/04, Sheffield, UK, 2005.

YU, X.M. Modelling reinforced concrete slabs in fire. Thesis submitted to the University of Sheffield for the degree of doctor of philosophy, 214p., 2008.

ZEIML, M.; LEITHNER, D.; LACKNER, R.; MANG, H.A. How do polypropylene fibers improve the spalling of in-situ concrete. **Cement and Concrete Research**, v.36, p. 929-942, 2005.

ZHANG, B.; BICANIC, N.; PEARCE, C.J.; PHILLIPS, D.V. **Relationship between brittleness and moisture loss of concrete exposed to high temperatures**. *Cement and Concrete Research*, v. 32, no.3, p. 363-371, 2002.

ANEXOS

Anexo 1: Resistência à compressão e porcentagem de água evaporável – FASE 1





| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa) | MASSA SATURADA (g) | MASSA SECA (g) | % ÁGUA EVAPORÁVEL | |
|---------------|------------------|--------------------------------|--------------------|----------------|-------------------|------|
| GRUPO - I | GI-40/fc28dias | I | 40,9 | --- | --- | |
| | | II | 40,6 | --- | --- | |
| | | III | 43,5 | --- | --- | |
| | GI-massa | I | --- | 3333,2 | 3137,2 | 5,88 |
| | | II | --- | 3296,8 | 3070,8 | 6,86 |
| | | III | --- | 3304,7 | 3084,2 | 6,67 |
| GRUPO G - II | GII-70/fc28dias | I | 75,2 | --- | --- | |
| | | II | 74,8 | --- | --- | |
| | | III | 77,0 | --- | --- | |
| | GII-massa | I | --- | 3282,5 | 3139,6 | 4,35 |
| | | II | --- | 3333,4 | 3166,8 | 5,00 |
| | | III | --- | 3283,9 | 3112,4 | 5,22 |
| GRUPO G - III | GIII-90/fc28dias | I | 89,4 | --- | --- | |
| | | II | 96,5 | --- | --- | |
| | | III | 92,0 | --- | --- | |
| | GIII-massa | I | --- | 3360,2 | 3222,5 | 4,10 |
| | | II | --- | 3354,0 | 3211,0 | 4,26 |
| | | III | --- | 3370,6 | 3241,5 | 3,83 |







Anexo 2: Perda de massa – FASE 1

| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | MASSA PRÉ-FORNO (g) | MASSA PÓS-FORNO (g) | |
|-------------|----------------|------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|--------|
| GRUPO G-I | G1-SP/600/0 | I | 600 | 0 | 3137,2 | 3088,4 |
| | | II | | | 3073,5 | 3032,7 |
| | | III | | | 3089,2 | 3042,9 |
| | G2-SP/600/25 | I | 600 | 25 | 3183,6 | 3100,8 |
| | | II | | | 3172,0 | 3080,9 |
| | | III | | | 3151,1 | 3053,9 |
| | G3-SP/600/50 | I | 600 | 50 | 3219,0 | 3068,3 |
| | | II | | | 3223,7 | 3083,9 |
| | | III | | | 3197,9 | 3046,8 |
| | G4-SP/600/75 | I | 600 | 75 | 3254,0 | 3044,5 |
| | | II | | | 3289,3 | 3086,5 |
| | | III | | | 3291,5 | 3088,0 |
| | G5-SP/600/100 | I | 600 | 100 | 3346,8 | 3099,5 |
| | | II | | | 3299,4 | 3057,4 |
| | | III | | | 3350,1 | 3091,3 |
| GRUPO G-II | G6-SP/600/0 | I | 600 | 0 | 3139,6 | 3087,4 |
| | | II | | | 3172,3 | 3123,4 |
| | | III | | | 3116,8 | 3066,8 |
| | G7-SP/600/25 | I | 600 | 25 | 3177,3 | 3085,4 |
| | | II | | | 3268,0 | 3051,2 |
| | | III | | | 3161,4 | 3064,7 |
| | G8-SP/600/50 | I | 600 | 50 | 3179,3 | 3040,7 |
| | | II | | | 3200,2 | 3053,5 |
| | | III | | | 3224,3 | 3088,9 |
| | G9-SP/600/75 | I | 600 | 75 | 3206,6 | 3020,3 |
| | | II | | | 3229,7 | 3046,1 |
| | | III | | | 3250,2 | 3061,9 |
| | G10-SP/600/100 | I | 600 | 100 | 3359,6 | 3072,1 |
| | | II | | | 3351,9 | 2633,5 |
| | | III | | | 3329,2 | 3070,2 |
| GRUPO G-III | G11-SP/600/0 | I | 600 | 0 | 3222,5 | 3140,8 |
| | | II | | | 3211,0 | 3132,5 |
| | | III | | | 3241,5 | 3155,9 |
| | G12-SP/600/25 | I | 600 | 25 | 3321,3 | 3204,4 |
| | | II | | | 3273,5 | 3169,6 |
| | | III | | | 3266,7 | 3162,7 |
| | G13-SP/600/50 | I | 600 | 50 | 3293,0 | 3149,4 |
| | | II | | | 3250,4 | 3098,9 |
| | | III | | | 3332,8 | 3175,0 |
| | G14-SP/600/75 | I | 600 | 75 | 3372,0 | 3139,2 |
| | | II | | | 3392,6 | 3127,6 |
| | | III | | | 3334,7 | 3155,3 |
| | G15-SP/600/100 | I | 600 | 100 | 3388,3 | 3073,2 |
| | | II | | | 3362,7 | 3107,1 |
| | | III | | | 3385,8 | 2170,8 |

Anexo 3: Grau de severidade do *spalling* – FASE 1

LEGENDA

| | | | | | | | |
|---|-----------------|---|----------------|---|----------------|---|---------------|
|  | Nenhum (Grau 0) |  | Baixo (Grau 1) |  | Médio (Grau 2) |  | Alto (Grau 3) |
|---|-----------------|---|----------------|---|----------------|---|---------------|

| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | CLASSIFICAÇÃO DO SPALLING | GRAU DE SEVERIDADE NO CORPO-DE-PROVA |
|---------------|----------------|------------------|-----------------------|---------------------------|---|
| GRUPO - I | G1-SP/600/0 | 600 | 0 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G2-SP/600/25 | 600 | 25 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G3-SP/600/50 | 600 | 50 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G4-SP/600/75 | 600 | 75 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G5-SP/600/100 | 600 | 100 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| GRUPO G - II | G6-SP/600/0 | 600 | 0 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G7-SP/600/25 | 600 | 25 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G8-SP/600/50 | 600 | 50 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G9-SP/600/75 | 600 | 75 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G10-SP/600/100 | 600 | 100 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 3 |  |
| GRUPO G - III | G11-SP/600/0 | 600 | 0 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G12-SP/600/25 | 600 | 25 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G13-SP/600/50 | 600 | 50 | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G14-SP/600/75 | 600 | 75 | GRAU 1 |  |
| | | | | GRAU 2 |  |
| | | | | GRAU 0 | |
| | G15-SP/600/100 | 600 | 100 | GRAU 2 |  |
| | | | | GRAU 3 |  |
| | | | | GRAU 1 |  |

Anexo 4: Resistência à compressão aos 28 dias e porcentagem de água evaporável – FASE 2

| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa) | MASSA SATURADA (g) | MASSA SECA (g) | % ÁGUA EVAPORÁVEL | |
|---------------|---------------|--------------------------------|--------------------|----------------|-------------------|------|
| GRUPO - I | GI-40/fc28d | I | 43,4 | --- | --- | |
| | | II | 38,9 | --- | --- | |
| | | III | 37,1 | --- | --- | |
| | G14-massa | I | --- | 3311,2 | 3089,5 | 6,70 |
| | | II | --- | 3314,5 | 3134,1 | 5,44 |
| | | III | --- | 3316,2 | 3091,4 | 6,78 |
| GRUPO G - II | GI-70/fc28d | I | 72,5 | --- | --- | |
| | | II | 73,8 | --- | --- | |
| | | III | 70,8 | --- | --- | |
| | GII-70/fc28d | I | 75,3 | --- | --- | --- |
| | | II | 70,4 | --- | --- | --- |
| | | III | 67,3 | --- | --- | --- |
| | GIII-70/fc28d | I | 63,9 | --- | --- | --- |
| | | II | 62,4 | --- | --- | --- |
| | | III | 68,8 | --- | --- | --- |
| | G53-massa | I | --- | 3302,0 | 3134,5 | 5,07 |
| | | II | --- | 3366,2 | 3201,0 | 4,90 |
| | | III | --- | 3311,6 | 3136,5 | 5,29 |
| | G54-massa | I | --- | 3364,5 | 3199,6 | 4,90 |
| | | II | --- | 3316,1 | 3141,1 | 5,28 |
| | | III | --- | 3358,4 | 3188,2 | 5,07 |
| | G55-massa | I | --- | 3254,0 | 3089,5 | 5,06 |
| | | II | --- | 3297,6 | 3128,9 | 5,12 |
| | | III | --- | 3250,2 | 3087,7 | 5,00 |
| GRUPO G - III | GI-90/fc28d | I | 69,7 | --- | --- | |
| | | II | 90,4 | --- | --- | |
| | | III | 92,3 | --- | --- | |
| | GII-90/fc28d | I | 87,7 | --- | --- | --- |
| | | II | 80,4 | --- | --- | --- |
| | | III | 100,8 | --- | --- | --- |
| | GIII-90/fc28d | I | 91,6 | --- | --- | --- |
| | | II | 91,7 | --- | --- | --- |
| | | III | 104,3 | --- | --- | --- |
| | G94-massa | I | --- | 3428,3 | 3286,2 | 4,14 |
| | | II | --- | 3418,3 | 3268,1 | 4,39 |
| | | III | --- | 3408,1 | 3262,1 | 4,28 |
| | G95-massa | I | --- | 3400,3 | 3264,1 | 4,01 |
| | | II | --- | 3343,3 | 3195,4 | 4,42 |
| | | III | --- | 3397,9 | 3254,1 | 4,23 |
| | G96-massa | I | --- | 3397,8 | 3252,4 | 4,28 |
| | | II | --- | 3274,1 | 3114,4 | 4,88 |
| | | III | --- | 3366,4 | 3219,1 | 4,38 |

Anexo 5: Resistência à tração e perda de massa – FASE 2

| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa) | MASSA PRÉ-FORNO (g) | MASSA PÓS-FORNO (g) | |
|----------------|----------------|------------------|-----------------------|----------------------------|---------------------|---------------------|--------|
| GRUPO G-I | G1-ft/23/100 | I | Temperatura ambiente | 100 | 3,2 | 3277,9 | --- |
| | | II | | | 3,8 | 3280,3 | --- |
| | | III | | | 3,6 | 3316,8 | --- |
| | G4-ft/200/100 | I | 200 | 100 | 2,9 | 3294,4 | 3074,9 |
| | | II | | | 2,8 | 3298,7 | 3093,2 |
| | | III | | | 2,8 | 3334,5 | 3114,9 |
| | G7-ft/400/100 | I | 400 | 100 | 2,0 | 3303,1 | 3033,3 |
| | | II | | | 2,0 | 3276,8 | 3011,0 |
| | | III | | | 1,9 | 3291,9 | 3016,2 |
| | G10-ft/600/100 | I | 600 | 100 | 1,4 | 3323,1 | 3042,2 |
| | | II | | | 1,5 | 3320,3 | 3047,8 |
| | | III | | | 1,6 | 3304,0 | 3021,5 |
| GRUPO G-II | G15-ft/23/75 | I | Temperatura ambiente | 75 | 7,4 | 3318,0 | --- |
| | | II | | | 5,1 | 3230,0 | --- |
| | | III | | | 6,3 | 3319,0 | --- |
| | G16-ft/23/90 | I | Temperatura ambiente | 90 | 6,4 | 3306,0 | --- |
| | | II | | | 7,3 | 3320,0 | --- |
| | | III | | | 5,4 | 3317,4 | --- |
| | G17-ft/23/100 | I | Temperatura ambiente | 100 | 5,6 | 3312,1 | --- |
| | | II | | | 5,1 | 3285,0 | --- |
| | | III | | | 5,7 | 3235,5 | --- |
| | G23-ft/200/75 | I | 200 | 75 | 4,9 | 3274,1 | 3235,6 |
| | | II | | | 5,2 | 3287,0 | 3253,9 |
| | | III | | | 5,6 | 3305,7 | 3275,2 |
| | G24-ft/200/90 | I | 200 | 90 | 3,7 | 3264,0 | 3225,5 |
| | | II | | | 5,7 | 3277,0 | 3251,9 |
| | | III | | | 5,5 | 3266,6 | 3239,5 |
| | G25-ft/200/100 | I | 200 | 100 | 4,6 | 3320,4 | 3266,7 |
| | | II | | | 5,3 | 3268,3 | 3224,0 |
| | | III | | | 5,1 | 3276,3 | ---- |
| | G33-ft/400/75 | I | 400 | 75 | 4,7 | 3271,1 | 3120,3 |
| | | II | | | 5,3 | 3209,1 | 3075,4 |
| | | III | | | 4,1 | 3231,9 | 3096,7 |
| | G34-ft/400/90 | I | 400 | 90 | 5,8 | 3343,0 | 3155,6 |
| | | II | | | 5,4 | 3357,6 | 3179,5 |
| | | III | | | 5,3 | 3284,1 | 3104,5 |
| G35-ft/400/100 | I | 400 | 100 | 4,7 | 3212,2 | 3121,7 | |
| | II | | | 4,3 | 3338,2 | 3179,6 | |
| | III | | | 4,1 | 3295,7 | 3150,3 | |
| G43-ft/600/75 | I | 600 | 75 | 3,1 | 3223,4 | 3127,0 | |
| | II | | | 3,0 | 3225,1 | 3100,8 | |
| | III | | | 3,0 | 3320,0 | 3176,0 | |
| G44-ft/600/90 | I | 600 | 90 | 2,6 | 3222,5 | 3006,4 | |
| | II | | | 0,0 | 3270,3 | 2726,3 | |
| | III | | | 2,6 | 3254,4 | 2821,6 | |
| G45-ft/600/100 | I | 600 | 100 | 0,0 | 3280,6 | 2974,3 | |
| | II | | | 2,4 | 3260,0 | 3006,1 | |
| | III | | | 2,4 | 3272,9 | 2980,3 | |

| | | | | | | | |
|----------------|----------------|-----|----------------------|-----|--------|--------|--------|
| GRUPO G-III | G56-ft/23/75 | I | Temperatura ambiente | 75 | 7,3 | 3376,5 | --- |
| | | II | | | 6,3 | 3385,4 | --- |
| | | III | | | 7,6 | 3385,3 | --- |
| | G57-ft/23/90 | I | Temperatura ambiente | 90 | 7,9 | 3403,1 | --- |
| | | II | | | 5,3 | 3396,4 | --- |
| | | III | | | 8,1 | 3378,2 | --- |
| | G58-ft/23/100 | I | Temperatura ambiente | 100 | 7,2 | 3337,9 | --- |
| | | II | | | 6,0 | 3278,3 | --- |
| | | III | | | 6,9 | 3357,6 | --- |
| | G64-ft/200/75 | I | 200 | 75 | 6,3 | 3374,4 | 3362,0 |
| | | II | | | 6,5 | 3371,6 | 3355,5 |
| | | III | | | 6,5 | 3338,6 | 3322,9 |
| | G65-ft/200/90 | I | 200 | 90 | 6,1 | 3288,4 | 3260,4 |
| | | II | | | 6,2 | 3313,8 | 3290,5 |
| | | III | | | 5,7 | 3409,8 | 3391,4 |
| | G66-ft/200/100 | I | 200 | 100 | 5,8 | 3450,7 | 3409,3 |
| | | II | | | 6,9 | 3358,8 | 3324,5 |
| | | III | | | 6,9 | 3410,9 | 3375,1 |
| G74-ft/400/75 | I | 400 | 75 | 6,1 | 3361,3 | 3213,6 | |
| | II | | | 5,6 | 3277,5 | 3140,3 | |
| | III | | | 4,1 | --- | --- | |
| G75-ft/400/90 | I | 400 | 90 | 6,1 | 3373,9 | 3202,0 | |
| | II | | | 6,7 | 3333,8 | 3175,9 | |
| | III | | | 5,8 | 3392,3 | 3237,4 | |
| G76-ft/400/100 | I | 400 | 100 | 5,6 | 3327,7 | 3138,8 | |
| | II | | | 5,9 | 3417,8 | 3268,5 | |
| | III | | | 4,9 | 3418,3 | 3283,0 | |
| G84-ft/600/75 | I | 600 | 75 | 2,6 | 3331,5 | 3133,3 | |
| | II | | | 3,2 | 3389,6 | 3196,9 | |
| | III | | | 3,3 | 3342,4 | 3196,9 | |
| G85-ft/600/90 | I | 600 | 90 | 2,9 | 3340,0 | 2989,9 | |
| | II | | | 3,8 | 3393,5 | 3116,3 | |
| | III | | | 0,0 | 3298,8 | 2963,7 | |
| G86-ft/600/100 | I | 600 | 100 | 2,5 | 3331,0 | 3009,4 | |
| | II | | | 0,0 | 3324,3 | 2846,3 | |
| | III | | | 0,0 | 3324,9 | 2927,8 | |

Anexo 6: Resistência à compressão e perda de massa – FASE 2.

| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa) | MASSA PRÉ-FORNO (g) | MASSA PÓS-FORNO (g) | |
|----------------|----------------|------------------|-----------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------|--------|
| GRUPO G-I | G2-fc/23/100 | I | Temperatura ambiente | 100 | 43,1 | 3319,7 | --- |
| | | II | | | 42,6 | 3292,1 | --- |
| | | III | | | 43,9 | 3331,8 | --- |
| | G5-fc/200/100 | I | 200 | 100 | 40,6 | 3302,1 | 3095,7 |
| | | II | | | 37,2 | 3297,8 | 3119,2 |
| | | III | | | 39,2 | 3308,6 | 3104,9 |
| | G8-fc/400/100 | I | 400 | 100 | 30,5 | 3323,1 | 3055,1 |
| | | II | | | 29,0 | 3288,6 | 3020,6 |
| | | III | | | 28,2 | 3304,3 | 3041,0 |
| | G11-fc/600/100 | I | 600 | 100 | 20,2 | 3323,0 | 3048,5 |
| | | II | | | 21,1 | 3304,1 | 3036,7 |
| | | III | | | 11,4 | 3310,3 | 3023,1 |
| GRUPO G-II | G18-fc/23/75 | I | Temperatura ambiente | 75 | 60,3 | 3218,7 | --- |
| | | II | | | 76,2 | 3236,0 | --- |
| | | III | | | 73,7 | 3206,4 | --- |
| | G19-fc/23/90 | I | Temperatura ambiente | 90 | 80,6 | 3295,0 | --- |
| | | II | | | 71,7 | 3220,3 | --- |
| | | III | | | 81,9 | 3360,6 | --- |
| | G20-fc/23/100 | I | Temperatura ambiente | 100 | 92,1 | 3274,0 | --- |
| | | II | | | 78,0 | 3286,8 | --- |
| | | III | | | 76,5 | 3305,4 | --- |
| | G26-fc/200/75 | I | 200 | 75 | 80,5 | 3263,4 | 3238,9 |
| | | II | | | 78,5 | 3316,5 | 3295,0 |
| | | III | | | 67,5 | 3279,7 | 3259,6 |
| | G27-fc/200/90 | I | 200 | 90 | 75,5 | 3357,8 | 3327,9 |
| | | II | | | 71,2 | 3356,7 | 3332,6 |
| | | III | | | 73,3 | 3344,4 | 3320,5 |
| | G28-fc/200/100 | I | 200 | 100 | 70,3 | 3366,3 | 3318,5 |
| | | II | | | 81,6 | 3283,6 | 3239,8 |
| | | III | | | 76,8 | 3337,5 | 3297,7 |
| | G36-fc/400/75 | I | 400 | 75 | 54,0 | 3274,4 | 3115,2 |
| | | II | | | 0,0 | 3342,5 | 3191,5 |
| | | III | | | 52,5 | 3220,4 | 3072,6 |
| | G37-fc/400/90 | I | 400 | 90 | 64,2 | 3312,7 | 3149,2 |
| | | II | | | 63,2 | 3293,9 | 3139,3 |
| | | III | | | 53,6 | 3285,8 | 3126 |
| G38-fc/400/100 | I | 400 | 100 | 52,2 | 3324,1 | 3122,4 | |
| | II | | | 41,6 | 3268,0 | 3080,5 | |
| | III | | | 47,3 | 3283,1 | 3092,6 | |
| G46-fc/600/75 | I | 600 | 75 | 37,2 | 3263,4 | 3029,0 | |
| | II | | | 37,2 | 3225,1 | 3016,8 | |
| | III | | | 45,3 | 3285,4 | 3076,2 | |
| G47-fc/600/90 | I | 600 | 90 | 42,0 | 3318,2 | 3127,6 | |
| | II | | | 0,0 | 3338,7 | 2219,0 | |
| | III | | | 31,6 | 3323,6 | 2995,1 | |
| G48-fc/600/100 | I | 600 | 100 | 38,5 | 3279,3 | 3051,3 | |
| | II | | | 0,0 | 3283,4 | 2622,6 | |
| | III | | | 0,0 | 3305,4 | 2210,2 | |

| | | | | | | | |
|----------------|----------------|-----|----------------------|------|--------|--------|--------|
| GRUPO G-III | G59- fc/23/75 | I | Temperatura ambiente | 75 | 87,9 | 3345,0 | --- |
| | | II | | | 95,0 | 3243,3 | --- |
| | | III | | | 81,7 | 3369,8 | --- |
| | G60- fc/23/90 | I | Temperatura ambiente | 90 | 101,4 | 3373,1 | --- |
| | | II | | | 87,0 | 3336,6 | --- |
| | | III | | | 85,1 | 3362,0 | --- |
| | G61-fc/23/100 | I | Temperatura ambiente | 100 | 87,8 | 3434,3 | --- |
| | | II | | | 83,6 | 3373,7 | --- |
| | | III | | | 100,4 | 3405,9 | --- |
| | G67-fc/200/75 | I | 200 | 75 | 80,7 | 3376,6 | 3363,6 |
| | | II | | | 95,0 | 3368,6 | 3361,2 |
| | | III | | | 64,8 | 3372,4 | 3359,6 |
| | G68-fc/200/90 | I | 200 | 90 | 43,3 | 3396,7 | 3373,7 |
| | | II | | | 84,1 | 3325,7 | 3307,7 |
| | | III | | | 89,1 | 3297,6 | 3280,2 |
| | G69-fc/200/100 | I | 200 | 100 | 83,2 | 3412,6 | 3369,9 |
| | | II | | | 96,6 | 3364,4 | 3327,7 |
| | | III | | | 95,4 | 3415,8 | 3378,8 |
| G77-fc/400/75 | I | 400 | 75 | 79,6 | 3337,7 | 3209,5 | |
| | II | | | 89,8 | 3355,7 | 3241,1 | |
| | III | | | 87,7 | 3369,1 | 3248,5 | |
| G78-fc/400/90 | I | 400 | 90 | 90,1 | 3366,5 | 3201,7 | |
| | II | | | 81,3 | 3389,2 | 3238,0 | |
| | III | | | 89,4 | 3358,0 | 3197,7 | |
| G79-fc/400/100 | I | 400 | 100 | 58,9 | 3312,4 | 3122,2 | |
| | II | | | 71,9 | 3393,4 | 3225,4 | |
| | III | | | 66,5 | 3361,6 | 3203,5 | |
| G87-fc/600/75 | I | 600 | 75 | 55,9 | 3383,2 | 3199,0 | |
| | II | | | 63,6 | 3369,8 | 3188,3 | |
| | III | | | 43,5 | 3351,8 | 3169,5 | |
| G88-fc/600/90 | I | 600 | 90 | 52,9 | 3403,8 | 3191,7 | |
| | II | | | 63,1 | 3415,7 | 3215,1 | |
| | III | | | 53,6 | 3431,2 | 3210,7 | |
| G89-fc/600/100 | I | 600 | 100 | 54,7 | 3396,0 | 3132,2 | |
| | II | | | 32,8 | 3395,2 | 3129,5 | |
| | III | | | 0,0 | 3396,3 | 1995,7 | |

Anexo 7: Permeabilidade e perda de massa – FASE 2

| GRUPOS | | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | PERMEABILIDADE (E-12m/s) | MASSA PRÉ-FORNO (g) | MASSA PÓS-FORNO (g) |
|---------------|---------------|---------------|----------------------|-----------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|
| GRUPO G-I | G3-P/23/100 | --- | Temperatura ambiente | 100 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 11,20 | 3306,5 | --- |
| | | III | | | 11,85 | 3308,0 | --- |
| | G6-P/200/100 | --- | 200 | 100 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 49,65 | 3337,8 | 3118,2 |
| | | III | | | 11,94 | 3315,9 | 3143,1 |
| | G9-P/400/100 | --- | 400 | 100 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 131,80 | 3305,5 | 3031,2 |
| | | III | | | 159,50 | 3297,7 | 3030,7 |
| | G12-P/600/100 | --- | 600 | 100 | --- | --- | --- |
| | | II | | | PERCOLOU | 3341,7 | 3060,8 |
| | | III | | | PERCOLOU | 3336,8 | 3050,9 |
| GRUPO G-II | G21-P/23 | --- | Temperatura ambiente | 75 | 4,35 11,16 | 3316,4 3336,9 | --- |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | 90 | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | I | | 100 | | | |
| | | II | | | | | |
| | --- | | | | | | |
| | G29-P/200/75 | --- | 200 | 75 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 20,42 | 3300,4 | 3264,0 |
| | | III | | | 1,49 | 3261,2 | 3224,3 |
| | G30-P/200/90 | --- | 200 | 90 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 10,51 | 3268,2 | 3248,8 |
| | | III | | | 12,16 | 3236,2 | 3215,3 |
| | G31-P/200/100 | --- | 200 | 100 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 14,40 | 3216,5 | 3179,0 |
| | | III | | | 3,10 | 3258,7 | 3221,4 |
| | G39-P/400/75 | --- | 400 | 75 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 20,44 | 3308,0 | 3168,2 |
| | | III | | | 11,21 | 3289,7 | 3136,2 |
| G40-P/400/90 | --- | 400 | 90 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 40,06 | 3275,7 | 3093,1 | |
| | III | | | 16,82 | 3350,3 | 3174,2 | |
| G41-P/400/100 | --- | 400 | 100 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 29,71 | 3294,5 | 3114,2 | |
| | III | | | 14,48 | 3312,0 | 3144,4 | |
| G49-P/600/75 | --- | 600 | 75 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 55,77 | 3319,8 | 3138,6 | |
| | III | | | 126,20 | 3329,5 | 3052,9 | |
| G50-P/600/90 | --- | 600 | 90 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 135,60 | 3350,2 | 3133,0 | |
| | III | | | 196,20 | 3344,5 | 3066,7 | |
| G51-P/600/100 | --- | 600 | 100 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 142,40 | 3323,9 | 3087,3 | |
| | III | | | 169,20 | 3362,4 | 3106,5 | |

| | | | | | | | |
|---------------|--------------|------|----------------------|--------|--------------|------------------|--------|
| GRUPO G-III | G62-P/23 | --- | Temperatura ambiente | 75 | 4,08 0,76 | 3374,5 3290,1 | --- |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | I | | 90 | | | |
| | | II | | | | | |
| | --- | 100 | | | | | |
| | --- | | | | | | |
| | G70-P/200/75 | --- | 200 | 75 | --- | --- | --- |
| | | II | | | 1,46 | 3374,2 | 3342 |
| | | III | | | 1,46 | 3357,7 | 3327,1 |
| | G71-P/200/90 | --- | 200 | 90 | --- | --- | --- |
| II | | 1,89 | | | 3341,1 | 3319,7 | |
| III | | 1,70 | | | 3362,0 | 3334,5 | |
| G72-P/200/100 | --- | 200 | 100 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 0,66 | 3294,6 | 3268,8 | |
| | III | | | 4,35 | 3309,2 | 3279,8 | |
| G80-P/400/75 | --- | 400 | 75 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 10,75 | 3388,7 | 3234,1 | |
| | III | | | 11,16 | 3438,2 | 3294,0 | |
| G81-P/400/90 | --- | 400 | 90 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 29,33 | 3433,0 | 3276,9 | |
| | III | | | 66,21 | 3429,9 | 3267,3 | |
| G82-P/400/100 | --- | 400 | 100 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 9,67 | 3280,6 | 3130,0 | |
| | III | | | 11,24 | 3300,0 | 3125,9 | |
| G90-P/600/75 | --- | 600 | 75 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 26,93 | 3239,1 | 3055,0 | |
| | III | | | 29,80 | 3268,2 | 3071,2 | |
| G91-P/600/90 | --- | 600 | 90 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 93,60 | 3379,7 | 3178,2 | |
| | III | | | 76,00 | 3359,3 | 3138,3 | |
| G92-P/600/100 | --- | 600 | 100 | --- | --- | --- | |
| | II | | | 138,00 | 3439,0 | 2709,9 | |
| | III | | | 123,00 | 3439,2 | 3223,6 | |





Anexo 8: Porosidade e perda de massa – FASE 2

















| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | POROSIDADE (%) | MASSA PRÉ-FORNO (g) | MASSA PÓS-FORNO (g) | | | | | |
|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------------|----------------|---------------------|---------------------|-----|-----|-------|--------|--------|
| GRUPO G-I | G3-por/23/100 | Temperatura ambiente | 100 | 17,29 | 3311,7 | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | G6-por/200/100 | 200 | 100 | 19,07 | 3282,3 | 3069,4 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | G9-por/400/100 | 400 | 100 | 19,21 | 3305,4 | 3027,1 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | G12-por/600/100 | 600 | 100 | --- | 3320,2 | 3045,8 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| GRUPO G-II | G22-por/23 | Temperatura ambiente | 75 | 10,46 11,66 | 3388,3 3299,4 | --- | | | | | |
| | | | | | | | 90 | | | | |
| | | | | | | | | 100 | | | |
| | | | G29-por/200/75 | | | | 200 | | 75 | 11,44 | 3253,4 |
| | | | | | | | | --- | | --- | --- |
| | | | | | | | | --- | | --- | --- |
| | | | G30-por/200/90 | | | | 200 | 90 | 10,45 | 3229,2 | 3200,2 |
| | --- | --- | | --- | | | | | | | |
| | --- | --- | | --- | | | | | | | |
| | G31-por/200/100 | 200 | 100 | 11,59 | 3293,0 | 3249,5 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | G39-por/400/75 | 400 | 75 | 12,72 | 3288,7 | 3141,0 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | G40-por/400/90 | 400 | 90 | 12,68 | 3295,6 | 3111,5 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | G41-por/400/100 | 400 | 100 | 14,80 | 3256,9 | 3067,8 | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| | | | | --- | --- | --- | | | | | |
| G49-por/600/75 | 600 | 75 | --- | 3373,8 | 3034,3 | | | | | | |
| | | | --- | --- | --- | | | | | | |
| | | | --- | --- | --- | | | | | | |
| G50-por/600/90 | 600 | 90 | --- | 3328,7 | 2881,7 | | | | | | |
| | | | --- | --- | --- | | | | | | |
| | | | --- | --- | --- | | | | | | |
| G51-por/600/100 | 600 | 100 | --- | 3371,9 | 3130,2 | | | | | | |
| | | | --- | --- | --- | | | | | | |
| | | | --- | --- | --- | | | | | | |

| | | | | | | | |
|-----------------|----------------|-----|----------------------|-------|---------------|------------------|--------|
| GRUPO G-III | G62-por/23 | --- | Temperatura ambiente | 75 | 9,59 10,13 | 3388,3 3299,4 | --- |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | --- | | | | | |
| | | I | | 100 | | | |
| | | II | | | | | |
| | --- | | | | | | |
| | G70-por/200/75 | I | 200 | 75 | 9,16 | 3253,4 | 3202,1 |
| | | --- | | | --- | --- | |
| | | --- | | | --- | --- | |
| | G71-por/200/90 | I | 200 | 90 | 8,68 | 3229,2 | 3200,2 |
| --- | | --- | | | --- | | |
| --- | | --- | | | --- | | |
| G72-por/200/100 | I | 200 | 100 | 9,77 | 3293,0 | 3249,5 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| G80-por/400/75 | I | 400 | 75 | 12,32 | 3288,7 | 3141,0 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| G81-por/400/90 | I | 400 | 90 | 13,53 | 3295,6 | 3111,5 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| G82-por/400/100 | I | 400 | 100 | 13,79 | 3256,9 | 3067,8 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| G90-por/600/75 | I | 600 | 75 | --- | 3373,8 | 3034,3 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| G91-por/600/90 | I | 600 | 90 | --- | 3328,7 | 2881,7 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| G92-por/600/100 | I | 600 | 100 | --- | 3371,9 | 3130,2 | |
| | --- | | | --- | --- | | |
| | --- | | | --- | --- | | |

Anexo 9: Grau de severidade do *spalling* – FASE 2

LEGENDA

| | | | | | | | |
|---|-----------------|---|----------------|---|----------------|---|---------------|
|  | Nenhum (Grau 0) |  | Baixo (Grau 1) |  | Médio (Grau 2) |  | Alto (Grau 3) |
|---|-----------------|---|----------------|---|----------------|---|---------------|

| GRUPOS | IDENTIFICAÇÃO | TEMPERATURA (°C) | GRAU DE SATURAÇÃO (%) | CLASSIFICAÇÃO DO <i>SPALLING</i> | GRAU DE SEVERIDADE NO CORPO-DE-PROVA | |
|--------------|---------------|------------------|-----------------------|----------------------------------|---|---|
| GRUPO - I | G10/600/100 | 600 | 0 | I | GRAU 0 | |
| | | | | II | GRAU 0 | |
| | | | | III | GRAU 0 | |
| | G11/600/100 | 600 | 75 | I | GRAU 0 | |
| | | | | II | GRAU 0 | |
| | | | | III | GRAU 0 | |
| | G12/600/100 | 600 | 100 | I | GRAU 0 | |
| | | | | II | GRAU 0 | |
| | | | | III | GRAU 0 | |
| GRUPO G - II | G43/600/75 | 600 | 75 | I | GRAU 0 | |
| | | | | II | GRAU 1 |  |
| | | | | III | GRAU 0 | |
| | G44/600/90 | 600 | 90 | I | GRAU 0 | |
| | | | | II | GRAU 3 |  |
| | | | | III | GRAU 3 |  |
| | G45/600/100 | 600 | 100 | I | GRAU 1 e 2 |  |
| | | | | II | GRAU 2 |  |
| | | | | III | GRAU 1 e 2 |  |
| | G46/600/75 | 600 | 75 | I | GRAU 2 |  |
| | | | | II | GRAU 0 | |
| | | | | III | GRAU 0 | |
| | G47/600/90 | 600 | 90 | I | GRAU 0 | |
| | | | | II | GRAU 3 |  |
| | | | | III | GRAU 2 |  |
| | G48/600/100 | 600 | 100 | I | GRAU 1 |  |
| | | | | II | GRAU 3 |  |
| | | | | III | GRAU 1 e 3 |  |
| G49/600/75 | 600 | 75 | I | GRAU 0 | | |
| | | | II | GRAU 0 | | |
| | | | III | GRAU 0 | | |
| G50/600/90 | 600 | 90 | I | GRAU 3 |  | |
| | | | II | GRAU 0 | | |
| | | | III | GRAU 1 |  | |
| G51/600/100 | 600 | 100 | I | GRAU 1 |  | |
| | | | II | GRAU 0 | | |
| | | | III | GRAU 1 |  | |

ANEXOS

| | | | | | | |
|---------------|-------------|-----|-----|--------|---------------|--|
| GRUPO G – III | G84/600/75 | I | 600 | 75 | GRAU 0 | |
| | | II | | | GRAU 1 | |
| | | III | | | GRAU 2 | |
| | G85/600/90 | I | 600 | 90 | GRAU 0 | |
| | | II | | | GRAU 0 | |
| | | III | | | GRAU 0 | |
| | G86/600/100 | I | 600 | 100 | GRAU 1 e 2 | |
| | | II | | | GRAU 3 | |
| | | III | | | GRAU 3 | |
| | G87/600/75 | I | 600 | 75 | GRAU 0 | |
| | | II | | | GRAU 0 | |
| | | III | | | GRAU 0 | |
| | G88/600/90 | I | 600 | 90 | GRAU 1 | |
| | | II | | | GRAU 0 | |
| | | III | | | GRAU 2 | |
| | G89/600/100 | I | 600 | 100 | GRAU 1 e 2 | |
| | | II | | | GRAU 1 e 2 | |
| | | III | | | GRAU 1, 2 e 3 | |
| G90/600/75 | I | 600 | 75 | GRAU 2 | | |
| | II | | | GRAU 2 | | |
| | III | | | GRAU 2 | | |
| G91/600/90 | I | 600 | 90 | GRAU 0 | | |
| | II | | | GRAU 0 | | |
| | III | | | GRAU 2 | | |
| G92/600/100 | I | 600 | 100 | GRAU 3 | | |
| | II | | | GRAU 1 | | |
| | III | | | GRAU 1 | | |

Anexo 10: Tempo e temperatura *spalling*_ FASE 1 e FASE 2

FASE 1

| GRUPOS | TEMPERATURA FORNO (°C) | TEMPO (min) | TIPO DE RUÍDO |
|----------------|----------------------------------|-----------------------------|---|
| G1-SP/600/0 | --- | --- | Nenhum ruído |
| G6-SP/600/0 | | | |
| G11-SP/600/0 | | | |
| G2-SP/600/25 | --- | --- | Nenhum ruído |
| G7-SP/600/25 | | | |
| G12-SP/600/25 | | | |
| G3-SP/600/50 | --- | --- | Nenhum ruído |
| G8-SP/600/50 | | | |
| G13-SP/600/50 | | | |
| G4-SP/600/75 | *564 e 574 ** 585 | * 19 e 20 ** 22 | * pequenos deslocamentos ** Estrondo forte |
| G9-SP/600/75 | | | |
| G14-SP/600/75 | | | |
| G5-SP/600/100 | * 569, 583 e 590 ** 576 e 594 | * 20, 22 e 23 ** 21 e 24 | * pequenos deslocamentos ** Estrondo forte |
| G10-SP/600/100 | | | |
| G15-SP/600/100 | | | |

FASE 2

| GRUPOS | TEMPERATURA FORNO (°C) | TEMPO (min) | TIPO DE RUÍDO | |
|------------|----------------------------|---------------------------------------|---|---|
| GRUPO G-I | --- | --- | Nenhum ruído | |
| | | | | G10/600/100 |
| | | | | G11/600/100 |
| GRUPO G-II | * 556 ** 574, 579 e 588 | * 18 ** 20, 21 e 22 | * Estrondo forte ** Pequenos deslocamentos | |
| | | | | G47/600/90 |
| | | | | G50/600/90 |
| | G51/600/100 | * 582 | * 23 | * Estronfo forte |
| | G43/600/75 | | | |
| | G48/600/100 | | | |
| | G49/600/75 | * 534, 545, 582 e 600 ** 570 e 593 | * 17,18,20 e 23 ** 19 e 21 | * Estrondo forte ** Pequenos deslocamentos |
| | G44/600/90 | | | |
| | G45/600/100 | | | |
| G46/600/75 | | | | |

ANEXOS

| | | | | |
|-------------|-------------|---|------------------------------------|---|
| GRUPO G-III | G88/600/90 | | | |
| | G91/600/90 | * 580 ** 587 | * 24 * *26 | * Pequenos deslocamentos ** Estrondo forte |
| | G92/600/100 | | | |
| | G84/600/75 | | | |
| | G87/600/75 | * 549, 573 e 584 * 576 | * 21, 23 e 24 * 23 | * Pequenos deslocamentos * Estrondo Forte |
| | G89/600/100 | | | |
| | G85/600/90 | | | |
| | G86/600/100 | * 558, 570, 582, 585 e 595 * 527 e 580 | * 24, 25, 26, 27 e 30 * 22 e 24 | * Estrondo forte * Pequenos deslocamentos |
| | G90/600/75 | | | |

Anexo 11: Cálculo da temperatura crítica de *spalling* – Capítulo 7

| Dados | |
|---|-----------------------|
| Resistência à compressão f_c (MPa) | 70 |
| Densidade do concreto ρ (kg/m ³) | 2400 |
| Volume de poros V_p (m ³ /m ³) | 0,1046 (vide eq. 6.1) |
| Água total evaporável estimada W (%) | 5,00 |
| Cálculo do teor de umidade crítico | |
| Teor de umidade total da amostra W_{total} (kg/m ³) | 2400 x 0,05 = 120 |
| Grau de saturação da amostra GS (%) | 100 |
| Grau de saturação crítico <i>spalling</i> GS_{crit} (%) | 90 (vide eq. 6.16) |
| Cálculo da temperatura crítica (GS > GS_{crit}) | |
| Resistência à tração do concreto f_t (MPa) | 5,19 (vide eq. 6.17) |
| Cálculo da poro-pressão p_p (MPa) | 3,50 (vide eq. 6.18) |
| Temperatura crítica <i>spalling</i> T_{crit} (°C) | 241 (vide tabela 6.2) |