

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
MECÂNICO E DA MICROESTRUTURA DE UM  
CONCRETO CONVENCIONAL APÓS SIMULAÇÃO  
DAS CONDIÇÕES DE INCÊNDIO**

**Moisés Magalhães de Sousa**

**Belo Horizonte**

**2009**

**Moisés Magalhães de Sousa**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
MECÂNICO E DA MICROESTRUTURA DE UM  
CONCRETO CONVENCIONAL APÓS SIMULAÇÃO  
DAS CONDIÇÕES DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Área de concentração: Materiais de Construção Civil.

Orientador: Prof.Dr. Francisco Carlos Rodrigues

Co-orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Maria Teresa Paulino Aguilar

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2009

S729e Sousa, Moisés Magalhães de  
Estudo experimental do comportamento mecânico e da microestrutura de um concreto convencional após simulação das condições de incêndio [manuscrito] / Moisés Magalhães de Sousa. – 2009.  
126 f., enc. : il.

Orientador: Francisco Carlos Rodrigues.

Co-orientadora: Maria Teresa Paulino Aguilár.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 120-126.

1. Construção civil – Teses. 2. Concreto – Propriedades mecânicas – Teses. 3. Concreto – Efeito da temperatura. I. Sousa, Moisés Magalhães de. II. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. III. Título.

CDU:691 (043)

Ficha elaborada pelo Processamento Técnico da EEUFMG

## AGRADECIMENTOS

À Deus por me assistir nos momentos difíceis e por me inspirar na prática do bom caminho.

À minha família, em especial a minha esposa Samantha pelo apoio, compreensão e amor dispensados e ao meu filho João Gabriel por iluminar nossas vidas com a sua luz.

Ao meu orientador Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues pela colaboração, pelos ensinamentos e por permitir a realização deste trabalho.

À minha co-orientadora Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Maria Teresa Paulino Aguilár pela dedicação à arte de ensinar, pela amizade e conhecimento dispensado aos seus alunos e por me ampliar o conceito da “verdade”.

Ao Engenheiro Mecânico Marcus pelo auxílio na preparação dos corpos de prova e na operação do forno.

Ao Engenheiro Civil Sílvio pela ajuda nos ensaios do módulo de elasticidade e a Patrícia pela paciência e auxílio nos ensaios de microestrutura.

Aos meus companheiros de curso pelo convívio e pelos bons momentos compartilhados, em especial ao “Doutor” Fernando.

A empresa Holcim por ter doado o concreto utilizado nesta pesquisa.

Enfim, a todos que, por lapso posso ter esquecido de mencionar, mas, ajudaram a alcançar mais essa meta em minha vida.

Dedico este trabalho a Deus e a toda minha família, em especial, a minha esposa Samantha.

“E agora - disse eu - compara com a seguinte situação o estado de nossa alma com respeito à educação ou à falta desta. Imagina uma caverna subterrânea provida de uma vasta entrada aberta para a luz e que se estende ao largo de toda a caverna, e uns homens que lá dentro se acham desde meninos, amarrados pelas pernas e pelo pescoço de tal maneira que tenham de permanecer imóveis e olhar tão-só para frente, pois as amarras não lhes permitem voltar a cabeça; atrás deles e num plano superior, arde um fogo a certa distância, e entre o fogo e os encadeados há um caminho elevado, ao longo do qual faze de conta que tenha sido construído um pequeno muro semelhante ao tapume que os exibidores marionetes colocam entre eles e o público acima do qual manobram as marionetes e apresentam o espetáculo.

- Vejo daqui a cena – disse Glauco.

- E não vês também homens a passar ao longo desse pequeno muro, carregando toda a espécie de objetos, cuja altura ultrapassa a da parede, de madeira e outros materiais variados? Alguns desses carregadores conversam entre si, outros marcham em silêncio.

- Que estranha situação descreves, e que estranhos prisioneiros!

- Eles são semelhantes a nós – disse eu- Em primeiro lugar, crês que os que estão assim tenham visto outras coisa de si mesmos, ou de seus companheiros, senão as sombras projetadas pelo fogo sobre a parede fronteira da caverna?

- Como seria possível, se durante toda a sua vida foram obrigados a manter imóveis as cabeças?

- E dos objetos transportados, não veriam igualmente apenas sombras?

- Sim.

- E se pudessem falar uns com os outros, não julgariam estar se referindo ao que se passava diante deles?

Forçosamente.

- E se, além disso, houvesse um eco vindo da parede diante deles? Cada vez que um dos passantes falasse, não creriam eles quem falava era a sombra que viam passar?

- É indubitável.

- “Para eles, pois - disse eu- a verdade, literalmente, nada mais seria do que as sombras dos objetos fabricados.”

(Platão, A República, Livro VII, 514 a-c)

## RESUMO

A maioria das pesquisas que estudam o concreto em situação de incêndio utiliza métodos de ensaio baseados no regime permanente de temperatura, quando ocorre um equilíbrio térmico no interior dos corpos de provas. Como a intensidade do fogo não ocorre de forma padronizada e afeta o concreto de maneira aleatória, essa situação de incêndio é melhor retratada quando os ensaios se baseiam no regime transiente de temperatura, ocasião em que há uma distribuição heterogênea da temperatura no interior das amostras. Neste sentido, o presente trabalho se propôs a caracterizar a microestrutura e o comportamento mecânico do concreto utilizado para fins estruturais, sob a ótica do regime transiente de temperatura. Para isto, os corpos de provas foram submetidos a um aquecimento que obedece a curva do incêndio padrão até determinados patamares predefinidos, e então foram submetidos a resfriamentos distintos (lento e brusco). Os resultados evidenciam perdas consideráveis da resistência à compressão para a temperatura interna de exposição do concreto aos 300°C. Em relação ao módulo de elasticidade dinâmico, as reduções foram mais acentuadas. Os diferentes tipos de resfriamento empregados exerceram praticamente a mesma influência sobre as propriedades mecânicas do concreto, sendo possível visualizar, através da microscopia eletrônica de varredura, uma reidratação mais acentuada apresentada pelas amostras resfriadas bruscamente. Tais resultados indicam que a reidratação do concreto após o aquecimento pode contribuir para a recuperação de parte da resistência mecânica inicial.

Palavras- chave: incêndio, concreto, propriedades mecânicas residuais, microestrutura.

## **ABSTRACT**

Most of the research for studying concrete in fire uses test methods based on steady state temperature, when occur the stability of temperature in the specimens. As the intensity of the fire does not occur in a standardized manner and affects the concrete in a random way, this situation is best portrayed when the tests are based on the transient temperature, at which there is an heterogeneous distribution of temperature inside the specimens. In this sense, the purpose of this work is to characterize the microstructure and mechanical behavior of concrete used for structural purposes, from the perspective of transient temperature. The specimens are heated to target temperature in accordance with standard fire test methods, from which the specimens are subjected to different cooling (in the water and in the air). The results show a considerable loss of compressive strength from the exposure of concrete to the level of 300°C and the dynamic elastic drops much more greatly with the increase in temperatures. The different types of cooling exercised almost the same influence on the mechanical properties of concrete, and it was possible to visualize, by use of scanning electron microscopy, that the specimens cooled suddenly in water had higher rehydration. Thus, it is believed that the hydration of the concrete, after heating may contribute to the recovery of part of the initial mechanical strength.

Keywords: fire, concrete, residual mechanical properties, microstructure.



## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xvi
1. INTRODUÇÃO	18
2. OBJETIVOS	21
3. REVISÃO DE LITERATURA	22
3.1 Fundamentos do fogo	22
3.1.1 A descoberta do fogo	22
3.1.2 As teorias do fogo	23
3.1.3 Mecanismo de Ignição dos materiais combustíveis	26
3.1.4 A combustão	28
3.1.4.1 Combustão em combustíveis sólidos	29
3.1.4.2 Combustão em combustíveis líquidos	29
3.1.4.3 Combustão em combustíveis gasosos	30
3.1.5 Transferência de calor	30
3.1.5.1 Condução	30
3.1.5.2 Convecção	32
3.1.5.3 Radiação	34
3.2 Fundamentos do Incêndio	36
3.2.1 Fases do incêndio compartimentado	36
3.2.2.1 Fase inicial – pré-ignição	37
3.2.2.2 Fase de crescimento	39
3.2.2.3 Fase do desenvolvimento	40
3.2.2.4 Fase do resfriamento	42
3.2.3 Os modelos do incêndio	42
3.3 Efeitos do incêndio no concreto	46
3.3.1 Efeitos das altas temperaturas sobre a macroestrutura do concreto	47

3.3.2 Efeito da alta temperatura sobre a microestrutura do concreto	48
3.3.2.1 Efeito da alta temperatura na pasta de cimento endurecida	49
3.3.2.2 Efeito da alta temperatura no agregado	55
3.3.3 Efeitos da alta temperatura sobre as propriedades mecânicas do concreto	55
3.3.4 Efeitos da alta temperatura sobre as propriedades térmicas do concreto	63
3.3.5 O <i>spalling</i> no concreto	66
4. MATERIAIS E MÉTODOS	71
4.1 Materiais	73
4.1.1 Concreto	73
4.1.2 Aglomerante	74
4.1.3 Agregado miúdo	74
4.1.4 Agregado graúdo	75
4.1.5 Água	77
4.1.6 Aditivos	77
4.2 Métodos	77
4.2.1 Procedimentos para confecção dos corpos de prova	78
4.2.2 Ensaio de aquecimento e resfriamento dos corpos de prova	80
4.2.3 Ensaio do módulo de elasticidade	89
4.2.4 Ensaio de resistência à compressão	91
4.2.5 Análise da microestrutura	92
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	93
5.1 Propriedades mecânicas	93
5.2 Análise comparativa com outros resultados	98
5.3 Análise da microestrutura	101
6. CONCLUSÕES	117
7. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	120

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Evolução humana (Fonte: AMORIM, 1982)	23
Figura 3.2 – Triângulo do fogo	24
Figura 3.3 – Tetraedro do fogo (Fonte: MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	25
Figura 3.4 – Mecanismo de ignição dos combustíveis sólidos (Fonte: SEITO <i>et al.</i> , 2008)	29
Figura 3.5 – Mecanismo de ignição dos combustíveis líquidos (Fonte: SEITO <i>et al.</i> , 2008)	29
Figura 3.6 – Mecanismo de ignição dos combustíveis gasosos (Fonte: SEITO <i>et al.</i> , 2008)	30
Figura 3.7 - Transferência de calor através de um meio material (Fonte: MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	31
Figura 3.8 - Transferência de calor por convecção (Fonte: MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	33
Figura 3.9 - Transferência de calor por radiação (Fonte: MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	35
Figura 3.10 - Curva de evolução do incêndio celulósico. (Fonte: SEITO <i>et al.</i> , 2008, p.44)	37
Figura 3.11 – Fase inicial do incêndio marcada pelo chamejamento (Fonte: Adaptado do MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	38
Figura 3.12 – <i>Flashover</i> (Fonte: MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	40
Figura 3.13 – Queima lenta dos materiais combustíveis. (Fonte: MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006)	42
Figura 3.14 - Modelo do incêndio natural	43
Figura 3.15 - Curva temperatura- tempo conforme ISO 834-1(Fonte: PHAN, 1996)	44

Figura 3.16 - Curva temperatura- tempo conforme ASTM E 119 (Fonte: PHAN, 1996)	45
Figura 3.17 - Curvas temperatura - tempo padronizadas pelas normas internacionais e a forma típica das curvas naturais (FONTE: COSTA; SILVA, 2002)	46
Figura 3.18 – Alteração na resistência e coloração no concreto (Fonte: CÁNOVAS, 1988)	48
Figura 3.19 - Evolução das fases cristalinas de cimentos que possuem teor normal de Aluminato ( $C_3A$ ) (Fonte: CASTELLOTE <i>et al.</i> apud LIMA, 2005)	50
Figura 3.20 – Variação de massa das amostras de concretos aquecidas (Fonte: NOUMOWE <i>et al.</i> ,1996)	51
Figura 3.21 - Evolução da distribuição de tamanho de poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas (Fonte: ANDRADE <i>et al.</i> apud LIMA, 2005)	53
Figura 3.22 – Efeito do tipo de agregado e condições de ensaio sobre a resistência ao fogo (Fonte: ABRAMS apud PHAN, 1996)	56
Figura 3.23 – Resumo dos resultados apresentados por Phan(1996) referente a perda do módulo de elasticidade para concreto usuais (NSC), concretos de alta resistência com agregados de densidade normal (Normal weight HSC) e concretos de alta resistência com agregados leves (lightweight HSC) obtidos através de ensaio sem carregamento (alínea a) e ensaio de resistência residual sem carregamento (alínea b) (Fonte: PHAN, 1996)	57
Figura 3.24 – Resistência à compressão de concretos submetidos a elevadas temperaturas com diferentes regimes de resfriamentos (Fonte: adaptado de XIAO; KÖNIG, 2004)	60
Figura 3.25 – Efeito do tipo de agregado e condições de ensaio sobre a resistência ao fogo (Fonte: ABRAMS apud PHAN, 1996)	62
Figura 3.26 - Variação da condutividade térmica do concreto em função da elevação da temperatura (Fonte: WICKSTRÖM; HADZISELIMOVIC apud CUOGHI, 2006)	64
Figura 3.27 – <i>Spalling</i> em um pilar de concreto armado (Fonte: SEITO <i>et al.</i> , 2008)	69
Figura 3.28 – <i>Spalling</i> em um pilar de concreto armado (Fonte: KODUR; PHAN, 2006)	70
Figura 4.1 - Fluxograma da etapa experimental	72
Figura 4.2 - Pesagem dos materiais utilizados na composição do concreto	78
Figura 4.3 - Teste de abatimento do tronco de cone	79

Figura 4.4 - Fotos da moldagem/adensamento manual dos corpos de prova	79
Figura 4.5 - Fotos dos corpos de prova armazenados em câmara úmida	80
Figura 4.6 – Furação dos corpos de prova	81
Figura 4.7 – Posicionamento dos termopares no interior dos corpos de prova	81
Figura 4.8 – Forno utilizado no aquecimento dos corpos de provas	82
Figura 4.9 – Exemplo de posicionamento dos corpos de provas no interior do forno	83
Figura 4.10 - Aquisição dos dados	83
Figura 4.11 – Aquecimento dos corpos de prova	84
Figura 4.12 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 100°C	84
Figura 4.13 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 100°C	85
Figura 4.14 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 300°C	85
Figura 4.15 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 300°C	86
Figura 4.16 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 600°C	86
Figura 4.17 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 600°C	87
Figura 4.18 – Retirada do corpo de prova do interior do forno e imersão em um galão contendo água para o resfriamento brusco	88
Figura 4.19 – Pesagem dos corpos de prova	90
Figura 4.20 – Determinação do módulo de elasticidade dinâmico do concreto	90
Figura 4.21 – Determinação da resistência à compressão	91
Figura 5.1 – Resistência à compressão dos corpos de provas após aquecimento e resfriamento	94
Figura 5.2 – Módulo de Elasticidade Dinâmico dos corpos de provas após aquecimento e resfriamento	96
Figura 5.3 – Comparativo entre o módulo de elasticidade residual e a resistência à compressão residual	98

Figura 5.4– Comparativo entre os resultados da resistência à compressão obtidos neste estudo (resfriamento lento) com os fatores de redução previstos pela NBR 15200 (ABNT, 2004) e com os resultados apresentados por Carvalho (2001) e Rios <i>et al.</i> (2005)	99
Figura 5.5– Comparação entre os resultados do módulo de elasticidade residual obtidos neste estudo (resfriamento lento) com os fatores de redução previstos pela NBR 15200 (ABNT, 2004)	100
Figura 5.6 - Referência - amostra não aquecida - 3000x)	102
Figura 5.7 - Espectrometria gerada por EDS da Referência - amostra não aquecida (regiões de 1 a 4)	102
Figura 5.8 - amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente-3000x	103
Figura 5.9 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente (regiões de 1 e 2)	103
Figura 5.10 - Amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente-5000x. Enfatiza a formação dos cristais aciculares de etringita	104
Figura 5.11 - Amostra aquecida a 100°C e resfriada bruscamente-3000x	105
Figura 5.12 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 100°C e resfriada bruscamente	105
Figura 5.13 - Amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente-3000x	106
Figura 5.14 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente (regiões 1 a 3)	106
Figura 5.15 - Amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente-3000x	107
Figura 5.16 - Amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente-5000x	107
Figura 5.17 - Amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente-5000x	108
Figura 5.18 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente (regiões de 1 e 2)	108
Figura 5.19 - Amostra aquecida a 350°C e resfriada lentamente-5000x	109
Figura 5.20 - Amostra aquecida a 350°C e resfriada lentamente-3000x	109
Figura 5.21 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 350°C e resfriada lentamente (regiões 1 a 3)	110
Figura 5.22 - Amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente-5000x	111
Figura 5.23 - Amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente-3000x	111

Figura 5.24 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente (regiões de 1 e 2)	112
Figura 5.25 - Amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente-3000x juntamente com a espectrometria gerada por EDS	112
Figura 5.26 - Amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente-5000x	113
Figura 5.27 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente (regiões de 1 e 2)	113
Figura 5.28 - Amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente-3000x	114
Figura 5.29 - Amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente-3000x	114
Figura 5.30 - Amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente-5000x	116
Figura 5.31 - Amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente-3000x	116
Figura 5.32 - Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente (regiões de 1 a 3)	116

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Pontos de fulgor e ignição de alguns combustíveis (Fonte: Adaptado do MABOM, 1985)	27
Tabela 3.2 - Mistura explosiva de alguns gases e líquidos (Fonte: SEITO et al., 2008)	28
Tabela 3.3 - Condutividade térmica de alguns materiais (Fonte: Adaptado de QUINTIERE apud BONITESE (2007)	32
Tabela 3.4 - Valores típicos do coeficiente h de transferência de calor por convecção (Fonte: SONNTAG et al., 2001)	34
Tabela 3.5 - Razão do crescimento do incêndio (Fonte: SEITO et al., 2008)	38
Tabela 3.6 - Temperatura dos gases em função do tempo conforme ASTM E-119	45
Tabela 3.7 - Coeficiente de dilatação térmica do agregado (Fonte: RHOADES; MIELENZ, apud NEVILLE, 1997)	54
Tabela 3.8 - Condutividade térmica do concreto (Fonte: SCANLON; MCDONALD, apud NEVILLE, 1997)	63
Tabela 3.9 - Coeficiente de dilatação térmica linear de concretos a temperatura elevadas (Fonte: Adaptado de PHILLEO apud NEVILLE, 1997)	66
Tabela 3.10 - Diferentes tipos de <i>spalling</i> (Fonte: KHOURY apud LIMA, 2005)	68
Tabela 4.1 - Fatores controláveis do experimento	72
Tabela 4.2 - Traço em massa utilizado	73
Tabela 4.3 - Parâmetros do traço selecionado	73
Tabela 4.4 - Características físico-químicas do aglomerante (dados do fabricante)	74
Tabela 4.5 - Ensaio do agregado miúdo (dados do laboratório da central de concreto)	76
Tabela 4.6 - Ensaio do agregado graúdo – brita 0 (dados do laboratório da central de concreto)	76
Tabela 4.7 - Ensaio do agregado graúdo – brita 1 (dados do laboratório da central de concreto)	77
Tabela 4.8 - Pesquisa de qualidade da água no mês de março de 2009 (fornecida pela COPASA)	77



Tabela 4.9 - Resumo dos corpos de provas (cp) para o programa experimental	89
Tabela 5.1 - Resultado da resistência à compressão em MPa	94
Tabela 5.2 - Resultado do módulo de elasticidade dinâmico em GPa	95
Tabela 5.3 - Resistência à compressão residual do concreto	96
Tabela 5.4 - Módulo de elasticidade residual do concreto	97

## 1. INTRODUÇÃO

As preocupações com os acidentes provocados pelo fogo e suas conseqüências trágicas sempre mobilizou segmentos da sociedade para aprimoramento das condições de segurança contra incêndio, então vigentes. Em 1666, quando Londres foi atingida por um grande incêndio, foram introduzidas prescrições relativas às construções e aos materiais nelas empregados, que influenciaram regulamentos preventivos em vários países nas décadas seguintes. No final do século XIX, nos Estados Unidos e Europa, motivadas pelos interesses das empresas seguradoras, foram desenvolvidas pesquisas científicas a cerca da resistência de elementos estruturais submetidos à ação do fogo, sendo que as primeiras normas que regulamentaram os testes de resistência ao fogo surgiram apenas em 1911, com a publicação da ASTM E-119 (CARVALHO, 2001).

Até pouco tempo, a área de segurança contra incêndio em nosso país era caracterizada pela inércia nas áreas de pesquisas e do ensino, com o conseqüente déficit de produção científica, obrigando aos interessados no assunto a se tornarem desbravadores para obter conhecimento. Esta situação vem se modificando a partir do surgimento de normas brasileiras embasadas em princípios já adotados no exterior, aliado ao fato de alguns Estados estarem homologando decretos regulamentados por instruções técnicas específicas, que dispõem sobre a segurança contra incêndio e pânico; e a criação de alguns cursos de pós-graduação que começam a enfatizar a área (SEITO *et al.*, 2008).

Sabe-se que a intensidade do fogo em situações reais de incêndio irá depender, entre outros fatores, da quantidade de material combustível, da dimensão do ambiente e da taxa de ventilação, fazendo com que os incêndios sejam fenômenos não uniformes. Deste modo, ao longo da estrutura de concreto, podem ocorrer situações onde somente algumas regiões serão afetadas pelo fogo. Nestas condições, a degradação do concreto não ocorrerá de forma homogênea (LIMA, 2005).

Com o aquecimento do concreto, ocorrem diferentes processos físicos e reações químicas que dependem da composição do material, do carregamento a que é submetido, da permeabilidade, do tamanho da peça exposta, da taxa de aquecimento e das condições de ensaio (MEHTA e MONTEIRO, 2008). O aumento de temperatura provoca gradientes

térmicos e migração de água. Além disto, ocorre perda de umidade, desidratação e transformações cristalinas. Estas reações provocam mudanças significativas na micro e na macroestrutura do concreto (RILEM TECHNICAL COMMITTEE, 2007). Desta forma, admite-se inicialmente que o concreto<sup>1</sup> apresenta bom desempenho quando submetido ao fogo, embora também seja sabido que as elevadas temperaturas provocam alterações em suas propriedades capazes de levar as estruturas ao colapso (NEVILLE, 1997; COSTA; SILVA, 2002; GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2005; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Na literatura, diversos resultados são apresentados através de ensaios experimentais realizados com o objetivo de estabelecer o efeito da exposição do concreto a temperaturas elevadas (PHAN, 1996; NOUMOWE *et al.*, 1996; LUO *et al.*, 2000; CROCE *et al.*, 2000; PHAN *et al.*, 2001; CARVALHO, 2001; TOLENTINO *et al.*, 2002; GIACCIO *et al.*, 2005; SOUZA *et al.*, 2005; RIOS, 2005; OLIVEIRA, 2006; MEHTA; MONTEIRO, 2008). As razões para isso compreendem: diferentes métodos de ensaio empregados, variações nas taxas de aquecimento e resfriamento das amostras, distintas condições de umidade do concreto enquanto sob aquecimento, diferenças na duração da exposição à temperatura elevada, e diferenças de propriedades dos agregados. Além destas variáveis, é necessário considerar a influência do tamanho das amostras, uma vez que naquelas que são robustas, a movimentação da umidade é mais lenta, de modo que os efeitos da temperatura elevada podem ser mais sérios (NEVILLE, 1997). Em consequência, se torna difícil uma generalização ampla, devendo os resultados experimentais serem analisados com base nessas considerações.

Todavia, a maioria das pesquisas nesta área utiliza métodos baseados no regime permanente de temperatura, ou seja, quando ocorre um equilíbrio da temperatura no interior dos corpos de provas. Como a intensidade do fogo não ocorre de forma padronizada e afeta o concreto de maneira aleatória, essa situação não condiz com a realidade quando da ocorrência de um incêndio, que é melhor retratada quando os ensaios se baseiam no regime transiente de temperatura, ocasião em que há uma distribuição heterogênea da temperatura no interior das amostras (RIOS *et al.*, 2005).

---

<sup>1</sup> No presente trabalho, a expressão “concreto” é adotada para definir os concretos de resistência moderada, ou seja, os concretos convencionais que possuem resistência a compressão entre 20 MPa a 40MPa, conforme classificação de Mehta e Monteiro (2008); e que geralmente possuem fator água/aglomerante superior a 0,40.

Considerando que o concreto apresenta uma estrutura heterogênea e muito complexa, que as amostras analisadas dificilmente possuirão as mesmas características; e que as condições de ensaio não são as mesmas, conseqüentemente, é muito difícil estabelecer modelos experimentais exatos. Desta forma, é imprescindível a realização de diversos estudos, no intuito de se confirmar os resultados já obtidos, ou para se identificar erros. Além disso, situações onde poucos ensaios são realizados conduzem a equívocos e corre-se o risco de existirem resultados não representativos, mascarando o processo de análise do material (MAJORANA *et al.*<sup>2</sup>, apud LIMA, 2005).

Através da revisão de literatura, ficou evidente a falta de padronização dos ensaios para o estudo da degradação do concreto quando em situação de incêndio (PHAN, 1996; NOUMOWE *et al.*, 1996; NEVILLE, 1997; LUO *et al.*, 2000; CROCE *et al.*, 2000; PHAN *et al.*, 2001; CARVALHO, 2001; TOLENTINO *et al.*, 2002; GIACCIO *et al.*, 2005; LIMA, 2005; SOUZA *et al.*, 2005; RIOS, 2005; CUOGHI, 2006; OLIVEIRA, 2006; MEHTA; MONTEIRO, 2008), comprovando a necessidade de se tentar uniformizar os procedimentos a fim de se obter um conjunto de dados consistente e representativo do material.

Visando contribuir para a área, este trabalho se propõe a caracterizar a microestrutura e o comportamento mecânico do concreto convencional utilizado fins estruturais, sob a ótica do regime transiente de temperatura, sendo os corpos de provas submetidos a um aquecimento que obedece a curva do incêndio padrão até determinados patamares pré-definidos, a partir dos quais as amostras são submetidas a resfriamentos distintos: lento ou brusco.

---

<sup>2</sup> MAJORANA *et al.* Effect of heat on concrete – Introduction. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003a.19p. Apostila

## 2. OBJETIVOS

Propiciar uma melhor compreensão da degradação sofrida pelo concreto, através do estudo de suas propriedades mecânicas e de sua caracterização microestrutural, quando submetido a elevadas temperaturas provenientes de um incêndio. Para tanto, os objetivos específicos deste trabalho são:

- avaliar a influência do rápido aquecimento nos corpos de prova, baseado no regime transiente de temperatura, associado ao tipo de resfriamento a que o concreto é submetido (brusco e lento) nas propriedades mecânicas, expressas em termos de resistência à compressão simples e módulo de elasticidade dinâmico, e na microestrutura do concreto;
- procurar estabelecer correlações entre as alterações sofridas pelas propriedades mecânicas do concreto com as modificações microestruturais após os ciclos de aquecimento- resfriamento propostos;
- confrontar os valores de resistência à compressão residual e módulo de elasticidade residual encontrados nas amostras desta pesquisa com outros estudos similares e com os valores recomendados pela NBR 15200 (ABNT, 2004).

### **3. REVISÃO DA LITERATURA**

Neste capítulo são expostos os tópicos relevantes do levantamento bibliográfico realizado. Inicialmente, são abordados os fundamentos do fogo e do incêndio e em um segundo momento são apresentados a influencia das elevadas temperaturas sobre o concreto sob o ponto de vista macroestrutural, microestrutural e em relação às propriedades mecânicas e térmicas.

#### **3.1 Fundamentos do fogo**

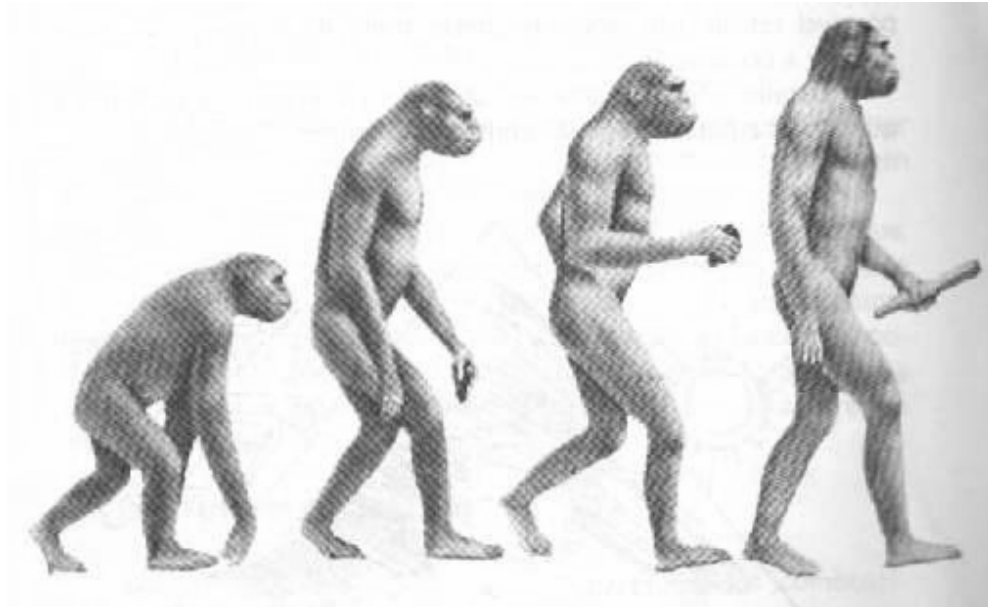
No intuito de fornecer informações sobre os fundamentos do fogo, serão apresentados inicialmente alguns conhecimentos básicos que abrangem relatos sobre a descoberta do fogo, as teorias criadas para descrevê-lo, as principais definições adotadas atualmente, seus principais elementos e o processo de combustão.

##### **3.1.1 A descoberta do fogo**

Os relatos históricos descrevem que nossos ancestrais, pela observação, conheceram o fogo através dos fenômenos naturais, como as descargas atmosféricas, as lavas de vulcões, os terremotos e o aquecimento oriundo da energia solar. Inicialmente causou espanto e temor devido ao seu poder de propagação e destruição.

Acredita-se que, por acaso, o homem primitivo, ao bater pedras ou atritar pedaços de madeira seca, tenha conseguido produzir faíscas capazes de produzir chama. Após algum tempo de crenças sobrenaturais, o ser primitivo percebeu que o fogo se extinguia facilmente se não fosse alimentado freqüentemente com madeira ou folhas secas. Desta forma, o homem venceu o medo inicial e, percebendo a utilidade do fogo, o levou para o interior das cavernas onde serviu de aquecimento nas noites frias, iluminação dos ambientes sombrios, possibilitando a conservação dos alimentos através da defumação, que também os tornava mais saborosos. Como lembra Chagas (2006), o fogo serviu também como arma para afugentar os insetos e as feras, e como meio para conduzir as caças para as armadilhas. De acordo com Amorim

(1982), através de levantamentos arqueológicos, foi possível identificar que o *Homo Erectus*, retratado pela figura 3.1, habitou a China e Java entre 500.000 a 1.000.000 de anos atrás, sendo o primeiro a utilizar o fogo para fins culinários e também como arma.



<b>Ramapithecus</b> O mais antigo membro da família humana. Viveu entre 14 e 12 milhões de anos atrás.	<b>Australopithecus</b> Usava ferramentas e caçava gamos. Viveu 5-12 milhões de anos atrás.	<b>Homem de Rudolf</b> Viveu na África entre 2 milhões de anos e 500.000 anos atrás.	<b>Homo Erectus</b> Descobriu o fogo. Viveu na China e em Java entre 1 milhão e 500.000 anos atrás.
---	--	---	--

Figura 3.1 – evolução humana

Fonte: Amorim, 1982, p. 1.

Assim como foi de grande utilidade aos nossos antepassados, o fogo também é de fundamental importância na atualidade. Neste contexto, acompanha o desenvolvimento de uma nação, figurando como um dos principais fatores de responsáveis pelo progresso (Manual de Atividades de Bombeiros - MABOM, 1985).

### 3.1.2 As teorias do fogo

Na tentativa de explicar os conceitos do fogo, os filósofos gregos formularam várias teorias. Heráclito o definiu como um elemento fundamental, do qual todas as coisas derivavam. Empêdocles introduziu a teoria dos quatro elementos (ar, água, terra e fogo), a qual foi

aperfeiçoada por Aristóteles e permaneceu sendo aceita até o final da Idade Média CHAGAS (2006).

No início do século XVIII, foram desenvolvidas pelos químicos a teoria do flogístico.

O flogístico era descrito como um fluido responsável por todos os fenômenos calóricos, ou seja, fenômenos associados ao fogo, ao calor. Era tido como a “*matéria do fogo*”. Os combustíveis (carvão, óleo, madeira, etc.) eram materiais ricos em flogístico, a combustão era um processo em que havia a liberação dele e o ar era uma matéria pobre nesse fluido e, por isso, se combinavam (CHAGAS, 2006, p.28).

Posteriormente, no final do século XVIII, surge a teoria de Antoine Laurent Lavoisier que definiu o fogo como produto da reação química de um combustível reagindo com o oxigênio, ambos expostos à ação de um agente ígneo (MABOM, 1985).

A representação gráfica desta teoria é tradicionalmente conhecida como teoria do triângulo do fogo, apresentada na figura 3.2. Desta forma, é necessária a presença simultânea de três elementos essenciais para que o fogo ocorra, sendo: combustível, comburente (oxigênio) e o calor.



Figura 3.2 – Triângulo do fogo

Fonte: site <http://www.areaseg.com/fogo/triangulodofogo.gif> visitado em 12 de junho de 2008.

Após a sua ocorrência, o fogo se propaga apenas se ocorrer uma reação química em cadeia entre as moléculas do combustível. Esta reação constitui o quarto elemento essencial do fogo, e juntamente com os três elementos vistos anteriormente formam a teoria do tetraedro do fogo, representado pela figura 3.3.





Figura 3.3 – Tetraedro do fogo.

Fonte: (Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p. 3).

Atualmente, existem várias definições do conceito de fogo no mundo, sendo destacadas por Seito:

- a) Brasil - NBR 13860: fogo é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz.
- b) Estados Unidos da América - (NFPA): fogo é a oxidação rápida auto-sustentada acompanhada de evolução variada da intensidade de calor e de luz.
- c) Inglaterra - BS 4422: Part 1: fogo é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor acompanhado por fumaça, chama ou ambos (SEITO *et al.*, 2008, p.35).

Para fins didáticos, neste trabalho adotar-se-á o conceito de que o fogo é resultado de uma reação química que ocorre entre certos combustíveis (sólidos, líquidos e gasosos) com o oxigênio (comburente). Esta reação, conhecida como combustão, será detalhada posteriormente neste estudo. Conforme Chagas (2006), desta reação, formam-se gases e há liberação de grande quantidade de energia na forma de calor, sendo, portanto, uma reação exotérmica, que eleva a temperatura dos gases gerados, podendo emitir luzes e outras radiações.

### 3.1.3 Mecanismo de ignição dos materiais combustíveis

Antes de queimar, um combustível submetido à ação do calor normalmente terá que se vaporizar em função dos vapores desprendidos, devido à dificuldade de reagir no estado sólido ou líquido com o oxigênio, e passará por três patamares de temperatura diferentes (MABOM, 1985).

Quando um combustível é submetido a uma fonte externa de calor e alcança uma temperatura mínima capaz de desprender vapores que se inflamam, todavia, a chama formada não se mantém devido à insuficiente quantidade dos vapores desprendidos, podemos afirmar que se atingiu o ponto de fulgor do material.

Continuando o aquecimento, o combustível continuará a desprender maiores quantidades de vapores combustíveis. Estes em contato com uma fonte externa de calor se inflamam e continuam a queimar, enquanto existir combustível e oxigênio, mesmo com a retirada da fonte externa, devido à quantidade de vapores desprendidos e ao aumento de temperatura gerado pela queima. Esse patamar mínimo de temperatura é conhecido como ponto de combustão ou de inflamação e é um pouco superior ao ponto de fulgor.

Prosseguindo o aquecimento, os gases desprendidos pelo combustível entram em combustão apenas pelo contato com o oxigênio, não dependendo de qualquer fonte externa de calor. Dizemos, então, que foi atingido o ponto de ignição. A tabela 3.1 traz os pontos de fulgor e de ignição de alguns combustíveis.

Tabela 3.1 - Pontos de fulgor e ignição de alguns combustíveis

<b>Combustíveis</b>	<b>Ponto de fulgor (°C)</b>	<b>Ponto de ignição (°C)</b>
Gasolina (100 a 130 octanas)	-45.5	440
Glicerina	160	365
Isopreno	-55	219
Lanolina	238	445
Nafta de hulha	41.5	277
Naftalina	79	524.5
Óleo de amendoim	282	445
Óleo de cozinha de alg. Refinado	252	343
Óleo de linhaça	222	343
Óleo de milho	254	393
Óleo de oliva	224.5	343
Óleo de soja	282	445
Parafina	199	245
Querosene	38	210

Fonte: Adaptado do MABOM, 1985, p.253 a 255.

Para se concretizar um processo de queima, torna-se necessário que a mistura entre os vapores desprendidos pelos corpos combustíveis, combinada com o comburente (oxigênio), esteja em determinadas proporções em volume, o que constitui a chamada mistura ideal, ou seja, uma mistura inflamável. Os limites de inflamabilidade são as proporções estabelecidas pelos pontos extremos desta mistura inflamável. Conforme citam Seito *et al* (2008), o menor valor dessa proporção é conhecido como Limite Inferior de Explosividade (LIE) e o maior valor dessa proporção é conhecido por Limite Superior de Explosividade (LSE). Desta forma, a combinação dos gases e vapores desprendidos pelos combustíveis com o oxigênio dentro das faixas limitadas pelo LIE e pelo LSE formará misturas explosivas. A tabela 3.2 contém alguns exemplos de gases e vapores de líquidos com seus respectivos limites de inflamabilidade.

Tabela 3.2 - Mistura explosiva de alguns gases e líquidos

Substância	LIE (%em volume)	LSE (%em volume)
Acetona - CH <sub>3</sub> CO CH <sub>3</sub>	2,6	12,8
Benzeno - C <sub>6</sub> H <sub>6</sub>	1,3	7,1
Butano- C <sub>4</sub> H <sub>10</sub>	1,9	8,5
Monóxido de carbono - CO	12,5	74,0
Etano - C <sub>2</sub> H <sub>6</sub>	3,0	12,5
Etanol - C <sub>2</sub> H <sub>5</sub> OH	3,3	19,0
Éter - (C <sub>2</sub> H <sub>5</sub> ) <sub>2</sub> O	1,1	5,9
Gás natural	3,8	13,0
Gasolina	1,4	7,6
Metano - C H <sub>3</sub>	5,0	15,0
Metanol - C H <sub>2</sub> OH	6,7	36,0
Nafta	0,9	6,0
Pentano - C <sub>5</sub> H <sub>12</sub>	1,5	7,8
Propano - C <sub>3</sub> H <sub>8</sub>	2,2	9,5
Querosene	0,7	5,0

Fonte: SEITO *et al.*, 2008, p.38.

#### 3.1.4 A combustão

A combustão se processa de maneira bem mais complexa do que a representação gráfica da teoria do triângulo do fogo, utilizada para facilitar a aprendizagem, servindo como um instrumento didático (SECCO, 1982; MABOM, 1985).

Pode-se representar a combustão através de um conceito generalizado. Entretanto, devido a pequenas variações apresentadas nos mecanismos de ignição dos combustíveis sólidos, líquidos e gasosos, preferimos apresentar os conceitos individualizados de acordo como ocorre com cada combustível mostrado a seguir.

### 3.1.4.1 Combustão em combustíveis sólidos

A maioria destes combustíveis possui um mesmo padrão de queima, conforme demonstrado na figura 3.4. Inicialmente, quando submetidos ao calor, ocorre um processo de decomposição térmica (pirólise), que transforma a matéria do estado sólido em gases e vapores. Estes, ao se associarem com o oxigênio em uma concentração dentro dos limites de inflamabilidade, formam misturas ideais. Existindo a presença de um agente ígneo, estas misturas se inflamam quando atingem o ponto de ignição.



Figura 3.4 – mecanismo de ignição dos combustíveis sólidos

Fonte: SEITO *et al.*, 2008, p. 37.

### 3.1.4.2 Combustão em combustíveis líquidos

Estes combustíveis, quando submetidos ao calor, sofrem um fenômeno no qual os átomos ou moléculas no estado líquido ganham energia suficiente para passar ao estado vapor (evaporação). Conforme se pode verificar na figura 3.5, o vapor combustível, ao se associar com o oxigênio em uma concentração dentro dos limites de inflamabilidade, forma misturas ideais que se inflamam na presença de um agente ígneo quando atingem o ponto de ignição.

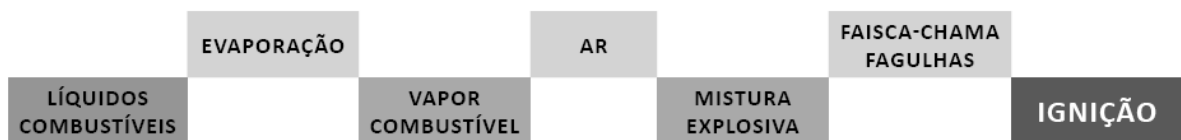


Figura 3.5 – mecanismo de ignição dos combustíveis líquidos

Fonte: SEITO *et al.*, p. 37.

### 3.1.4.3 Combustão em combustíveis gasosos

À temperatura ambiente, os combustíveis gasosos, ao se associarem com o oxigênio em uma concentração dentro dos limites de inflamabilidade, formam misturas explosivas que se inflamam na presença de um agente ígneo quando atingem o ponto de ignição. A figura 3.6 representa o mecanismo de combustão destes combustíveis sólidos.



Figura 3.6 – mecanismo de ignição dos combustíveis gasosos

Fonte: SEITO *et al.*, 2008, p. 38.

### 3.1.5 Transferência de calor

“A transferência de calor é o transporte de energia que ocorre quando quantidades de matéria que apresentam temperaturas diferentes são colocadas em contato térmico.” (SONNTAG *et al.*, 2001, p.66). Este processo de transferência de energia dar-se de uma região de temperaturas mais elevadas para aquelas de temperatura inferior, através de três formas fundamentais. Desta forma, para melhor entendimento da propagação do fogo, as mesmas serão explicadas a seguir.

#### 3.1.5.1 Condução

A condução, representada através da figura 3.7, é o processo de transferência de energia que ocorre através de um meio material, de molécula para molécula, sem transferência de matéria.

Os materiais que são bons condutores de calor também são bons condutores elétricos, haja vista que a transmissão de calor pode ocorrer como um resultado das interações dos elétrons livres. Em relação aos materiais de pior condutibilidade, o calor é conduzido pelas vibrações mecânicas de suas moléculas, o que é um processo menos eficiente. Dessa maneira, a

transferência de calor por condução se apresenta como um importante fator no processo de combustão (BUCHANAN, 2002).



Figura 3.7 - Transferência de calor através de um meio material.

Fonte: Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p. 6.

A taxa de transferência de calor por condução é expressa pela lei de Fourier, dada pela equação 3.1. De acordo com Sonntag *et al.* (2001), o sinal negativo indica que a transferência de calor ocorre sempre da região com temperaturas maiores para aquelas com temperaturas mais baixas.

$$q = -kA \frac{dT}{dx} \quad (3.1)$$

Onde:

$q$  - taxa de transferência de calor através da área  $A$  (W);

$k$  - condutividade térmica do material (W/m.k);

$A$  - área da seção através da qual o calor flui por condução, medida perpendicularmente à direção do fluxo (m<sup>2</sup>);

$\frac{dT}{dx}$  - gradiente de temperatura na direção do fluxo de calor, sendo T expresso em grau

Kelvin (K) e x em metro (m).

Percebe-se que a transferência de calor por condução é diretamente proporcional a condutividade térmica<sup>3</sup>, cujos valores de alguns materiais são apresentados na tabela 3.3, a área da seção da qual o calor flui e ao gradiente de temperatura.

Tabela 3.3 - Condutividade térmica de alguns materiais

<b>Material</b>	<b>Condutividade Térmica (k) (W/m.K)</b>
Aço temperado	45,8
Tijolo comum	0,69
Concreto	0,8 a 1,4
Vidro	0,76
Placa de gesso	0,48
Madeira-Carvalho	0,17
Madeira-Pinho	0,14

Fonte: Adaptado de QUINTIERE<sup>4</sup> apud BONITESE (2007)

### 3.1.5.2 Convecção

Caso haja diferença de temperatura entre o escoamento de um fluido e a superfície sólida que o contém, haverá transferência de energia, em virtude deste deslocamento, denominada convecção.

A convecção pode ocorrer de forma forçada quando o movimento dos fluidos ocorre artificialmente e de forma natural, quando provocada pela diferença de densidade gerada pela diferença de temperatura no fluido. Em se tratando de incêndios, considera-se que a convecção ocorre de forma natural.

Em um incêndio em edificações verticais, esta é a principal forma de propagação para andares superiores, pois os gases aquecidos tornam-se mais leves e tendem a se elevar-se, com isto, o ar frio tende a ocupar as partes mais baixas, criando uma corrente em sentido ascendente. Além da transmissão de energia, este escoamento dos gases desloca partículas aquecidas que

<sup>3</sup> Condutividade térmica é a característica que mensura a capacidade do material em conduzir calor.

<sup>4</sup> QUINTIERE, J. G. Enclosure Fire Dynamics. Delmar Publisher, 1998 e 2000, 315p.



entram em contato com outras com temperaturas inferiores, propagando o calor, conforme se pode verificar na figura 3.8.

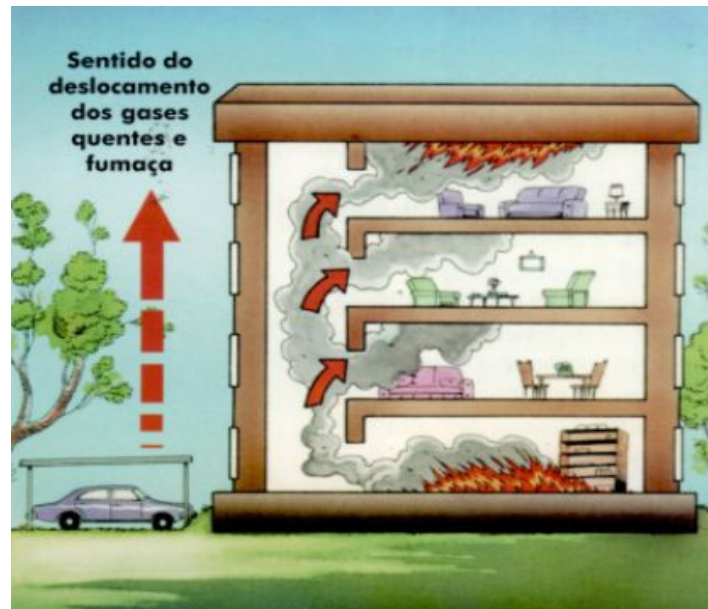


Figura 3.8 - Transferência de calor por convecção.

Fonte: Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p. 5.

A taxa de transferência de calor por convecção entre o fluido e a superfície é usualmente expressa pela lei do resfriamento de Isaac Newton, dada pela equação 3.2:

$$q = hA\Delta T \quad (3.2)$$

Onde:

$q$  - fluxo de calor transferido por convecção (W);

$h$  - coeficiente de transferência de calor por convecção ( $\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$ );

$A$  - área de superfície através da qual o calor é transferido ( $\text{m}^2$ );

$\Delta T$  - variação de temperatura.

O coeficiente de transferência de calor por convecção depende das propriedades físicas do meio que escoar, do escoamento e da geometria do corpo, sendo que os valores típicos deste coeficiente são apresentados na tabela 3.4

Tabela 3.4 - Valores típicos do coeficiente h de transferência de calor por convecção

<b>Tipo de Fluxo</b>	<b>Gás (W/m<sup>2</sup>.°K)</b>	<b>Líquido (W/m<sup>2</sup>.°K)</b>
Convecção natural	5-25	50-1000
Convecção forçada	25-250	50-20000
Ebulição (mudança de fase)	2500 - 10000	

Fonte: SONNTAG *et al.*, 2001, p. 67.

### 3.1.5.3 Radiação

A radiação é o processo de transmissão de calor por meio de ondas eletromagnéticas. Contrário das transmissões de calor provocadas pelos processos de condução e convecção, que necessitam de um meio material para se propagar, a radiação propaga-se através de meios transparentes e até mesmo no vácuo. Conforme Buchanan (2002), este fenômeno é extremamente importante nos incêndios em função de ser o principal mecanismo de transferência de calor das chamas para os materiais combustíveis, da fumaça para os objetos do edifício e do edifício para as edificações adjacentes.

Conforme Salmoni (1966), através de estudos experimentais, verificou-se que a energia transmitida pela radiação varia diretamente com a natureza e área da superfície emissora, com o tempo de exposição e depende de sua temperatura absoluta. Quanto à intensidade de energia, esta depende do comprimento de onda, sendo nula quando o comprimento de onda é zero ou tende ao infinito.

De acordo com o mesmo autor, o corpo negro é considerado modelo a ser comparado pelos outros corpos, pois emite a maior quantidade de energia e possui a curva de emissão mais regular. Quando há troca entre dois corpos possuidores de temperaturas diferentes, ocorre a transferência de calor por radiação. Se entre os corpos existir o ar atmosférico (um meio transparente), esta propagação se dará sem nenhuma perda.

O fluxo de energia emitido pelo corpo negro é dado lei de Stefan-Boltzmann, conforme equação 3.3:

$$E_b = \sigma.T^4 \quad (3.3)$$

Onde:

- $E_b$  - emitância do corpo negro ( $W/ m^2$ );  
 $\sigma$  - constante de Boltzmann, que vale  $5,6697 \times 10^{-8}$  ( $W/m^2.K^4$ );  
 $T$  - Temperatura (K).

O fluxo de energia emitido por um corpo real é dado pela equação abaixo e será sempre menor que o emitido pelo corpo negro.

$$q = E_b.\varepsilon \quad (3.4)$$

Onde:

$\varepsilon$  = emissividade, ( $0 < \varepsilon \leq 1$ )

Esta forma de propagação, representada pela figura 3.9, é mais intensa quando os afastamentos entre as edificações são menores.

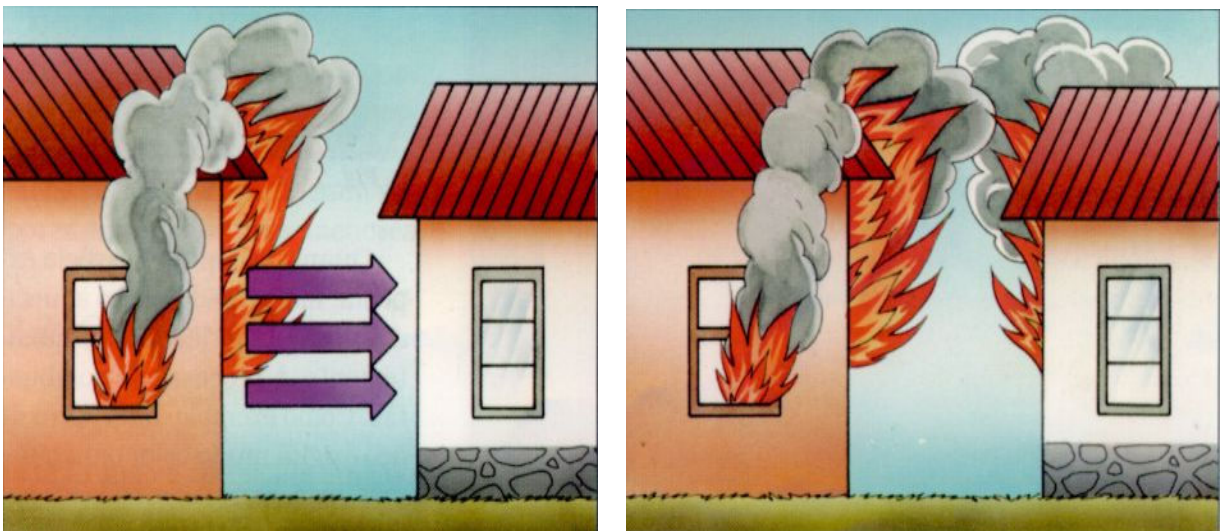


Figura 3.9 - Transferência de calor por radiação.

Fonte: Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p. 6.

## 3.2 Fundamentos do incêndio

No intuito de fornecer informações sobre os fundamentos do incêndio, serão apresentados o conceito do incêndio, suas fases de desenvolvimento e os principais modelos adotados para representá-lo.

### 3.2.1 O incêndio

“O fogo já revela, desde logo, uma contradição: ao mesmo tempo em que é desejado, acolhedor, útil, indispensável, ele é também, temido, pois queima, destrói, mata.” (CHAGAS, 2006, p.7). Este fogo sem controle é denominado incêndio.

No presente estudo, como estará sendo estudando a influencia do incêndio nas propriedades do concreto, interessa-nos a compreensão da dinâmica e comportamento do incêndio em compartimentos<sup>5</sup>. Vários fatores influenciam o desenvolvimento deste incêndio, sendo os principais destacados por Seito:

Forma geométrica e dimensões da sala ou local, superfície específica dos materiais combustíveis envolvidos, distribuição dos materiais combustíveis no local, quantidade de material combustível incorporado ou temporário, características de queima dos materiais envolvidos, local do início do incêndio no ambiente, condições climáticas (temperatura e umidade relativa), aberturas de ventilação do ambiente, aberturas entre ambientes para a propagação do incêndio, projeto arquitetônico do ambiente e ou edifício, medidas de prevenção de incêndio existentes, medidas de proteção contra incêndio instaladas (SEITO *et al.*, 2008, p.43 e 44.).

### 3.2.2 Fases do incêndio compartimentado

A figura 3.10 representa as fases de um incêndio compartimentado que são descritas a seguir. As curvas temperatura-tempo fornecem a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, sendo possível, a partir dessas curvas, calcular a máxima temperatura atingida pela

---

<sup>5</sup> Segundo a norma brasileira ABNT NBR 14432:2001, compartimento se define como “edificação, ou parte dela, compreendendo um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edifícios adjacentes, quando aplicável”.

estrutura afetada pelo incêndio e sua correspondente resistência às altas temperaturas (SILVA, 2001).

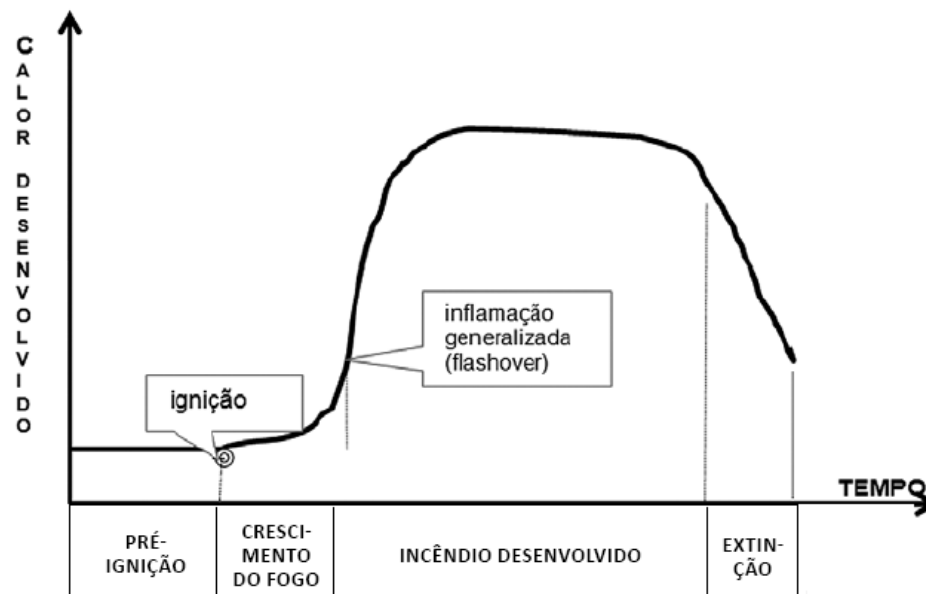


Figura 3.10 - Curva de evolução do incêndio celulósico.

Fonte: SEITO *et al.*, 2008, p.44

### 3.2.2.1 Fase inicial – pré-ignição

A fase incipiente, corresponde ao primeiro trecho da curva apresentada pela figura 3.10, sendo caracterizada pelo aquecimento dos materiais combustíveis até atingir o ponto de ignição. Conforme Seito *et al.*, 2008, esta etapa pode ocorrer de duas maneiras. Na primeira, denominada abrasamento, a produção de calor é muito baixa, não há chamas e o preenchimento do ambiente pelos gases e fumaça depende do fluxo de ar existente no compartimento. A segunda forma, conhecida por chamejamento, é marcada pela produção mais rápida de calor, gases e fumaça, existindo presença de chamas.



Figura 3.11 – Fase inicial do incêndio marcada pelo chamejamento  
 Fonte: Adaptado do Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p.12

De acordo com Seito *et al.* (2008), a razão de liberação do calor nesta fase de crescimento do incêndio é fornecida pela equação 3.5:

$$Q_g = \alpha \cdot (t - t_i)^2 \quad (3.5)$$

Onde:

$Q_g$  = razão de liberação de calor no crescimento do incêndio - (kW)

$t$  = tempo do incêndio - (s)

$t_i$  = tempo de início da ignição (considerado como zero) - (s)

$\alpha$  = parâmetro de desenvolvimento do incêndio (varia de acordo com razão de crescimento do incêndio, previsto na tabela 3.5) - (kJ/s<sup>3</sup>)

Tabela 3.5 - Razão do crescimento do incêndio

Razão do crescimento do incêndio	Valor de $\alpha$ (KJ/s <sup>3</sup> )
Lento	0,0029
Médio	0,002
Rápido	0,047
Ultra-rápido	0,138

Fonte: SEITO *et al.*, 2008, p. 45.

### 3.2.2.2 Fase de crescimento

A partir desta fase, representada pelo segundo trecho da figura 3.10, as chamas começam a aquecer o compartimento, ocorrendo à propagação do incêndio para outros objetos. Os gases aquecidos irão se espalhar por todo o ambiente, aquecendo-o, até o patamar dos 600°C, até atingir o ponto de ignição dos outros materiais combustíveis existentes, podendo provocar uma inflamação generalizada da carga combustível. Este fenômeno, conhecido como *flashover*, está ilustrado pela figura 3.12, e marca a transição para a fase de desenvolvimento do incêndio (BUCHANAN, 2002).

Conforme Silva (2001), dispositivos preventivos instalados na edificação (sistemas de chuveiros automáticos, extintores de incêndio, hidrantes e mangotinhos) complementados com a presença de pessoas capacitadas (brigadistas) para atuarem nesta fase evitarão a propagação do incêndio, possibilitando a sua extinção, não sendo necessária a verificação das estruturas afetadas.

Seito *et al.* (2008) afirmam que a elevação da temperatura junto ao teto do compartimento, antes de atingir o *flashover*, pode ser calculada, de acordo com a expressão 3.6:

$$\theta_c = 6,85 \left( \frac{Q^2}{A_w h_w h_k A_t} \right)^{(1/3)} \quad (3.6)$$

Onde:

$\theta_c$  = elevação da temperatura junto ao teto (°C)

Q = razão da elevação do calor (kW)

$A_w$  = área da abertura de ventilação (m<sup>2</sup>)

$h_w$  = altura de abertura de ventilação (m)

$h_k$  = coeficiente de transferência efetiva de calor (kW/m<sup>2</sup>K)

$A_t$  = área total do compartimento (m<sup>2</sup>)



Figura 3.12 – Flashover.

Fonte: Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p. 13.

### 3.2.2.3 Fase de desenvolvimento

A partir deste momento, há uma grande propagação do incêndio, tornando-o de grandes proporções. Com a elevação da temperatura dos gases, todo o material combustível presente será consumido.

Seito *et al.* (2008) afirmam que nesta fase as temperaturas do ambiente atingirão valores acima de 1100 °C. O calor se desenvolve proporcionalmente em função da razão de queima em massa do material combustível e do poder calorífico da carga incêndio, conforme se pode verificar na equação 3.7, sendo o incêndio controlado pela ventilação ou pela carga incêndio presente no ambiente.

$$Q = m_f H_c \quad (3.7)$$

Onde:

$Q$  = razão da elevação do calor (kW)

$m_f$  = razão de queima em massa do material (Kg/s)

$H_c$  = poder calorífico efetivo da carga incêndio (KJ/Kg)



Quando a área de ventilação é insuficiente para manter a queima livre, prejudicando o crescimento, a propagação e o tempo de duração do incêndio, considera-se que este é controlado pelo mecanismo da ventilação, conforme equação 3.8, a seguir:

$$m_f = 0,02 \sqrt{A_r \frac{W_c}{d_c} A_v h_v^{1/2}} \quad (3.8)$$

Onde:

$m_f$  = razão de queima em massa do material (Kg/s)

$A_r$  = diferença entre a área total do compartimento incendiado e a área de ventilação ( $m^2$ )

$w_c$  = largura da parede que contém a abertura de ventilação (m)

$d_c$  = distância frente-fundo do compartimento (m)

$A_v$  = área da abertura de ventilação ( $m^2$ )

$h_v$  = altura de abertura de ventilação (m)

Caso a área de ventilação seja suficiente para manter a queima livre, o crescimento e o tempo de duração do incêndio serão influenciados pelas características dos materiais combustíveis e a forma como estes estarão organizados no ambiente, podendo afirmar que o incêndio será controlado pela carga incêndio, conforme equação 3.9:

$$m_{fe} = \frac{L}{\Delta_{tf}} \quad (3.9)$$

Onde:

$m_{fe}$  = razão de queima equivalente a da madeira ( $Kg/m^3$ )

$L$  = carga incêndio equivalente a da madeira (Kg)

$\Delta_{tf}$  = tempo de duração do incêndio(s)

### 3.2.2.4 Fase do resfriamento

Com a queima do material combustível ou com o consumo do oxigênio presente no ambiente limitando-o a valores inferiores a 8%, cessará a produção de chamas. O ambiente será preenchido pelos gases inflamáveis e grande quantidade de fumaça densa, conforme se verifica através da figura 3.13. Caso não haja entrada de oxigênio no ambiente, o que poderia causar uma explosão ambiental (*backdraft*)<sup>6</sup>, a temperatura começa a diminuir, conforme representado pelo ramo descendente da curva ilustrada pela figura 3.10.



Figura 3.13 – Queima lenta dos materiais combustíveis.

Fonte: Manual de Fundamentos do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo, 2006, p. 13.

### 3.2.3 Os modelos do incêndio

Caso haja a necessidade de se verificar a segurança da estrutura contra a ação do incêndio, os efeitos da ação térmica devem ser considerados nos elementos estruturais. Para tanto, modela-se o incêndio, utilizando-se das curvas temperatura-tempo, tendo por base ensaios realizados em compartimentos com aberturas, mas que não permitem a propagação do incêndio para o

<sup>6</sup> “na fase de queima lenta em um incêndio, a combustão é incompleta porque não há oxigênio suficiente para sustentar o fogo. Contudo o calor da queima livre permanece, e as partículas de carbono não queimadas (bem como outros gases inflamáveis produtos da combustão) estão prontas para incendiar-se rapidamente assim que o oxigênio for suficiente. Na presença do oxigênio, esse ambiente explodirá. A essa explosão chamamos Backdraft” (MANUAL DE FUNDAMENTOS DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO 2006, p.14).

exterior ou modelos matemáticos aferidos com base em ensaios (SILVA, 2001). De acordo com a ABNT NBR 14432:2000, este modelo, que simula o incêndio real de forma simplificada, é conhecido como modelo do incêndio natural e considera a geometria, o grau de ventilação, as características térmicas dos elementos de vedação e a carga incêndio específica. A figura 3.14 representa o modelo mencionado.

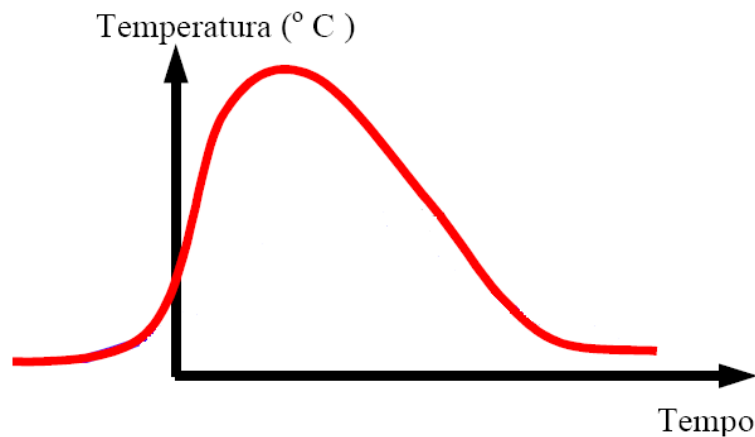


Figura 3.14 - Modelo do incêndio natural.

Diante dos vários fatores que influenciam o incêndio, verifica-se que não existe um incêndio igual a outro, fazendo com este fenômeno seja aleatório e não uniforme. Desta forma, para fins de padronização e simplificação, é adotada uma curva padrão, que possa ser utilizada no dimensionamento estrutural em situação de incêndio, podendo nos casos em que não se tem informações mais precisas, ser adotada em substituição à curva temperatura-tempo. O incêndio padrão é, portanto, um modelo em que “se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite as curvas padronizadas para ensaio” (SILVA, 2001, p.31).

Contrário ao modelo do incêndio real, em que a curva é composta por dois ramos, sendo um ascendente e outro descendente, este modelo prevê apenas um ramo ascendente, desconsiderando a queda da temperatura dos gases, a carga de incêndio existente e características do ambiente.

De acordo com Silva (2001), as curvas padronizadas mais empregadas nos estudos experimentais são a ISO 834-1 e a ASTM E 119.

A International Organization for Standardization (ISO), através da norma ISO 834-1, descreve que a elevação da temperatura em função do tempo é aplicável a incêndios com base em materiais celulósicos de acordo com a equação 3.9:

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log(8t + 1) \quad (3.9)$$

Onde:

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

$\theta_o$  = temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, admitindo que esta seja de 20°C;

t = tempo (min)

Essa expressão também é adotada pela ABNT NBR 14432:2000 que estabelece as condições a serem adotadas pelos elementos construtivos das edificações em situação de incêndio. A curva temperatura-tempo que representa a equação (3.9) é representada pela figura 3.15.

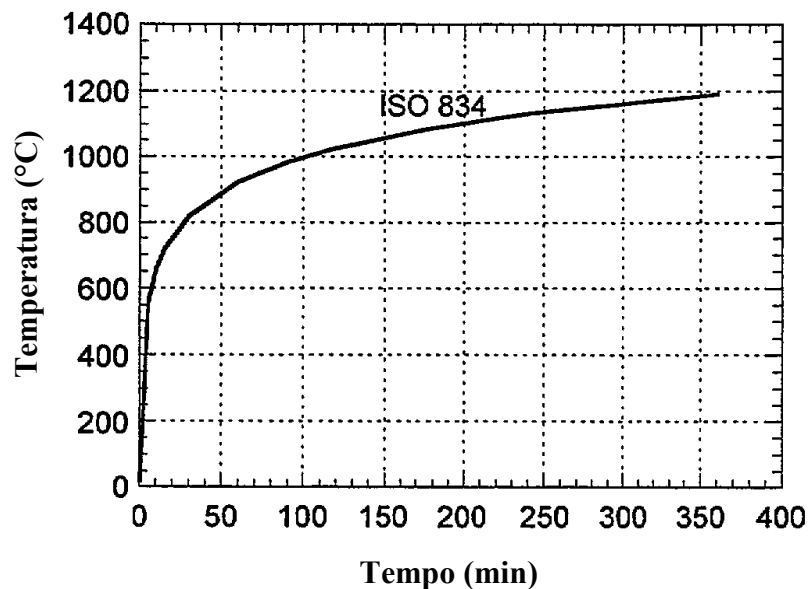


Figura 3.15- Curva temperatura- tempo conforme ISO 834-1

Fonte: Phan, 1996, p. 72.

Nos Estados Unidos, a American Specification of Testing and Materials, através da norma ASTM E 119 adota uma curva apresentada por meio da tabela 3.6 para descrever a temperatura dos gases em função do tempo. Seus valores seguem apresentados pela figura

3.16 e se aproximam muito dos encontrados pela curva ISO 834-1, como se pode verificar através da figura 3.17, que permite uma melhor comparação.

Tabela 3.6 - Temperatura dos gases em função do tempo conforme ASTM E-119

Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20
5	538
10	704
15	760
20	795
25	821
30	843
35	862
40	878
45	892
50	905
55	916
60	927
120	1010
240	1093
480	1260

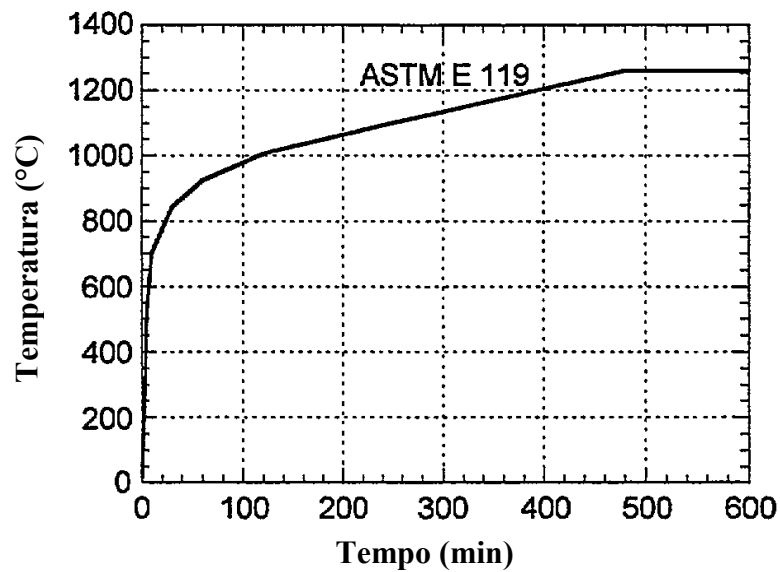
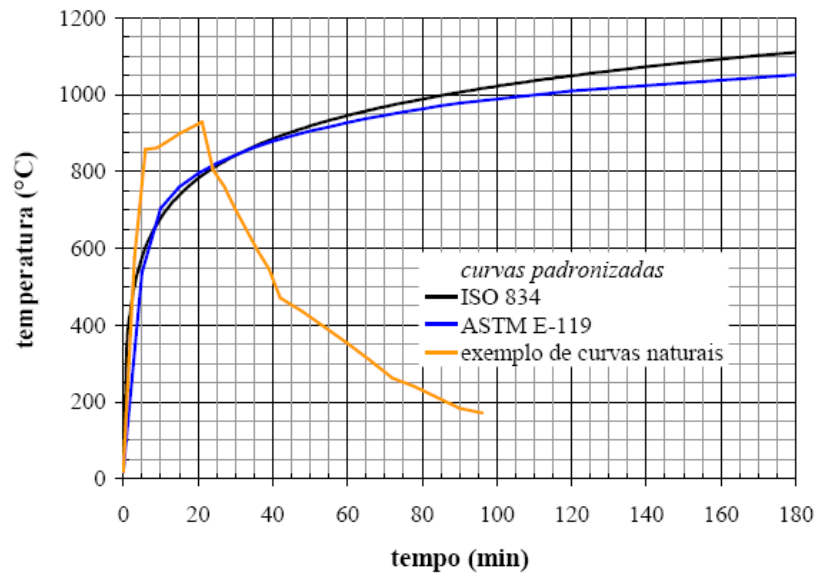


Figura 3.16- Curva temperatura- tempo, conforme ASTM E 119

Fonte: Phan, 1996, p. 74.



Figuras 3.17 - Curvas temperatura - tempo padronizadas pelas normas internacionais e a forma típica das curvas naturais.

Fonte: Costa; Silva, 2002, p. 2

### 3.3 Efeito do incêndio no concreto

Em um incêndio ocorre a exposição do concreto a elevados gradientes de temperatura, através de rápidas taxas de aquecimento, por um período de poucas horas, juntamente com um fluxo de calor intenso (NEVILLE, 1997).

Como visto anteriormente, o mesmo acontece de forma não uniforme e aleatória, afetando, assim, o concreto de maneira não homogênea. Desta forma, admite-se em geral que o concreto apresenta bom desempenho quando submetido ao fogo, por não ser combustível, não emitir gases tóxicos, ser capaz de assegurar a integridade estrutural por um período de tempo de certa forma longo, oferecer resistência satisfatória à passagem das chamas e a transferência do calor. Contudo, também é sabido que as elevadas temperaturas provocam deformações em suas propriedades, redução da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e perda de rigidez estrutural capazes de levar as estruturas ao colapso (NEVILLE, 1997; COSTA; SILVA, 2002; GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2005; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), o comportamento do concreto exposto ao fogo depende de vários fatores, tais como a composição do concreto, a permeabilidade, o tamanho

da peça, a taxa de aquecimento e as condições de ensaio. Do exposto, percebe-se que os fatores apontados constituem um conjunto de variáveis extremamente complexas para quem busca uma análise mais precisa do comportamento do concreto frente a uma situação de incêndio. No intuito de compreender melhor estes fatores e obter informações mais precisas, são apresentados a influencia das altas temperaturas sobre o concreto sob o ponto de vista macroestrutural, microestrutural e em relação às propriedades mecânicas e térmicas.

### 3.3.1 Efeitos das altas temperaturas sobre a macroestrutura do concreto

A análise de estruturas afetadas por incêndios tem início geralmente com uma inspeção visual que busca associar as perdas de resistência no concreto às alterações na coloração do mesmo.

À medida que vai sendo aquecido, principalmente o concreto constituído por agregados silicosos e calcários sofre mudanças em sua coloração, devido a presença de componentes ferrosos, o que permite deduzir a máxima temperatura atingida durante o incêndio e estimar a perda de resistência sofrida. Neste sentido, Lima (2005) adverte que as alterações colorimétricas são mais acentuadas para os agregados ricos em sílica do que nos agregados calcários e desta forma, alguns concretos compostos por outros agregados podem não apresentar alterações, o que não indica que o concreto não foi afetado.

A figura 3.18 permite a visualização dessas alterações macroestruturais sofridas pelo concreto. Conforme Cánovas (1988) e Neville (1997), até 200°C, a cor do concreto permanece cinza, não ocorrendo reduções significativas de resistência. Entre 300 a 600°C, o cinza convencional dá lugar a um rosa ou vermelho, ocorrendo uma redução de 90% a 50% da resistência inicial, respectivamente. De 600°C a 900°C, volta-se a tonalidade cinzenta com pontos avermelhados, havendo perda significativa de resistência, restando cerca de apenas 10% da resistência mensurada inicialmente à temperatura ambiente, quando se atinge os 900°C. No intervalo de 900°C a 1000°C, surge um amarelo alaranjado, ocorrendo à sinterização<sup>7</sup> do concreto. A partir desta faixa de temperaturas, o concreto sofre a sinterização, o amarelo torna-se mais claro, não havendo resistência residual.

---

<sup>7</sup> Sinterização: Processo em que duas ou mais partículas sólidas se aglutinam pelo efeito do aquecimento a uma temperatura inferior a de fusão, mas suficientemente alta para possibilitar a difusão dos átomos das duas redes cristalinas.

Entretanto, embora a mudança de coloração seja permanente, caso o concreto seja resfriado com água, seu aspecto cromático pode ser alterado, devido ao surgimento de limo (CÁNOVAS, 1988).

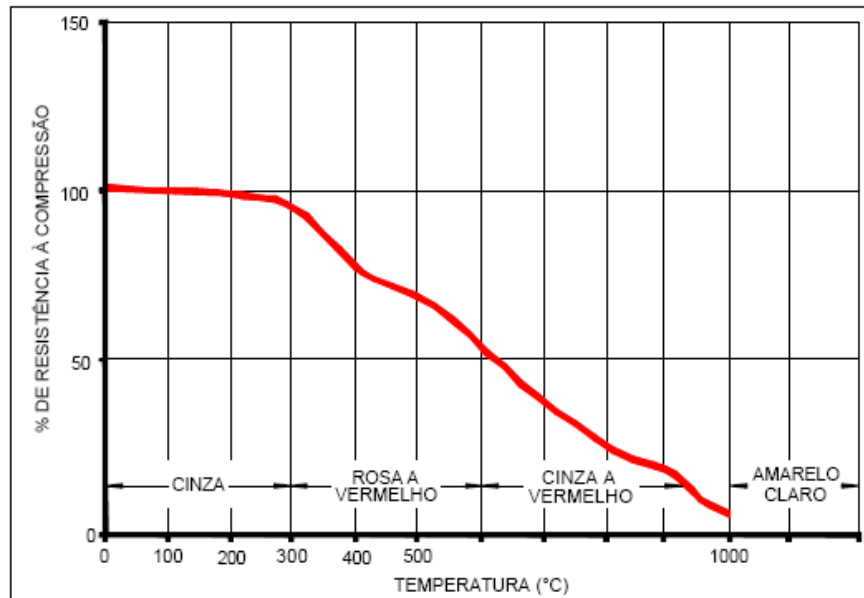


Figura 3.18 – Alteração na resistência e coloração no concreto.

Fonte: Cánovas, 1988, p. 181

### 3.3.2 Efeito da alta temperatura sobre a microestrutura do concreto

As modificações das propriedades mecânicas e do comportamento do concreto quando exposto a elevada temperatura em virtude de um incêndio originam-se e podem estabelecer relação com as alterações em sua microestrutura LIMA (2005). Neste sentido, embora a avaliação dos danos causados pelo incêndio fique mais complexa, Aïtcin (2000) relata a necessidade em se considerar tanto as alterações ocorridas em nível microestrutural assim como as macroestruturais. Desta forma, a nível microscópico serão apresentadas as alterações que ocorrem na estrutura da pasta de cimento hidratado, constituídas por suas fases sólidas, vazios e água e sobre os agregados ao serem submetidos a elevadas temperaturas.



### 3.3.2.1 Efeito da alta temperatura na pasta de cimento hidratada

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a pasta de cimento hidratado é composta por fases sólidas, sendo as principais: silicato de cálcio hidratado, conhecida como C-S-H, corresponde de 50 a 60% do volume dos sólidos; hidróxido de cálcio,  $(Ca(OH)_2)$ , chamado de portlandita, corresponde de 20 a 25% do volume dos sólidos; sulfoaluminatos de cálcio, conhecido como etringita, encontrados de 15 a 20% no volume dos sólidos e grãos de clínquer não hidratados.

As pastas contêm ainda grandes quantidades de água capilar<sup>8</sup> e água adsorvida<sup>9</sup> que são perdidas com o aumento de temperatura provocado por um incêndio. Somente após toda a água evaporável ter sido removida é que a temperatura do concreto se elevará, pois, durante a conversão da fase líquida para a fase gasosa, há uma estabilização da temperatura em torno dos 100°C. Neste sentido, Cánovas (1998) afirma que a água livre começa a se evaporar a partir dos 100°C, retardando o aquecimento do concreto. Entre o intervalo de 200°C a 300°C, esse processo de evaporação finaliza não havendo alteração significativa na estrutura do cimento hidratado, assim como perda considerável de resistência. De 300°C até 400 °C ocorre à evaporação da água interlamelar<sup>10</sup>, momento em que há uma queda considerável na resistência do concreto e surgimento de fissuras. Mehta e Monteiro (2008) relatam ainda que aos 300°C, além da evaporação da água interlamelar, parte da água quimicamente combinada<sup>11</sup> do C-S-H e dos sulfoaluminatos hidratados também serão perdidas.

A água ao evaporar tende a gerar um aumento de pressão de vapor no interior dos poros. Caso a pressão gerada pelo vapor acumulado no interior do concreto seja superior à taxa de liberação desta mesma pressão para o meio externo, pode provocar lascamentos superficiais. Este fenômeno, que pode ainda ocorrer de forma explosiva, será melhor explicado no item 3.3.5.

---

<sup>8</sup> Água capilar: água existente nos vazios maiores que 50Å e que não está sujeita às forças de atração exercidas pela superfície dos sólidos da pasta. Conforme Mehta e Monteiro (2008), no intuito de se compreender melhor o comportamento da pasta, a água capilar pode ser dividida em duas categorias: 1) água livre, localizada em grades vazios de diâmetro, ou seja, maiores que 50 nm. Possui este nome, pois a sua remoção não provoca variações de volume; 2) água retida por tensão capilar, localizada em capilares pequenos (5 a 50nm), cuja remoção tende a causar retração na pasta.

<sup>9</sup> Água adsorvida: água sujeita as forças de atração exercida pela superfície dos sólidos da pasta.

<sup>10</sup> Água interlamelar: água associada à estrutura do silicato de cálcio hidratado, Esta água somente é perdida quando o concreto é submetido a uma secagem forte, como entendemos ser o caso de um incêndio, provocando uma forte retração à estrutura do C-S-H, quando isso ocorre.

<sup>11</sup> Água quimicamente combinada: água que compõem a estrutura de vários produtos hidratados do cimento. Não é perdida na secagem, mas liberada quando os produtos hidratados são decompostos por aquecimento.

A figura 3.19 exibe a evolução das fases cristalinas de cimentos que possuem teor normal de Aluminato ( $C_3A$ ) durante o processo de aquecimento. Verifica-se que a etringita ao ser aquecida perde água e se decompõe até os  $100^\circ\text{C}$ . Nota-se a redução progressiva do silicato de cálcio hidratado com o aumento de temperatura até a sua extinção por completo por volta dos  $400^\circ\text{C}$ . De acordo com Lima (2005), este processo de decomposição do C-S-H causa a produção de óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) que ao reagir com o  $\text{CO}_2$  presente na atmosfera forma a calcita ( $\text{CaCO}_3$ ), encontrada em todas os intervalos de temperatura. A portlandita permanece estável até os  $500^\circ\text{C}$ , quando começa a se transformar em óxido de cálcio e torna-se completamente extinta quando a temperatura chega aos  $600^\circ\text{C}$ . A presença da larnita ( $\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ ) foi detectada em todos os patamares de temperatura avaliados, percebendo um aumento da intensidade dos picos deste composto à medida que se eleva a temperatura, o que pode servir de parâmetro para identificar amostras que foram aquecidas à temperatura superior a  $600^\circ\text{C}$ .

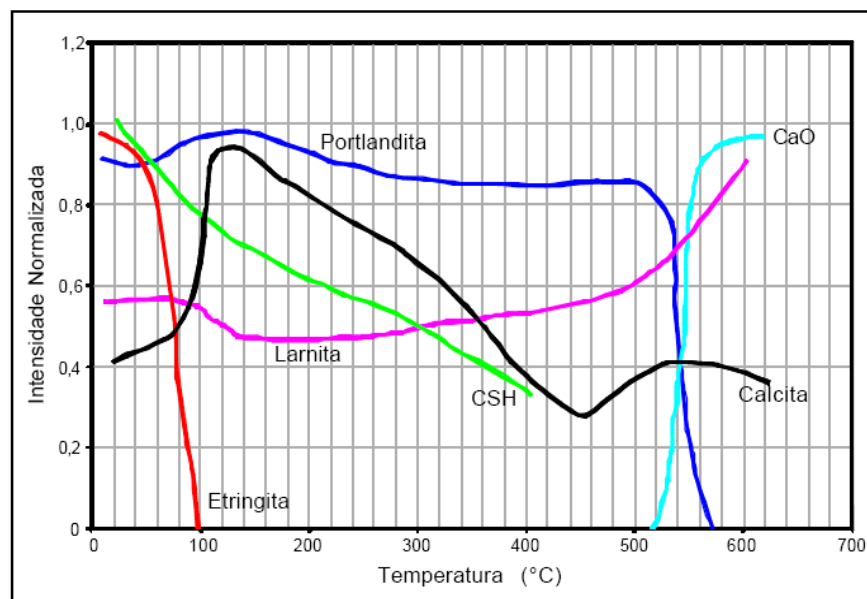


Figura 3.19 - Evolução das fases cristalinas de cimentos que possuem teor normal de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ).

Fonte: CASTELLOTE *et al.*<sup>12</sup> apud LIMA, 2005, p. 69.

Segundo Lima, Kirchof e Silva Filho (2007), após a fase do resfriamento, algumas das fases cimentícias podem se re-hidratar, formando géis ou componentes cristalinos. A cal formada se re-hidrata, expandindo-se, propiciando o surgimento de microfissuras na pasta.

<sup>12</sup> CASTELLOTE, M. *et al.* Microstructure: solid phases. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003.

Na figura 3.20, visualiza-se os resultados das variações de massa de amostras de concretos de resistência moderada ( $f_{ck}=37\text{Mpa}$ ;  $a/c=0,56$ ) e concretos de alta resistência ( $f_{ck}= 57\text{Mpa}$ ;  $a/c=0,60$ ) aquecidos até  $600^{\circ}\text{C}$ . As mudanças de inclinação indicam as temperaturas onde ocorrem perdas de massa significativas. Essas variações podem ser associadas a mudanças de fases ou transformações químicas.

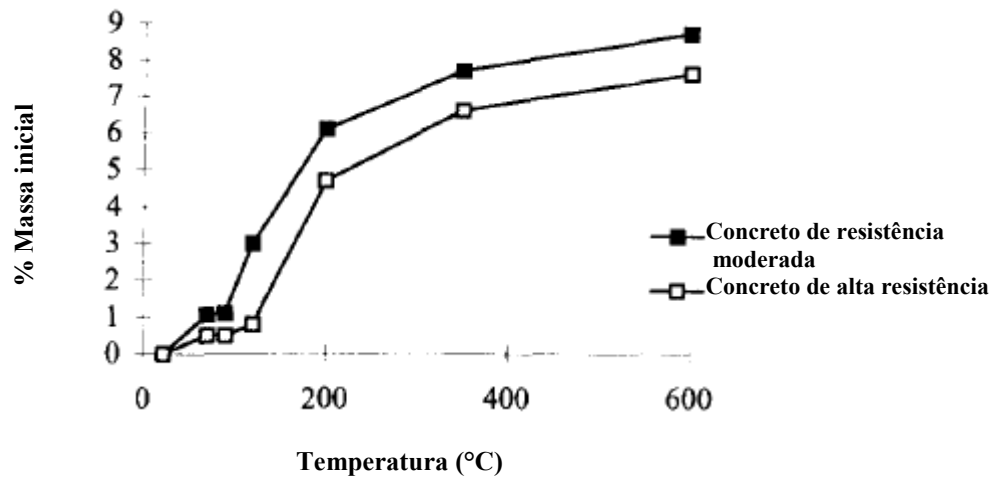


Figura 3.20 – Variação de massa das amostras de concretos aquecidas

Fonte: Noumowe *et al.*, 1996, p.104.

Conforme Noumowe *et al.* (1996), a perda de massa do concreto ao ser aquecido resulta em um aumento de porosidade e passa pelos estágios a seguir. Até  $70^{\circ}\text{C}$  tanto o concreto de resistência moderada como o de alta resistência conservam até 99% de sua massa inicial, sendo que o primeiro concreto apresenta uma perda um pouco maior. Entre  $70$  a  $120^{\circ}\text{C}$ , a água livre contida nos concretos se evapora. Entre  $120$  a  $350^{\circ}\text{C}$ , a variação de perda da massa chega ao máximo, devido à desidratação do C-S-H. A perda de massa é relativamente menos importante entre  $350$  e  $600^{\circ}\text{C}$  e é devida principalmente a decomposição da portlandita entre  $400$  e  $550^{\circ}\text{C}$ .

Além da presença da água e das fases sólidas descritas anteriormente, a pasta de cimento possui diversos tipos de vazios que interferem em suas propriedades. As alterações microestruturais que influenciam na porosidade do concreto dependem da temperatura máxima que atinge o incêndio e das alterações que interferem as porosidades da pasta de cimento, da zona de transição e dos agregados.

Considerando que a resistência à compressão é inversamente proporcional a porosidade, tendo em vista esta propriedade depender da parte sólida do material, pode-se afirmar que os vazios em geral minimizam a resistência do concreto.

Até 300 °C, as principais alterações na porosidade ocorrem em função da decomposição das fases sólidas e a partir dos 500°C, as modificações são também influenciadas pela perda de estabilidade de alguns dos agregados presentes no concreto. Em relação à pasta de cimento, as perdas de água livre, quimicamente combinada, e interlamelar devido ao aquecimento induz ao aumento da porosidade capilar e da porosidade total ANDRADE *et al.*<sup>13</sup> apud LIMA, 2005.

A figura 3.21 permite a visualização das alterações dos poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas<sup>14</sup> após serem expostos a elevadas temperaturas. Em relação à porosidade da pasta de cimento, no intervalo de 100 a 300°C, o aumento do volume dos poros se deve a perda da água associada à estrutura do silicato de cálcio hidratado. O tamanho dos poros aumenta à medida que a temperatura for elevada, podendo alcançar dimensões superiores a 1 µm, em função do aparecimento de microfissuras. Até 450°C não há alterações consideráveis na forma e na localização do pico máximo no tocante ao diâmetro dos poros. Para valores superiores a 450°C, as modificações ocorrem de forma mais intensa, em virtude da desidratação dos produtos hidratados do cimento. Para a porosidade da zona de transição, à medida que se aumenta a temperatura, percebe-se um deslocamento na mesma direção do pico máximo, ao mesmo tempo em que se verifica um aumento do volume total dos poros, em função do surgimento das microfissuras provocadas pela diferença de movimentos entre a pasta e os agregados LIMA (2005).

---

13 ANDRADE, C. *et al.* Porosity & microcracking. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003.

14 A utilização das argamassas para fins de modelo se deve a fato de possuir comportamento similar em relação aos concretos quando aquecidos PETRUCCI apud LIMA (2005).

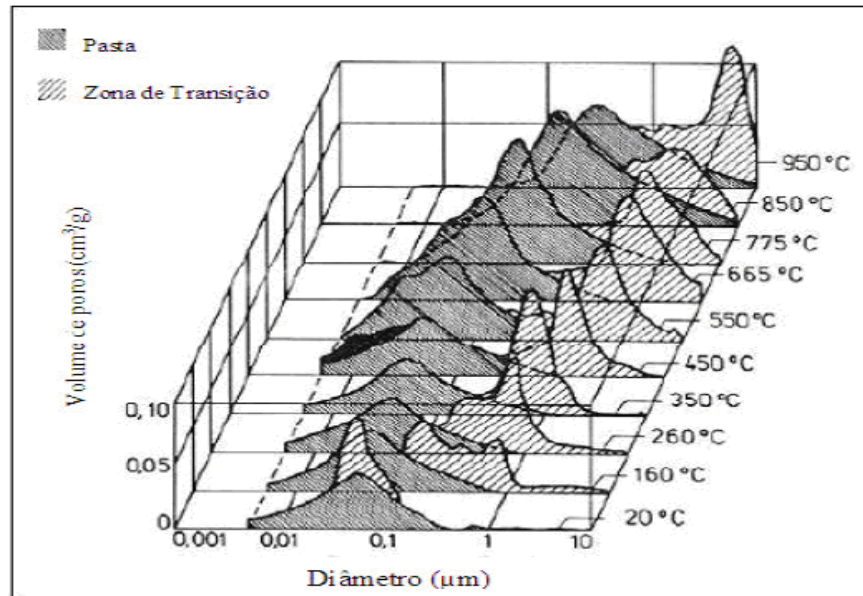


Figura 3.21 - Evolução da distribuição de tamanho de poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas.

Fonte: ANDRADE *et al.* apud LIMA, 2005, p. 77.

### 3.3.2.2 Efeito da alta temperatura no agregado

Considerando o fato dos agregados ocuparem de 60 a 80 por cento do volume dos concretos, dependendo do tamanho deste material e da taxa de aquecimento a que são submetidos, estes podem estar sujeitos a expansões que apresentam um caráter destrutivo para o concreto. Sendo assim, a porosidade e a mineralogia do agregado parecem exercer uma influência considerável no comportamento do concreto quando exposto a uma situação de incêndio (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Agregados silicosos que contêm quartzo em sua composição, dentre eles, o granito, arenito, gnaisses e alguns xistos podem causar desagregação ao concreto quando atingem a temperatura em torno 573°C, devido à transformação do quartzo da fase  $\alpha$  para a fase  $\beta$  concomitante a uma expansão brusca de 0,85 por cento (COSTA; SILVA, 2002; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Os agregados de origem calcária apresentam expansões similares às dos agregados silicosos somente a partir dos 700°C, devido à reação de carbonização, quando o  $\text{CaCO}_3$  se transforma em  $\text{CaO}$  e libera o  $\text{CO}_2$ . Durante o resfriamento, o  $\text{CaO}$  se re-hidrata expandindo-se em torno

de 40% (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Devido às reações endotérmicas que se produzem neles ao se elevar a temperatura, próximo aos 650°C, forma-se uma película superficial de CO<sub>2</sub>, liberada destes agregados, que atua como uma barreira térmica, os tornando menos afetados pelo fogo (COSTA; SILVA, 2002).

Agregados porosos são passíveis de expansões destrutivas acompanhadas de pipocamentos, ou seja, colapso do agregado, permanecendo parte do agregado no interior do concreto enquanto o restante sai com um floco de argamassa. Vale ressaltar que vários fatores interferem diretamente nesta tendência destrutiva do agregado poroso, tais como a taxa de aquecimento, o tamanho do agregado, permeabilidade e umidade (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Cabe destacar ainda que os vários tipos de agregados existentes no concreto possuem coeficientes de dilatação térmica diferentes, provocando o aparecimento de expansões internas de varias intensidades. Na tabela 3.7 que fornece o coeficiente de dilatação térmica de alguns agregados, podem-se verificar as variações dos coeficientes de dilatação. Desta forma, a escolha adequada do tipo do agregado é fator decisivo no comportamento do concreto frente a um incêndio (LIMA, 2005).

Tabela 3.7 - Coeficiente de dilatação térmica do agregado

<b>Tipo de agregado</b>	<b>Coeficiente de dilatação térmica (10<sup>-6</sup> /°C)</b>
Dolomito	6,7- 8,6
Calcário	0,9- 12,2
Arenito	43- 13,9
Granito	1,8-11,9
Basalto	3,6-9,7

Fonte: Rhoades e Mielenz<sup>15</sup>, apud Neville, 1997, p. 162

<sup>15</sup> R.Roades and R.C.Mielenz, Petrography of concrete aggregates, J.Amer.Concr.Inst.,42,June,1946.

### 3.3.3 Efeitos da alta temperatura sobre as propriedades mecânicas do concreto.

Diversas variáveis interferem no comportamento de concretos sob efeito do fogo, tais como os métodos de ensaios, a taxa de aquecimento e resfriamento, os tipos de agregados, o tamanho do corpo de prova, o tipo de cura, a temperatura máxima de exposição, a umidade do concreto, a relação água/cimento, dentre outros. Desta forma, existem amplas variações nos resultados das propriedades mecânicas apresentadas pelos estudos experimentais que dificultam uma melhor comparação e generalização dos resultados apresentados. Assim sendo, são apresentadas algumas considerações a respeito destas variáveis relacionando-as com as propriedades mecânicas do concreto.

- Métodos de ensaio:

Após revisar os estudos experimentais relacionados ao desempenho do concreto de alta resistência exposto às elevadas temperaturas como no caso do incêndio, Phan (1996) constatou que a maioria dos programas experimentais era baseada em três métodos de ensaios, descritos abaixo:

- a) Ensaio com pré-carregamento: à temperatura ambiente, aplica-se uma carga, entre 20 a 40% da resistência à compressão última, ao corpo-de-prova antes do mesmo ser aquecido. A carga é mantida durante o aquecimento, realizado a uma taxa constante até que a temperatura desejada seja obtida. Após, esta temperatura é então mantida até ser atingida uma condição de equilíbrio térmico em toda amostra. Em seguida, aplica-se a carga ou deformação até a ruptura.
- b) Ensaio sem carregamento: o corpo-de-prova é aquecido, sem carga, a uma taxa constante, até que a temperatura desejada seja obtida. A partir de então, se mantém a referida temperatura até ser alcançada a condição de equilíbrio de temperatura no corpo-de-prova. Após, aplica-se a carga ou deformação até a ruptura.
- c) Ensaio de resistência residual sem carregamento: a amostra é aquecida, sem carga, a uma taxa constante, até que a temperatura desejada seja atingida. A partir de então, se mantém a referida temperatura até ser alcançada a condição de equilíbrio térmico no corpo-de-prova.

Após, é permitido que o corpo-de-prova se esfrie até a temperatura ambiente para que seja, então, aplicada a carga ou deformação até a ruptura.

A figura 3.22 apresenta um estudo comparativo entre os três métodos de ensaio realizado por Abrams. A resistência à compressão das amostras carregadas inicialmente foram até 25% maiores que as sem carregamento, enquanto os corpos de provas ensaiados após o esfriamento apresentaram a maior perda de resistência, independentemente do tipo do ensaio.

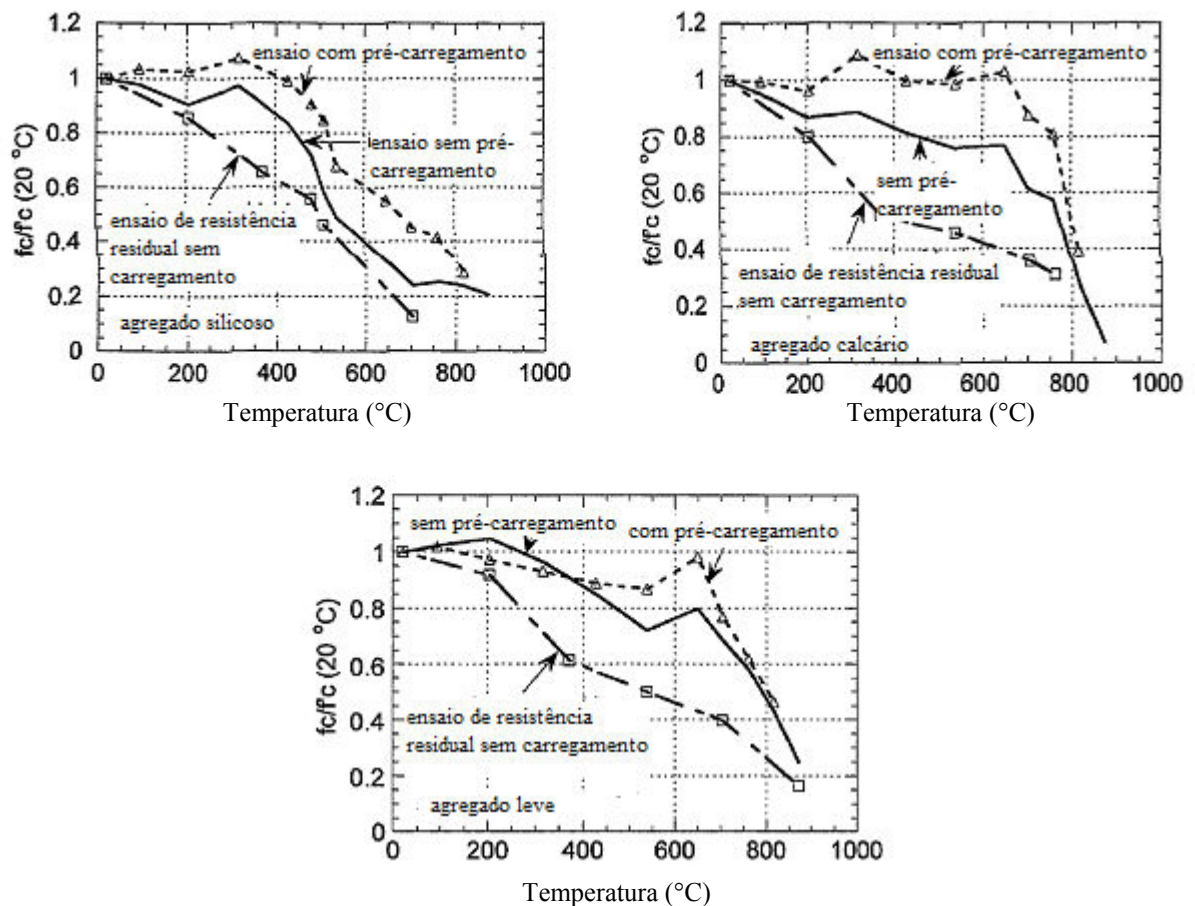


Figura 3.22 – Efeito do tipo de agregado e condições de ensaio sobre a resistência ao fogo.

Fonte: Modificado de Abrams<sup>16</sup> apud Phan, 1996, p. 23-24.

Em relação ao módulo de elasticidade, ocorrem decréscimos de certa forma lineares com o aumento da temperatura, sendo que estas reduções são mais acentuadas do que as ocorridas

<sup>16</sup> M.S.Abrams, Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F, Temperature and Concrete, ACI SP-25, pp.33-58 (Detroit, Michigan, 1971).



nos ensaios de resistência à compressão (LANKARD *et al.*<sup>17</sup>, apud CARVALHO, 2001; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Através da figura 3.23, Phan (1996), após revisão de literatura, apresenta as perdas sofridas pelo módulo de elasticidade de três tipos de concreto: concreto convencional, concretos de alta resistência com agregados de densidade normal e concretos de alta resistência com agregados leves, após ensaio sem carregamento (alínea a) e ensaio de resistência residual sem carregamento (alínea b). Como ocorreu nos ensaios apresentados por Abrams relacionados à resistência à compressão, os ensaios após resfriamento apresentam maiores perdas, independentemente do tipo do ensaio.

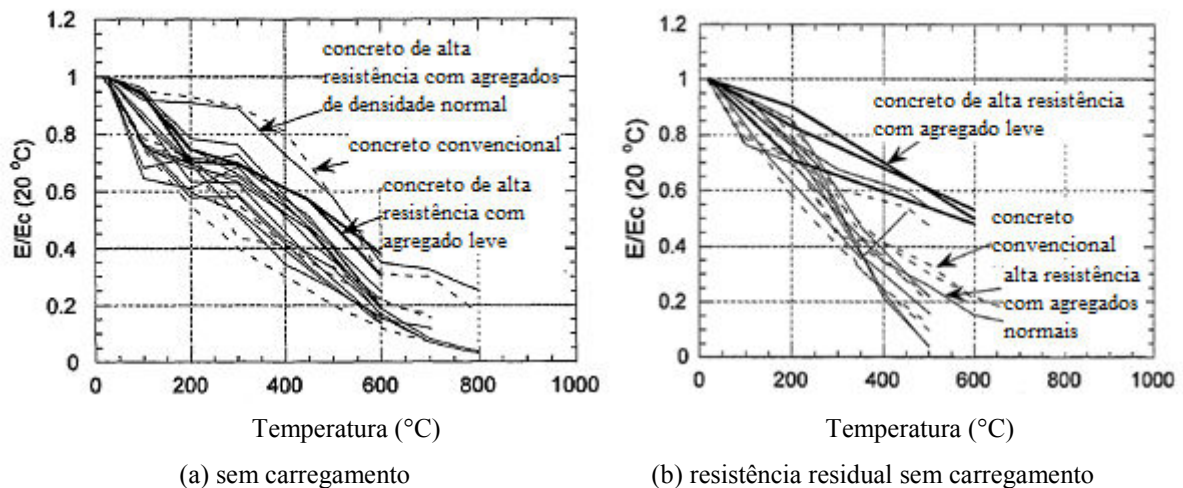


Figura 3.23 – Resumo dos resultados apresentados por Phan(1996) referente a perda do módulo de elasticidade para concretos convencionais, concretos de alta resistência com agregados de densidade normal e concretos de alta resistência com agregados leves obtidos através de ensaio sem carregamento (alínea a) e ensaio de resistência residual sem carregamento (alínea b).

Fonte: Modificado de Phan, 1996, p. 57-58.

Ainda segundo Phan (1996), os métodos de ensaios usualmente utilizados para mensurar as propriedades do concreto quando submetidos a elevadas temperaturas se enquadram em dois regimes de aquecimento. O primeiro deles se baseia no regime permanente de temperatura. Ocorre o aquecimento dos corpos de provas até a temperatura desejada. Posteriormente, esta temperatura é mantida até que seja alcançada uma condição de equilíbrio térmico em todas as partes das amostras, para então dar início ao ensaio de compressão. O segundo grupo se

<sup>17</sup> Lankard, D. R. *et al.* (1971). Effects of Moisture Cement On The Structural Properties Of Portland Cement Concrete Exposed To Temperatures Up To 500f. Temperature and Concrete, ACI SP-25,p.59-102.Detroit.

baseia no regime transiente de temperatura. Conforme Rios *et al.*, (2005), este regime é caracterizado pelos gradientes de temperatura nas amostras utilizadas durante a realização do ensaio.

A maioria das pesquisas que avaliam o comportamento das estruturas de concreto submetidas a temperaturas elevadas seguem as diretrizes fornecidas pelo primeiro grupo, sendo destacadas: (NOUMOWE *et al.*, 1996; LUO *et al.*, 2000; CROCE *et al.*, 2000; PHAN *et al.*, 2001; TOLENTINO *et al.*, 2002; GIACCIO *et al.*, 2005; SOUZA *et al.*, 2005). Esta Condição nem sempre corresponde à situação real de um incêndio, quando o concreto pode ser submetido a elevadas temperaturas com pouco tempo de exposição e com taxa de aquecimento variável. Neste contexto, Rios *et al.* (2005) afirmam que, diferentemente de outros métodos de ensaio que possuem duração além o tempo que normalmente ocorrem os incêndios em edificações, os ensaios, conforme o regime transiente, se aproximam das situações dos incêndios reais, sendo necessário, portanto, o estudo das propriedades mecânicas do concreto sob este regime de temperatura.

Oliveira (2006) comparou os resultados do estudo de Rios (2005), que aqueceu os corpos de provas por 30 minutos no regime transiente e posteriormente os resfriou com água, com testemunhos extraídos de uma estrutura de concreto armado que sofreu um incêndio real e teve a ação do Corpo de Bombeiros. O pesquisador verificou que os resultados apresentados por Rios (2005) foram semelhantes às reduções da resistência à compressão obtida através dos testemunhos.

- Taxa de aquecimento:

Conforme visto no item 3.2, verifica-se a existência de curvas de crescimento de temperatura padronizadas por normas internacionais que são utilizadas para a representação de incêndios, sendo destacadas as curvas propostas pela ASTM E 119 e ISO 834. Entretanto, nem sempre os resultados dos ensaios apresentados na literatura fazem referência a estas curvas de aquecimento, sendo comum adotarem-se taxas de aquecimentos constantes que variam entre 1°C/min a 28°C/min na maior parte dos casos. Desta forma, alguns autores, que estudaram o concreto convencional nesta faixa de aquecimento, reportam que o mesmo conserva cerca de 90% de sua resistência à compressão original quando aquecido a cerca de 100°C

(NOUMOWE *et al.*, 1996; XIAO; KÖNIG, 2004; BAMONTE *et al.*, 2006). Enquanto outros relatam não haver perda neste patamar de temperatura (CROCE *et al.*, 2000; LIMA *et al.*, 2007). Há estudos que apresentam resistências residuais entre 65 a 95% de sua resistência quando o concreto é aquecido a 300°C e entre 15 a 70% quando exposto de 600°C (NOUMOWE *et al.*, 1996; PHAN *et al.*, 2001; XIAO; KÖNIG, BAMONTE *et al.*, 2006., LIMA *et al.*, 2007).

Autores, que estudaram o módulo de elasticidade de concretos usuais, aquecidos entre 1 a 28°C/minuto, reportam que o mesmo conserva de 70 a 95% do módulo original quando aquecido a cerca de 100°C (CROCE *et al.*, 2000; XIAO; KÖNIG, 2004; BAMONTE *et al.*, 2006; LIMA *et al.*, 2007), resultados entre 50 a 75% quando o concreto é aquecido a 300°C e entre 10 a 45% quando exposto de 600°C (XIAO; KÖNIG, 2004; BAMONTE *et al.*, 2006., LIMA *et al.*, 2007).

Ensaio que avaliam estas propriedades mecânicas dos corpos de prova de concretos usuais aquecidos conforme taxas previstas pelas curvas de incêndio padronizadas apresentam resultados diferentes, como é caso de Carvalho (2001) que pesquisou a resistência residual de corpos de provas de concretos estruturais usuais a elevadas temperaturas, no regime transiente. O autor verificou que as amostras conservaram algo em torno de 65 a 80% de sua resistência inicial, quando a temperatura do concreto atingiu 100°C. Neste contexto Souza *et al.*, 2005 aqueceram corpos-de-prova de concreto, no regime permanente de temperatura, com diferentes agregados à temperatura de 300°C e 600°C. Para o primeiro patamar de temperatura avaliado, os autores reportam que a mistura que utilizou como agregado a argila expandida conservou 65% do módulo de elasticidade inicial e para as misturas que utilizaram como agregado o basalto e o calcário, conservaram 57% e 50%, respectivamente. Aos 600°C, o concreto que teve melhor comportamento foi o composto por argila expandida, conservando 40% do valor inicial. Aqueles compostos por basalto e calcário conservaram 20% e 30%, respectivamente.

- Tipo de resfriamento:

Xiao e König (2004) relatam que quando a elevação da temperatura for inferior a 400 °C, a perda de resistência do concreto resfriado com água é maior do que aquele resfriado ao ar,

especialmente quando o concreto é composto por agregados de origem calcária, enquanto que acima de 600°C, a influência do regime de resfriamento torna-se indistinta, ver figura 3.24. Sob a condição de resfriamento com água, a perda de resistência é ainda maior com a acentuada queda da temperatura da água, quando, por exemplo, o concreto é resfriado com água gelada. Entretanto, os autores ressaltam que alguns cimentos podem se reidratar com a água e obter um ganho de resistência.

Carvalho (2001), avaliou um concreto de 35MPa e verificou que as amostras resfriadas lentamente conservaram algo em torno de 79% de sua resistência inicial, quando a temperatura do concreto constituído por agregados calcário atingiu 100°C, sendo que para as amostras resfriadas bruscamente, a resistência residual manteve-se em torno de 65% para a mesma exposição de temperatura. Rios *et al.* (2005) também avaliou o concreto aquecido no patamar dos 100°C, tendo as amostras resfriadas lentamente preservado entre 76 a 78% da resistência inicial enquanto as amostras submetidas ao resfriamento brusco, conservaram entre 74 a 76% dos valores iniciais.

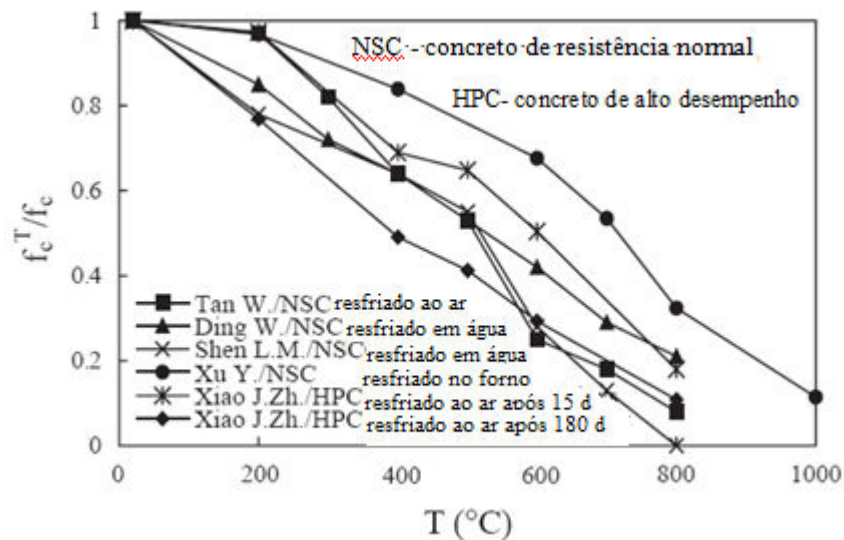


Figura 3.24 – resistência à compressão de concretos submetidos a elevadas temperaturas com diferentes regimes de resfriamentos.

Fonte: Modificado de Xiao e König (2004), 2004, p. 93.

Analisando o efeito do resfriamento brusco após elevação de temperaturas nos concretos aquecidos, Nassif *et al.*<sup>18</sup> apud Carvalho, 2001, reportam que o módulo de concretos com agregados calcários resfriados rapidamente após aquecimento conservam 31% dos valores iniciais quando submetidos ao patamar dos 200°C e apenas 12% quando aquecidos a 470°C.

Concretos curados em água apresentam maiores reduções do módulo de elasticidade quando aquecidos que os concretos curados ao ar (XIAO; KÖNIG, 2004). Estes decréscimos parecem não ter ligação com os ciclos de aquecimento- resfriamento, mas sim com a máxima elevação de temperaturas durante o aquecimento (HU *et al.*; LI; GUO,<sup>19</sup> apud XIAO; KÖNIG, 2004).

- Tipo de agregado:

Conforme Abrams<sup>20</sup> apud Neville (1997), após serem expostos a 430°C, concretos com agregados silicosos apresentam maiores perdas de resistência em comparação aos concretos compostos por agregados calcários e leves. A figura 3.25 ilustra este comportamento para as três condições de ensaio. Xiao e König (2004) ressaltam que abaixo dos 500°C, a diferença entre concretos compostos por agregados silicosos e concretos constituídos por agregados calcários é insignificante. Neste contexto, Mehta e Monteiro (2008) relatam que esta melhor performance dos concretos formados por agregados calcários e leves pode ser associada à existência de uma zona de transição mais resistente e à menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre a pasta e o agregado.

---

<sup>18</sup> Nassif, A. Y.; Rigden, S. e Burley E. (1999). The Effects Of Rapid Cooling By Water Quenching On The Stiffness Properties Of Fire Damaged Concrete. Magazine of Concrete Research, n.51, p.255-261, London.

<sup>19</sup> Hu BL, Song YP, Zhao GF. Test on strength and deformation of concrete under complex stress at elevated temperature. Build Sci Res Sichuan 1994;20(1):47-50 [in Chinese]. Li W, Guo ZhH. Experimental investigation on strength and deformation of concrete under high temperature. Chin J Build Struct 1993;14(1):8-16 [in Chinese].

<sup>20</sup> M.S.Abrams, Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F, Temperature and Concrete, ACI SP-25, pp.33-58(Detroit, Michigan, 1971).

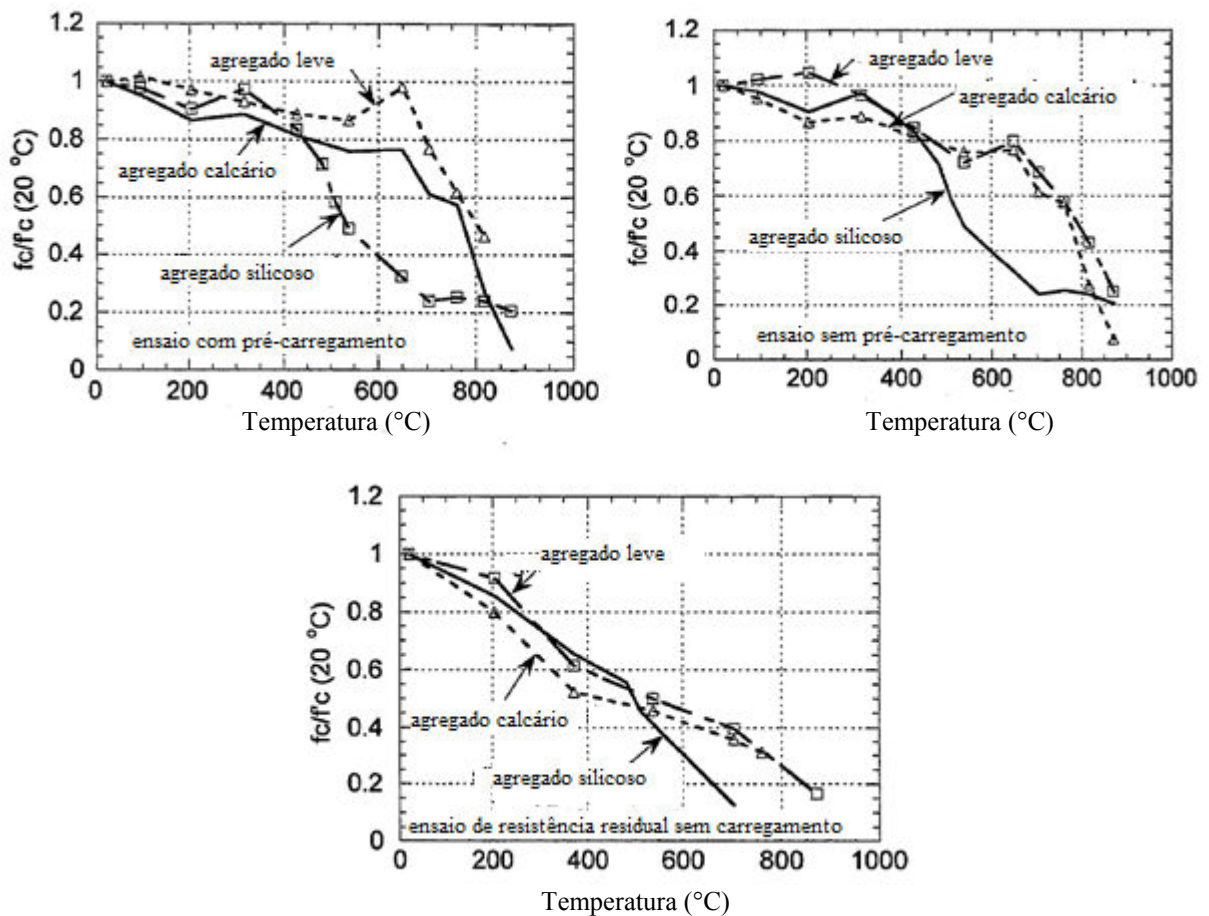


Figura 3.25 – Efeito do tipo de agregado e condições de ensaio sobre a resistência ao fogo.

Fonte: Modificado de Abrams apud Phan, 1996, p. 24.

- Tamanho do corpo de prova:

Oliveira (2006) expôs corpos de provas de diferentes tamanhos (150x300mm, 100x200mm) a elevadas temperaturas de acordo com um padrão que tentava se aproximar ao proposto pela curva ISO 834-1 e realizou ensaios de resistência à compressão após as amostras serem resfriadas lentamente. Os corpos de provas de 150x300mm foram expostos a uma temperatura de forno na ordem de 600 $^\circ\text{C}$ , por 60 minutos e conservaram 50% de sua resistência inicial, enquanto os corpos de provas de 100x200mm mantiveram algo em torno de 40% para a mesma exposição. Quando a duração do ensaio e a temperatura de exposição aumentaram para (120min a 650 $^\circ\text{C}$ ) e (210min a 700 $^\circ\text{C}$ ) respectivamente, a diferença apresentada inicialmente deixou de existir, sendo que a redução da resistência em ambas as amostras praticamente foram as mesmas, em torno de 25% e 14%, respectivamente.

### 3.3.4 Efeitos da alta temperatura sobre as propriedades térmicas do concreto

O conhecimento das propriedades térmicas do concreto torna-se necessário para a avaliação dos gradientes térmicos do concreto e do seu comportamento frente à ação do incêndio.

A condutividade térmica do concreto, que indica a capacidade do material em conduzir calor, é a propriedade térmica mais importante para o estudo do material exposto a temperaturas elevadas. Depende da natureza mineralógica do agregado e do grau de saturação existente. Os valores da condutividade térmica de um concreto convencional em função do tipo de agregado constituinte são apresentados na tabela 3.8, onde se percebe que a massa específica não exerce muita influencia em relação à condutividade do concreto.

Tabela 3.8 - Condutividade térmica do concreto

<b>Tipo de agregado</b>	<b>Massa específica do concreto úmido (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Condutividade (J/m<sup>2</sup>.s. C°/m)</b>
Quartzito	2400	3,5
Dolomito	2500	3,3
Calcário	2450	3,2
Arenito	2400	2,9
Granito	2420	2,6
Basalto	2520	2,0
Folheto expandido	1590	0,5

Fonte: Scanlon e McDonald<sup>21</sup>, apud Neville, 1997, p. 380

Para concretos menos saturados, a condutividade é maior, devido à menor capacidade da água em conduzir calor se comparado a da pasta (NEVILLE, 1997).

Conforme se pode verificar na figura 3.26, a condutividade térmica oscila com a variação da temperatura. Com a elevação da temperatura, a água retida nos poros da pasta de cimento é liberada na forma de vapor, sendo substituída pelo ar do ambiente, aumentando assim a porosidade do material. Como a condutividade térmica do ar é menor que a da pasta, a

<sup>21</sup> J.M Scanlon and J.E. McDonald, Thermal properties, in Concrete and Concrete- Making, Eds. P. Klieger and J.F Lamond ASTM Sp.Tech. Publi.N° 169C,pp.299-39(Philadelphia, Pa, 1994).

condutividade do concreto diminui com o aumento da temperatura (ZHENG; CHENG<sup>22</sup>, apud CUOGHI, 2006).

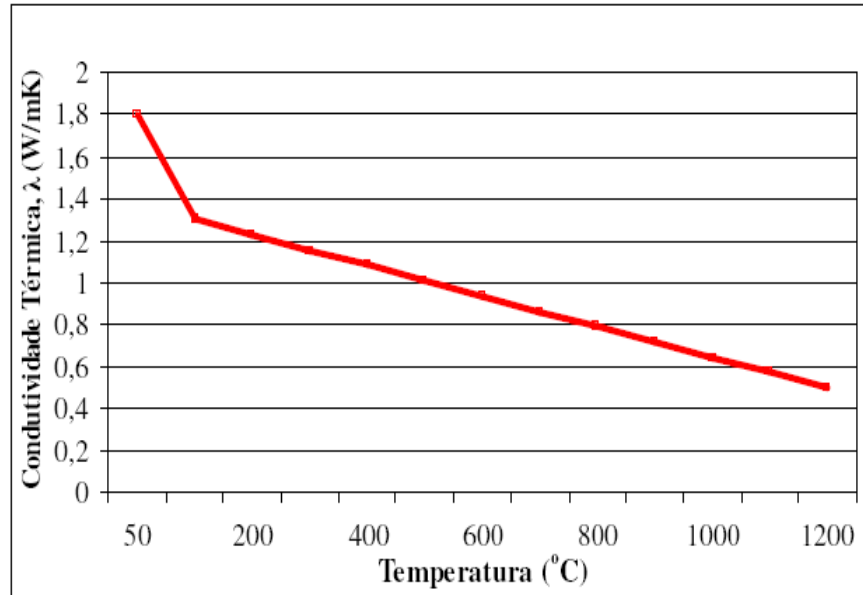


Figura 3.26 - Variação da condutividade térmica do concreto em função da elevação da temperatura.

Fonte: Wickström e Hadziselimovic<sup>23</sup> apud Cuoghi, 2006, p. 152.

A condutividade chega a um valor máximo entre 50 a 60°C. Quando ocorre a perda de água do concreto, por volta de 120°C, os valores caem rapidamente, se estabilizando em temperaturas acima de 140°C. Quando a temperatura do concreto atinge os 800°C, a condutividade térmica é aproximadamente metade do valor encontrada em situações de temperatura ambiente. Geralmente, a baixa condutividade térmica do concreto contribui consideravelmente a favor do comportamento do concreto frente a um incêndio.

O calor específico do concreto representa a capacidade do material em absorver o calor do meio externo. Esta propriedade eleva-se com o aumento da umidade do concreto, com o aumento de temperatura e com a diminuição da massa específica do concreto, sendo pouco influenciado pela natureza mineralógica do agregado (NEVILLE, 1997). Em geral, para concretos secos ( $u=0\%$ ) constituídos por agregado silicoso ou calcáreo, o calor específico pode ser determinado por meio da equação 3.10, em  $J/kg^{\circ}C$ , (SEITO *et al.*, 2008).

<sup>22</sup> Zheng, Qijun and Chung, D.D.L. Microporous calcium silicate thermal insulator. The Institute of Metals – Composite Materials Research Laboratory, State University of New York at Buffalo, 1990)

<sup>23</sup> Wickström, ULF; Hadziselimovic, Edina. Equivalent concrete layer of a fire protection insulation layer. Fire Safety Journal. N°26. Amsterdam: Elsevier Science Ltd.,1996.



$$\begin{aligned}
 c_p &= 900 \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\
 c_p &= 900 + (\theta - 100) \text{ for } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_p &= 1.000 + (\theta - 200)/2 \text{ for } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_p &= 1.100 \text{ for } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1.200^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{3.10}$$

Outra propriedade térmica é a difusividade térmica, que representa a velocidade em que a temperatura varia no interior do concreto. Para o concreto convencional varia entre 0,002 a 0,006 m<sup>2</sup>/h. Assim como a condutividade, também depende do tipo de agregado e do teor de umidade (NEVILLE, 1997).

O coeficiente de dilatação térmica do concreto depende dos respectivos coeficientes dos seus principais materiais constituintes, a pasta e o agregado. O coeficiente de dilatação térmica das pastas é encontrado a temperatura ambiente entre  $11 \times 10^{-6}$  a  $20 \times 10^{-6}$  °C e quando é submetida a um aquecimento superior a 200°C, verifica-se mudança de sinal, passando o seu valor do coeficiente de dilatação para  $-32 \times 10^{-6}$  °C, devido a perda de água. Diferentemente do agregado, que mantém o coeficiente sempre positivo. Caso a diferença entre os coeficientes da pasta e do agregado seja considerável, uma grande variação de temperatura, além de 4°C a 60°C, pode causar a perda da aderência entre os agregados e a pasta e contribuir para dilatações internas. Esta diferença somada a possíveis choques térmicos que são capazes de produzir diferenças de 50°C entre o núcleo e a superfície do concreto pode levar a deterioração do mesmo (NEVILLE, 1997). Esta combinação de fatores que afetam a durabilidade do concreto é fato corriqueiro em uma situação de incêndio, que alia grandes gradientes de temperatura que se originam no interior da estrutura do concreto combinado ao resfriamento brusco, provocado pela ação de jatos de água aplicados por guarnições do Corpo de Bombeiros. Abaixo segue a tabela 3.9, com coeficientes de dilatação térmica de concretos quando submetidos a temperaturas elevadas.

Tabela 3.9 - Coeficiente de dilatação térmica linear de concretos a temperatura elevadas.

Condição de cura	Relação a/c	Teor de cimento	Coeficiente de dilatação linear ( $10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ )		
			Tipo de agregado	28 dias	90 dias
				>430°C	>430°C
Úmida	0,4	435	Seixo calcário	20,3	11,2
	0,6	310		20,5	22,5
	0,8	245		21,1	32,8
Ar umidade relativa 50%	0,4	435	Seixo calcário	18,9	20,7
	0,6	310		21,1	20,2
	0,8	245		20,7	21,6
Ar úmido seco ao ar	0,68	255	Folheto expandido	7,5	-----
	0,68	355		9,7	11,7

Fonte: Adaptado de Philleo<sup>24</sup> apud Neville, 1997, p. 386

A análise dos dados coletados demonstrou que, para fins de proteção ao incêndio, é necessária que a capacidade em se conduzir o calor e a velocidade de propagação da temperatura no interior do concreto sejam a menor possível, de tal forma que o aquecimento atinja apenas as camadas superficiais do concreto.

### 3.3.5 O *spalling* no concreto

Condições térmicas extremas, freqüentes nos casos de incêndio em que ocorrem rápidos aquecimentos dos elementos estruturais, podem provocar deslocamentos explosivos no concreto. Este fenômeno, usualmente conhecido por *spalling*, se caracteriza por desprendimentos, violentos ou não, de partes de elementos submetidos a um rápido e elevado acréscimo de temperatura (LIMA, 2005).

Conforme Kalifa *et al.* (2000), o *spalling* é resultado de dois principais processos independentes, que ocorrem simultaneamente no interior do concreto aquecido. O primeiro deles é conhecido por processo termo-mecânico, sendo associado ao aparecimento de tensões geradas pelos gradientes térmicos que ocorrem na estrutura. O segundo é de origem termo-hidráulica e está associado à transferência de ar, vapor e água através da rede de poros, resultando no aparecimento de gradientes de pressão no interior do concreto com

<sup>24</sup> R. Philleo, Some physical properties of concrete at high temperatures, J.Amer.Concr.Inst., 54, April, 1958.

subseqüentes acréscimos de pressão nos poros.

A baixa permeabilidade no concreto contribui para que o vapor formado durante o aquecimento não encontre a quantidade de poros suficiente na matriz para alcançar a superfície, condição que provoca a saturação dos poros e elevação das pressões internas capazes de superar a resistência à tração do material. Assim, a umidade possui um papel destacado na ocorrência do *spalling* (ANDERBERG, 1997; KODUR, 1997; PHAN; CARINO, 1998, LIMA 2005).

Para os concretos usuais, a quantidade de poros existentes na matriz permite a migração do vapor para a superfície e para as camadas mais internas com relativa facilidade, diferentemente do que ocorre nos concretos de alto desempenho, que possuem a estrutura densificada. Hertz (2003) ressalta que a umidade é o principal fator causador do *spalling* e que concretos usuais com umidade entre 3% a 4% em massa possuem risco reduzido para ocorrência do fenômeno.

De acordo com Khoury<sup>25</sup> apud Lima (2005), o *spalling* pode ser subdividido em categorias apresentadas de forma resumida através da tabela 3.10. Assim sendo, o *spalling* nos agregados é marcado pela deterioração daqueles agregados localizados na superfície do concreto. Este fenômeno ocorre geralmente nos 20 minutos iniciais do incêndio, sendo perceptíveis através de estalos. São principalmente influenciados pelas altas taxas de aquecimento, pelo coeficiente de dilatação térmica dos agregados e pelo teor de umidade. Normalmente, não há danos estruturais.

---

<sup>25</sup> Khoury, G. *Spalling*. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Italia: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 11p. Apostila.

Tabela 3.10 - Diferentes tipos de *spalling*

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

**Legenda**

A	Expansão térmica do agregado	P	Permeabilidade
D	Difusão térmica do agregado	Q	Seção transversal
Fs	Resistência cisalhamento do concreto	R	Armadura
Ft	Resistência a tração do concreto	S	Tamanho do agregado
G	Idade do concreto	T	Temperatura máxima
H	Taxa de aquecimento	W	Umidade
L	Carregamento/restrições	X	Re-hidratação da cal
O	Perfil do aquecimento	Z	Tamanho da seção

Fonte: Khoury apud Lima 2005, p. 97.

*O spalling* nos cantos e quinas de pilares e vigas é marcado pela fissuração e deslocamento desses elementos estruturais, conforme se pode verificar através da figura 3.27. É causado pela formação de fissuras no concreto devido às tensões térmicas (HERTZ, 2003). Ocorre após um longo tempo de exposição ao incêndio, normalmente entre 30 a 90 minutos, sendo mais influenciado pela máxima temperatura atingida pelo elemento e pelo coeficiente de dilatação térmica do concreto.



Figura 3.27 – *Spalling* em um pilar de concreto armado.

Fonte: Seito *et al.*, 2008, p. 137.

O *spalling* na superfície do concreto é caracterizado pelo desprendimento de pedaços dos elementos estruturais, podendo ocasionar a exposição direta da armadura aos gradientes térmicos. Ocorrem quando os gradientes de pressão no interior do concreto forem superiores a resistência a tração do material. São influenciados pela taxa de aquecimento, pela permeabilidade do concreto e pela resistência à tração do material LIMA (2005).

Durante o resfriamento, o CaO, produzido durante o aquecimento do concreto, pode ser reidratar e se expandir em torno de 44%. Esta reação aliada à absorção de umidade pelo concreto podem ser responsáveis pelo *spalling* durante o resfriamento LIMA (2005). Em relação ao *spalling* no concreto provocado pelo resfriamento com água, há resultados contraditórios, tendo autores que confirmam a relação e outros não (HERTZ, 2003).

O *spalling* pode ainda se manifestar de forma explosiva nos 30 minutos iniciais do incêndio através do deslocamento por inteiro de elementos estruturais. Para a ocorrência deste fenômeno, há a necessidade de uma combinação de fatores causadores, tais como: rápida taxa de aquecimento, expansão dos agregados, gradientes de pressão no interior do concreto aliado a baixa permeabilidade, acréscimo de tensões de compressão LIMA (2005). A figura 3.28 mostra o efeito violento deste fenômeno em uma estrutura de concreto.



Figura 3.28 – *Spalling* em um pilar de concreto armado.

Fonte: Kodur e Phan, 2006, p. 585.

## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

Conforme revisão de literatura realizada neste trabalho, verificou-se que a maioria das pesquisas que avaliam as propriedades do concreto em situação de incêndio se baseia no regime permanente de temperatura, o que nem sempre corresponde à situação real de um incêndio, quando o concreto pode ser submetido a elevadas temperaturas com pouco tempo de exposição e com taxa de aquecimento variável. Constatou-se ainda que diversos ensaios realizados em fornos apresentam taxas de aquecimento divergentes das curvas de incêndio padronizadas, e diferentes períodos de tempo entre o processo de cura e o aquecimento dos corpos de provas, assim como para se proceder aos ensaios após o aquecimento (NOUMOWE *et al.*, 1996; CROCE *et al.*, 2000; XIAO; KÖNIG, 2004; BAMONTE *et al.*, 2006; LIMA *et al.*, 2007). Ou seja, estes ensaios denotam uma falta de padronização dos programas experimentais para o estudo da degradação do concreto quando em situação de incêndio o que dificulta a comparação e generalização dos resultados apresentados.

Do exposto, o método experimental aqui adotado se propõe a avaliar as propriedades mecânicas e caracterizar a microestrutura de um concreto convencional utilizado para fins estruturais, sob a ótica do regime transiente de temperatura. Para isto, os corpos de provas foram submetidos a um aquecimento equivalente ao previsto pela curva do incêndio padrão (ISO 834-1) até determinados patamares pré-definidos a partir dos quais as amostras foram resfriadas.

Com o foco no combate ao incêndio, Neville (1997) relata que a aplicação de água ao concreto aquecido equivale a um resfriamento brusco. Desta forma, optou-se, neste trabalho, por avaliar a influência do tipo de resfriamento nos corpos de provas ao serem aquecidos. Para isto, as amostras tanto foram resfriadas lentamente à temperatura ambiente, como bruscamente ao serem imersas em água por 30 minutos.

Os fatores controláveis neste estudo experimental são apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Fatores controláveis do experimento

Fatores controláveis	Nível
Temperatura de exposição (°C)	ambiente/100/300/600
Regime de resfriamento	lento/brusco

Para se alcançar os objetivos propostos, foram realizados ensaios de módulo de elasticidade dinâmico e resistência à compressão, assim com a análise microestrutural utilizando um microscópio eletrônico de varredura. O fluxograma inicialmente previsto da etapa experimental é apresentado na figura 4.1<sup>26</sup>.

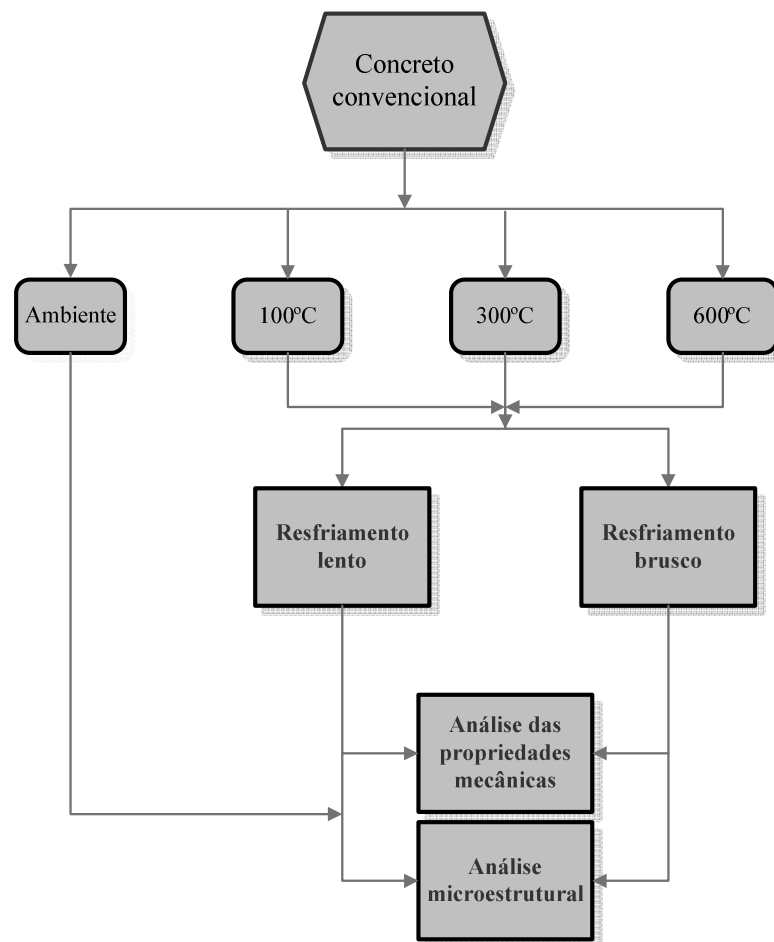


Figura 4.1 - Fluxograma da etapa experimental

<sup>26</sup> Conforme descrito no item 4.2.2, durante o aquecimento dos corpos de provas expostos até o patamar dos 300°C ocorreram variações na temperatura interna das amostras, provocando a elevação da temperatura de metade das amostras até o patamar de 350°C. Desta forma, no intuito de se obter dados mais precisos, optou-se por introduzir um novo patamar, considerando para fins de análise de suas propriedades mecânicas e caracterização da microestrutura os patamares de 300°C e 350°C.



## 4.1 Materiais

A caracterização do concreto analisado e de seus materiais constituintes é apresentada a seguir.

### 4.1.1 Concreto

As amostras utilizadas no presente estudo foram dosadas em central de concreto. Para a escolha do traço, foi selecionado um concreto comumente empregado nas estruturas de concreto da Região Metropolitana de Belo Horizonte/MG. Os parâmetros do traço utilizado para a confecção desse concreto são apresentados nas tabelas 4.2 e 4.3.

Tabela 4.2 - Traço em massa utilizado

<b>Material</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Unidade</b>
Cimento CP V ARI RS	408	kg/m <sup>3</sup>
Areia artificial	758	kg/m <sup>3</sup>
Brita 0	86	kg/m <sup>3</sup>
Brita 1	768	kg/m <sup>3</sup>
Água	204	l/m <sup>3</sup>
Aditivo liquido 1	3,263	l/m <sup>3</sup>
Aditivo liquido 2	4,487	l/m <sup>3</sup>

Tabela 4.3 - Parâmetros do traço selecionado

Resistência à compressão	35 MPa
Relação água/cimento	0,50
Traço unitário individual (cimento: areia: brita 0, brita 1:água)	1,0: 1,86: 0,21: 1,88: 0,50
Slump	21 cm

#### 4.1.2 Aglomerante

Foi utilizado o Cimento Portland de alta resistência inicial resistente aos sulfatos (CP V ARI RS). A análise físico-química apresentada pelo fabricante está descrita na tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Características físico-químicas do aglomerante (dados do fabricante)

<b>Ensaio</b>		<b>Valor</b>
Finura	Resíduo na peneira 75 microns (%)	0,30
	Área específica (cm <sup>2</sup> /g)	4633
Tempo Início de pega		02:47h
Resistência à compressão	1dia MPa	21,30
	3dias MPa	36,30
	7dias MPa	43,80
	28dias MPa	52,00
Perda ao fogo		2,3%

#### 4.1.3 Agregado miúdo

Foi utilizada areia de origem artificial, obtida a partir do processo de britagem e peneiramento de rocha gnáissica extraída de pedreiras do município de Contagem, cidade da Região Metropolitana de Belo Horizonte. A análise granulométrica está apresentada na tabela 4.5

Tabela 4.5 - Ensaio do agregado miúdo  
(dados do laboratório da central de concreto)

Peneiras		Peso	Porcentagem		
Nº	Abertura	Retido	(%)		
	(mm)	(g)	Retida	Passante	Acumul.
4	4,8	2	0,4	99,6	0,4
8	2,4	153	30,7	68,9	31,1
16	1,2	88	17,7	51,2	48,8
30	0,6	59	11,8	39,4	60,6
50	0,3	56	11,2	28,1	71,9
100	0,15	60	12,0	16,1	83,9
200	(0,075)	45	9,0	7,0	93,0
FUNDO		35	7,0		100,0
SOMA		498	100		296,8
Módulo de finura: 2,968					
Dimensão máxima: 4,800 mm					
Massa específica: 2,449 Kg/dm <sup>3</sup>					
Massa unitária seca: 1,652 Kg/dm <sup>3</sup>					

#### 4.1.4 Agregado graúdo

Foram utilizados na confecção do traço dois tipos de agregados graúdos, sendo um de origem calcária (brita 0), extraída do município de São José da Lapa, também pertencente à região Metropolitana de Belo Horizonte e outro de origem gnáissica, (brita 1), extraída da mesma pedreira que forneceu a areia artificial. Os resultados das análises granulométricas são apresentados nas tabelas 4.6 e 4.7

Tabela 4.6 - Ensaio do agregado graúdo – brita 0  
(dados do laboratório da central de concreto)

Nº	Peneiras Abertura (mm)	Peso Retido (g)	Porcentagem (%)		
			Retida	Passante	Acumul.
1/2	(12,5)	29	1,0	99,0	1,0
3/8	9,5	383	12,8	86,3	13,7
1/4	(6,3)	1044	34,8	51,5	48,5
4	4,8	638	21,3	30,2	69,8
8	2,4	585	19,5	10,7	89,3
16	1,2	97	3,2	7,4	92,6
30	0,6	47	1,6	5,9	94,1
50	0,3	40	1,3	4,5	95,5
100	0,15	42	1,4	3,1	96,9
200	(0,075)	54	1,8	1,3	98,7
FUNDO		40	1,3		100,0
SOMA		2999	100		551,9
Módulo de finura : 5,519					
Dimensão máxima: 12,500 mm					
Massa específica: 2,660 Kg/dm <sup>3</sup>					
Massa unitária sêca: 1,356 Kg/dm <sup>3</sup>					

Tabela 4.7 - Ensaio do agregado graúdo – brita 1  
(dados do laboratório da central de concreto)

Nº	Peneiras Abertura (mm)	Peso Retido (g)	Porcentagem (%)		
			Retida	Passante	Acumul.
3/4	19	529	17,6	82,4	17,6
1/2	(12,5)	1616	53,9	28,5	71,5
3/8	9,5	703	23,4	5,0	95,0
1/4	(6,3)	109	3,6	1,4	98,6
4	4,8	6	0,2	1,2	98,8
8	2,4				98,8
16	1,2				98,8
30	0,6				98,8
50	0,3				98,8
100	0,15				98,8
200	(0,075)				98,8
FUNDO		36	1,2		100,0
SOMA		2999	100		705,4
Módulo de finura : 7,054					
Dimensão máxima: 25,0 mm					
Massa específica: 2,634 Kg/dm <sup>3</sup>					
Massa unitária sêca: 1,422 Kg/dm <sup>3</sup>					

#### 4.1.5 Água

Foi utilizada água potável fornecida pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA MG). A composição da água no período da confecção dos corpos de provas segundo a referida empresa é a apresentada na tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Pesquisa de qualidade da água no mês de março de 2009 (fornecida pela COPASA<sup>27</sup>)

Parâmetro	Unidade	Número de amostras				Valor médio
		Mínimo	Analisadas	Fora do padrão	Que atende	
Cloro	Mg/L Cl	65	84	0	84	0,56
Coliformes fecais	NMP/100 ml	65	83	2	81	97,59%
Cor	UH	14	25	0	25	< 2,50
Escherichia Coli	NMP/100 ml	0	2	0	2	-
Fluoreto	Mg/L F	7	16	5	11	0,72
Turbidez	UT	14	25	0	25	0,47
PH	-	14	25	0	25	8,23

#### 4.1.6 Aditivos

Foram utilizados na confecção do traço o aditivo líquido de pega normal Sika Viscocrete 3535 (aditivo 1), que permite uma alta taxa de redução de água, conservando a fluidez e a coesão da massa, e o aditivo TEC-MULT 80HC (aditivo 2), destinado a plastificar o concreto e manter essa característica por maior tempo.

## 4.2 Métodos

O procedimento experimental adotado para o desenvolvimento do presente trabalho é apresentado a seguir.

<sup>27</sup> Estes dados estão disponíveis através do site:

<http://www2.copasa.com.br/servicos/qualidadeagua/pesqtel.asp?letra=P&cidade=1520> . Acesso em 19 de maio de 2009.

#### 4.2.1 Procedimentos para confecção dos corpos de prova

Após os materiais serem pesados, conforme ilustrado pela figura 4.2, os mesmos foram lançados em uma betoneira de 350 litros, conforme a seguinte seqüência:

- todo o agregado graúdo;
- 70% da água, misturando por 1 minuto;
- todo o cimento, misturando por 1 minuto;
- todo agregado, misturando por 1 minuto;
- todo o aditivo e o restante da água (30%), misturando por mais 5 minutos.



Figura 4.2 - Pesagem dos materiais utilizados na composição do concreto

Ao final da mistura, efetuou-se o ensaio de abatimento do tronco de cone para verificar a coesão e a plasticidade, conforme a NBR NM 67:1998 - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, conforme mostra a figura 4.3.



Figura 4.3 - Teste de abatimento do tronco de cone

Foram moldados 30 corpos de provas com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, de acordo com o previsto pela NBR 5738/2003 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova, figura 4.4.



Figura 4.4 - Fotos da moldagem/adensamento manual dos corpos de prova

Após 24h da moldagem, os mesmos foram desmoldados, identificados e armazenados em câmara úmida, atendendo aos parâmetros exigidos pela NBR 9479:1994,<sup>28</sup> à temperatura de  $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$  e umidade relativa do ar superior a 95%, por 28 dias, figura 4.5.

<sup>28</sup> NBR 9479:1994 - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto



Figura 4.5 - Fotos dos corpos de prova armazenados em câmara úmida

Posteriormente a cura úmida, os corpos de provas foram conservados à temperatura ambiente por 63 dias dentro do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG. Esta medida foi adotada, pois o grau de umidade elevado poderia causar efeitos nocivos durante o aquecimento, prejudicando a análise dos resultados. Diversas pesquisas que avaliam o comportamento do concreto frente a elevadas temperaturas não consideram este procedimento, obtendo resultados que podem apresentar distorções.

#### 4.2.2 Ensaio de aquecimento e resfriamento dos corpos de prova

Preliminarmente, com a utilização de uma furadeira de bancada, foram realizados furos com uma broca de 5mm de diâmetro no centro de cada corpo de prova, até a profundidade de 5cm para a inserção de termopares do tipo K (cromel-alumel), específicos para faixa de temperatura de até 1200°C. A figura 4.6 ilustra o procedimento descrito para a instalação dos termopares, que foram posicionados conforme mostrado na figura 4.7.





Figura 4.6 – Furação dos corpos de prova

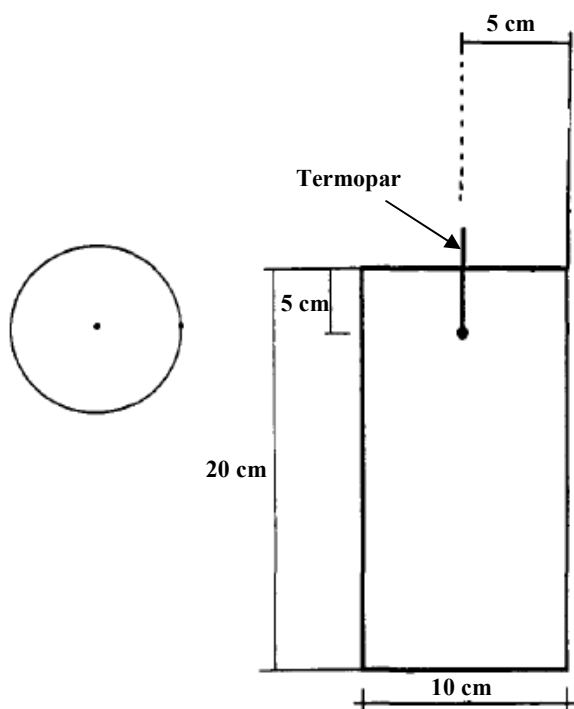


Figura 4.7 – Posicionamento dos termopares no interior dos corpos de prova

Para a fixação dos termopares no interior das amostras, utilizou-se uma cola líquida refratária a base de sílica, resistente a temperaturas de até 1000°C, aplicada 24h antes de cada aquecimento.

No intuito de se verificar o perfeito funcionamento do forno, a obtenção de uma taxa de aquecimento equivalente à curva do incêndio padrão (ISO 834-1), assim como observar falhas que poderiam atrapalhar os experimentos principais, foi realizado um pré-teste utilizando

quatro corpos de provas, que foram submetidos ao aquecimento e resfriamento propostos. Desta forma, foram realizados ajustes na operação do forno de forma a viabilizar a taxa de aquecimento proposta e testados os demais procedimentos para os ensaios definitivos.

Para o aquecimento dos corpos de prova, utilizou-se um forno a gás, ilustrado pela figura 4.8, alimentado por dois cilindros de 45 kg de gás liquefeito de petróleo, que funcionam simultaneamente por intermédio de válvula que alterna a saída do gás. O equipamento possui capacidade máxima de temperatura para 1200°C, tendo um controlador digital para a programação dos patamares de temperatura. Em funcionamento, a pressão interna da câmara atinge  $(10 \pm 5)$  Pa, acima da pressão atmosférica.



Figura 4.8 – Forno utilizado no aquecimento dos corpos de provas.

Os corpos de provas foram posicionados no interior do forno, que possui dimensões internas da câmara circular de 600 mm de diâmetro e 700 mm de altura útil, em cima de uma base de sustentação constituída de pedra refratária, conforme posicionamento destacado pela figura 4.9.

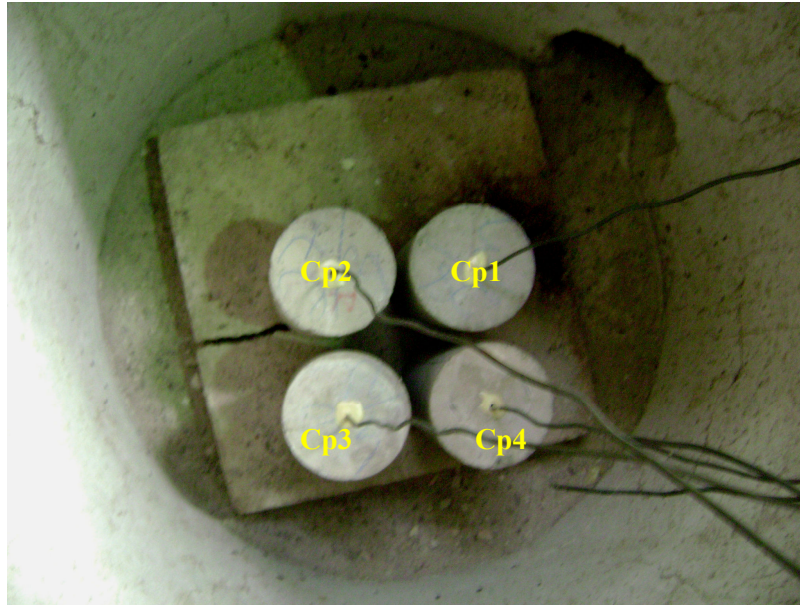


Figura 4.9 – Exemplo de posicionamento dos corpos de provas no interior do forno.

Os termopares foram ligados a um sistema automático de aquisição de dados, ilustrado na figura 4.10, para a captação das temperaturas. A temperatura do forno foi monitorada por um termopar posicionado em seu centro e a uma distância de  $10 \pm 5$  cm da face superior dos corpos de provas.



Figura 4.10 - Aquisição dos dados

O aquecimento das amostras, reproduzido na foto 4.11, se aproximou ao previsto pela curva do incêndio padrão (ISO 834-1), como se pode verificar nas figuras 4.12 a 4.17.

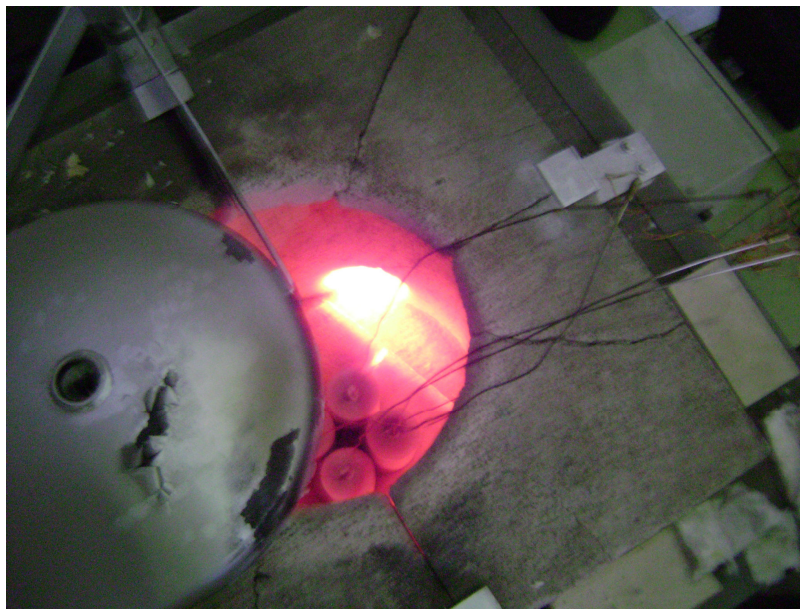


Figura 4.11 – Aquecimento dos corpos de prova

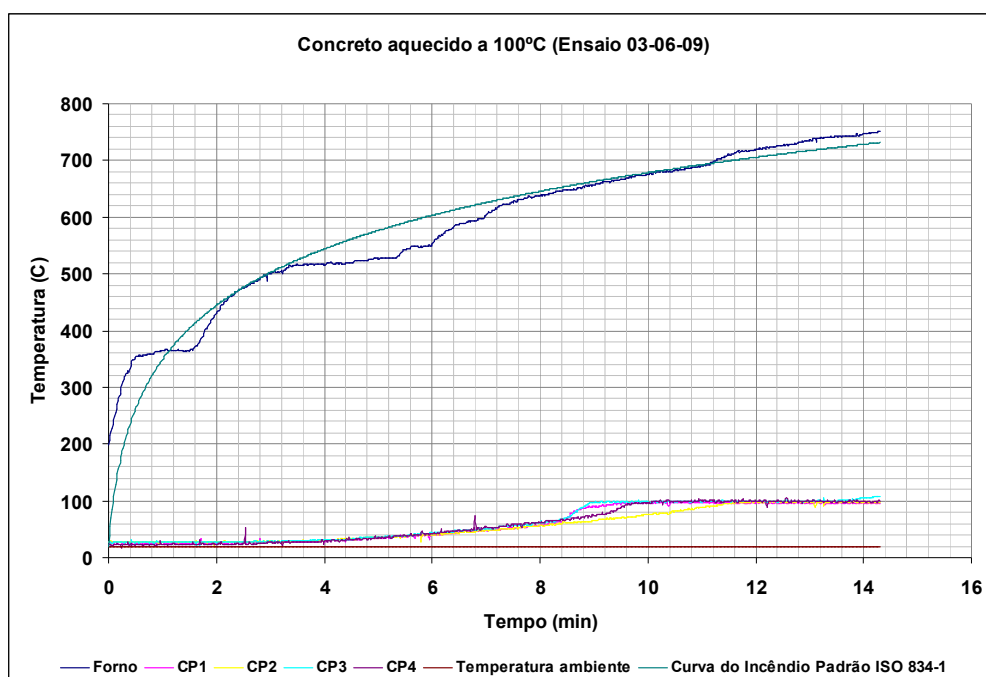


Figura 4.12 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos até 100°C.

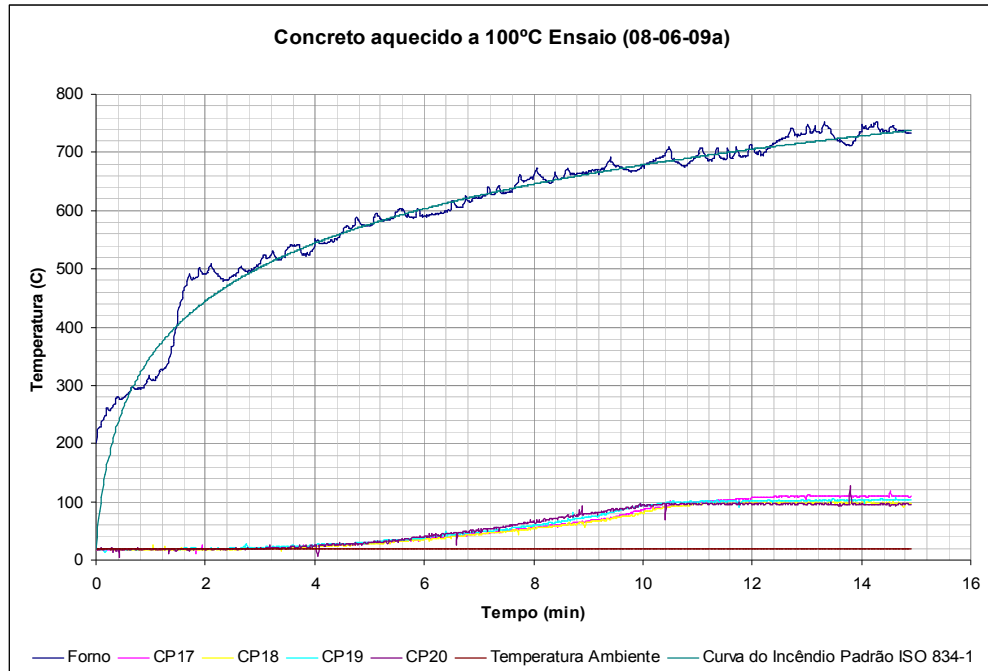


Figura 4.13 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 100°C.

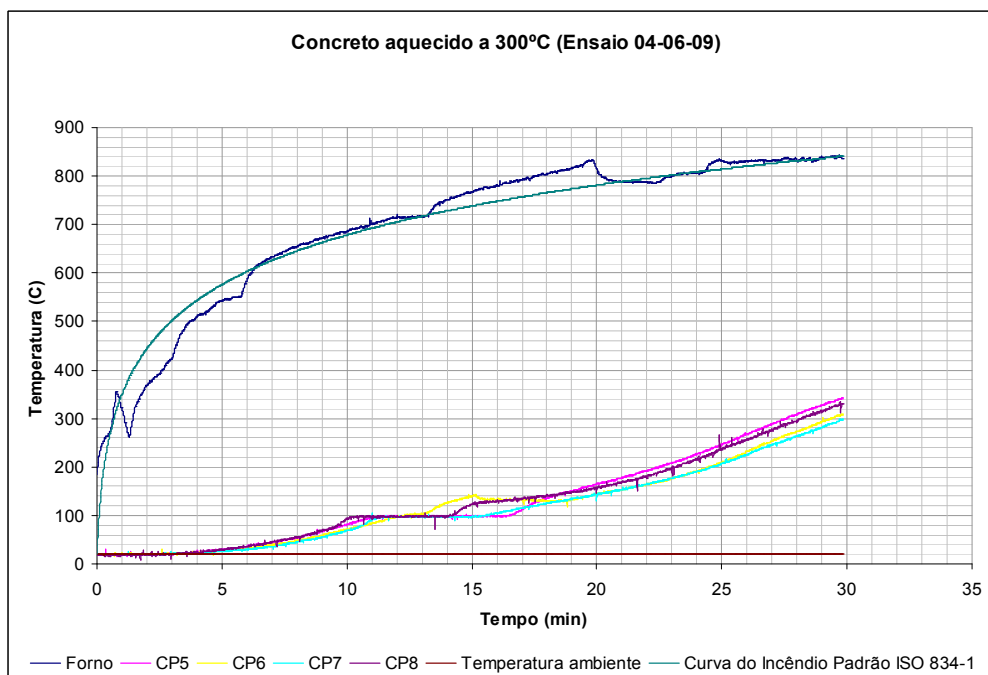


Figura 4.14 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 300°C.

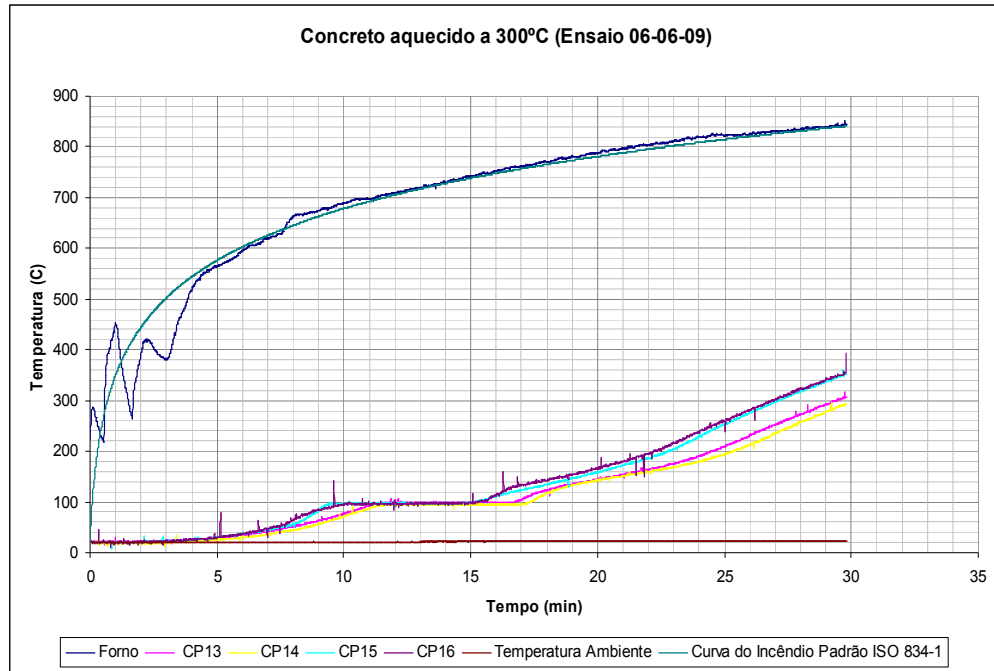


Figura 4.15 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 300°C.

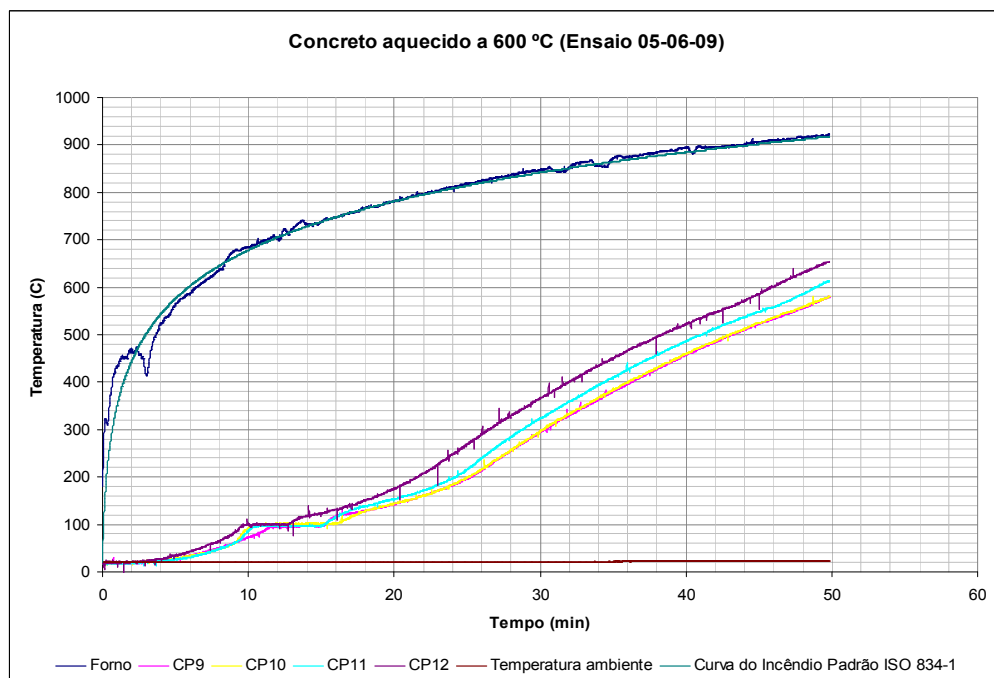


Figura 4.16 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos ate 600°C.

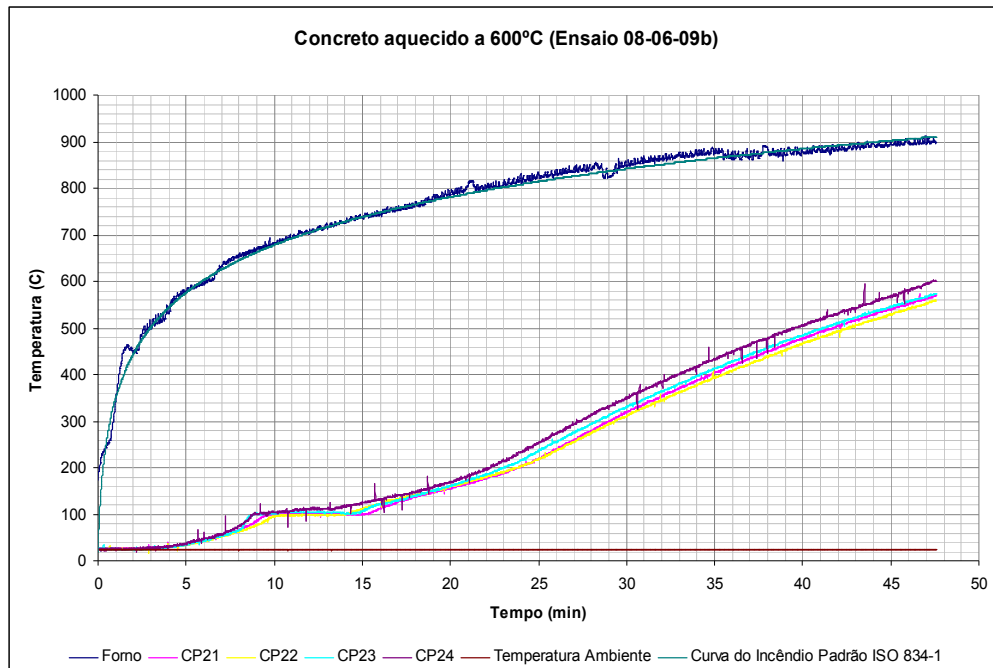


Figura 4.17 – Curva temperatura-tempo dos corpos de provas (CP) aquecidos até 600°C.

Nota-se um patamar de estabilização da temperatura no concreto em torno dos 100°C, perceptível em todos os gráficos, mesmo com a progressiva elevação da temperatura do forno. Conforme Cánovas (1988), o retardo no aquecimento do concreto nesta fase se deve à evaporação da água livre existente na pasta de cimento hidratado. A partir do momento em que esse processo de evaporação finaliza, há uma gradativa elevação da temperatura interna das amostras.

O monitoramento da temperatura teve como objetivo a certificação de que as amostras aquecidas atingissem as temperaturas internas previstas inicialmente. Este pleito foi alcançado na maior parte dos corpos de provas, sendo toleradas variações de até 10%. Cabe ressaltar neste momento, que a turbulência dos gases aquecidos no interior do forno possuiu importante papel para a ocorrência destas alterações. Assim sendo, em relação aos corpos de provas expostos até a temperatura interna chegar ao patamar 300°C, ocorreram variações na temperatura das amostras de até 17%, conforme se pode observar nas figuras 4.13 e 4.14, o que acarretou no aquecimento interno de metade das amostras até o patamar de 350°C. Desta forma, no intuito de se obter dados mais precisos, optou-se por introduzir um novo patamar, considerando para fins de análise de suas propriedades mecânicas e caracterização da microestrutura os patamares de 300°C e 350°C.

A mesma subdivisão não foi necessária para o patamar de 600°C, como se pode verificar nas figuras 3.5 e 3.6, haja vista que apenas uma amostra dispersou-se das demais, atingindo os 655°C. Todavia, esta se danificou durante o resfriamento, sendo desconsiderada para fins de análise das propriedades mecânicas.

Durante o aquecimento não foi verificado em nenhum dos corpos de provas algum tipo de deslocamento explosivo.

Após o aquecimento, metade das amostras aquecidas permaneceu no interior do forno, sendo resfriadas lentamente até a temperatura ambiente. O restante das amostras, logo após o aquecimento, foi imerso em um recipiente com água, por cerca de 30 minutos, conforme procedimentos mostrados na figura 4.18. Para tanto, foi necessária a utilização de equipamentos de proteção individual, devido às elevadas temperaturas do forno e ao risco de deslocamentos explosivos dos corpos de provas.



Figura 4.18– Retirada do corpo de prova do interior do forno e imersão em um galão contendo água para o resfriamento brusco.



Algumas amostras não foram submetidas ao aquecimento para servir de parâmetro de referência à temperatura ambiente. Este programa experimental está descrito na tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Resumo dos corpos de provas (cp) para o programa experimental

Tipo de resfriamento	Temperaturas internas atingidas (°C)				
	20°C	100°C	300°C	350°C	600°C
Resfriamento brusco	-----	4 cp	2 cp	2 cp	4 cp
Resfriamento lento	-----	4 cp	2 cp	2 cp	4 cp
Referência	4 cp	-----	-----	-----	-----

#### 4.2.3 Ensaio do Módulo de Elasticidade dinâmico

O módulo de elasticidade foi estimado pela frequência natural de vibração do material. A frequência fundamental foi determinada pelo método de ensaio não destrutivo de ressonância forçada que utiliza ondas geradas eletromecanicamente. O módulo assim obtido é chamado geralmente de módulo dinâmico, e é calculado de acordo com a equação (4.2), a partir da frequência fundamental de vibração, da massa, das dimensões, e da forma do corpo-de-prova, conforme a norma *Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens* da *American Society for Testing and Materials* (ASTM-C215, 2008).

$$E = DM (n')^2 \quad (4.2)$$

Onde:

$$D = 5.093 (L/d^2), (m^{-1})$$

L = comprimento do corpo de prova, (m)

d = diâmetro do cilindro, (m)

M = massa do corpo de prova, (kg)

n' = frequência fundamental longitudinal, (Hz)

Os corpos de provas foram submetidos aos ensaios após 24 horas do resfriamento das

amostras. Para esta etapa, foi necessária a prévia determinação da massa específica de cada corpo-de-prova, conforme figura 4.19.



Figura 4.19 – Pesagem dos corpos de prova

Foi utilizado um aparelho de frequência ressonante da marca Elle International, indicado pela figura 4.19.



Figura 4.20 – Determinação do módulo de elasticidade dinâmico do concreto.

Foram aplicadas vibrações com frequência na faixa de 5.000 a 15.000Hz nos corpos-de-prova

não aquecidos e na faixa de 500 a 12.000Hz nos corpos de prova aquecidos. A faixa de frequência e as voltagens adotadas se basearam em valores que levassem a obtenção da menor amplitude da frequência para uma dada frequência mínima. Foram feitas 10 medidas para cada corpo-de-prova.

#### 4.2.4 Resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados 24 horas após a realização dos ensaios de módulo de elasticidade. Para tanto, os corpos-de-prova foram capeados com enxofre, para que houvesse uma regularização das superfícies de aplicação de carga.

Os procedimentos dos ensaios foram realizados conforme as recomendações da NBR 5739/1994, que prescreve o método para o ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, em uma máquina Amsler com controle manual de capacidade de aplicação da carga de até 100 toneladas. A figura 4.20 retrata o momento da compressão das amostras.



Figura 4.21 – Determinação da resistência à compressão.

#### 4.2.5 Análise microestrutural

A análise microestrutural foi procedida no intuito de verificar alterações morfológicas do concreto aquecido e analisar as fases presentes. Estes ensaios foram realizados durante o período de 35 a 50 dias após o resfriamento das amostras. Para tanto, foram confeccionadas amostras de aproximadamente  $1,5 \text{ cm}^2$  de área superficial, obtidas por corte, utilizando um disco diamantado. As mesmas foram retiradas da parte interna dos corpos-de-prova cilíndricos, na região monitorada pelos termopares, sendo posteriormente limpas com ar comprimido e recobertas com carbono para análise da microestrutura, que foi realizada por via eletrônica de varredura.

Foi utilizado um microscópio eletrônico de varredura (MEV) Jeol JSM 6360LV acoplado a um espectrômetro de dispersão de raios-X Thermo Noran Quest (EDS).

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

São apresentados neste capítulo os resultados de resistência à compressão e do módulo de elasticidade dinâmico do concreto estudado após os ciclos de aquecimento- resfriamento propostos. Também é apresentado um estudo comparativo com outros resultados experimentais assim como a análise microestrutural realizada.

### 5.1 Propriedades mecânicas

São apresentados na tabela 5.1 e na figura 5.1 os resultados obtidos de resistência à compressão dos concretos após aquecimento, segundo a norma ISO 834-1, e resfriamentos lentos e bruscos. Foram analisados 04 exemplares por patamar, associados ao respectivo resfriamento previsto, a exceção das amostras submetidas à temperatura interna de 300°C e 350°C, que tiveram 02 amostras analisadas, em razão dos motivos detalhados no item 4.2.2. Também são apresentados os dados relativos às amostras não aquecidas, de forma a ter um referencial de análise.

Nas figuras e tabelas mencionadas são apresentados no eixo das ordenadas a amplitude dos valores experimentais (linhas) e os valores médios obtidos para as propriedades mecânicas (barras). No eixo das abscissas está registrado o patamar de temperatura atingido do concreto associado ao tipo de resfriamento, adotando-se a seguinte nomenclatura:

- concreto não exposto a elevação de temperatura: Referência;
- concreto aquecido até a temperatura interna atingir 100°C e resfriado lentamente: 100°C lento;
- concreto aquecido até a temperatura interna atingir 100°C e resfriado bruscamente: 100°C brusco;
- concreto aquecido até a temperatura interna atingir 300°C e resfriado lentamente: 300°C lento;
- concreto aquecido até a temperatura interna atingir 300°C e resfriado bruscamente: 300°C brusco;

- concreto aquecido até a temperatura interna atingir 600°C e resfriado lentamente: 600°C lento;
- concreto aquecido até a temperatura interna atingir 600°C e resfriado bruscamente: 600°C brusco.

Tabela 5.1 - Resultado da resistência à compressão em MPa

	Referência	100°C Lento	100°C Brusco	300°C Lento	300°C Brusco	350°C Lento	350°C Brusco	600°C Lento	600°C Brusco
$f_c$ Média	36,5	32,1	34,9	17,4	15,7	14,9	16,2	6,1	6,3
$f_c$ Máximo	38,2	34,4	37,1	19,1	15,8	17,1	15,8	7,9	7,8
$f_c$ Mínimo	34,4	30,6	33,1	15,7	15,5	12,7	15,5	4,7	4,5

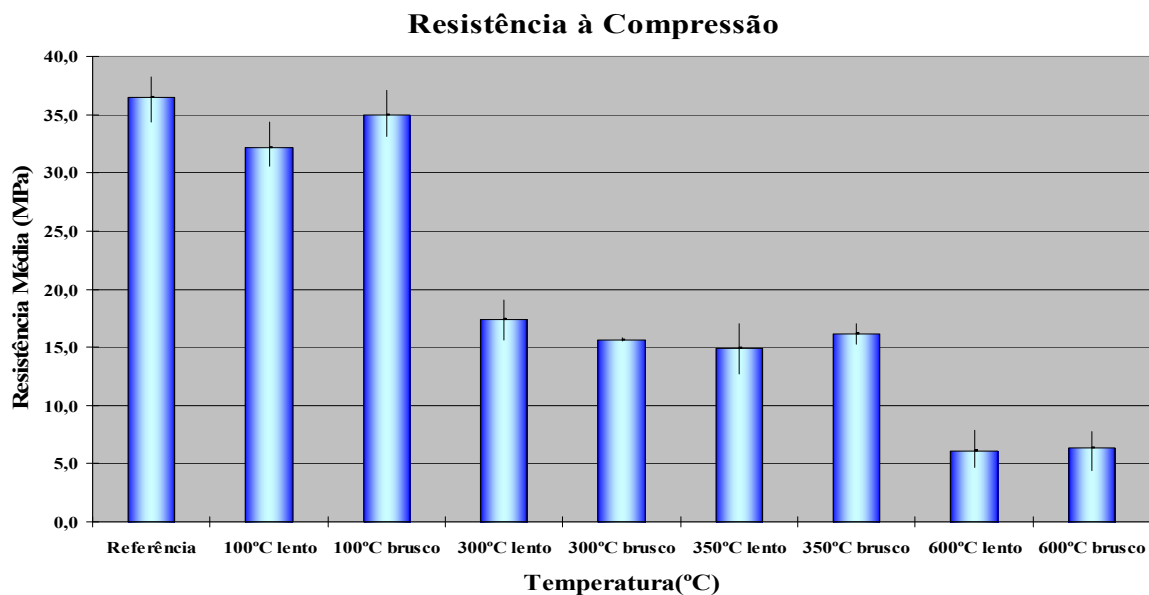


Figura 5.1 – Resistência à compressão dos corpos de provas após aquecimento e resfriamento

A resistência à compressão residual do concreto é determinada através da equação 5.1 e os resultados após o respectivo resfriamento estão apresentados na tabela 5.2.

$$f_{c_{\text{residual}}} = \frac{(f_{c_{\text{exp } \theta})}}{f_{c_{\text{amb}}}} \quad (5.1)$$

Onde,

$f_{c_{\text{residual}}}$  é a resistência à compressão residual do concreto;

$f_{c_{\text{exp } \theta}}$  é a resistência à compressão média do concreto aquecido a temperatura  $\theta$ ;

$f_{c_{\text{amb}}}$  é a resistência à compressão média do concreto a temperatura ambiente.

Tabela 5.2 - Resistência à compressão residual do concreto.

$f_{c_{residual}}$ (%)	Temperatura interna(°C)			
	100	300	350	600
Resfriamento lento	88,1	47,6	40,8	16,6
Resfriamento brusco	95,7	42,9	44,3	17,4

Os corpos de provas resfriados lentamente conservaram 88% dos seus valores originais quando aquecidos a 100°C, cerca de 48% quando submetidos a 300°C e 41% quando expostos ao patamar dos 350°C. Para aqueles exemplares resfriados bruscamente, os valores apresentados ficaram em torno dos 96% quando expostos ao patamar dos 100°C e conservaram 43% quando aquecidos a 300°C, valor praticamente mantido aos 350°C. Com relação ao patamar dos 600°C, as amostras mantiveram cerca de 17% dos valores iniciais, independente do tipo de resfriamento submetido.

Os dados apresentados indicam que a dispersão dos valores obtidos experimentalmente varia retratando as dificuldades experimentais comumente encontradas. A dispersão em ensaios de compressão se deve a vários fatores, sendo ainda considerado um problema no controle do concreto produzido (FORSTIE, D.A.; SCHNORMEIER, R., 1981; SACANDIUZZI, L.; ANDRIOLO, F.R., 1986; CARINO, N.J.; GUTHRIE, W.F.; LAGERGREN, E.S., 1994; LIMA, F.B.; BARBOSA, A.H., 2002; PATNAIK, A.K.; PATNAIKUNI, I., 2002; MARCO, F.F.; REGINATTO, G.M.; BEZERRA, A.C.S., 2007; BEZERRA, A.C.S.; AGUILAR, M.T.P; CETLIN, P.R., 2008; SALES, R.B.C., 2009). Apesar disso, devido aos cuidadosos procedimentos adotados neste trabalho, pode-se afirmar que tais dispersões são inevitáveis. O cuidado necessário a ser tomado é de se considerar na análise da resistência a precisão da medida.

Considerando os intervalos apresentados pelas dispersões dos resultados entre as amostras resfriadas lenta e bruscamente, não foi possível detectar diferenças provocadas pelos tipos de resfriamento nos decréscimos sofridos pela resistência à compressão. Acredita-se, entretanto, que alguns corpos de prova ao serem imersos em água para serem resfriados bruscamente apresentaram recuperação da resistência que ficou superior a das amostras resfriadas lentamente, como é o caso das amostras aquecidas a 100°C. Conforme ressaltado por Xiao e

König (2004), alguns cimentos podem se reidratar com a água e obter um ganho de resistência, o que parece ter acontecido no presente estudo.

De forma similar a exposição dos resultados da resistência à compressão, são apresentadas na figura 5.2 e tabelas 5.4 e 5.5 os resultados do módulo de elasticidade dinâmico.

Os resultados apresentados na tabela 5.3 e ilustrados através de gráfico, da figura 5.2, se referem aos valores do módulo de elasticidade dinâmico obtidos através da determinação de frequências ressonantes dos corpos-de-prova envolvidas nesta pesquisa, sendo realizadas 10 medições por corpo-de-prova.

Tabela 5.3 - Resultado do módulo de elasticidade dinâmico em GPa

	Referên cia	100°C Lento	100°C Brusco	300°C Lento	300°C Brusco	350°C Lento	350°C Brusco	600°C Lento	600°C Brusco
$E_c$ Média	39,83	12,61	13,85	2,84	2,93	2,14	2,08	1,07	1,80
$E_c$ Máximo	41,11	15,76	14,39	3,06	3,32	2,25	2,09	1,24	2,27
$E_c$ Mínimo	38,41	11,05	12,77	2,63	2,50	2,03	2,07	0,89	1,30

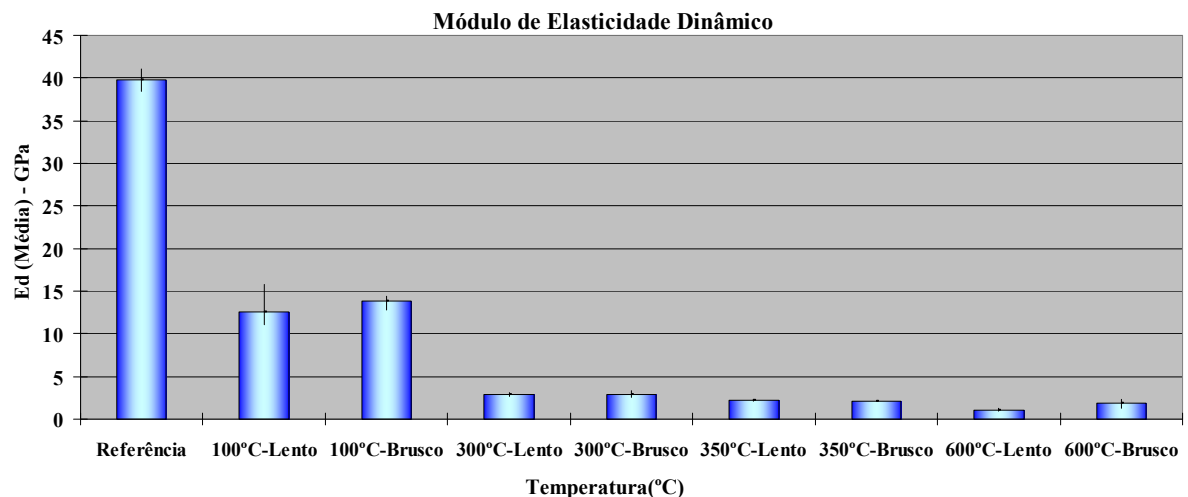


Figura 5.2 – Módulo de Elasticidade Dinâmico dos corpos de provas após aquecimento e resfriamento.

O módulo de elasticidade residual do concreto é determinado através da equação 5.2 e os resultados após o respectivo resfriamento estão apresentados na tabela 5.4.



$$E_{c_{residual}} = \frac{(E_{c_{exp \theta}})}{E_{c_{amb}}} \quad (5.2)$$

Onde,

$E_{c_{residual}}$  é o módulo de elasticidade residual do concreto;

$E_{c_{exp \theta}}$  é o módulo de elasticidade médio do concreto aquecido a temperatura  $\theta$ ;

$E_{c_{amb}}$  é o módulo de elasticidade médio do concreto a temperatura ambiente.

Tabela 5.4 - Módulo de elasticidade residual do concreto.

$E_{c_{residual}}$ (%)	Temperatura interna(°C)			
	100	300	350	600
Resfriamento lento	31,7	7,1	5,4	2,7
Resfriamento brusco	34,8	7,4	5,2	4,5

Para as amostras aquecidas a 100°C, o módulo de elasticidade residual, após ser resfriado lentamente, conservou aproximadamente 32% do módulo de elasticidade original e quando resfriado bruscamente manteve cerca de 35% dessa propriedade. Para os patamares de 300°C e 350°C, o módulo residual chegou a 7% e 5%, respectivamente, independente do tipo de resfriamento submetido. Com relação ao patamar dos 600°C, as amostras resfriadas bruscamente mantiveram 4,5% dos valores iniciais e para aquelas resfriadas lentamente, os valores apresentados ficaram apenas em torno dos 3%.

Diante da similaridade dos resultados entre as amostras resfriadas lentamente e aquelas bruscamente, também não foi possível detectar diferenças provocadas pelos tipos de resfriamento nos decréscimos sofridos pelo módulo de elasticidade, o que se assemelha com os relatos de Hu *et al.*; Li;Guo,<sup>29</sup>apud Xiao; König (2004) que reportam que estes decréscimos parecem não ter ligação com os ciclos de aquecimento-resfriamento, mas sim com a máxima elevação de temperaturas durante o aquecimento.

A figura 5.3 apresenta o módulo de elasticidade residual ( $E_{c_{residual}}$ ) concomitante com a resistência à compressão residual ( $f_{c_{residual}}$ ) em cada patamar de temperatura que o concreto

29 Hu BL, Song YP, Zhao GF. Test on strength and deformation of concrete under complex stress at elevated temperature. Build Sci Res Sichuan 1994;20(1):47–50 [in Chinese]. Li W, Guo ZhH. Experimental investigation on strength and deformation of concrete under high temperature. Chin J Build Struct 1993;14(1):8–16 [in Chinese].

foi aquecido com o respectivo resfriamento imposto, sendo possível realizar uma análise comparativa da degeneração sofrida pelas propriedades mecânicas após os ensaios. Verificase que as reduções apresentadas nesta seção são mais acentuadas do que as ocorridas nos ensaios de resistência à compressão. Desta forma, o módulo de elasticidade demonstrou ser mais sensível aos gradientes térmicos, corroborando com o estudo apresentado por Metha e Monteiro (2008) e Lankard *et al.*, apud Carvalho (2001).

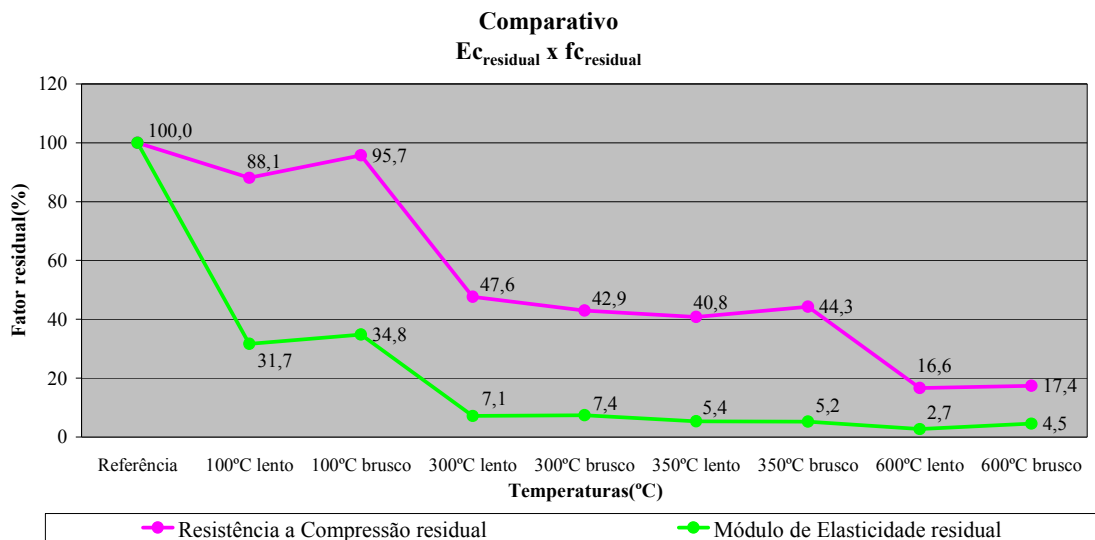


Figura 5.3 – Comparativo entre o módulo de elasticidade residual e a resistência à compressão residual

## 5.2 Análise comparativa com outros estudos

Conforme visto na revisão de bibliografia, diversos fatores interferem nos resultados das propriedades mecânicas do concreto sob a ação do fogo, dificultando a comparação e análise dos resultados apresentados.

A rigor, os resultados obtidos neste estudo não poderiam ser comparados diretamente com os da literatura, em função das diferenças dos procedimentos para a realização dos ensaios experimentais. Soma-se a isto o fato de que o módulo de elasticidade utilizado não é usual no Brasil, apesar de ser normalizado nos Estados Unidos e Europa. Entretanto, os dados encontrados serão confrontados com estudos similares, que possuem os ensaios realizados com base no regime transiente e analisam as propriedades residuais do concreto aquecido obedecendo a curvas padronizadas após o resfriamento, e com a ABNT NBR 15200: 2004, que estabelece critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, sendo

comentadas as principais diferenças experimentais. Desta forma, as figuras 5.4 e 5.5 apresentam os resultados obtidos neste trabalho concomitantemente com os fatores de redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para concretos aquecidos e preparados com agregado silicosos previstos pela ABNT NBR 15200: 2004, haja vista que o concreto deste estudo é predominante constituído por agregados silicosos, e com os resultados apresentados por Carvalho (2001) e Rios *et al.* (2005). Todavia, como estes últimos pesquisadores não realizaram ensaios de módulo de elasticidade, seus resultados servirão de base apenas para a comparação entre os valores da resistência à compressão.

Na figura 5.4 são apresentados no eixo das ordenadas os valores médios obtidos neste trabalho para a resistência residual (barras) e no eixo das abscissas consta o patamar de temperatura atingido do concreto associado ao resfriamento lento. Como Rios *et al.* (2005) e Carvalho (2001) aqueceram o concreto até a temperatura interna alcançar o patamar de 133°C, para fins de comparação, foram calculados os valores intermediários de temperatura que seriam alcançados por este trabalho nesta temperatura, assim como aqueles que seriam apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2004), através de interpolação linear, alternativa prevista pela referida norma. A partir do patamar dos 300°C, a comparação é feita exclusivamente com os resultados deste trabalho, pois este autor não deparou com outros estudos que adotassem procedimentos de ensaios similares de ensaio para os demais patamares escolhidos.

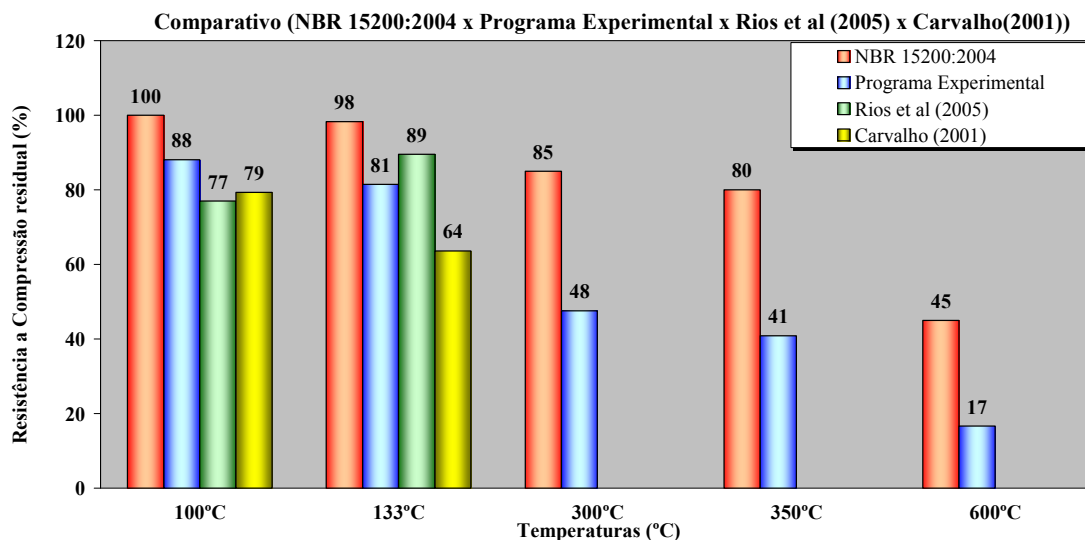


Figura 5.4– Comparativo entre os resultados da resistência à compressão obtidos neste estudo (resfriamento lento) com os fatores de redução previstos pela NBR 15200 (ABNT, 2004) e com os resultados apresentados por Carvalho (2001) e Rios *et al.* (2005).

Verifica-se na figura 5.4 que os valores obtidos nesta pesquisa assim como apresentados pelos outros autores são aparentemente mais conservadores e diferem dos resultados apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2004). Isto ocorre, pois, de acordo com Souza *et al.* (2005), os resultados normativos foram obtidos através de concretos aquecidos sob carga e ensaiados a quente. Esta condição de ensaio apresenta resistências 25% mais altas em comparação ao ensaio com corpos de provas aquecidos sem carga (MEHTA; MONTEIRO, 2008) e não contempla a perda de resistência do concreto após resfriamento. Neste contexto, comparações mais adequadas poderiam ser realizadas se a Norma Brasileira contemplasse as perdas de resistência de concretos aquecidos sem carga e ensaiados após resfriamento e mencionasse o regime de temperatura em que foram obtidos seus resultados assim como o método de ensaio utilizado.

Na figura 5.5 são apresentados no eixo das ordenadas os valores médios obtidos neste trabalho para o módulo residual (barras) e no eixo das abscissas consta o patamar de temperatura atingido pelo concreto associado ao resfriamento lento. A confrontação de resultados é feita exclusivamente entre os dados da NBR 15200 (ABNT, 2004) e os resultados deste trabalho, tendo em vista que não foram encontrados estudos que adotem procedimentos de ensaios similares. Neste contexto, Sales (2008) relata que apenas recentemente o método da frequência de ressonância utilizado na obtenção do módulo de elasticidade dinâmico começou a ser utilizado no Brasil.

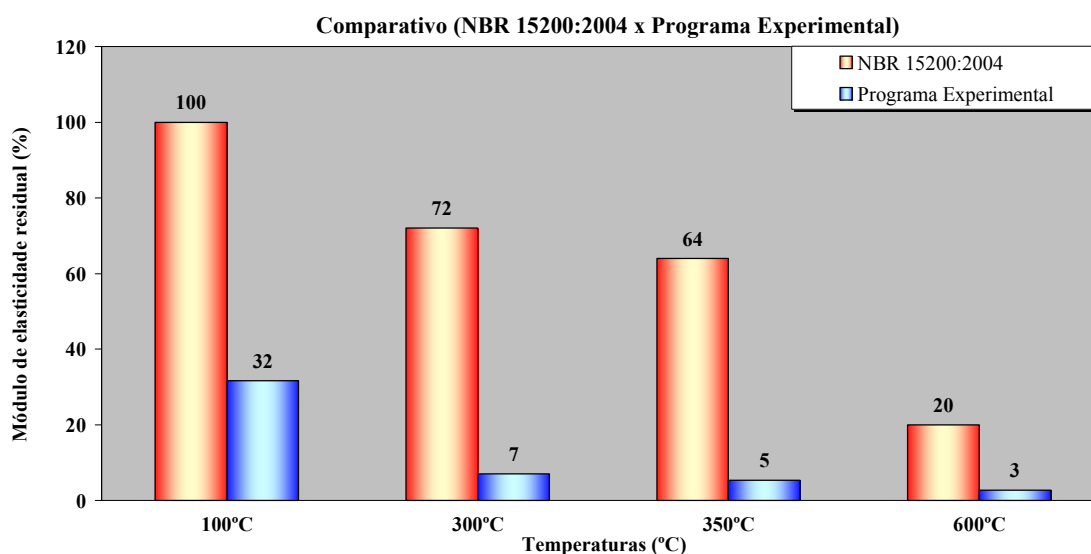


Figura 5.5– Comparação entre os resultados do módulo de elasticidade residual obtidos neste estudo (resfriamento lento) com os fatores de redução previstos pela NBR 15200 (ABNT, 2004).

O ensaio do módulo de elasticidade estático, adotado pela norma, é uma aproximação grosseira do módulo de Young do material, além de ser fortemente influenciado pelos dispositivos de ensaio, sendo muitas vezes incapaz de detectar a influência das microfissuras. Além disso, muitas vezes o módulo estático relatado na literatura é obtido através de relações empíricas que o relacionam a densidade do concreto e resistência mecânica (METHA; MONTEIRO, 2008). Por outro lado, o ensaio do módulo de elasticidade dinâmico, adotado neste trabalho, é altamente sensível ao grau de fissuração existente no concreto. Deste modo, a relação entre os dados obtidos nesta pesquisa e os apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2004) não se equivale, uma vez que a heterogeneidade do concreto influencia os dois módulos de maneira distinta (SALES, 2008). Do exposto, ressalta-se que a rigidez do concreto exposto ao fogo é reduzida em função do aumento de vazios e das microfissuras na zona de transição, que não permitem a transferência de tensão para a matriz argamassa e os agregados. Com isto, o módulo de elasticidade sofre perdas mais acentuadas do que a resistência à compressão (METHA; MONTEIRO, 2008).

### **5.3 Análise da microestrutura**

Nas figuras 5.6 a 5.32 são apresentadas as imagens das microestruturas do concreto nas várias situações estudadas, obtidas através do microscópio eletrônico de varredura (MEV) e as respectivas espectrometrias geradas pelo espectrômetro de dispersão de raios-X (EDS). Ressalta-se que em cada patamar de temperatura analisado procurou-se selecionar as regiões mais representativas para a análise da microestrutura.

A figura 5.6 retrata a amostra do concreto não aquecida que serviu como parâmetro de referência. A partir da análise da pasta de cimento hidratada, verificou-se a presença de fases, distribuídas de forma não uniforme, com morfologia e tamanhos aleatórios e alguns poros, constituindo uma estrutura heterogênea, características dos concretos (METHA; MONTEIRO, 2008). Através do EDS, na região 1, apresentado pela figura 5.6, identificou-se a presença de fases cristalinas, de aspecto floculado, com elevado teor de Ca e Si e em menor quantidade de O, Al e K, indicativo de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura. Por meio do EDS, nas regiões 2 e 4, constatou-se a presença predominante de Si, indicativo da presença dos agregados silicosos utilizados na confecção do

concreto e na região 3 há a predominância de Ca, indicando a presença da brita de calcário utilizada.

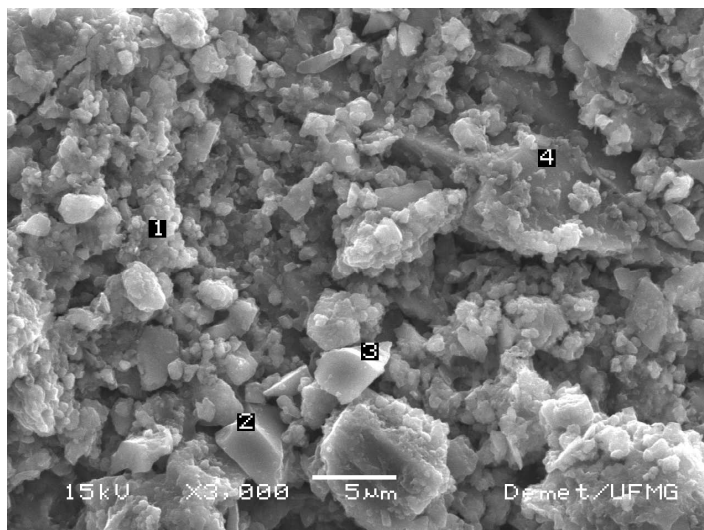


Figura 5.6- Referência -amostra não aquecida - 3000x

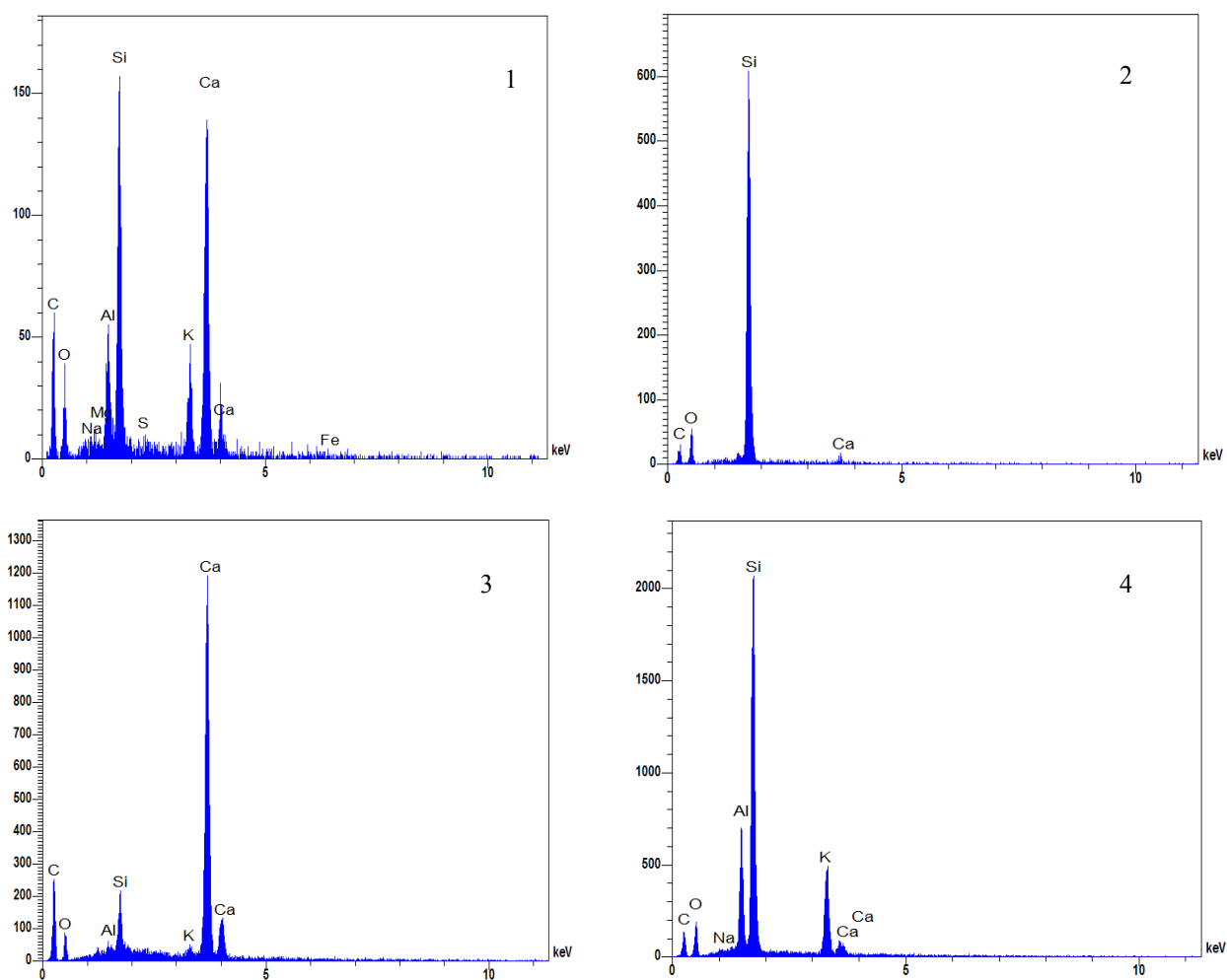


Figura 5.7- Espectrometria gerada por EDS da Referência – amostra não aquecida nas regiões de 1 a 4, demarcadas na figura 5.6

No concreto aquecido a 100°C e resfriado lentamente foi observado uma estrutura heterogênea composta também de fases flocladas, mostradas pela figura 5.8. A região 2 da referida figura apresenta elevado teor de Ca e Si e em menor quantidade de O, Al e K, indicativo de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura, conforme se pode verificar na figura 5.9. Na região 1, verifica-se uma fase aparentemente aglomerada, sendo constatado por EDS grande presença de Ca e em menor quantidade de Si, Al. Provavelmente, neste patamar de temperatura iniciou-se o processo de desidratação do C-S-H com formação de óxido de cálcio. Também foram visualizados cristais aciculares de etringita, possivelmente formados após o resfriamento, uma vez que segundo Metha e Monteiro (2008), a etringita se faz presente nas primeiras horas de hidratação. A figura 5.10 reforça a presença destes cristais.

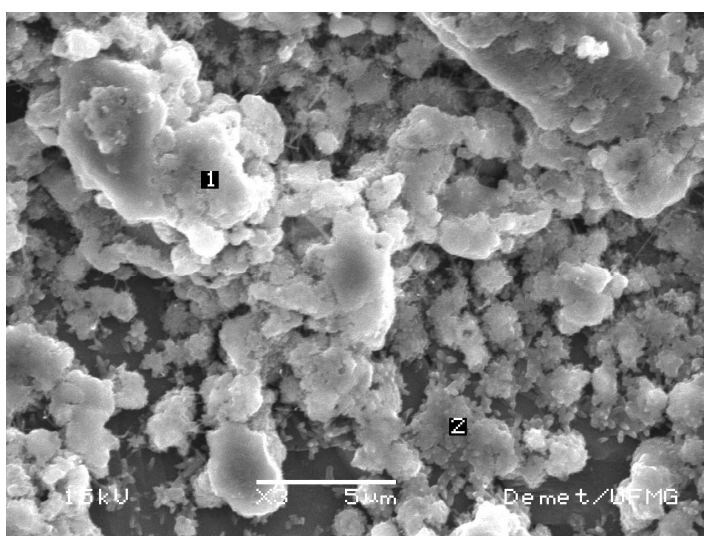


Figura 5.8- Amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente-3000x

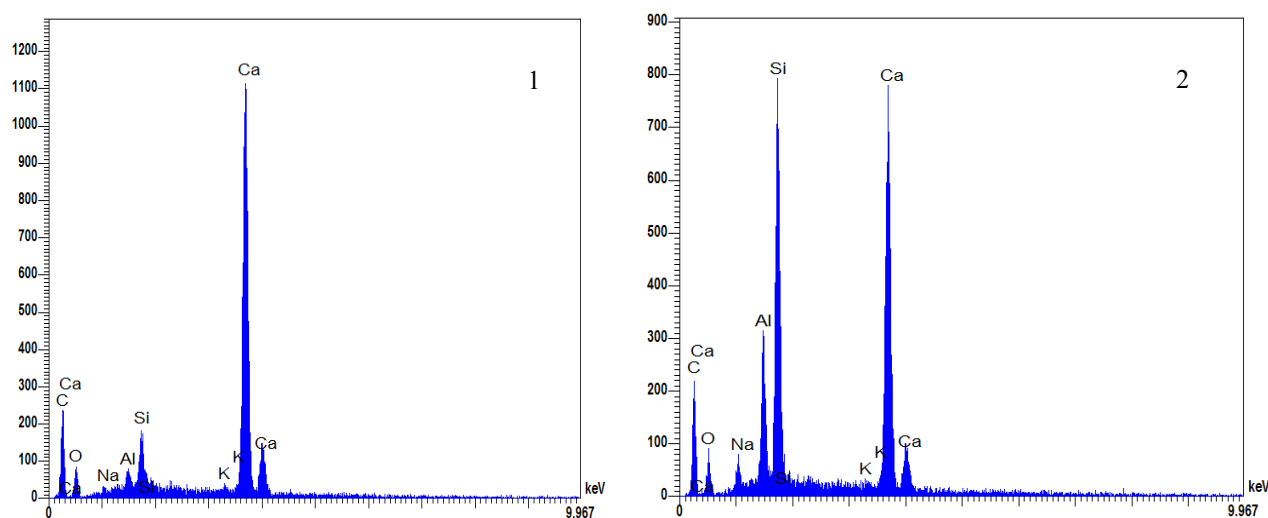


Figura 5.9- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente nas regiões 1 e 2, demarcadas na figura 5.8

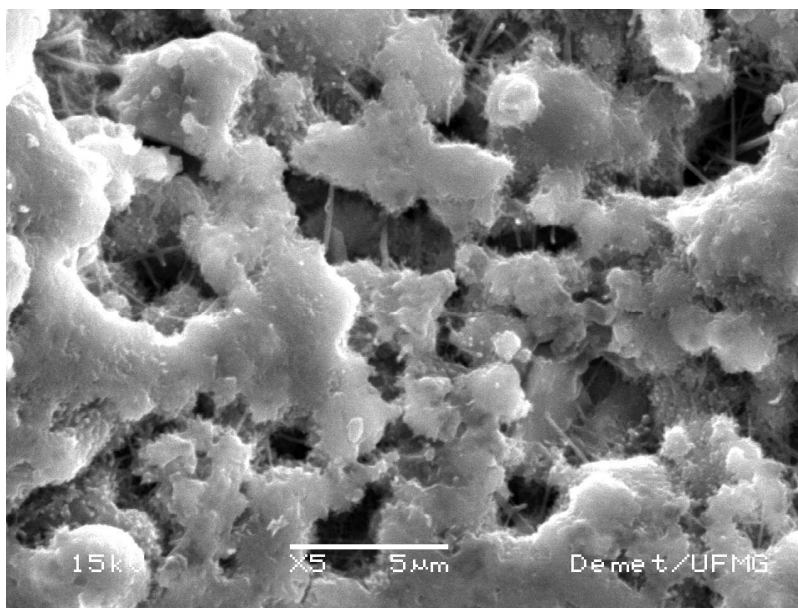


Figura 5.10- Amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente-5000x.  
Enfatiza a formação dos cristais aciculares de etringita.

Na amostra aquecida a 100°C e resfriada bruscamente foi possível identificar microfissuras, retratadas pela figura 5.11, possivelmente provocadas pelo choque térmico, durante o resfriamento abrupto e regiões marcadas pela presença de cristais aciculares, típicos de etringita, em maior quantidade e com seção transversal e comprimento longitudinal mais elevado que os encontrados na amostra aquecida a 100°C e resfriada lentamente. Estes cristais podem ser os responsáveis pelo maior ganho da resistência à compressão e do módulo de elasticidade das amostras resfriadas bruscamente em comparação aquelas resfriadas lentamente, para este patamar de temperatura, conforme apresentado no item 5.1, haja vista, que segundo Metha e Monteiro (2008), a etringita contribui para o desenvolvimento da resistência. Através do EDS, nas regiões 1 e 2 da figura 5.12, constatou-se a presença principal de Ca, seguidos em menor quantidade de Si, Al, O, e S. Assim como foi verificado na amostra resfriada lentamente, provavelmente nesse patamar de temperatura iniciou-se o processo de desidratação do C-S-H com formação de óxido de cálcio.



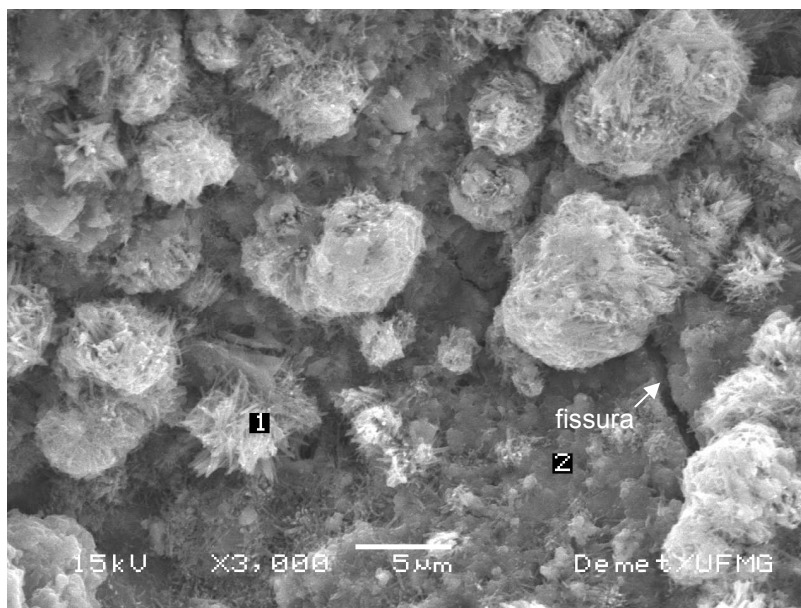


Figura 5.11- Amostra aquecida a 100°C e resfriada bruscamente-3000x

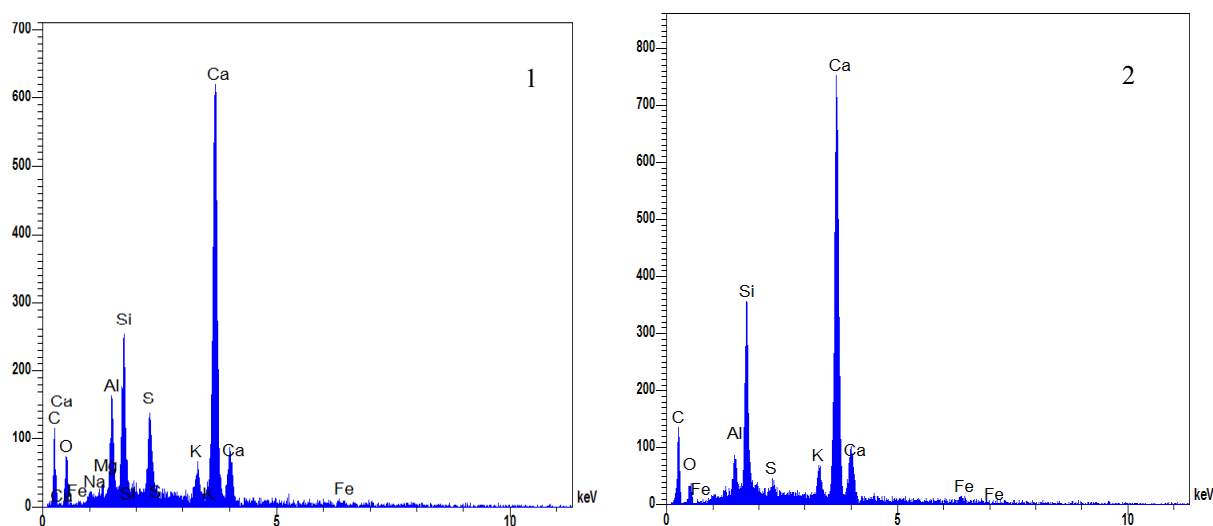


Figura 5.12- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 100°C e resfriada bruscamente nas regiões 1 e 2, demarcadas na figura 5.11

Na amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente, observou-se fases com morfologia bem heterogênea e presença de poros, ilustrados pela figura 5.13. Nas regiões 2 e 3, da referida figura, através da análise por EDS, constatou-se a presença principal de Ca e Si, seguido de Al, K, e C, indicativo de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura, conforme se verifica na figura 5.14. Na região 1, identificou-se a presença de um cristal bem definido, sendo provavelmente um hidróxido de cálcio. Acredita-se que o elevado teor de Si, apresentado pelo EDS, na figura 5.14, se deve a presença dos grãos de sílica, presentes nos agregados, que podem ter interferido na apresentação dos resultados.

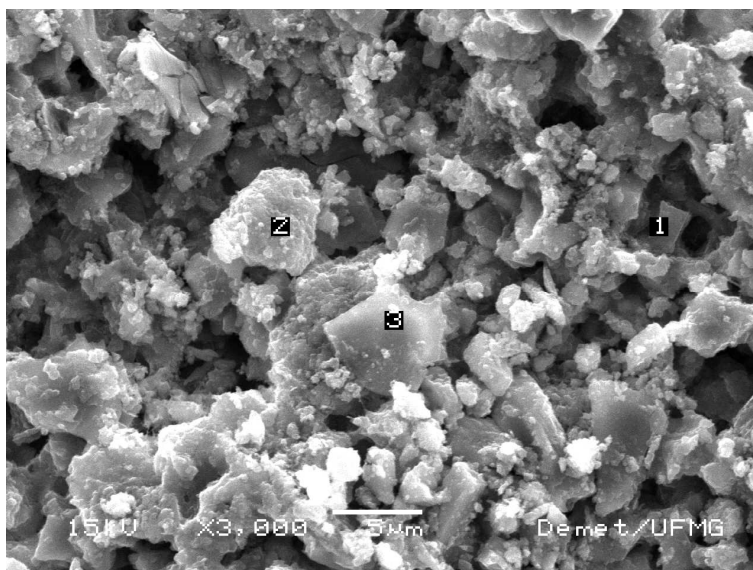


Figura 5.13- Amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente-3000x

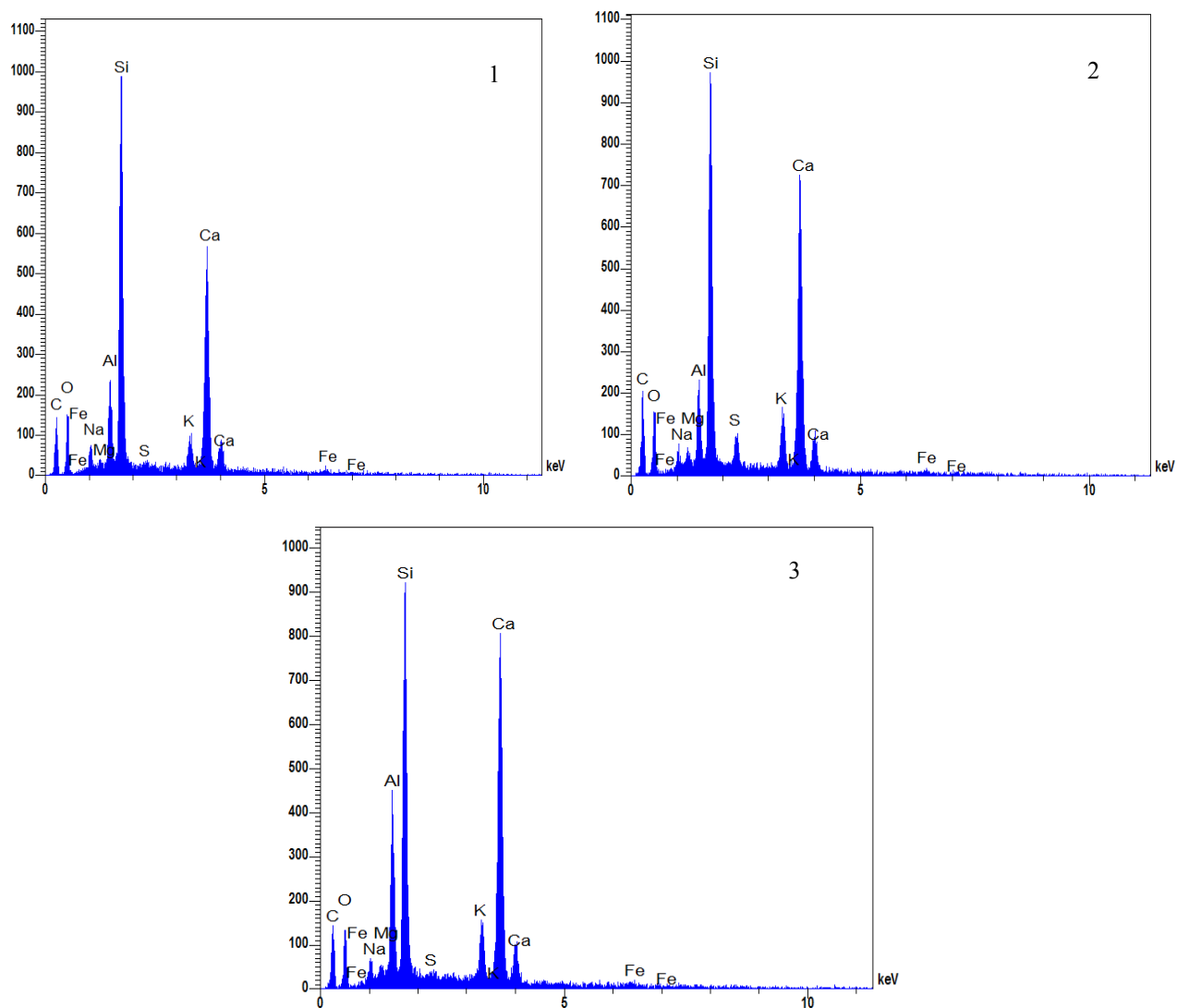


Figura 5.14- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente nas regiões de 1 a 3, demarcadas na figura 5.13

Na figura 5.15, verifica-se ainda que em várias regiões, as fases sólidas parecem ter sofrido um processo de aglutinação em função do aquecimento.

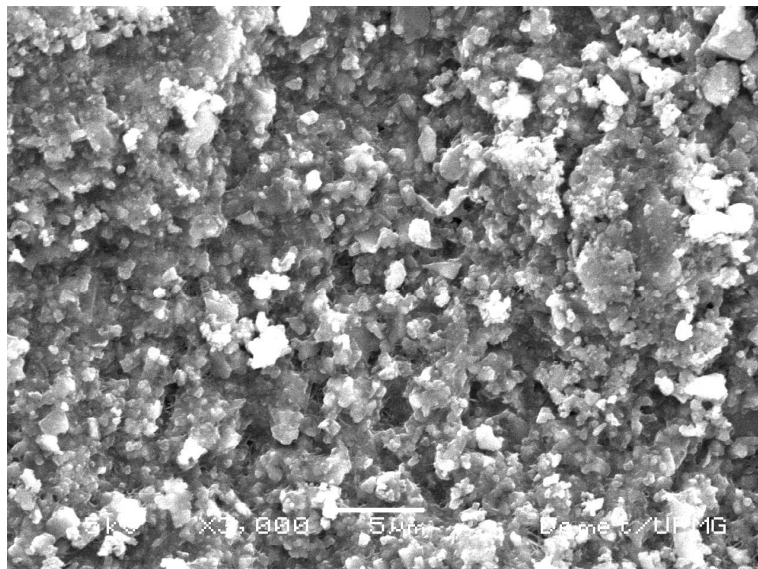


Figura 5.15- Amostra aquecida a 300°C e resfriada lentamente-3000x

Na amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente observou-se um processo de aglutinação mais acentuado do que a amostra resfriada lentamente e menores quantidade de poros, possivelmente encobertos pela aglutinação das fases sólidas. Ainda foi possível identificar microfissuras, retratadas pela figura 5.16, possivelmente provocadas pelo choque térmico.

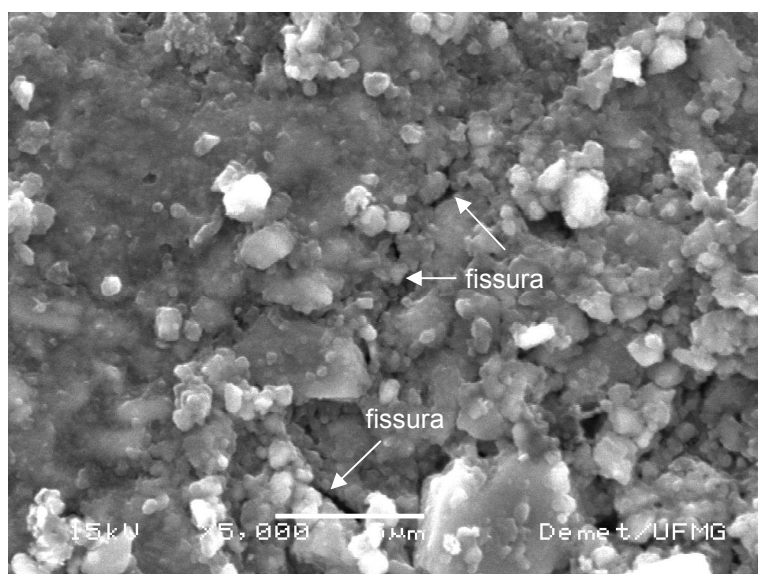


Figura 5.16- Amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente-5000x

Através do EDS, na região 2 da figura 5.17, constatou-se a presença principal de Ca, seguidos de C em menor quantidade e de Si, Al, O, sendo indicativo de calcita ( $\text{CaCO}_3$ ), haja vista que a descalcificação do C-S-H gera a produção de CaO, que reage com o  $\text{CO}_2$ , produzindo  $\text{CaCO}_3$ . Conforme Lima (2005), a redução brusca da resistência à compressão constatada a partir deste patamar de temperatura (vide item 5.1), pode estar associada a esta decomposição do silicato de cálcio.

Na região 1 da figura 5.17 foram identificadas fases ricas principalmente em Ca e Si, seguidos de K, Al, O e C, indicativo de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura, como se pode verificar na figura 5.18.

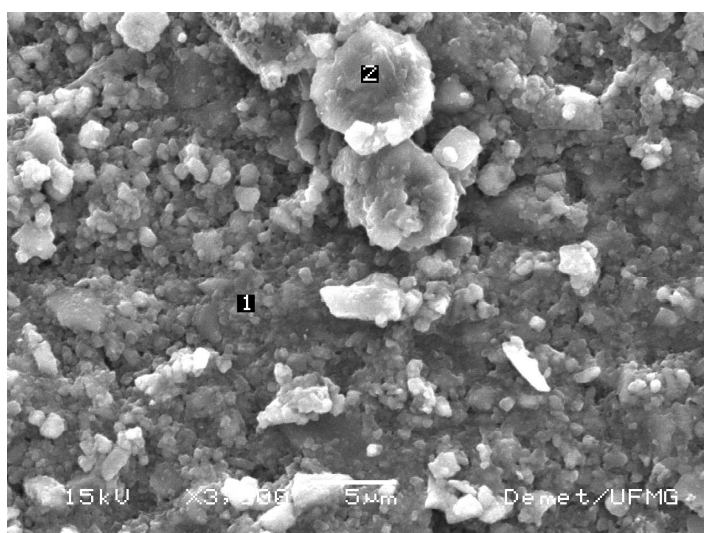


Figura 5.17- Amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente-5000x

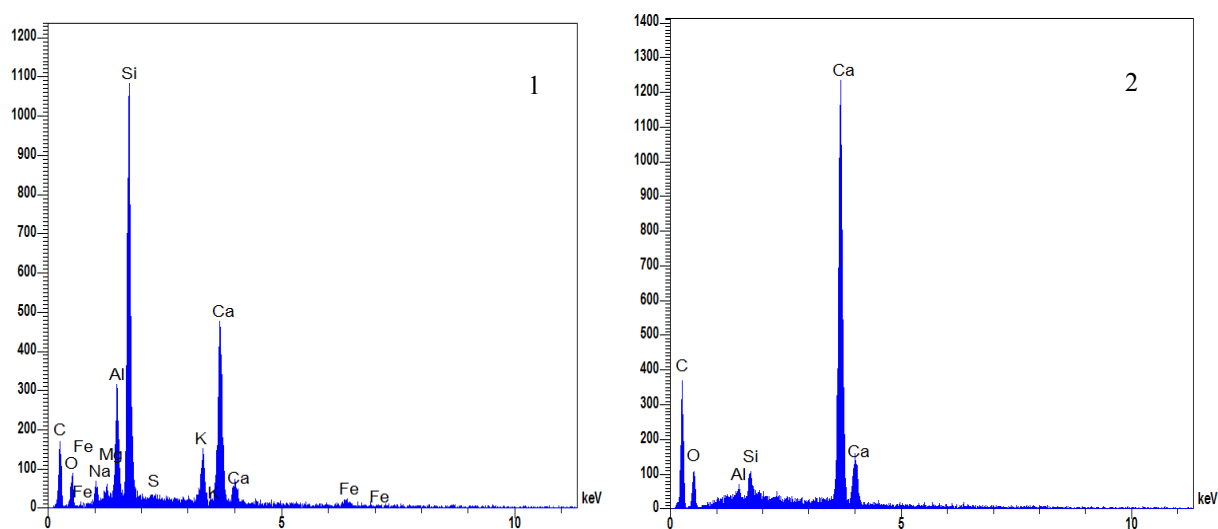


Figura 5.18- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 300°C e resfriada bruscamente nas regiões 1 e 2, demarcadas na figura 5.17

A estrutura das amostras aquecidas até os 350°C apresentou similaridade em relação às amostras aquecidas a 300°C. Em relação à amostra resfriada lentamente, constata-se a presença de fases com morfologia heterogênea, sendo que várias regiões sofreram um processo de aglutinação em função do aquecimento, conforme se pode verificar nas figuras 5.19 a 5.20.

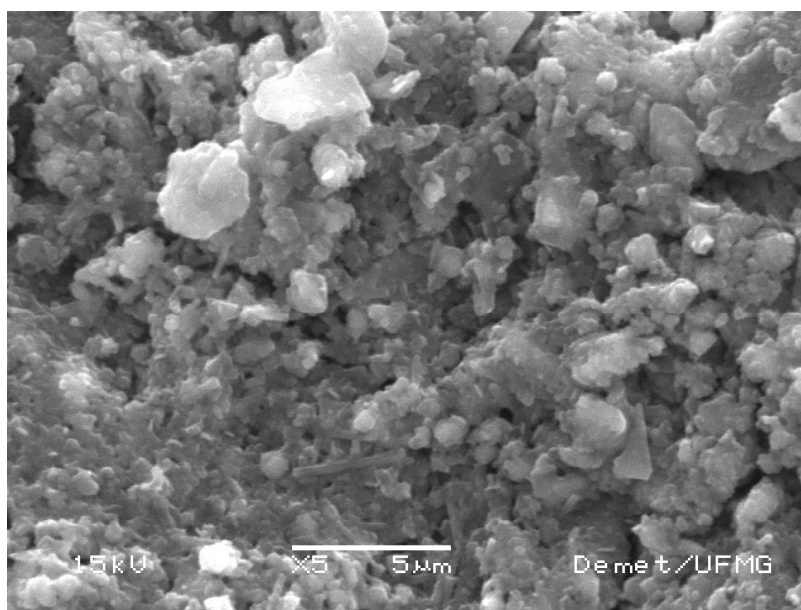


Figura 5.19 - Amostra aquecida a 350°C e resfriada lentamente-5000x

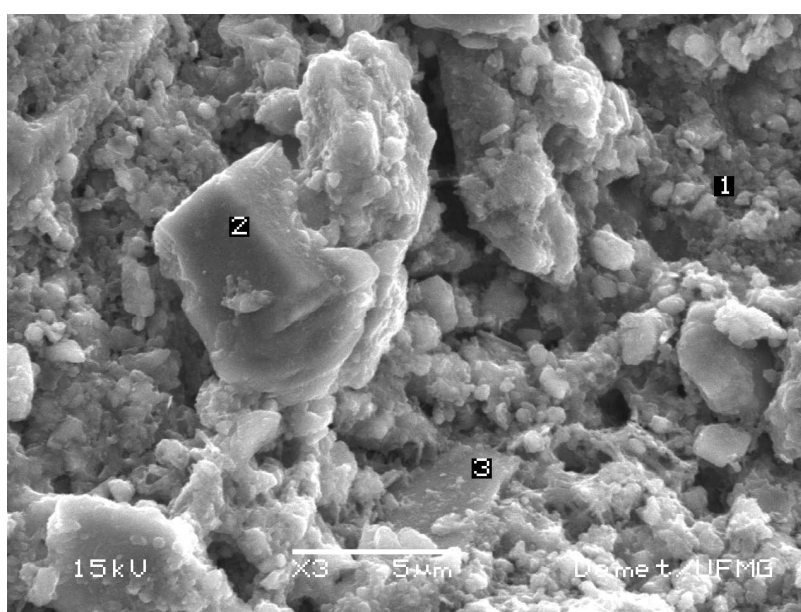


Figura 5.20- Amostra aquecida a 350°C e resfriada lentamente-3000x

Na região 2 da figura 5.20, constatou-se uma fase em forma de placa, rica em cálcio, conforme EDS, disponível na figura 5.21, típica de portlandita. Na região 1, foram identificadas fases ricas principalmente em Ca e Si, seguidos de K, Al, O e C, indicativo de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura. Na região 3, há presença de fase rica principalmente em Si e Al, indicando a presença dos agregados silicosos utilizados na confecção do traço.

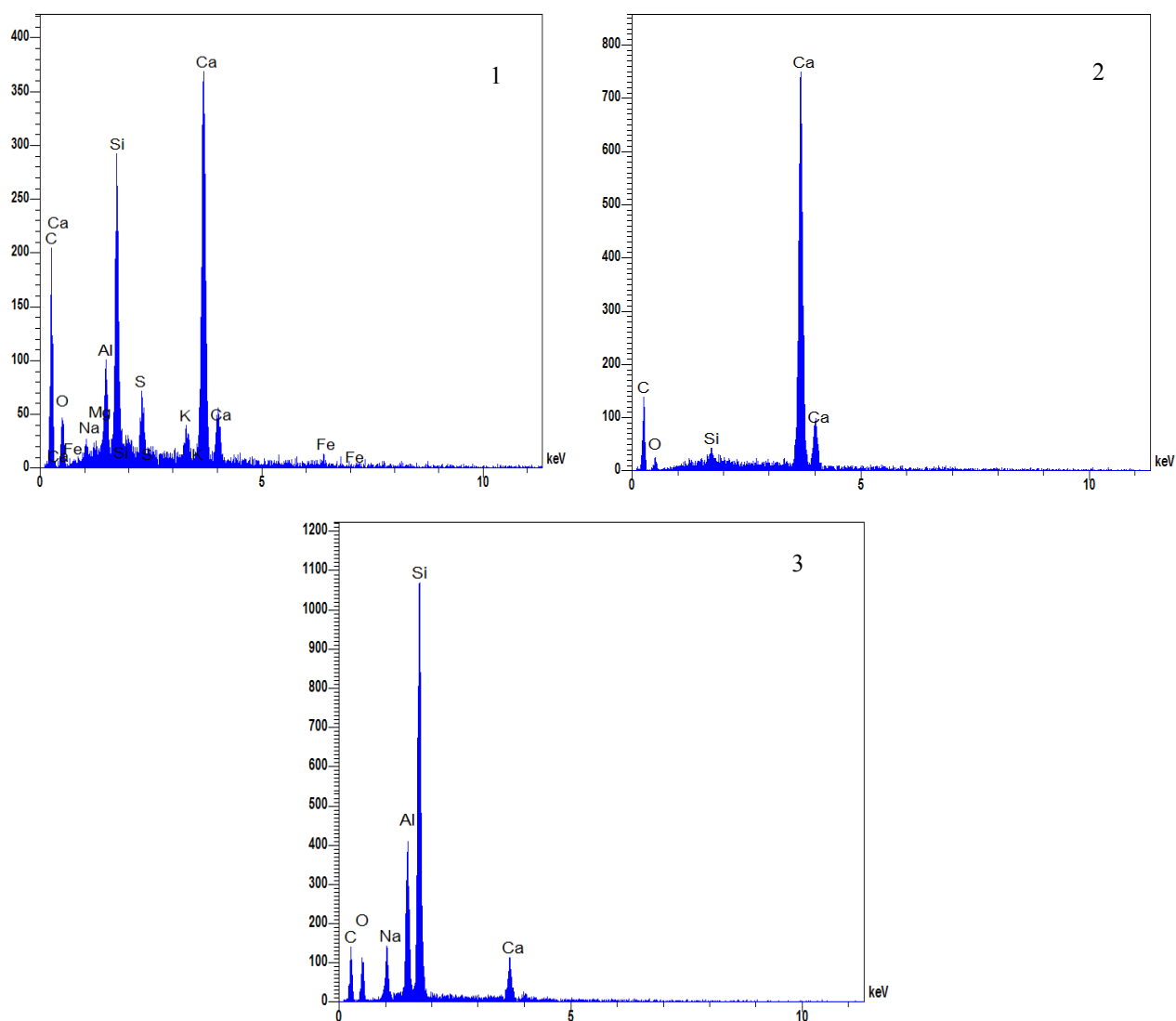


Figura 5.21- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 350°C e resfriada lentamente nas regiões de 1 a 3, demarcadas na figura 5.20

Na amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente também se observou um processo de sinterização mais acentuado do que na amostra resfriada lentamente neste patamar e menores quantidade de poros, possivelmente encobertos pela aglutinação das fases sólidas. Em alguns

pontos desta amostra foi constatada a presença de cristais aciculares, típicos de etringita, conforme se vê na figura 5.22.

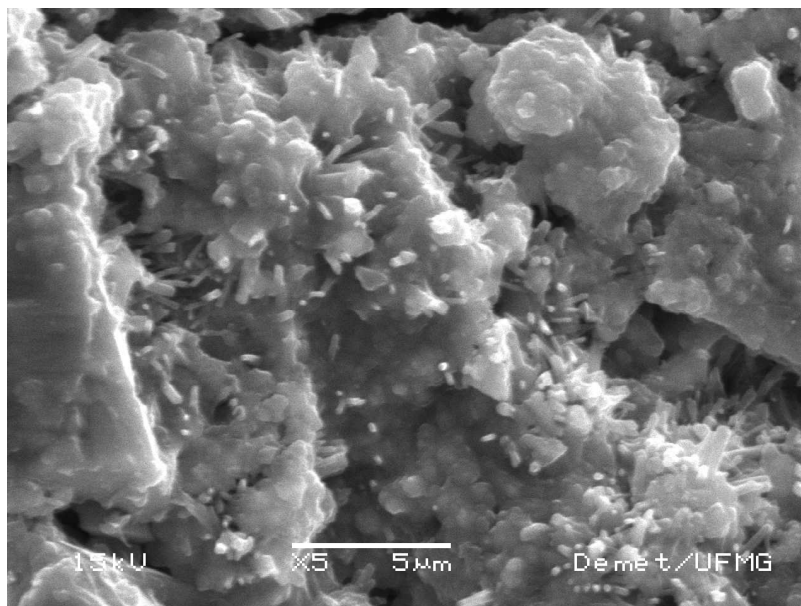


Figura 5.22- Amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente-5000x

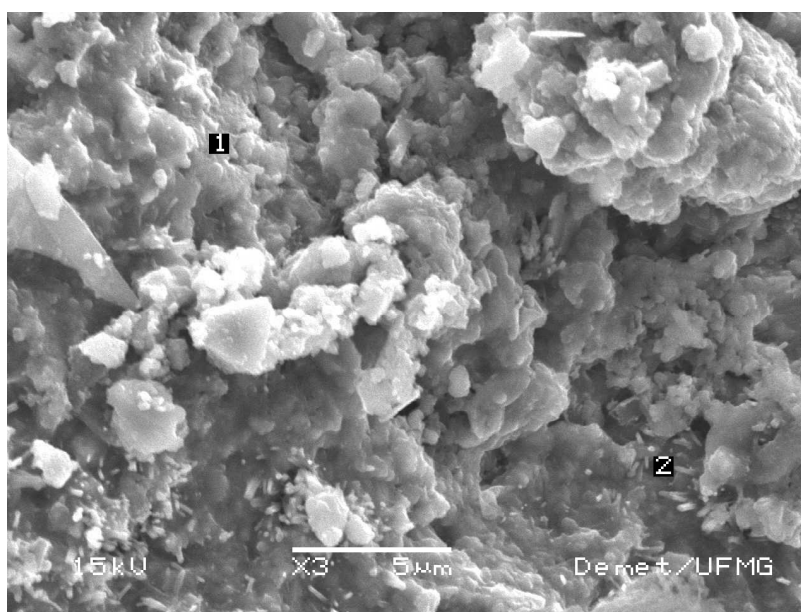


Figura 5.23- Amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente-3000x

Através do EDS, na região 2 da figura 5.23, constatou-se a presença principal de Ca, seguidos de C em menor quantidade de Si, Al e O, sendo indicativo da formação de calcita. Na região 1 foram identificadas fases ricas principalmente em Ca e Si, seguidos de K, Al, O e C,

indicando a presença de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura, como se pode verificar na figura 5.24.

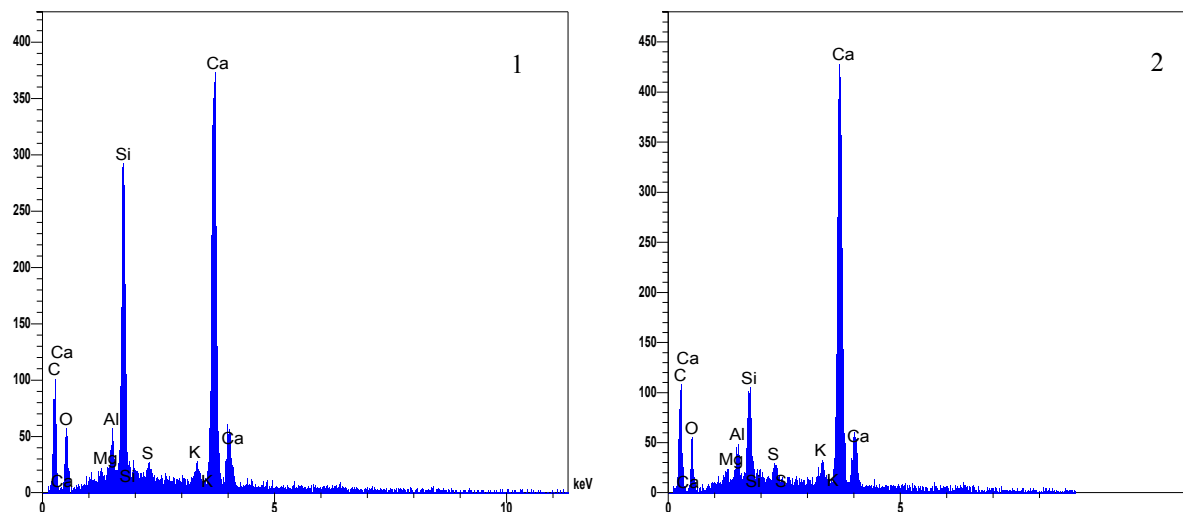


Figura 5.24- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 350°C e resfriada bruscamente nas regiões 1 e 2, demarcadas na figura 5.23

Na amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente foram observadas várias regiões extremamente sinterizadas, com predominância de Ca e C, indicativo da formação de calcita, conforme figura 5.25 e outras áreas com aspecto mais floculado, conforme verificado figura 5.26.

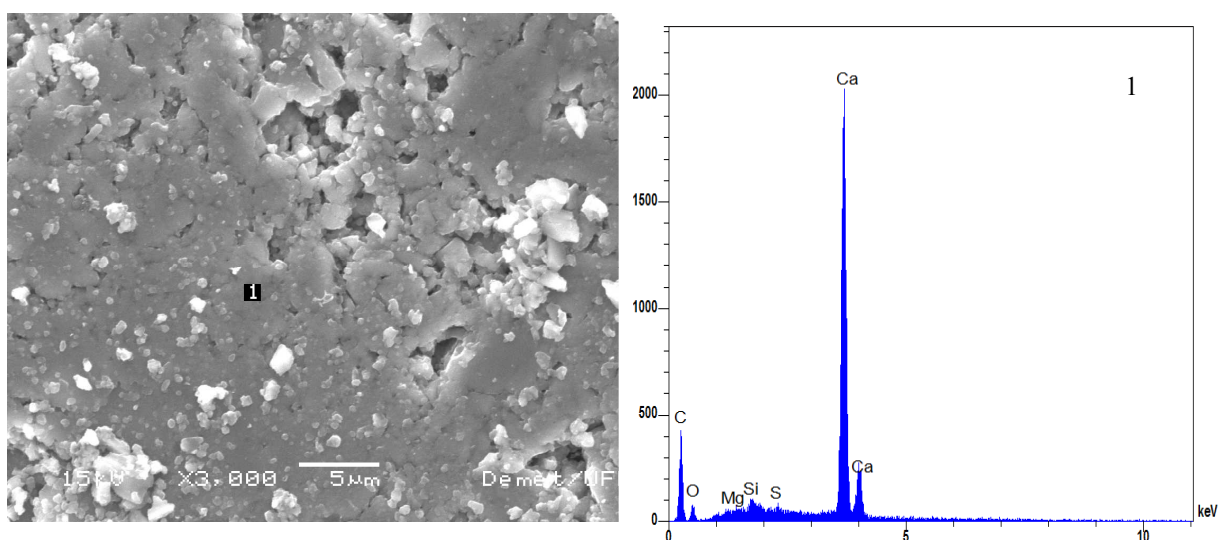


Figura 5.25- Amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente-3000x juntamente com a espectrometria gerada por EDS.



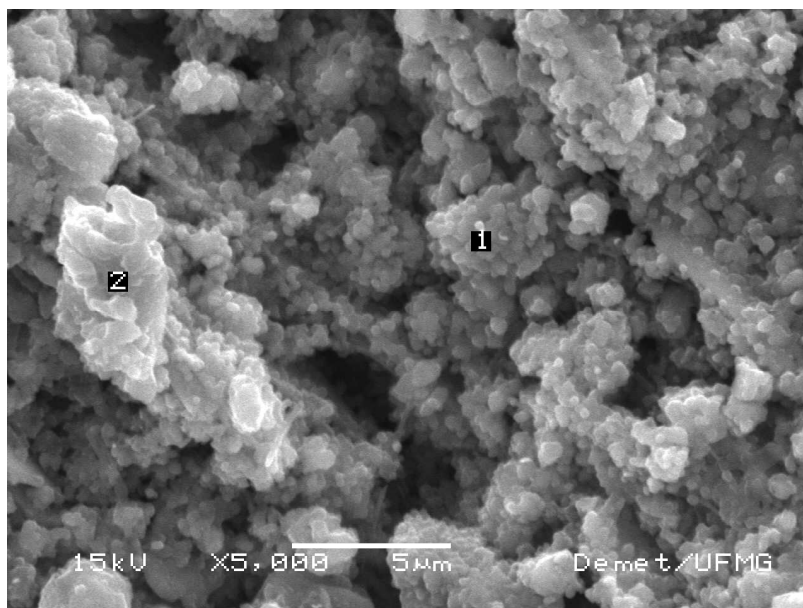


Figura 5.26- Amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente-5000x

Na região 1 da figura 5.26, acredita-se que a estrutura de silicato de cálcio hidratado sofreu um processo de desidratação acentuado para a formação da calcita, conforme EDS, representada pela figura 5.27. Na região 2, foram identificadas fases ricas principalmente em Si e Ca, seguidos de Al, C, O e K, indicativo de silicato de cálcio hidratado com incorporação de alumínio em sua estrutura, que se apresenta com uma estrutura alterada pela alta temperatura.

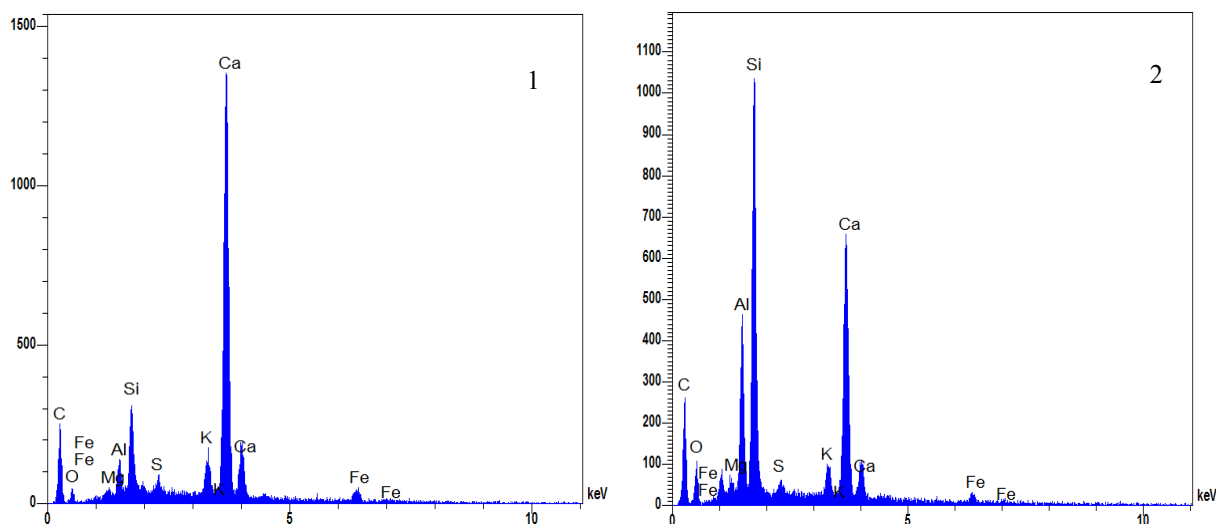


Figura 5.27- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente nas regiões 1 e 2, demarcadas na figura 5.27

Em algumas regiões foi constatada ainda a presença de cristais aciculares, típicos de etringita, conforme se vê na figura 5.28, formados possivelmente após o resfriamento.

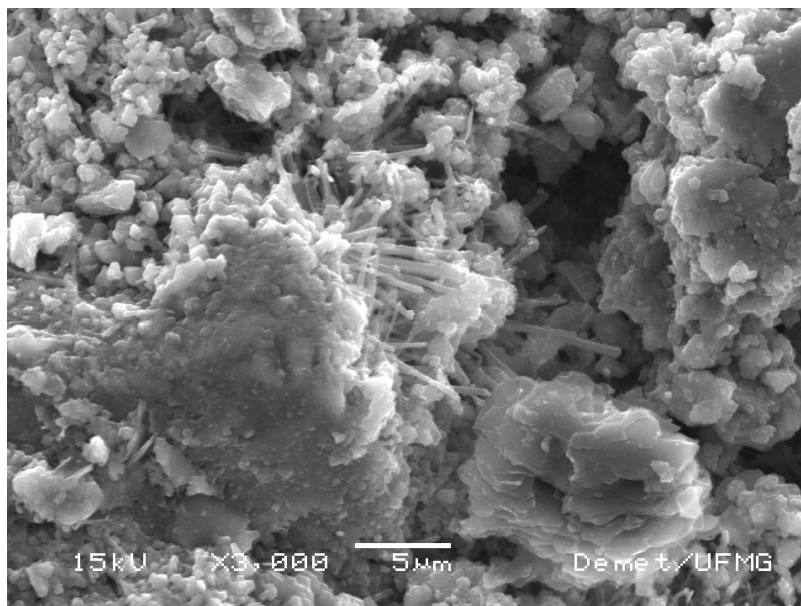


Figura 5.28- Amostra aquecida a 600°C e resfriada lentamente-3000x

A amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente apresenta predominância de regiões extremamente sinterizadas, em maior número se comparada à amostra resfriada lentamente neste patamar, conforme se verifica na figura 5.29.

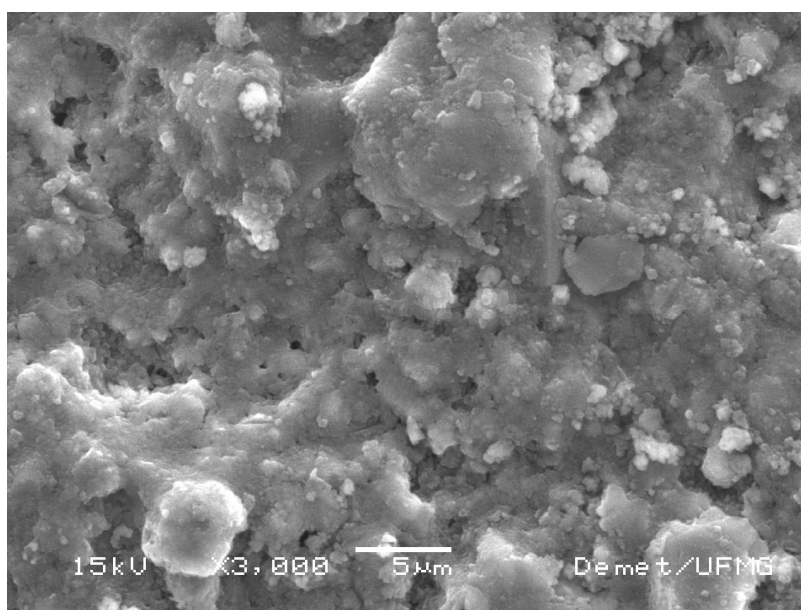


Figura 5.29- Amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente-3000x

Em alguns pontos localizados entre as zonas sinterizadas, foi constatada a presença de pequenos cristais aciculares, típicos de etringita, sendo ainda possível identificar microfissuras, possivelmente provocadas pelo choque térmico, conforme apresentado pela figura 5.31.

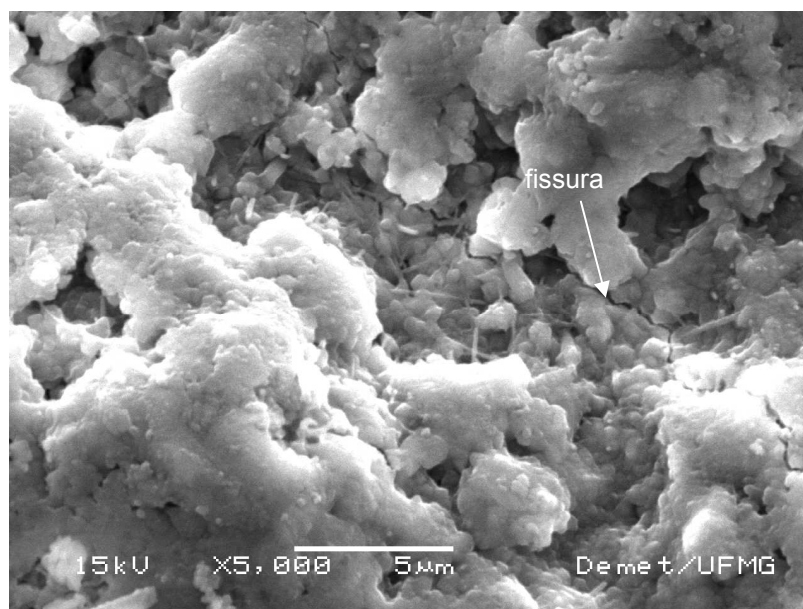


Figura 5.30- Amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente-5000x

Conforme EDS realizada nas regiões em destaque da figura 5.32, verifica-se fases extremamente ricas em Ca, indicativo da formação de calcita.

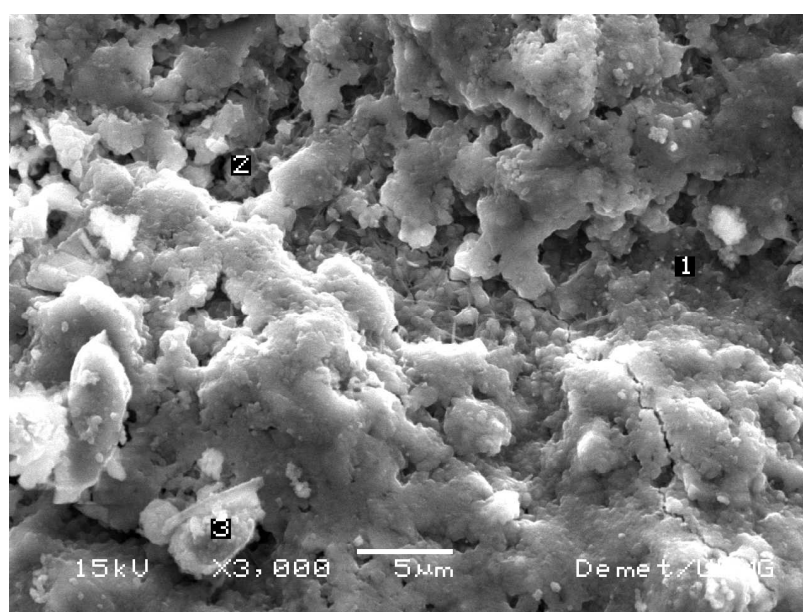


Figura 5.31- Amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente-3000x

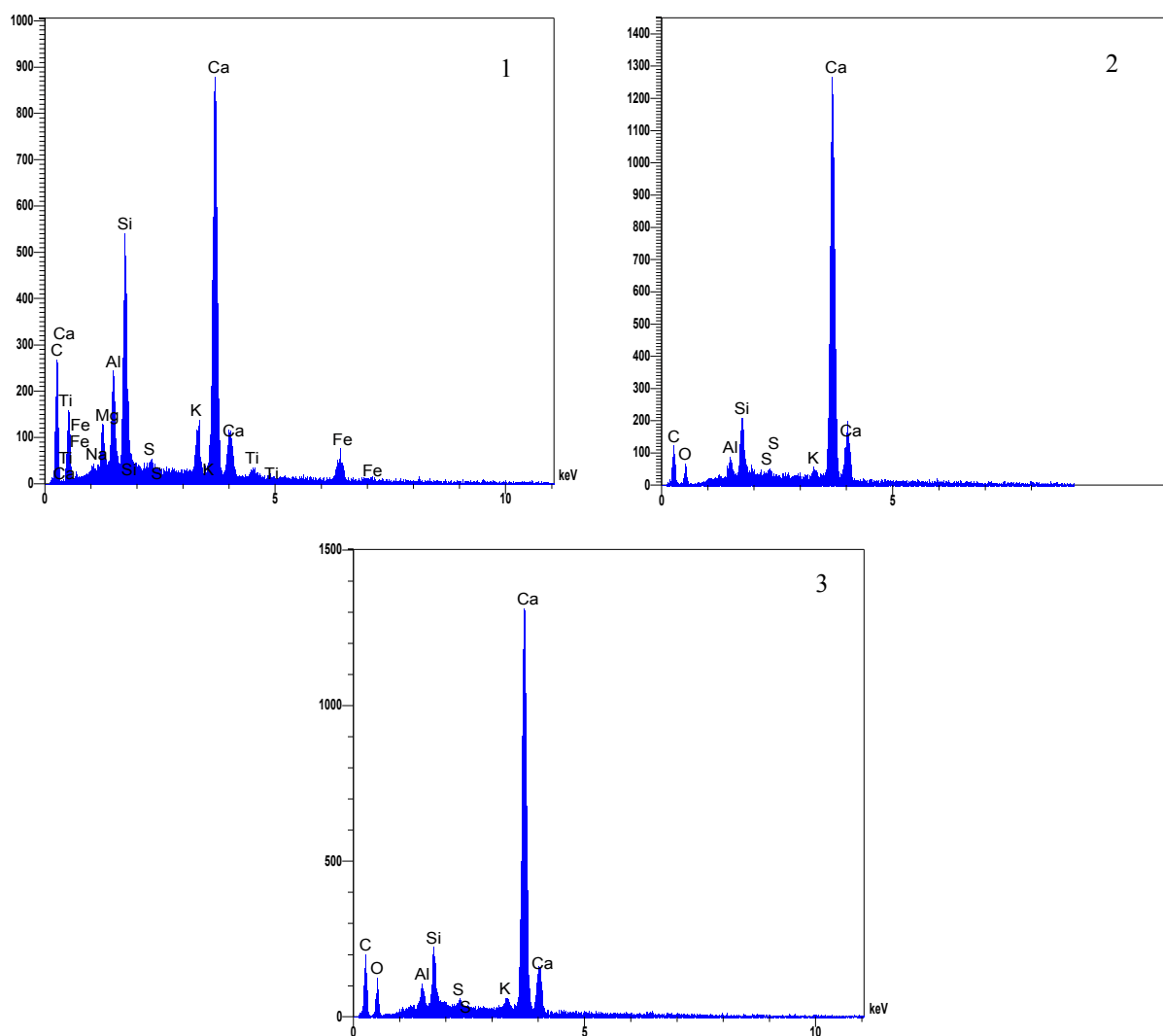


Figura 5.32- Espectrometria gerada por EDS da amostra aquecida a 600°C e resfriada bruscamente nas regiões de 1 a 3, demarcadas na figura 5.31.

## 6. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos evidenciam perdas consideráveis da resistência à compressão para a temperatura interna de exposição do concreto aos 300°C, apresentando uma redução em torno de 53% a 57%. Esta redução pode ser associada à decomposição do silicato de cálcio hidratado, percebida, neste estudo, através da análise microestrutural. Esta mesma diminuição de resistência praticamente foi observada para o patamar de exposição aos 350°C. Aos 600°C de exposição, verificou-se um decréscimo de resistência marcante, em torno de 83%, possivelmente em virtude do processo de desidratação acentuado sofrido pela estrutura de silicato de cálcio hidratado.

Os valores de resistência à compressão obtidos nesta pesquisa se equivalem aos estudos semelhantes analisados e diferem dos resultados apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2004). Isto ocorre, pois, de acordo com Souza *et al.* (2005), os resultados normativos foram obtidos através de concretos aquecidos sob carga e ensaiados a quente. Esta condição de ensaio apresenta resistências 25% mais altas em comparação ao ensaio com corpos de provas aquecidos sem carga (MEHTA; MONTEIRO, 2008) e ainda não contempla a perda de resistência do concreto após resfriamento. Soma-se a isto o fato de que o calor transmitido aos corpos de provas foi mais intenso na superfície das amostras do que na região interna, monitorada pelos termopares, o que retrata uma situação mais severa do que a prevista pela Norma.

Em relação ao módulo de elasticidade dinâmico ocorreram maiores decréscimos com o aumento da temperatura, observados a partir da exposição aos 100°C. Como o ensaio do módulo de elasticidade, adotado neste trabalho, é altamente sensível a presença de fissuras existentes nas amostras, e a rigidez do concreto exposto ao fogo é reduzida em função do aumento das microfissuras na zona de transição, os resultados do módulo de elasticidade tiveram perdas mais acentuadas do que aqueles apresentados nos ensaios de resistência à compressão.

A relação entre os dados obtidos nesta pesquisa, que utilizou o módulo de elasticidade dinâmico e os apresentados pela NBR 15200 (ABNT, 2004), que utilizou o módulo de

elasticidade estático, não se equivale, uma vez que a heterogeneidade do concreto influencia os dois módulos de maneira distinta (SALES, 2008).

Os diferentes tipos de resfriamento empregados (lento e brusco) exerceram praticamente a mesma influência sobre as propriedades mecânicas do concreto. Este resultado não era esperado, tendo por base estudos anteriores sobre o assunto que relatavam que o resfriamento brusco provocava uma maior redução das propriedades mecânicas em comparação ao resfriamento lento. O ensaio de microscopia eletrônica de varredura associado às respectivas espectrometrias permitiram a visualização de alterações morfológicas que ocorreram na microestrutura do concreto e a identificação das fases atinentes, possibilitando deduzir que este comportamento ocorreu principalmente em função de uma maior reidratação apresentada pelos corpos de provas resfriados bruscamente. Os resultados indicam que a reidratação do concreto após o aquecimento pode contribuir para a recuperação de parte da resistência mecânica inicial.

Durante o aquecimento não foi verificado em nenhum dos corpos de provas algum tipo de deslocamento explosivo. Acredita-se que a quantidade de poros existentes na matriz permitiu a migração do vapor para a superfície com relativa facilidade, e que o fato das amostras apresentarem baixa umidade em função do tempo de cura ao ar livre reduziu a possibilidade do *spalling*.

Os resultados deste trabalho reforçam a importância em se estudar o comportamento do concreto perante as elevadas temperaturas provenientes de um incêndio e contribuem para esta área de pesquisa, visto que muitas respostas ainda carecem ser descobertas e que se deve procurar padronizar os ensaios experimentais de modo que se obtenham parâmetros que possam ser comparados.

Desta forma, novos estudos deverão esclarecer alguns pontos que merecem ser melhores avaliados, tais como:

- padronização de ensaios experimentais que permitam a avaliação de uma estrutura atingida por um incêndio real;
- realização de estudos comparativos com concretos constituídos por diferentes agregados mas com propriedades mecânicas similares à temperatura ambiente;

- avaliação da recuperação das propriedades mecânicas de concretos submetidos a elevadas temperaturas com a reidratação após ciclo de aquecimento-resfriamento;
- esclarecimento dos motivos pelos quais os decréscimos sofridos pelo módulo de elasticidade parecem não ter ligação com os ciclos de aquecimento-resfriamento, mas sim com a máxima elevação de temperaturas durante o aquecimento;
- esclarecimento dos motivos pelos quais as amostras aquecidas bruscamente apresentaram um processo de aglutinação mais acentuado em comparação as amostras resfriadas lentamente a partir da exposição a temperaturas de 100°C.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AÏTCIN, Pierre-Claude. **Concreto de alto desempenho**. Tradução de Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini, 2000. 667 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for fundamental transverse, longitudinal, and torsional frequencies of concrete specimens - ASTM C215**. Detroit, 2002:

AMORIM, Walter Vasconcelos de. **Combate a incêndio e salvamento: manual básico para bombeiros**. 1<sup>a</sup>. ed. Brasília: Walter Vasconcelos de Amorim, 1982. 610 p.

ANDEBERG, Y. Spalling Phenomena of HPC and OC. In: INTERNATIONAL WORKSHOOP ON FIRE PERFORMANCE OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, NIST, Gaithersburg, MD, feb. 13-14, 1997. **Proceedings...** Gaithersburg, EUA: NIST, feb. 1997. p. 69-73. NIST Special Publication 919.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto - NBR 9479**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - NBR NM 67**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - NBR 5739**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - NBR 14432**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova - NBR 5738**. Rio de Janeiro, 2003.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio - NBR 15200**. Rio de Janeiro, 2004.

BAMONT, Patrick; CANGIANO, Stefano; GAMBAROVA, Pietro. Thermo-mechanical behavior of concrete mixes suitable for the rehabilitation of fire-damaged tunnels liners. In: STRUCTURES IN FIRE, 4., 2006, Aveiro. **Proceedings...** . Aveiro: Universidade de Aveiro, 2006. p. 545 - 559.

BEZERRA, A.C.S.; AGUILAR, M.T.P.; CETLIN, P.R. **Influência do capeamento nos resultados do ensaio de resistência à compressão em concretos**. Anais do 50º Congresso Brasileiro do Concreto. CBC 2008.

BEZERRA, A.C.S. **Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos: uma análise experimental e computacional**. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em construção civil da Universidade Federal de Minas Gerais. 2007.

BONITESE, Karina Venâncio. **Segurança contra incêndio em edifício habitacional de baixo custo estruturado em aço**. 2007. 278 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

BRENTANO, Telmo. **Instalações hidráulicas de combate a incêndios nas edificações**. 2ª Porto Alegre: EDIPUCRS, 2005. 450 p.

BUCHANAN, Andrew H. **Structural design for fire safety**. University of Canterbury. New Zeland, 2002.

BUCHER, H.R.E.; RODRIGUES FILHO, H.C. **Argamassas de enxofre para capeamento de corpos-de-prova**. Seminário Controle de Resistência do Concreto, Ibracon, São Paulo, 1983.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARINO, N.J.; GUTHRIE, W.F.; LAGERGREN, E.S. **Effects of Testing Variables on the Measured Compressive Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete**. National Institute of Standards and Technology. NISTIR 5405, Gaithersburg, Md., Oct. 1994.

CARVALHO, Espedito Felipe Teixeira de. **Contribuição ao estudo da resistência residual do concreto submetido ao tratamento térmico padrão para situações de incêndio**. 2001. 96 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.

CHAGAS, Aécio Pereira. **A história e a química do fogo**. São Paulo: Átomo, 2006. 119 p.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXX, 2002, Brasília.

CROCE, G. DELLA.; GIACCIO, G.; VILLA, I.; ZERBINO, R. Resistencia y deformabilidad en compresión de hormigones afectados por altas temperaturas. . In: JORNADAS SAM 2000 - IV COLOQUIO LATINOAMERICANO DE FRACTURA Y FATIGA, 2000, Neuquém. **Proceedings** of IV Coloquio Latinoamericano de Fractura Y Fatiga, 2000. p. 1151-1157.

CUOGHI, Ricardo Scarabello. **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2006. 247 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

FORSTIE, D.A.; SCHNORMEIER, R. **Development and use of 4 by 8 inch concrete cylinders in Arizona**. Concrete International., v. 3, nº. 7, July 1981.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. **Cement & Concrete Composites**, Athens, p. 255-259. fev. 2005.

GIACCIO, G. *et al.* Comportamiento mecánico de hormigones dañados por temperatura. In: CONGRESSO LATINAMERICANO DE PATOLOGIA DE LA CONTRUCCIÓN, 8., 2005, Asunción. **Anais...** . Asunción: CONPAT, 2005. p. 17 - 24.

HERTZ, K.D. Limits of *spalling* of fire-exposed concrete. **Fire Safety Journal**, p. 103-116. 2003.

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, François-dominique; QUENARD, Daniel. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. **Cement and Concrete Research**, p. 1919-1927. ago. 2000.

KODUR, V.K.R.; PHAN,L.T. Factors governing the fire performance of high strength concrete systems. In: INTERNATION WORKSHOP STRUCTURES IN FIRE, 4., 2006, Aveiro. **Proceedings...** . Aveiro: Universidade de Aveiro, 2006. p. 573 - 579.

LIMA, F. B.; BARBOSA, A. H. Influência do tamanho e do tipo do corpo-de-prova na resistência à compressão do concreto. 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, **Anais...**, Ibracon, Belo Horizonte, 2002.

LIMA, Rogério Cattelan Antochaves de; **Investigação do comportamento do concreto em temperaturas elevadas**. 2005. 257 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LIMA, Rogério Cattelan Antochaves de; KIRCHHOF, Larissa Degliuomini; SILVA FILHO, Luiz Carlos Pinto da. **Variação de Propriedades Mecânicas de Concretos Convencionais e de Alta Resistência em Temperaturas Elevadas**. *Concreto & Construções*, v. 46, p. 65-68, 2007.

LUO, X.; SUN, W.; CHAN, Y.N. Residual compressive strength and microstructure of high performance concrete after exposure to high temperature. **Materials and Structures**, Bagnaux, v. 229, n. 33, p.294-298, 2000.

MARCO, F.F.; REGINATTO, G.M.; JACOSKI, C.A. Estudo comparativo entre **capeamento de neoprene, enxofre e pasta de cimento para corpos-de-prova cilíndricos de concreto**. 45º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, **Anais...**, Ibracon, Vitória, 2003.

MEHTA, Povindar Kumar; MONTEIRO, Paulo J.M.. **Concreto. Microestrutura, Propriedade e Materiais**. São Paulo: Ibracon, 2008. 674 p.

MINAS GERAIS. Polícia Militar de Minas Gerais. **Manual de atividades de bombeiros**. Belo Horizonte: Academia de Polícia Militar, 1985. 469 p.

NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedades do concreto**. Tradução de Salvador E. Giammusso. 2<sup>a</sup>. ed. São Paulo: Pini, 1997. 828 p.

NOUMOWE, A. N. *et al.* Transient heating effect on high strength concrete. **Nuclear Engineering and Design**, Villeurbanne, n. 166, p.99-108, 1996.

OLIVEIRA, Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de. **Gerenciamento de riscos de Incêndio: avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas**. 2006. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Produção, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

PATNAIK A.K.; PATNAIKUNI, I. Correlation of strength of 75 mm diameter and 100 mm diameter cylinders for high strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v.32, p.607–613, 2002.

PHAN; CARINO. Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. **Journal of Materials In Civil Engineering**, p. 58-65. fev. 1998.

PHAN, L. T. **Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art** – National Institute of Standards and Technology, NISTIR 5934, Gaithersburg, Dec. 1996.

PHAN, L. T.; LAWSON, J. R.; DAVIS, F. L. **Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete**. **Materials and Structures**, vol. 34, March 2001, pp 83-91.

RILEM TECHNICAL COMMITTEE. Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures- modelling and applications. **Materials and Structures**, Wien, n. 40, p.841-853, 2007.

RIOS, F.C.M. *et al.* **Gerenciamento de riscos de incêndio em estruturas de concreto: um estudo das propriedades mecânicas do concreto quando submetido a elevadas temperaturas.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Recife. **Anais...** . São Paulo: IBRACON, 2005. p. 107 - 122.

SALES, Rosemary do Bom Conselho. **Estudo de compostos de cimento portland utilizando o ensaio de frequência ressonante forçada e termo grafia.** 2008. 204 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SALMONI, Renato. **Transmissão do calor.** 1ª São Paulo: Mestre Jou, 1966.

SÃO PAULO. Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo. **Manual de fundamentos de bombeiros.** São Paulo, 1996.

SCANDIUZZI, L.; ANDRIOLO, F.R. **Concreto e seus materiais:** propriedades e ensaios. Pini, São Paulo, 1986.

SECCO, Orlando. **Manual de prevenção e combate a incêndio.** 3ª. ed. São Paulo: Associação Brasileira Para Prevenção de Acidentes, 1982. 406 p.

SEITO, Alexandre Itiu *et al.* **A segurança contra incêndio no Brasil.** São Paulo: Projeto Editora, 2008.496p.

SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de aço em situação de incêndio.** São Paulo: Zigate, 2001, 249 p.

SONNTAG, Richard E.; BORGNAKKE, Claus; WYLEN, Gordon J.. **Fundamentos da Termodinâmica.** São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 2001. 537 p.

SOUZA, *et al.* **Efeito do fogo no concreto: avaliação da influência do tipo de agregado e da reidratação.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Recife. **Anais...** . São Paulo: IBRACON, 2005. p. 90 - 106.

TOLENTINO, E. *et al.* **Effects of high temperature on the residual performance o portland cement concretes.** Materials Research, UFSCAR, v. 5, n. 3, p. 301-307, 2002.

VARGAS, Mauri Resende; SILVA, Valdir Pignatta e. **Resistência ao fogo das estruturas de aço:** Bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção em aço. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS / Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA, 2003. 74 p.

XIAO, Jianzhuang; KÖNIG, Gert. Study on concrete at high temperature in China - an overview. **Fire Safety Journal**, p. 89-103. nov. 2004.