



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Janaina Salustio da Silva

**ESTUDO DE CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À
COMPRESSÃO SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS SEM E
COM INCORPORAÇÃO DE FIBRAS DE POLITEREFTALATO DE
ETILENO (PET)**

Natal

2013

Janaina Salustio da Silva

**ESTUDO DE CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À
COMPRESSÃO QUANDO SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS
SEM E COM INCORPORAÇÃO DE FIBRAS DE POLITEREFTALATO
DE ETILENO (PET)**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^ª. Dr^ª. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá

Natal

2013

JANAINA SALUSTIO DA SILVA

**ESTUDO DE CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À
COMPRESSÃO QUANDO SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS
SEM E COM INCORPORAÇÃO DE FIBRAS DE POLITEREFTALATO
DE ETILENO (PET)**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Dr^ª. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá – Orientadora

Prof^ª. Dr^ª. Jaquelígia Brito da Silva – (UFRN)

Prof^º. Dr. Edilberto Vitorino de Borja – (IFRN)

Natal, 22 de abril de 2013.

ESTUDO DE CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO QUANDO SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS SEM E COM INCORPORAÇÃO DE FIBRAS DE PET

Janaina Salustio da Silva

Orientador: Prof^a. Dr^a. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá

RESUMO

As estruturas de concreto armado são largamente utilizadas nas edificações em todo o mundo. Quando da ocorrência de incêndio em edificações, é consenso entre os estudiosos, que o concreto apresenta uma elevada resistência ao fogo, devido principalmente a sua baixa condutividade térmica. No entanto, isto não significa que esse material não seja afetado pela exposição a elevadas temperaturas. Redução de resistência à compressão e no módulo de elasticidade, alteração na coloração e aparecimento de fissuras, são alguns dos efeitos causados pela exposição térmica. No caso de concretos com resistência mais elevada, ocorre ainda deslocamentos explosivos, expondo as armaduras ao fogo, e contribuindo assim para a redução da capacidade suporte do elemento estrutural. Diante do exposto, o presente trabalho tem por objetivo analisar como a resistência à compressão e a porosidade do concreto são afetadas quando submetido a elevadas temperaturas. Foram avaliados concretos de diferentes resistências, e ainda foi verificado se a incorporação de fibras de politereftalato de etileno (PET), em matriz de concreto, pode ser usada como alternativa a prevenção do lascamento. Os resultados indicaram que lascamentos explosivos acometem não somente os concretos de alta resistência, cujos valores desta pesquisa variaram de 70 a 88 MPa, como também o concreto convencional de média resistência (52 MPa), e que a faixa de temperatura para o qual o concreto começa a sofrer alterações expressivas em sua resistência fica entre 400 °C e 600 °C, apresentando aos 600 °C uma porosidade até 188% maior que a apresentada a temperatura ambiente.

Palavras-chave: concreto de alta resistência, fibras de PET, lascamentos explosivos, resistência à compressão.

STUDY OF DIFFERENT RESISTANCE OF CONCRETE WHEN APPLIED TO HIGH TEMPERATURES NO AND WITH ADDITION FIBER POLYETHYLENE TEREPHTHALATE (PET)

Janaina Salustio da Silva

Adviser: Prof^a. Dr^a. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá

ABSTRACT

The reinforced concrete structures are largely used in buildings worldwide. Upon the occurrence of fire in buildings, there is a consensus among researchers that the concrete has a high resistance to fire, due mainly to its low thermal conductivity. However, this does not mean that this material is not affected by exposure to high temperatures. Reduction of the compressive strength, modulus of elasticity, discoloration and cracking, are some of the effects caused by thermal exposure. In the case of concretes with higher resistance occurs even deslocamentos explosivos, exposing the reinforcement to fire and contributing to reducing the support capacity of the structural element. Considering the above, this study aims to examine how the compressive strength and porosity of concrete are affected when subjected to high temperatures. Were evaluated concrete of different resistances, and even was the verified if addition fibers of polyethylene terephthalate (PET) in concrete can be used as an alternative to preventing spalling. The results indicated that explosive spalling affect not only high strength concrete whose values of this study ranged from 70 to 88 MPa, as well as conventional concrete of medium strength (52 MPa) and the temperature range to which the concrete begins to suffer significant changes in their resistance is between 400 ° C and 600 ° C, showing to 600 ° C a porosity up to 188% greater than the room temperature.

Key-words: high strength concrete, PET fibers, spalling explosive, compressive strength.

Dedico este trabalho ao meu esposo,
Carlos Eduardo, pelo amor e por todas as formas
de apoio incondicional que ele me ofereceu.

AGRADECIMENTOS

Sempre ansiei o momento em que fosse escrever estas linhas para que eu pudesse fazer a homenagem devida a todos que de alguma forma contribuíram para que eu chegasse até aqui.

Gostaria de fazer um agradecimento especial a Deus, o meu Senhor e Salvador, que esteve comigo me dando força nos momentos em que eu me sentia derrotada pelo cansaço, me dando disposição para escrever, para persistir, para transpor os obstáculos que foram aparecendo, me dando o equilíbrio, a paciência e a sabedoria que eu precisava. Sem Ele não teria chegado até aqui e por isso, tudo o que eu possa escrever é pouco para descrever a gratidão que sinto por tudo o que o Senhor fez e faz por mim.

Ao meu esposo, companheiro, amigo e amante, meu singelo agradecimento, pelo apoio sem medida, porque mais que entender esta situação, se fez presente em todas as etapas da construção dessa dissertação, me ajudando não somente com palavras de conforto, mas se colocando a disposição para me ajudar em todos os experimentos necessários a conclusão desta pesquisa.

Aos meus pais e minhas irmãs, por entender a minha ausência em alguns eventos, por saber respeitar minhas decisões, por terem acompanhado incansavelmente os meus tropeços e vitórias com muito amor, carinho e dedicação. Agradeço a Deus por tê-los em minha vida.

A minha orientadora Maria das Vitórias, pela sugestão do tema, pela disposição em escutar minhas queixas, pelas orientações precisas nos momentos de incerteza, pelos aconselhamentos e pelo cuidado maternal, por confiar na minha capacidade de conduzir essa pesquisa com profissionalismo e afinco. Agradeço mais uma vez a Deus por tê-la colocado em minha vida.

Aos bolsistas, Tom Pires, Nathália Fernandes, Antílio Fernandes e Brenda Matias, que se dedicaram a execução desta pesquisa.

Aos técnicos de laboratório Sr. Francisco Braz e Sandro Ricardo, pela presteza e dedicação com que me auxiliaram na realização dos ensaios desta dissertação.

Aos colegas de mestrado, pela companhia, alegria e troca de conhecimentos.

A Cysne Engenharia que acreditou na importância dessa pesquisa e doou um dos materiais necessários a produção dos concretos.

Aos integrantes do Laboratório de cerâmica e construção civil do Senai, pela cordialidade sempre presente e agilidade na realização dos ensaios.

A CAPES, pelo suporte financeiro através da bolsa de mestrado.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 3-1 Forma e textura superficial de partículas de agregado graúdo: (a) cascalho, arredondado e liso; (b) brita, equidimensional; (c) brita, alongada; (d) brita, achatada; (e) agregado leve; anguloso e áspero; (f) agregado leve, arredondado e liso. 24
- Figura 3-2 Representação esquemática da exsudação no concreto fresco recém-lançado. 25
- Figura 3-3 Modelos C-S-H: (a) Powers; (b) Feldman-Sereda; (c) Munich; (d) Jennings. 27
- Figura 3-4 Cristais hexagonais de hidróxido de cálcio. 28
- Figura 3-5 Esquema dos tipos de água associados ao C-S-H, segundo modelo de Feldman-Sereda. 32
- Figura 3-6 Diagrama de tensão-deformação da matriz e fibras de baixo e alto módulo de elasticidade. 37
- Figura 3-7 Representação esquemática do comportamento à flexão de um concreto sem e com fibras. 38
- Figura 3-8 Mecanismo de controle de propagação de fissuras. 39
- Figura 3-9 Representação do mecanismo de combate às fissuras de retração plástica com a incorporação de fibras de polipropileno. 40
- Figura 4-1 Evolução da estrutura de poros com incremento de temperatura em pastas de cimento. 50
- Figura 4-2 Evolução da distribuição de tamanhos de poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas. 51

Figura 4-3 Gradientes de temperatura em viga de concreto com cimento silício, de seção retangular, $b/h = 30/60$ cm para diferentes períodos de exposição ao fogo ISO 834.	56
Figura 4-4 Alteração na resistência e coloração do concreto.	58
Figura 4-5 Resistência à compressão das misturas à temperatura ambiente.	60
Figura 4-6 Resistência à compressão das misturas após exposição de 800 °C.	60
Figura 4-7 Resistência relativa das misturas de concreto após a exposição a elevadas temperaturas.	62
Figura 4-8 Aparência de uma laje após um incêndio.	66
Figura 4-9 Mecanismo de formação do <i>spalling</i> pelo modelo “ <i>moisture clog</i> ”.	67
Figura 4-10 Curvas padrão (temperatura versus tempo).	72
Figura 4-11 Curvas naturais parametrizadas pela carga de incêndio e o fator de abertura.	74
Figura 4-12 Período de lascamento em função da temperatura versus tempo.	78
Figura 4-13 Curva DSC/TG e DTG da fibra de polipropileno.	82
Figura 5-1 Esquema das quantidades de corpos de prova usados nos ensaios preliminares com suas temperaturas de exposição.	88
Figura 5-2 Fibras de PET: (a) máquina de desfiar garrafa de PET; (b) tiras de PET já cortadas no tamanho a ser misturado no concreto.	91
Figura 5-3 Análise termogravimétrica de fibras de PET.	91
Figura 5-4 Esquema da sequência de colocação dos materiais na betoneira.	92
Figura 5-5 Esquematização do procedimento adotado na segunda etapa.	94

Figura 5-6 Uso de aditivo em proporções diferentes para facilitar moldagem e manutenção da consistência: (a) Slump test de concreto tipo I; (b) corpos de prova após desfôrma do concreto tipo I.	98
Figura 5-7 Esquematização da sequência de colocação dos materiais na betoneira da etapa definitiva.	98
Figura 5-8 Corpos de prova envolvidos com tela de arame galvanizado, para proteção do forno contra impactos de partes do concreto.	101
Figura 6-1 Resistência à compressão a temperatura ambiente em função do teor de PET adicionado.	105
Figura 6-2 Resistência à compressão a diferentes temperaturas dos distintos traços executados.	106
Quadro 6-1 Aspectos visuais dos corpos de prova sem fibra e com diferentes teores de fibra de PET após exposição à 400 °C e 600 °C.	108
Figura 6-3 Amostra do corpo de prova sem PET submetido a 600 °C.	110
Figura 6-4 Corpos de prova sem PET submetidos à temperatura de 600 °C.	111
Figura 6-5 Resistência à compressão aos 28 dias dos concretos sem e com adição de fibras à temperatura ambiente.	113
Figura 6-6 Resistência à compressão do concreto tipo I em função da temperatura de exposição.	114
Figura 6-7 Resistência à compressão do concreto tipo II em função da temperatura de exposição.	115
Figura 6-8 Resistência à compressão do concreto tipo III em função da temperatura de exposição.	115
Figura 6-9 Gráficos de resistência relativa em função da temperatura.	117

Figura 6-10 Porosidade dos diferentes tipos de concreto sem fibra a temperatura ambiente e após exposição térmica.	119
Figura 6-11 Porosidade dos diferentes tipos de concreto com fibra a temperatura ambiente e após exposição térmica.	119
Figura 6-12 Porosidade ao longo da temperatura do concreto tipo I sem fibra versus concreto tipo I com fibra.	121
Figura 6-13 Porosidade ao longo da temperatura do concreto tipo II sem fibra versus concreto tipo II com fibra.	121
Figura 6-14 Porosidade ao longo da temperatura do concreto tipo III sem fibra versus concreto tipo III com fibra.	122
Figura 6-15 Absorção dos diferentes tipos de concreto ao longo da temperatura.	123
Figura 6-16 Lascamento explosivo de corpos de prova tipo II SF após 600 °C.	125
Figura 6-17 Comparação visual das fibras poliméricas: (a) fibras de polipropileno; (b) fibras de PET.	126
Figura 6-18 Seção transversal de corpo de prova após exposição a 600 °C com detalhe para localização dos espaços deixados pelas fibras de PET.	127
Figura 6-19 Intensidade e frequência dos sons ouvidos durante o ensaio de forno para o concreto tipo I sem e com fibra em função do tempo.	128
Figura 6-20 Intensidade e frequência dos sons ouvidos durante o ensaio de forno para o concreto tipo II em função do tempo.	128
Figura 6-21 Intensidade e frequência dos sons ouvidos durante o ensaio de forno para o concreto tipo III em função do tempo.	128
Figura 6-22 Corpos de prova após aquecimento de 200 °C: (a) tipo I SF; (b) tipo I CF; (c) tipo II SF; (d) tipo II CF.	130

Figura 6-23 Fissuras nos corpos de prova após aquecimento de 400 °C: (a) tipo II SF; (b) tipo I CF. 131

Figura 6-24 Espaço criado após a desintegração das fibras de PET no topo e lateral dos corpos de prova em destaque. 131

Figura 6-25 Fissura na interface pasta/agregado. 132

Figura 6-26 Fissura mais espessa em fragmento de corpo de prova lascado. 132

Figura 6-27 Cor cinza mais escuro que à temperatura de 28°C e aspecto fissurado dos corpos de prova submetidos a 600 °C: (a) tipo I CF; (b) tipo III CF. 133

Quadro 6-2 Aspecto visual dos corpos de prova sem e com fibra de PET submetido a 200 °C. 134

Quadro 6-3 Aspecto visual dos corpos de prova sem e com fibra de PET submetido a 400 °C. 135

Quadro 6-4 Aspecto visual dos corpos de prova sem e com fibra de PET submetido a 600 °C. 136

LISTA DE TABELAS

Tabela 4-1 Transformações sofridas por pastas de cimento durante aquecimento.	47
Tabela 4-2 Transformações na distribuição dos poros durante aquecimento.	52
Tabela 4-3 Fatores que interferem no lascamento do concreto.	69
Tabela 4-4 Classificação do tipo de lascamento.	77
Tabela 4-5 Os fatores que influenciam em cada tipo de lascamento.	78
Tabela 5-1 Características do Agregado Miúdo.	90
Tabela 5-2 Características do Agregado Graúdo.	90
Tabela 5-3 Traço usado para confecção do concreto com resistência convencional.	92
Tabela 5-4 Características físicas e mecânicas do cimento.	96
Tabela 5-5 Características do Agregado Miúdo.	96
Tabela 5-6 Características do Agregado Graúdo.	97
Tabela 5-7 Dosagem dos materiais para confecção dos concretos (kg/m ³).	97
Tabela 6-1 Redução da resistência sofrida pelos corpos de prova após exposição a elevadas temperaturas.	107
Tabela 6-2 Redução da resistência à compressão do concreto causada pela adição de PET.	114
Tabela 6-3 Redução da resistência dos diferentes tipos de concreto na faixa de 400 °C para 600 °C.	118

Tabela 6-4 Crescimento da porosidade em porcentagem após cada exposição térmica em relação à porosidade inicialmente apresentada à temperatura ambiente.

120

Tabela 6-5 Massa específica dos concretos com e sem fibra ao longo da temperatura em g/cm³.

123

Tabela 6-6 Incidência de lascamento nos concretos ensaiados.

124

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

CAR – Concreto de Alta Resistência

CAD – Concreto de Alto Desempenho

C-S-H – Silicato de Cálcio Hidratado

PP – Polipropileno

PET – Plitereftalato de etileno

CH – Hidróxido de cálcio

a/c – fator água/cimento

CRC – Concreto de Resistência Convencional

HC – Curva Hidrocarboneto

HCM – Curva Hidrocarboneto Modificada

TG – Análise Termogravimétrica

DTG – Termogravimetria Diferencial

PVA – Acetato de Polivinila

ISO – Internacional Standard Organization

SF – Sem Fibra

CF – Com Fibra

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
2. OBJETIVOS	21
3. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE A ESTRUTURA DO CONCRETO	22
3.1. Introdução ao concreto	22
3.2. Agregado	23
3.3. Pasta de cimento hidratada	26
3.3.1. Os vazios na pasta de cimento	29
3.3.2. A água na pasta de cimento	30
3.4. Interface pasta-agregado	33
3.5. Concreto com fibra	35
3.5.1. Aplicações das fibras no concreto	37
3.5.2. Fibra de PET	41
4. IMPACTOS DAS ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE O CONCRETO	43
4.1. Alterações na estrutura do concreto em elevadas temperaturas	43
4.1.1. Alterações microestruturais causadas pelo aquecimento	45
4.1.2. O papel da água no concreto aquecido	47
4.1.3. Porosidade e fissuração induzida pelo aquecimento	49
4.1.4. Efeito das altas temperaturas no agregado	53
4.2. Efeitos Macroestruturais da exposição a elevadas temperaturas	55
4.2.1. Mudanças de coloração	57
4.2.2. Alterações nas propriedades mecânicas	59
4.2.3. Lascamento	65
4.2.3.1. Fatores que influenciam o fenômeno	69
4.2.3.2. Tipos de lascamento	75
4.3. Alternativas para minimizar os danos causados no concreto a elevadas temperaturas	81
5. PROGRAMA EXPERIMENTAL	86
5.1. Estratégia experimental	86
5.2. Programa experimental	87
5.3. Descrição da etapa I – ensaios preliminares	87

5.3.1. Caracterização dos materiais	89
5.3.2. Produção dos concretos	92
5.4. Descrição da etapa II – ensaios definitivos	93
5.4.1. Caracterização dos materiais	95
5.4.2. Produção dos concretos	97
5.5. Ensaios realizados	99
5.5.1. Método de exposição a elevadas temperaturas	99
5.5.2. Resistência à compressão	101
5.5.3. Absorção e porosidade	102
5.5.4. Aspectos visuais	102
5.5.5. Lascamento	103
6. RESULTADOS E DISCUSSÃO	104
6.1. Considerações iniciais	104
6.2. Resultados da fase preliminar	104
6.2.1. Resistência à compressão	105
6.2.2. Aspectos visuais	107
6.2.3. Lascamento	111
6.2.4. Conclusões Parciais	112
6.3. Resultados da fase definitiva	113
6.3.1. Resistência à compressão	113
6.3.2. Porosidade, absorção e massa específica	118
6.3.3. Ensaio de exposição térmica	124
6.3.3.1. Lascamento	124
6.3.3.2. Aspectos Visuais	129
7. CONCLUSÃO	137
8. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	140
REFERÊNCIAS	141
APÊNDICE A – RELATÓRIO DE INSPEÇÃO DOS ENSAIOS DE FORNO	147

1. INTRODUÇÃO

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

Quando uma edificação é atingida por um incêndio, os seus usuários ficam sujeitos a um elevado risco de vida, e a construção pode sofrer danos estruturais consideráveis. No entanto, é consenso entre os estudiosos, que o concreto apresenta uma elevada resistência ao fogo quando comparado aos demais elementos estruturais, principalmente os fabricados em aço, pois o concreto endurecido é incombustível, não exala gases tóxicos, e por isso os produtos de combustão não são prejudiciais à saúde humana, além de ser um mau condutor de calor em relação aos metais (RIOS, 2005; LIMA et al, 2004; COSTA et al, 2002).

Porém, nos últimos anos, há uma crescente demanda de concretos cada vez mais resistentes e duráveis, estes concretos são denominados de concretos de alta resistência (CAR), quando se trata de um concreto desenvolvido para garantir maiores resistências mecânicas (superior a 55 MPa), ou ainda concreto de alto desempenho (CAD), quando apresentar, simultaneamente, boa trabalhabilidade, resistência e durabilidade (ISAIA et al, 2011).

Desde 1990, entretanto, muitos pesquisadores e profissionais passaram a levantar questões sobre o comportamento do concreto de alta resistência no decorrer de um incêndio, justamente em função da microestrutura muito compacta, que dificulta a liberação do vapor e, conseqüentemente, o alívio de pressão.

A matriz densificada tende a contribuir para o aumento da sensibilidade do material a condições térmicas extremas, tais como as prevalentes durante o rápido processo de aquecimento que ocorre em incêndios. A justificativa para este comportamento se encontra no acréscimo de pressão que ocorre nos poros do concreto, decorrente da evaporação da água presente na matriz cimentícia, associada às tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica, podendo provocar deslocamentos de camadas do concreto. Esse fenômeno é comumente denominado de efeito *spalling* (LIMA et al, 2004).

Nos concretos de densidade normal, a quantidade de poros existente permite a migração do vapor para a superfície com relativa facilidade e, da mesma forma, à migração da umidade para as camadas mais internas (LIMA et al, 2004).

Nos concretos de alta resistência, o *spalling* explosivo é frequente. São raros os experimentos cujos corpos-de-prova aquecidos não sofreram lascamentos instantâneos, a não ser sob taxa de aquecimento muito baixa, da ordem de 1 °C/min a 5 °C/min, inferior ao incêndio-padrão. Isto pode ser explicado pela baixa permeabilidade do concreto de alta densidade que permite que o vapor gerado durante o aquecimento não encontre porosidade suficiente na matriz para atingir a superfície, ocasionando a saturação dos poros existentes e elevando as pressões internas.

Com o *spalling*, há perda de uma porção considerável de material da peça, proporcionando a redução da capacidade resistente do elemento estrutural e expondo a armadura à ação direta do fogo e, ainda, o aquecimento progressivo das camadas do interior do concreto expostas com a perda da superfície (COSTA & SILVA, 2002)

Atualmente diversos trabalhos estão voltados para avaliação do efeito das elevadas temperaturas sobre as estruturas de concreto. Os resultados obtidos indicam que realmente há grandes possibilidades de deslocamentos em concretos de elevadas resistência, e que o mesmo dificilmente ocorre em concretos convencionais. Sendo assim, se faz necessário à utilização de uma proteção a este tipo de concreto de maneira a superar essa dificuldade (LIMA et al, 2004).

Desta forma, a sanidade das edificações em concreto de alta densidade durante incêndios, passa a constituir um problema potencial que necessita ser solucionado, dado o risco de rompimento repentino que estes materiais estão sujeitos. Torna-se então, de fundamental importância, buscar mecanismos que possam vir a reduzir a tendência a lascamentos e garantir a segurança dos usuários frente a uma situação de incêndio.

2. OBJETIVOS

Esta dissertação tem por objetivo geral avaliar o comportamento de concretos convencional e de alta resistência quando submetidos a diferentes temperaturas. Para isso, foram confeccionados concretos sem e com adição de fibras de politereftalato de etileno obtidas por meio do resíduo de garrafas de refrigerante, analisando se as mesmas podem ser usadas na prevenção ao efeito *spalling*.

Os objetivos específicos desta pesquisa são sintetizados nos quatro pontos a seguir:

- ✓ Determinar qual o melhor teor de fibras de PET a ser usado no concreto de maneira que as mesmas interfiram o mínimo possível em sua resistência à compressão;
- ✓ Comparar o desempenho macroestrutural em termos de resistência residual, porosidade e deslocamento dos concretos sem e com adição de fibras;
- ✓ Determinar com quanto tempo após o aquecimento dos corpos de prova há a ocorrência do *spalling*;
- ✓ Avaliar o grau de fissuração e as alterações de cor dos corpos de prova aquecidos.

3. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE A ESTRUTURA DO CONCRETO

Neste capítulo será apresentada uma fundamentação teórica referente a conceitos básicos sobre a estrutura do concreto e a influência desta sobre as suas propriedades.

Esta linha de abordagem deriva do fato de que o entendimento de sua microestrutura à temperatura ambiente ajudará a compreender e a explicar as alterações micro e macroestruturais quando o concreto for submetido a elevadas temperaturas, visto que são estes materiais constituintes do concreto que irão se decompor em decorrência do aquecimento e que acabarão por influenciar nas propriedades do compósito.

3.1. Introdução ao concreto

Em nível macroscópico¹, o concreto pode ser considerado como um material bifásico com estrutura heterogênea, consistindo de partículas de agregado com tamanhos e formas variados dispersas em uma matriz de cimento.

Todavia, o progresso no campo dos materiais resultou principalmente do reconhecimento do princípio de que as propriedades de um material têm origem na sua microestrutura interna. Fazendo uma análise da microestrutura do concreto, pode-se dizer que este deve ser entendido e estudado como um material constituído de partículas de agregados englobadas por uma matriz porosa de pasta de cimento, com uma zona de transição entre as duas fases, constituída de características próprias. A conexão dessas três fases tem importância significativa nas propriedades do concreto.

As características singulares da microestrutura do concreto podem ser resumidas como se segue. A zona de transição apresenta-se como uma camada delgada em torno do agregado tipicamente com 10 a 50 μm^2 de espessura. Esta é considerada normalmente mais fraca do que os outros dois componentes do concreto. É por causa da existência da zona de transição que se dá a ruptura do concreto em nível consideravelmente mais baixo do que a resistência de qualquer

¹ Termo que designa estrutura grosseira, visível a olho nu. O limite de resolução do olho humano é de aproximadamente 1/5 do milímetro.

² unidade de medida no qual 1 μm equivale a 0,001mm

um dos outros dois componentes principais – agregado e pasta de cimento. O agregado pode conter, em cada uma de suas partículas, vários minerais, além de microfissuras e vazios, bem como a pasta de cimento hidratada, que geralmente contém uma distribuição heterogênea de diferentes tipos e quantidades de fases sólidas, poros e microfissuras. Então, diferentemente de outros materiais de engenharia, a microestrutura do concreto não é uma característica intrínseca do material, porque a pasta de cimento hidratada e a zona de transição na interface estão sujeitas as alterações com o tempo, umidade e temperatura ambiente.

Com uma natureza altamente complexa e heterogênea, é muito difícil elaborar modelos realistas da microestrutura do concreto, a partir dos quais o comportamento do material possa ser previsto com confiabilidade. Entretanto, o conhecimento das características importantes da microestrutura de cada uma das três fases do concreto serve para nos auxiliar no controle das suas propriedades. Sendo assim, serão abordadas a seguir considerações sobre os constituintes da microestrutura do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008; PAULON & KIRCHHEIM, 2011; LIMA, 2005).

3.2. Agregado

Os agregados (gráúdo e miúdo) são obtidos diretamente da natureza, como a areia; da britagem das rochas, como a brita; de processos industriais, como a argila expandida ou ainda do reaproveitamento dos rejeitos urbanos e industriais, como a escória de alto forno e concreto reciclado.

Ao contrário do cimento, apesar de ocupar de 60 a 80% do volume do concreto, o agregado costuma ser visto como um material de enchimento inerte e, por isso, não se dá muita importância aos seus possíveis efeitos sobre as propriedades do concreto. No entanto, a fase agregado é a principal responsável pela massa unitária, pelo módulo de elasticidade e pela estabilidade dimensional do concreto. Essas propriedades do concreto dependem, principalmente, da densidade e resistência do agregado, que, por sua vez, são determinadas mais por suas características físicas, tais como, volume, tamanho e distribuição dos poros, do que por suas características químicas.

O módulo de elasticidade do concreto, que é uma propriedade mecânica, mede a resistência que o mesmo oferece a se deformar elasticamente. A porosidade do agregado está entre as características que mais afeta o módulo de elasticidade do concreto e isso se deve ao fato de que a porosidade do agregado determina sua rigidez, o que, por sua vez, controla a capacidade do agregado restringir a deformação da matriz. Agregados densos têm alto módulo de elasticidade. Em geral, quanto maior a quantidade de agregados graúdos com alto módulo de elasticidade em uma mistura de concreto, maior será o módulo de elasticidade do concreto.

Além da porosidade, a forma e a textura do agregado graúdo também afetam as propriedades do concreto. A Figura 3-1 mostra algumas partículas de agregado.

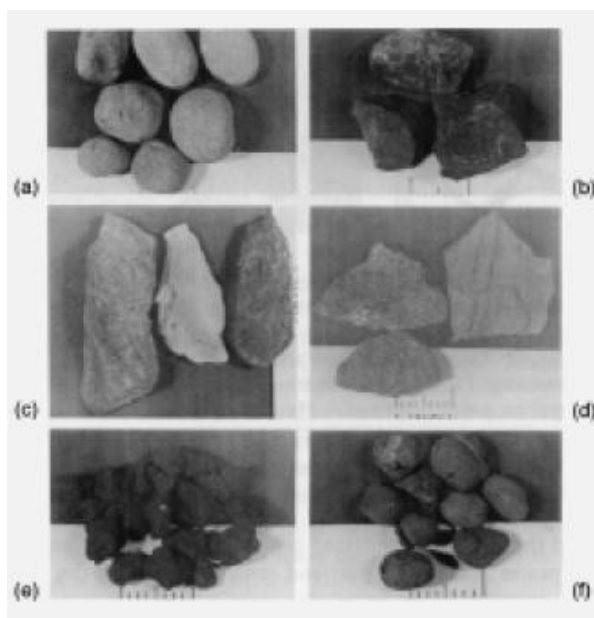


Figura 3-1 Forma e textura superficial de partículas de agregado graúdo: (a) cascalho, arredondado e liso; (b) brita, equidimensional; (c) brita, alongada; (d) brita, achatada; (e) agregado leve; anguloso e áspero; (f) agregado leve, arredondado e liso.

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 2008]

Mesmo sendo mais resistente do que as outras fases do concreto, a fase agregado normalmente não tem influência direta na resistência do concreto normal, exceto no caso de agregados altamente porosos ou quebradiços. Porém, a partir de considerações teóricas, pode-se prever que, independente da relação água/cimento, a dimensão, a forma, textura superficial e mineralogia das partículas de agregado

influenciarão as características da zona de transição e, portanto, afetarão a resistência do concreto.

Uma mudança na dimensão máxima de um agregado graúdo com boa distribuição granulométrica de uma dada mineralogia pode ter dois efeitos opostos na resistência do concreto. Com o mesmo consumo de cimento e consistência, dosagens de concreto contendo partículas maiores de agregado requerem menos água de amassamento do que as que contêm agregados menores. Por outro lado, agregados maiores tendem a formar uma zona de transição na interface mais fraca, contendo mais microfissuras. A Figura 3-2 mostra que quanto maior o tamanho do agregado no concreto e quanto maior a proporção de partículas alongadas, maior será a tendência de acúmulo de filme de água junto à superfície do agregado (exsudação interna), enfraquecendo a zona de transição na interface pasta-agregado, que fica mais susceptível a fissuração (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

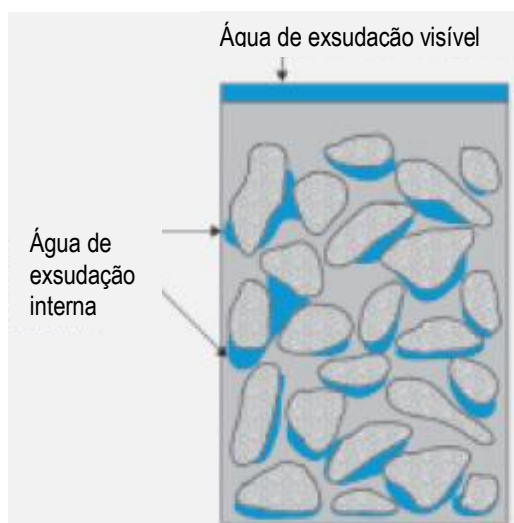


Figura 3-2 Representação esquemática da exsudação no concreto fresco recém-lançado.

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 2008]

3.3. Pasta de cimento hidratada

Antes de se discutir como a microestrutura da pasta de cimento hidratada evolui como resultado de reações químicas entre os compostos de cimento e água, será apresentado um breve resumo da composição e produção do cimento.

O cimento anidro é um pó cinza composto de partículas angulares com dimensões que variam de 1 a 50 μm . É produzido por meio da moagem do clínquer e da adição de sulfatos de cálcio (5 a 10%), na forma de dihidratado (gipsita) ou anidrita, em cada cimento específico, para moderar e retardar o início da pega. A composição química dos componentes principais do clínquer são os minerais: silicato tricálcico (alita, C_3S ou $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$), silicato dicálcico (belita, C_2S ou $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$), aluminato tricálcico (C_3A ou $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) e ferroaluminato tetracálcico (C_4AF ou $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$). Essas fases cristalinas anidras, resfriadas abruptamente, serão metaestáveis nas condições ambientes e reagirão rapidamente com água, transformando-se em componentes hidratados estáveis que conferirão ao cimento seu caráter hidráulico.

Além dos componentes principais podem estar presentes compostos menores como óxidos de cálcio livres, óxidos de sódio e potássio (denominados álcalis do cimento), de magnésio, fosfatos, fluoretos e sulfatos. Estes componentes estão presentes no clínquer, e suas proporções dependem das composições da rocha calcária e argila, além das proporções da mistura desses materiais.

Quando o cimento é disperso em água, o sulfato de cálcio e os compostos de cálcio começam a entrar em solução, e a fase líquida se torna rapidamente saturada com várias espécies de íons. Como resultado da interação entre cálcio, sulfato, aluminato e íons hidroxila, e dentro de poucos minutos de hidratação do cimento, começam a aparecer cristais aciculares de trissulfoaluminato de cálcio hidratado, conhecido como etringita. Poucas horas mais tarde, grandes cristais prismáticos de hidróxido de cálcio e pequenos cristais fibrosos de silicato de cálcio hidratado começam a preencher os espaços vazios antes ocupados por água e partículas de cimento em dissolução. Depois de alguns dias, dependendo da relação alumina-sulfato do cimento Portland, a etringita pode se tornar instável e se decompor para formar o monossulfoaluminato hidratado, que tem a forma de placa hexagonal. Os tipos, as quantidades e as características das quatro principais fases sólidas na pasta de cimento hidratada são apresentados a seguir:

Silicato de cálcio hidratado: a fase silicato de cálcio hidratado, abreviada como C-S-H, compõe de 50 a 60% do volume de sólidos em uma pasta de cimento completamente hidratada e é, portanto, a fase mais importante, determinando as propriedades da pasta. A morfologia do C-S-H varia desde fibras pouco cristalinas

até redes reticulares. Embora a estrutura exata do C-S-H não seja conhecida, vários modelos tem sido propostos para explicar as propriedades dos materiais. De acordo com o modelo de Powers (1958) e Brunauer (1962), o material tem uma estrutura em camadas com uma elevada área superficial. O modelo de Feldman-Sereda (1970) representa a estrutura de C-S-H como um arranjo irregular ou dobrado de camadas que criam espaços interlamelares (distância sólido-sólido) de diferentes formas e tamanhos. O modelo de Munich desenvolvido por Wittmann (1976) propõe uma estrutura C-S-H em forma de uma rede tridimensional de gel amorfo formado por compostos de xerogel. O modelo de Jennings, apresentado em 2000, propõe que o C-S-H é uma agregação de precipitados coloidais que são modificados quimicamente durante a hidratação. A Figura 3-3 apresenta esses modelos.

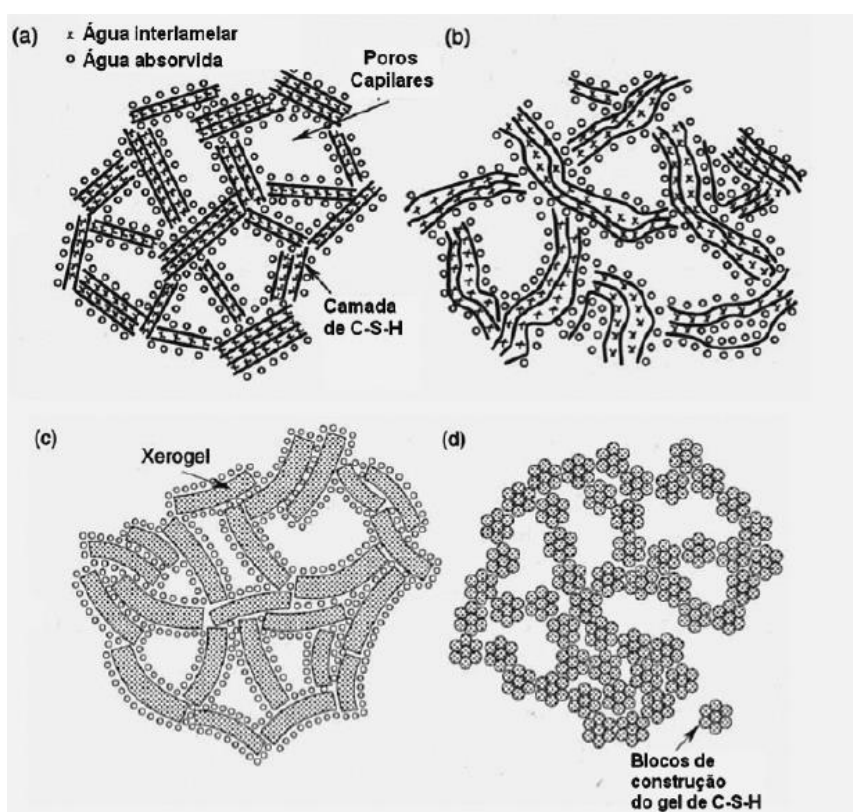


Figura 3-3 Modelos C-S-H: (a) Powers; (b) Feldman-Sereda; (c) Munich; (d) Jennings.

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 2008]

Hidróxido de Cálcio (CH): os cristais de hidróxido de cálcio (também chamados de portlandita) constituem de 20 a 25% do volume de sólidos na pasta de cimento hidratado. Ao contrário do C-S-H, o hidróxido de cálcio é um composto com estequiometria definida, $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Isso tende a causar a formação de grandes

cristais com morfologia prismática hexagonal distinta. A morfologia costuma variar de indefinível a pilhas de grandes placas e é afetada pela disponibilidade de espaço, temperatura de hidratação e impurezas presentes no sistema. Comparado ao C-S-H, a sua potencial contribuição à resistência do concreto é limitada devido à área superficial consideravelmente mais baixa. A Figura 3-4 mostra os cristais de CH.

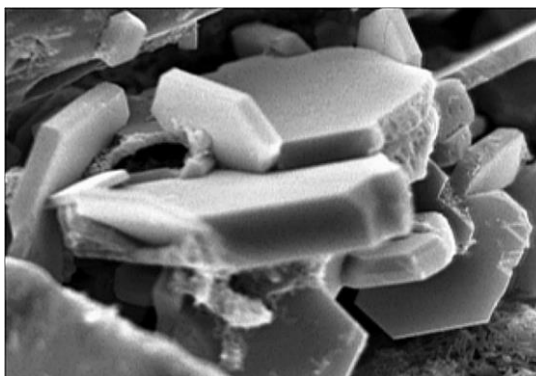


Figura 3-4 Cristais hexagonais de hidróxido de cálcio.

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 2008]

Sulfoaluminatos de cálcio: eles ocupam de 15 a 20% do volume sólida da pasta de cimento hidratada e possuem, portanto, apenas um papel secundário nas relações microestrutura-propriedades. Durante os estágios iniciais da hidratação, a relação sulfato/alumina geralmente favorece a formação do trissulfato hidratado também chamado de etringita, podendo eventualmente transformar-se, em maiores idades, em monossulfoaluminato hidratado, deixando o concreto vulnerável ao ataque por sulfato.

Grãos de clínquer não hidratados: dependendo da distribuição do tamanho das partículas do cimento anidro e do grau de hidratação, alguns grãos de clínquer não hidratados podem ser encontrados na microestrutura de pastas de cimento hidratadas, mesmo muito tempo depois da hidratação. Como dito anteriormente, as partículas de clínquer no cimento moderno geralmente se situam na faixa de 1 a 50 μm . Com o progresso do processo de hidratação, as partículas menores se dissolvem primeiro e desaparecem do sistema; então, as partículas maiores se tornam menores. Por causa do limitado espaço disponível entre as partículas, os produtos da hidratação tendem a se cristalizar bem junto às partículas de clínquer

em hidratação, o que faz parecer que um revestimento se forma em torno delas. Em idades mais avançadas, por causa da falta de espaço disponível, a hidratação *in situ* das partículas de clínquer resulta na formação de um produto de hidratação muito denso, cuja morfologia deve assemelhar-se à da partícula do clínquer original (MEHTA & MONTEIRO, 2008; PAULON & KIRCHHEIM, 2011).

3.3.1. Os vazios na pasta de cimento

Além dos sólidos, a pasta de cimento hidratada contém muitos tipos de vazio que têm uma influência importante em suas propriedades, além de ser por meio dos mesmos que o concreto pode interagir com o meio exterior através das conexões formadas entre estes vazios (poros). Os diferentes tipos de vazios e suas quantidades serão discutidos a seguir.

O *espaço interlamelar*, também conhecido como poros de gel, corresponde por 28% da porosidade no C-S-H sólido. O modelo de Powers assume que a largura desse espaço é de 18 Å, entretanto, Feldman e Sereda sugeriram que o espaço pode variar entre 5 e 25 Å. Este tamanho de vazio é muito pequeno para que se tenha efeito adverso na resistência e permeabilidade da pasta hidratada. Entretanto as pontes de hidrogênio podem reter a água nesses pequenos vazios, e sua remoção, sob certas condições, pode contribuir para retração por secagem e fluência.

Outro tipo de vazio existente na pasta de cimento hidratada são os *vazios capilares*, estes representam os espaços não preenchidos pelos componentes sólidos da pasta, ou seja, corresponde ao espaço não ocupado pelo cimento anidro ou pelos produtos de hidratação. Em pastas de cimento bem hidratadas com baixa relação água/cimento (*a/c*), os vazios capilares podem variar entre 10 e 50 nm³. Em pastas com alta relação *a/c*, nas primeiras idades de hidratação, os vazios podem ser maiores, entre 3 e 5 µm. Vazios capilares maiores que 50 nm, chamados de macroporos, têm, provavelmente, mais influência na determinação da resistência e impermeabilidade, ao passo que os vazios menores que 50 nm, chamados de microporos, têm função importante na retração por secagem e na fluência.

Existem ainda vazios de *ar incorporado* que normalmente ficam aprisionados na pasta durante a mistura do concreto, estes se apresentam com um formato

³ Unidade de medida em que 1 m equivale a 10⁹ nm.

geralmente esférico. Os vazios de ar incorporado normalmente variam entre 50 e 200 μm , sendo então muito maiores que os vazios capilares, podendo afetar negativamente a resistência à compressão do concreto, uma vez que esta é uma propriedade dependente da porção sólida do material (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Os poros estão presentes principalmente na pasta de cimento, mas também são encontrados na zona de transição. As paredes dos poros são formadas principalmente por C-S-H, mas dentro dos poros também são encontrados a etringita e a portlandita. O tamanho e a forma dos poros variam para cada tipo de concreto, sendo o fator determinante a quantidade de água adicionada à mistura durante o processo de confecção do mesmo. A quantidade e o tipo de cimento também influenciam na microestrutura dos poros, juntamente com a quantidade, o tamanho e distribuição dos agregados. A definição da forma de distribuição de poros na massa de concreto ocorre nas primeiras idades. O tamanho da rede de poros diminui com o passar do tempo, em consequência do processo de hidratação, que aumenta a compacidade do concreto (NEVILLE, 1997).

É importante ressaltar que, sob o ponto de vista de durabilidade, os vazios capilares são considerados os mais importantes da rede de poros que constitui a microestrutura do concreto, pois exercem maior influência nos mecanismos de transportes de agentes agressivos para o interior da massa, contribuindo para a sua difusão no interior do concreto. A rede de poros capilares também contribui para a perda ou ganho de vapor d'água (LIMA, 2005).

3.3.2. A água na pasta de cimento

As propriedades do concreto endurecido dependem direta ou indiretamente da água, iniciando-se pelas reações de hidratação do cimento e as consequentes transformações físico-químicas decorrentes, como início e fim de pega, calor de hidratação, retração entre outras (ISAIA, 2011).

Como nas fases do sólido e dos poros discutidas anteriormente, a água pode existir na pasta de cimento hidratada de muitas formas. A classificação da água em diferentes tipos é baseada no grau de dificuldade ou facilidade com que pode ser removida da pasta. Como há uma perda contínua da água de uma pasta de cimento

devido à redução da umidade ambiente relativa, a linha divisória entre os diferentes estágios da água não é rígida.

A *água capilar* está presente nos vazios maiores que 50Å e pode ser descrita como a água que se encontra livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida. É preferível dividir a água capilar em duas categorias: a água livre, que ocupa grandes vazios (acima de 50nm) e não provoca qualquer alteração de volume quando removida do concreto, e a água retida por tensão capilar em pequenos capilares (5 a 50 nm), cuja remoção pode causar retração do sistema.

Há também aquela que é encontrada junto à superfície do sólido, sendo por isso denominada de *água adsorvida*. Esta se encontra sob a influência das forças de atração sendo as moléculas de água fisicamente adsorvidas na superfície dos sólidos na pasta de cimento hidratado. A perda de água adsorvida é responsável pela retração da pasta de cimento.

A *água interlamelar* é a água associada com a estrutura do C-S-H, esta é perdida apenas por forte secagem. A estrutura do C-S-H retrai consideravelmente quando a água interlamelar é perdida. Já a *água quimicamente combinada* é aquela que integra parte da microestrutura de vários produtos de hidratação do cimento, não sendo ela removida durante a secagem; ela é liberada quando os hidratos se decompõem por aquecimento. A Figura 3-5 apresenta os tipos de água presentes na pasta de cimento (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Um sistema de classificação como esse, torna-se útil para o entendimento das propriedades da pasta, como por exemplo, a resistência mecânica. A água necessária para hidratação completa do cimento requer uma relação a/c $\approx$ 0,40. Nos concretos usuais a relação é mais elevada do que este valor, fazendo com que a água, além da estritamente necessária para as reações químicas ou a água interlamelar, se aloje nos interstícios dos produtos de hidratação formando vazios, de modo que quanto maior a água em excesso, maior a quantidade de vazios, e menor a resistência mecânica do concreto.

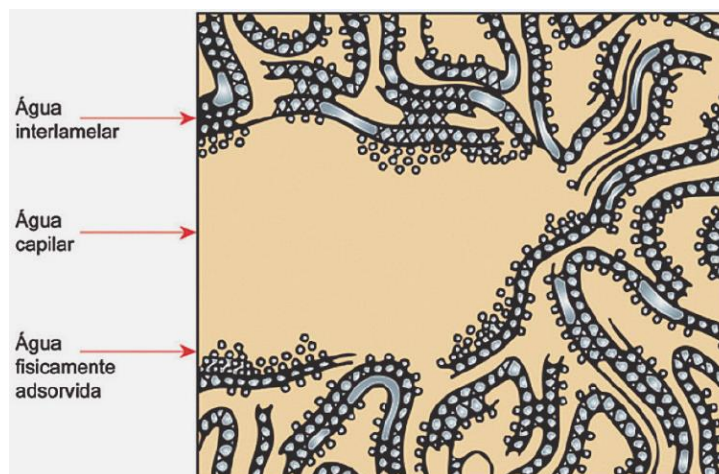


Figura 3-5 Esquema dos tipos de água associados ao C-S-H, segundo modelo de Feldman-Sereda.

[Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 2008]

Esta água em excesso, capilar ou até mesmo a adsorvida, presente entre os vazios dos compostos sólidos da pasta, é caminho por onde passam a transitar fluidos carregando substâncias deletérias à estrutura da pasta. Assim, os vazios provocados pela água em excesso, adicionada durante a mistura, influem diretamente na durabilidade e vida útil das estruturas. Por esta razão, quando se deseja melhorar estas duas características, de vital importância para o desempenho das estruturas, a decisão recai sobre o aumento da compacidade atuando-se então pela diminuição da relação a/c .

É preciso, entretanto, ter atenção especial com os concretos de alta compacidade, quando estes são submetidos a elevadas temperaturas; pois à medida que aumenta a temperatura do concreto, há perda dos diversos tipos de água nele contido sob forma de vapor que gera pressão nos poros, fissuração e deslocamento, em vista das condições termo-higrométricas diferenciais existentes entre a face externa e o interior do concreto. Nesses casos, a presença de água em quantidade relativamente grande, seja livre ou combinada, faz com que a umidade desempenhe papel preponderante na ocorrência do *spalling*⁴ (ISAIA, 2011; LIMA 2005).

A presença da água é muito importante no processo de aquecimento. A 20°C e pressão de 1 atm, a água existe na fase líquida não sendo possível a sua

⁴ O efeito *spalling* será discutido posteriormente no capítulo 4 da dissertação.

vaporização. Quando se fornece calor e a temperatura atinge os 100°C, a água ainda permanece no estado líquido e qualquer acréscimo de calor irá transformá-la em vapor havendo um grande aumento de volume em consequência da transformação do líquido em vapor. Uma vez que a mudança de fase esteja concluída, futuras transferências de calor irão resultar no aumento da temperatura e do volume específico do vapor, e mesmo que a temperatura seja reduzida em alguma região, não acontecerá condensação enquanto a temperatura continuar acima dos 100°C. Devido a esse efeito do aquecimento, a água na pasta de cimento costuma ser dividida em evaporável e não evaporável.

A *água evaporável* é aquela conduzida para fora da pasta de cimento durante o processo de secagem, afim de que seja atingido um estado de equilíbrio a 105°C. Na temperatura ambiente e pressão atmosférica, cerca de 50% do volume da pasta de cimento é ocupado por água evaporável.

A *água não evaporável* é aquela conduzida para fora da pasta de cimento em temperaturas superiores a 105°C. Geralmente esta porção inclui toda a água quimicamente combinada e interlamelar e parte da água não influenciada pelas reações químicas (LIMA, 2005).

3.4. Interface pasta-agregado

A microestrutura da pasta de cimento merece especial atenção nas zonas de contato com os agregados graúdos e grãos de areia do concreto e, também no caso de armaduras e fibras. Esta zona de contato trata-se da zona de transição, considerada como uma região estendendo-se radialmente para fora da superfície do agregado e, gradualmente, fundindo-se com a massa da microestrutura da pasta, com espessura aproximadamente igual a 50 µm. Essa medida tem sido tomada levando-se em conta o limite no qual a pasta de cimento é afetada pelo agregado, região onde existe uma maior quantidade de hidróxido de cálcio, o qual, examinado por difração de raios X, apresenta orientação preferencial normal à superfície da interface.

Tanto a quantidade de hidróxido de cálcio como a sua orientação preferencial, diminui com a distância em relação ao agregado, porém os estudos com relação às diferenças entre a microestrutura da zona de transição e a microestrutura da massa

da pasta devem ser mais detalhados e extensivos do que a simples consideração da presença de hidróxido de cálcio preferencialmente orientado.

As características da microestrutura da pasta na zona de transição dependem de vários fatores, incluindo o tipo de agregado, a água de amassamento, o efeito de aditivos e de adições, a natureza e a quantidade de componentes menores do material cimentício, etc.

A existência da água de exsudação e sua influência na zona de transição pasta-agregado são muito importantes. Embora há muito tempo tivesse sido constatada a influência da água de exsudação na resistência do concreto e na sua permeabilidade, o mecanismo nunca tinha sido explicado em detalhes. Quanto maiores forem às proporções de partículas chatas e alongadas dos agregados, maior será a tendência da água de acumular-se em filmes próximo às partículas, tornando mais fraca a pasta de cimento na região da interface. Esse fenômeno, também chamado de exsudação interna, é responsável pela microfissuração da pasta na região junto ao agregado, causando fraturas de cisalhamento na superfície das partículas.

A zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado tem uma estrutura diferente da massa da pasta distante da superfície do agregado, mesmo na ausência de reações químicas entre esses elementos. Isso indica que o processo de formação e cristalização de hidratos é alterado, de alguma forma, pela presença do agregado. Na área da interface, existe um enriquecimento de portlandita, o qual forma, em contato com o agregado, um filme fino, coberto por uma fina camada de C-S-H. Essa camada, chamada de filme duplo, tem espessura de cerca de 1 μm . Este filme é seguido, na zona de transição, por uma zona muito porosa, chamada de auréola de transição, a qual contém cristais grandes e diferentemente orientados, agrupados de, portlandita, C-S-H e etringita, possuindo esta camada cerca de 50 μm de espessura.

A zona de transição na interface exerce grande influência sobre as propriedades do concreto, como por exemplo, a resistência mecânica. A resistência às ações mecânicas de um material qualquer é diretamente proporcional a sua porosidade. Por consequência, a zona de transição, sendo mais porosa, torna-se mais fraca que a matriz de cimento hidratado.

O início e a propagação da fissuração é mais fácil em cristais de tamanho grande do que em sistemas de cristais de pequena dimensão. A zona de transição contém cristais maiores e em maior quantidade que aqueles encontrados na massa de cimento hidratado. Além disso, os cristais da zona de transição mostram uma orientação preferencial, o que é um aspecto favorável á propagação de fissuras. Por estas razões, a zona de transição é a parte mais fraca do material que constitui o concreto endurecido (PAULON & KIRCHHEIM, 2011).

Outra propriedade sobre a qual a zona de transição exerce grande influência é o módulo de elasticidade. No material compósito, a zona de transição serve como uma ponte entre os dois componentes: a matriz de argamassa e as partículas de agregado graúdo. Mesmo quando os componentes individuais possuem alta rigidez, a rigidez do compósito é reduzida em função das zonas fragilizadas (isto é, vazios e microfissuras na interface), que não permitem transferência de tensão. Assim, devido à microfissuração por exposição ao fogo, módulo de elasticidade do concreto cai mais rapidamente do que a resistência à compressão.

As características da zona de transição na interface também influenciam a durabilidade do concreto. Elementos de concreto protendido e armado frequentemente se rompem por causa da corrosão da armadura. A taxa de corrosão do aço é fortemente influenciada pela permeabilidade do concreto. A existência de microfissuras na zona de transição na interface com o aço e o agregado graúdo é a principal razão de o concreto ser mais permeável do que a pasta de cimento hidratada. Deve-se observar que a penetração de ar e água é um pré-requisito necessário para a corrosão da armadura no concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

3.5. Concreto com fibra

As fibras são elementos descontínuos cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal, estas podem ser incorporadas ao concreto com a finalidade de torná-lo menos frágil, melhorando a sua resistência à tração.

Os concretos com fibras podem ser definidos como compósitos, ou seja, materiais constituintes de pelo menos duas fases distintas principais. O próprio concreto endurecido sem fibras, como já visto, já é um compósito cujas fases principais são a pasta, os poros e os agregados. No entanto, consideram como

fases principais do concreto com fibras o próprio concreto, denominado matriz, e as fibras, que podem ser produzidas a partir de diferentes materiais, como aço, vidro, polipropileno, náilon e etc.

O módulo de elasticidade e a resistência mecânica são as duas propriedades mais importantes na definição da capacidade de reforço que a fibra pode proporcionar ao concreto, visto que o emprego das mesmas tem, na grande maioria das vezes, a finalidade de controle de fissuração do concreto, servindo como ponte de transferência de tensões.

A fim de escolher a fibra mais adequada a essa finalidade, é preciso conhecer se estas estão agrupadas como fibras de baixo módulo ou fibras de alto módulo. As fibras de baixo módulo apresentam baixa capacidade de reforço pós-fissuração, pois no momento em que a matriz se rompe (representado pela letra A na Figura 3-6) e transfere a tensão para a fibra de baixo módulo, esta apresenta uma tensão muito baixa nesse nível de deformação. As fibras de alto módulo pode se subdividir em fibras de baixa e alta resistência, esta última, quando do rompimento da matriz, poderá atuar como um reforço já a partir do ponto B representado na Figura 3-6; no caso das fibras de alto módulo, porém de baixa resistência à tração ou ao cisalhamento, têm sua capacidade de reforço pós-fissuração reduzida ou até mesmo inexistente.

Portanto as fibras de baixo módulo só são aplicáveis quando a resistência e o módulo de elasticidade do concreto também são baixos, isto é, no estado fresco e no início de seu processo de endurecimento. Assim, as fibras de polipropileno e de náilon são utilizadas para o controle da fissuração plástica em pavimentos, por exemplo. Vale ressaltar que essas fibras não eliminam a necessidade de realização de uma boa cura, mas atuam no sentido de minimizar o risco de fissuração plástica. Já as fibras de aço, que possuem alta resistência e alto módulo de elasticidade, atuam como um reforço no concreto endurecido, podendo até substituir a armadura convencional em algumas aplicações (FIGUEIREDO, 2005).

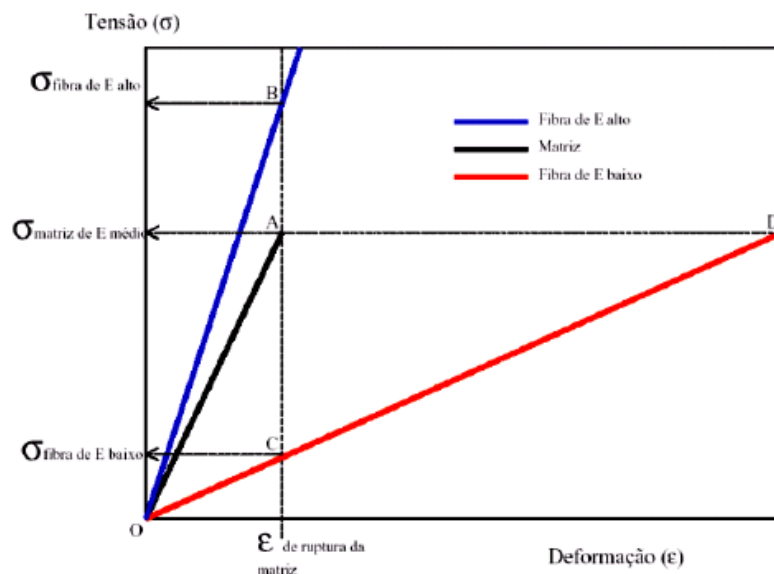


Figura 3-6 Diagrama de tensão-deformação da matriz e fibras de baixo e alto módulo de elasticidade.

[Fonte: FIGUEIREDO, 2005]

3.5.1. Aplicações das fibras no concreto

As fibras podem ser empregadas no concreto para distintas finalidades, como por exemplo, no reforço primário do concreto, minimização da retração plástica e ainda na prevenção do efeito spalling.

O reforço primário do concreto com fibras é proporcionado pela adição de fibras de alto módulo e resistência, como por exemplo, as fibras de aço, que conseguem transferir as tensões para as várias regiões do concreto dificultando a propagação de fissuras e aumentando sua capacidade portante.

Atualmente, o controle da fissuração é levado em consideração nas composições de traços de concretos e nos processos de cura. As peças estruturais fissuradas causam desconforto aos usuários e comprometem a qualidade e a durabilidade das mesmas. Este tipo de controle reduz e/ou elimina os efeitos da corrosão das armaduras e da carbonatação, entre outros agentes patológicos.

O controle das fissuras consiste na substituição das fissuras pronunciadas, ditas de microfissuras (característica encontrada em cimentos Portland sem adição de fibras), por inúmeras microfissuras de menor abertura e em maior número, proporcionado pela adição de fibras. O comportamento do concreto convencional e

do concreto reforçado com fibras quando submetido à flexão, é exemplificado na Figura 3-7 (SCOARIS, 2005; FIGUEIREDO 2000).

Quando as fissuras aparecem no concreto, representarão uma barreira à propagação de tensões, representadas simplificadaamente pelas linhas de tensão na Figura 3-8. Esse desvio das linhas de tensão irá implicar numa concentração de tensões nas extremidades da fissura e, no caso de essa tensão superar a resistência da matriz, ocorrerá a ruptura abrupta do material, caracterizando um comportamento tipicamente frágil.

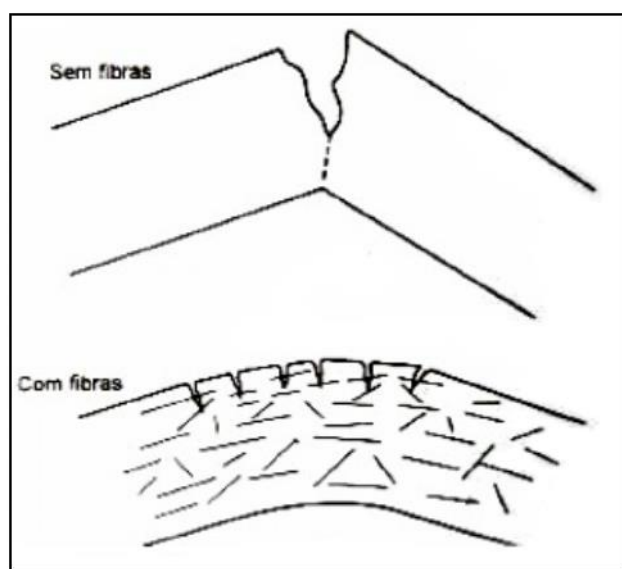


Figura 3-7 Representação esquemática do comportamento à flexão de um concreto sem e com fibras.

[Fonte: SCOARIS, 2005]

Quando se adicionam fibras de resistência e módulo de elasticidade adequado ao concreto num teor apropriado, esse material deixa de ter um caráter marcadamente frágil. Isso ocorre pelo fato da fibra servir como ponte de transferência de tensões pelas fissuras, cuja concentração de tensões nas extremidades será então minimizada como ilustrado na Figura 3-8.

Com isso, tem-se uma grande redução da velocidade de propagação das fissuras no material que passa a ter um comportamento pseudo dúctil ou não frágil, ou seja, apresenta uma certa capacidade resistente após a fissuração. Assim, com a

utilização de fibras, será assegurada menor fissuração do concreto (FIGUEIREDO, 2005).

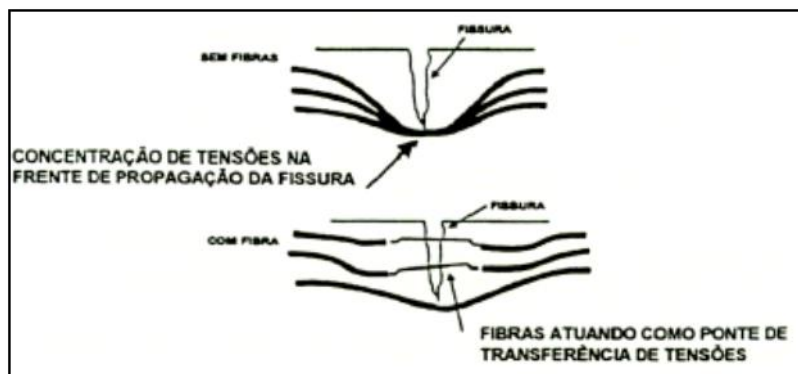


Figura 3-8 Mecanismo de controle de propagação de fissuras.

[Fonte: FIGUEIREDO, 2005]

Uma outra finalidade para a qual as fibras são incorporadas no concreto é a minimização da retração plástica. A retração plástica do concreto ocorre quando o concreto ainda está no seu estado plástico, período em que o concreto está mais vulnerável a perda de água ocasionando o aparecimento de fissuras normalmente agrupadas, paralelas entre si e ortogonais à direção do vento. As retrações que ocorrem no concreto antes do seu endurecimento podem ser resumidas nas duas fases a seguir:

- A primeira fase ocorre quando do lançamento, antes da evaporação da água; o espaço entre as partículas sólidas está preenchido por água, assim que essas partículas sólidas assentam, existe a tendência de a água, que é o elemento mais leve da mistura, subir para superfície formando um filme. Esse fenômeno é conhecido por exsudação.
- A segunda fase é a fissura plástica clássica. A água superficial começa a evaporar-se por razões climáticas e quando a taxa de evaporação excede a da exsudação, o concreto começa a contrair-se. Este tipo de retração ocorre antes e durante a pega. Assim que o concreto começa a ganhar resistência, a retração plástica tende a desaparecer.

FITESA (2002) explica o mecanismo principal de atuação das fibras de polipropileno, para minimizar e/ou eliminar os efeitos da retração plástica, a saber:

- i. O concreto simples, logo após o lançamento, é fluido. Aos poucos o concreto endurece perdendo a fluidez, e consequentemente, sua capacidade de deformação;
- ii. Com a evaporação da água de exsudação, a retração aumenta até que em determinado momento o nível de deformação de retração é maior que a capacidade do concreto de absorver estas deformações, originando assim as fissuras;
- iii. O concreto com fibras de polipropileno de elevado nível de deformação e de baixo módulo é muito mais deformável nas primeiras idades. As fibras transferem a sua natural capacidade de deformação para o mesmo. A deformação de retração pode ser a mesma, porém não maior do que a capacidade do concreto em absorvê-las. Assim, as fissuras são inibidas ou sua frequência e tamanho são reduzidos. A explicação citada anteriormente pode ser ilustrada por meio da Figura 3-9.

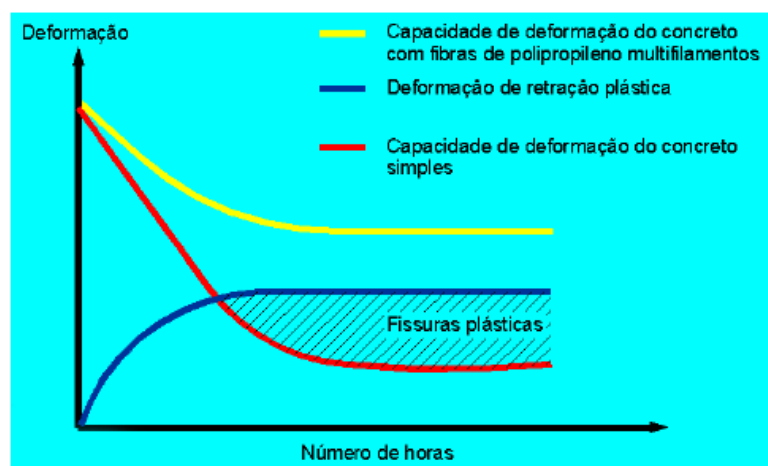


Figura 3-9 Representação do mecanismo de combate às fissuras de retração plástica com a incorporação de fibras de polipropileno.

[Fonte: FITESA, 2002]

E por fim, tem-se ainda a aplicação das fibras na prevenção ao efeito *spalling*. Este fenômeno consiste na explosão repentina, violenta ou não de camadas ou pedaços de concretos da superfície de um elemento estrutural, quando exposto ao aumento rápido da temperatura, como acontece em incêndios.

As estruturas de concreto expostas à ação do fogo apresentam redução na sua capacidade portante. Muitas pesquisas têm sido realizadas na tentativa de alterar o comportamento das estruturas em caso de incêndio, que permita a fuga dos ocupantes e também a ação de combate ao incêndio com segurança, por esta razão, o efeito do lascamento deve ser evitado.

Devido a mecanismos associados às modificações químicas, redução de viscosidade e perda de massa, ocasionadas pelo fogo, as fibras de polipropileno reduzem o lascamento explosivo do concreto. De maneira simplificada, com a redução da massa das fibras de polipropileno provocado pela ação do fogo são formados canais, onde o vapor pressurizado pode passar, evitando assim que a pressão venha a ser maior que a resistência do concreto, dessa maneira evitando lascamentos. O efeito do lascamento será visto em detalhes no capítulo três e será um dos objetos de análise desta dissertação (SCOARIS, 2005).

3.5.2. PET

O tereftalato de polietileno (PET) é o polímero formado pela reação do ácido tereftálico e o etilenoglicol. Por sua vez, o ácido tereftálico é obtido pela oxidação do p-xileno, enquanto o etilenoglicol é sintetizado a partir do eteno, sendo ambos no Brasil produzidos na indústria petroquímica (ABIPET, 2013).

O polímero é uma macromolécula formada a partir da repetição de longas cadeias de uma mesma unidade molecular denominada mero, obtido a partir de compostos químicos simples, denominados monômeros, como por exemplo, o etileno, fenol, metacrilato de metila, entre outros.

Conforme o comportamento quando aquecido, os materiais poliméricos são classificados em termoplásticos e termofixos. Os termoplásticos são a classe de polímeros que, quando aquecidos, fundem-se e podem ser moldados; já os termofixos, por outro lado, são moldados uma única vez; se aquecidos subsequentemente eles queimam, mas não se fundem (MEDEIROS, 2005).

O tereftalato polietileno (PET), quando sob o efeito da temperatura e pressão, amolece e flui, podendo ser moldado nessas condições. Pode ser posteriormente remodelado por meio de exposição à aplicação de pressão e temperatura, tornando-se, assim, material reciclável, sendo por isso classificado como termoplástico (PEZZIN, 2007).

O PET é sensível à degradação térmica, especialmente na presença de água e/ou ar (oxigênio). Um produto comum na degradação térmica é o acetaldeído. A presença de oxigênio induz um processo de degradação oxidativa e a degradação térmica com umidade provoca a quebra das cadeias, reduzindo o peso molecular do polímero (ABIPET, 2013).

As fibras de PET são quimicamente inertes, possuem superfície hidrófuga, apresentam sinergia com matrizes cimentícias e podem apresentar-se em diversas geometrias (monofilamentos, fitas e filmes)

A escolha da fibra PET como elemento de reforço da matriz concreto, com a possibilidade de melhorar as propriedades desta se deu em função do PET ser um material 100% reciclável, de baixo custo, e abundante no meio. Torna-se bastante atraente, pois se alia um benefício ambiental a uma melhoria de um material importantíssimo nas obras de construção civil (MENESES, 2011).

4. IMPACTOS DAS ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE O CONCRETO

Neste capítulo serão explanados os efeitos da exposição do concreto a altas temperaturas, bem como os principais fatores que contribuem para que isso aconteça e a maneira usada até então para minimizar os impactos macroestruturais provocados por essa exposição.

Espera-se que, com essa revisão, seja justificado o delineamento da pesquisa e que o conhecimento aqui repassado, auxilie na discussão dos resultados apresentados nesta dissertação.

4.1. Alterações na estrutura do concreto em elevadas temperaturas

As estruturas de concreto são reconhecidas pela boa resistência ao incêndio em virtude das características térmicas do material, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, além do concreto não exalar gases tóxicos ao ser aquecido e suas peças apresentarem maior massa e volume se comparadas aos elementos metálicos.

No entanto, o aumento da temperatura nos elementos de concreto causa redução na resistência característica e no módulo de elasticidade dos materiais; há perda de rigidez da estrutura e a heterogeneidade dos materiais constituintes do concreto (pasta, agregados, aço) conduz à degradação polifásica do concreto armado, podendo levar as peças estruturais à ruína. A desagregação do concreto pode ser antecipada dependendo das características da própria pasta, como o grau de hidratação, teor de umidade e as adições para melhorar a resistência. Além desses fatores, acrescentam-se a permeabilidade do concreto, as dimensões da peça, a taxa de crescimento da temperatura e o histórico de cargas até o momento do ensaio de aquecimento (COSTA & SILVA, 2002; GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005; LIMA, 2005).

Estudos como o de Nince (2006), Lima (2005), Kodur & Phan (2007) mostram que há diferenças bem definidas entre o comportamento do concreto de alta resistência (CAR) e o concreto de resistência convencional (CRC) quando submetidos a altas temperaturas, a principal preocupação é com o lascamento, que ocorre em concretos de alta resistência devido principalmente a reduzida porosidade.

Uma pasta de cimento Portland bem hidratada, conforme discutido no capítulo anterior, é constituída basicamente de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), hidróxido de cálcio e sulfoaluminatos de cálcio hidratados. Uma pasta saturada contém grandes quantidades de água livre e água capilar, além de água adsorvida. Os diversos tipos de água são perdidos rapidamente com o aumento da temperatura no concreto. No entanto, do ponto de vista de proteção ao fogo, deve-se observar que, devido ao considerável calor de vaporização necessário para conversão da água em vapor, a temperatura do concreto não aumentará até que toda a água evaporável tenha sido removida.

A presença de grandes quantidades de água evaporável pode causar um problema. Se a taxa de aquecimento for alta e a permeabilidade da pasta de cimento for baixa, podem aparecer danos no concreto em forma de lascamento. O lascamento ocorre quando a pressão do vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão pela dispersão do vapor na atmosfera. (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

De forma geral, os componentes da pasta de cimento se mostram bastante vulneráveis a temperaturas elevadas. Sob ação de um processo de aquecimento, os mesmos ficam sujeitos a transformações químicas, por exemplo, a temperaturas em torno de 450°C e 500°C, há a transformação de Ca(OH)_2 em CaO o que provoca uma retração na pasta, ocorrendo o aparecimento de microfissuras; simultaneamente à retração da pasta, os agregados expandem, a temperaturas de aproximadamente 300°C, provocando o surgimento de movimentações térmicas diferenciais as quais acabam por reduzir a capacidade portante da estrutura (GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005, LIMA, 2005).

Portanto, pode-se concluir que fissuras, deslocamentos e desidratação da pasta são indicativos de concretos que foram expostos a elevadas temperaturas, além disso, alterações de cor também podem ocorrer durante a exposição, variando do cinza ao rosa (300°C - 600°C), do rosa ao cinza esbranquiçado (600°C - 900°C) e daí para o amarelado (900°C - 1000 °C).

Diante do exposto, é importante determinar as propriedades do concreto pós exposição a elevadas temperaturas tal como, resistência mecânica, para avaliar a capacidade de carga e reestabelecer os danos do fogo nas construções (ARIOZ, 2007; GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005).

Para um melhor entendimento do comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas, este trabalho propõe um estudo da influência dessa exposição nos diferentes constituintes deste material bem como dos principais fatores que governam o desempenho do concreto nestas situações.

4.1.1. Alterações microestruturais causadas pelo aquecimento

A partir dos 100°C, o gel de C-S-H sofre um processo de desidratação que termina próximo dos 400°C. Durante esse processo ocorre a liberação de água e, em alguns casos, formação de silicatos anidros e óxidos de cálcio. Durante o resfriamento pode ocorrer a rehidratação parcial destes componentes.

No caso da portlandita, a quantidade inicial decresce até que a temperatura atinja 100°C, devido à rápida carbonatação do pó, ocorrendo um correspondente acréscimo de calcita. Ao atingir a temperatura de 530°C, a portlandita instantaneamente se decompõe pela perda de água e é transformada em CaO. Quando a amostra é aquecida a patamares superiores a 600°C e depois resfriada, o CaO formado se rehidrata, formando novamente a portlandita. Isto provoca expansões que acabam por contribuir para o aparecimento de fissuras no concreto. Esta portlandita secundária apresenta um arranjo cristalino de pior qualidade e é suscetível a processos de decomposição em temperaturas mais baixas (LIMA, 2005).

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

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

Quanto às partículas anidras, as mesmas não são afetadas pela variação da temperatura. No entanto, a maneira como elas estão ligadas a pasta pode ser alterada, visto que a zona de transição entre agregados e a pasta consiste em uma

região mais fraca, podendo desidratar com maior facilidade e, conseqüentemente, tornar-se mais suscetível à fissuração.

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

Acima de 800 °C a pasta sofre reações cerâmicas, ou seja, reações que podem levar ao aparecimento de material vítreo cuja ordenação estrutural é preferencialmente amorfa, e em 1100 °C ocorre derretimento total dos cristais. Após resfriamento, todas as fases cimentícias podem se reidratar, formando assim diferentes géis ou componentes cristalinos. As partículas anidras permanecem inalteradas durante todo o processo (CASTELLOTE et al, 2003).

Um estudo de caso feito por Georgali & Tsakirids (2005) utilizou do conhecimento das transformações sofridas pela pasta de cimento para determinar o histórico térmico dos danos, que um incêndio que ocorreu no ano 2000, provocou na estrutura de concreto de um prédio. Amostras de concreto foram recolhidas sendo realizadas análises petrográficas e observações visuais.

Foi observado que as amostras recolhidas apresentavam uma superfície fissurada, sendo isto uma consequência da desidratação, devido à remoção de água livre que, segundo os autores, começa aos 100°C e termina a aproximadamente 540° C, bem como às movimentações de expansão e retração sofridas pela pasta de cimento, devido a transformação do hidróxido de cálcio em CaO o que indica que a temperatura do incêndio atingiu aproximadamente 500°C. Lascamentos e pipocamentos também foram observados o que configura um indicativo de que a temperatura do incêndio ultrapassou os 500°C atingindo temperaturas em torno de 573°C.

Análises petrográficas indicaram a presença de CaO nos agregados, este fato revela que a temperatura deste incêndio atingiu 900°C, porém não ultrapassou 1000°C, visto que não foi detectado a formação de estrutura cerâmica.

A seguir, é apresentada a Tabela 4-1 que resume as transformações sofridas por pastas de cimento durante o processo de aquecimento.

Tabela 4-1 Transformações sofridas por pastas de cimento durante aquecimento.

Temperatura (°C)	Transformações
80 – 200	Aumento na taxa de perda de água capilar e fisicamente combinada
80 – 850	Perda da água quimicamente combinada
150	Pico do primeiro estágio de decomposição do C - S - H
300	Marco no aumento da porosidade e microfissuras
350	Decomposição de alguns tipos de agregados de rio
374	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre
400 - 600	Dissociação do C - S - H em CaO e água
573	Transformação da fase α para β dos agregados quartzosos e ligeira expansão
550 - 600+	Marco no aumento dos efeitos térmicos
700+	Dissociação do CaCO_3 em CaO e CO_2 (pasta e agregados carbonáticos)
720	Segundo pico da decomposição do C - S - H
800	Modificação das ligações químicas, com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

[Fonte: LIMA, 2005]

4.1.2. O papel da água no concreto aquecido

A água afeta as propriedades térmicas e mecânicas do concreto durante o aquecimento, tanto em condições de superfícies impermeáveis quanto permeáveis. Em condições impermeáveis, a água atua favorecendo as reações de hidratação, abaixo de 100°C, e as reações hidrotérmicas, em elevadas temperaturas. Em condições permeáveis, a perda de água evaporável influencia a retração, a perda de

resistência, a condutividade e as expansões térmicas. A perda da água quimicamente combinada, que ocorre acima de 100°C, influencia praticamente todas as propriedades do concreto (MAJORANA et al, 2003).

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

Como já mencionado anteriormente, sob o prisma de proteção ao fogo a presença de água é positiva, pois a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida. O problema, porém, é que, quando há um acréscimo na temperatura, a água presente nos poros tende a evaporar e gera um aumento na pressão de vapor no interior dos poros. A poro-pressão que se desenvolve com a expansão da água, devido a mudança da fase líquida para a fase gasosa, contribui para ocorrência de deslocamentos explosivos, fenômeno que será melhor explicado no item 4.2.3 (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

As tensões de deslocamento geradas vão depender da quantidade total de água presente na pasta. A água liberada pela desidratação da fase cimentícia e dos agregados incrementa a umidade inicialmente contida nos poros. Até a água quimicamente combinada pode vir a contribuir para o fenômeno. Ainda deve ser considerada na quantidade total de água capaz de se transformar em vapor e gerar poro-pressão, a água contida nos agregados e os gases liberados pela decomposição de fibras presente no concreto, ou seja, o teor de umidade presente no concreto também influenciará na extensão do lascamento (LIMA, 2005).

Segundo Kodur & Phan (2007), quanto maior o nível de umidade, maior o lascamento. Estes autores revelam que alguns estudos mostram que o lascamento é significativo quando o teor de umidade é maior que 80% e que o tempo requerido para se atingir um teor de umidade mais baixo, por exemplo, 75%, é maior para concretos de elevada resistência, sendo que, alguns tipos de estrutura podem permanecer com níveis de umidade elevados por toda a sua vida, levando uma eternidade para que o seu teor de umidade atinja um equilíbrio com o meio.

Cabe ressaltar que a água também pode exercer influencia importante após o resfriamento, havendo discussões sobre a possibilidade de hidratação dos componentes do cimento que permaneceram anidros, o que pode contribuir para reestabelecer, pelo menos parcialmente, as propriedades do concreto. Entre os aspectos negativos, cita-se a possibilidade de rehidratação da cal, que ocorre, conforme já discutido, acompanhado de um significativo aumento de volume, gerando possíveis tensões na pasta (LIMA, 2005).

4.1.3. Porosidade e fissuração induzida pelo aquecimento

A análise da porosidade deve considerar a porosidade da pasta de cimento, da zona de transição e também a do agregado que usualmente não é vista como tão relevante em relação às demais.

Na pasta de cimento, a perda de água livre, capilar e quimicamente combinada, devido ao aquecimento, induz ao aumento da porosidade total, bem como ao colapso da porosidade associada ao gel do C-S-H. A Figura 4-1 mostra essa evolução. Pode-se verificar que, entre 100°C e 300 °C, a evolução dos poros se dá, principalmente, devido à perda de água quimicamente ligada ao gel de C-S-H. Em altas temperaturas, o tamanho dos poros na pasta de cimento desidratada cresce para valores acima de 1µm e pode ser atribuído ao aparecimento de microfissuras.

A perda de massa do concreto durante o aquecimento resulta em acréscimo na porosidade. Em concretos de resistência convencional um aumento linear da porosidade total é detectado. Para concretos de alta resistência, todavia, a grande quantidade de grãos de cimento anidros e a reduzida porosidade capilar podem ser a razão da dificuldade para liberação de vapor e perda de massa durante o aquecimento, embora a porosidade aumente drasticamente acima de certos níveis de perda de massa (LIMA, 2005).

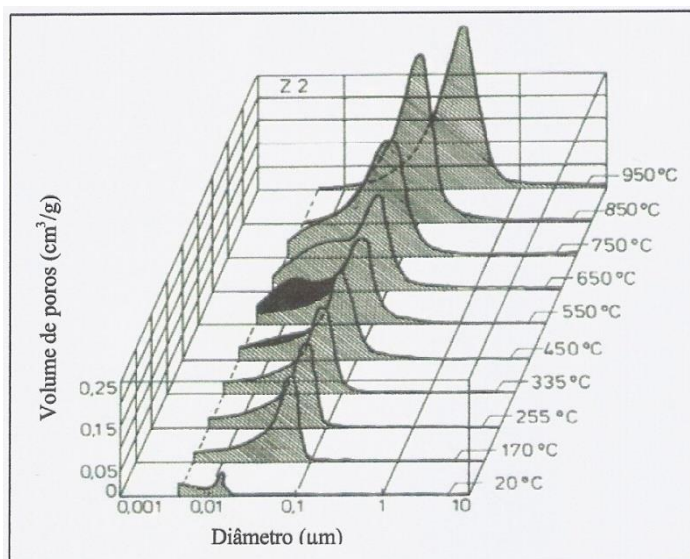


Figura 4-1 Evolução da estrutura de poros com incremento de temperatura em pastas de cimento.

[Fonte: LIMA, 2005]

A reduzida porosidade nos concretos de alta resistência (CAR) é apontada como a principal razão de ocorrência do lascamento, sendo então estes concretos mais susceptíveis a esse fenômeno do que os concretos de resistência normal. Durante a exposição a elevadas temperaturas, o vapor de água formado não consegue escapar devido à alta densidade dos CAR, e esta pressão frequentemente atinge a pressão de saturação de vapor. A 300 °C, o vapor atinge pressões da ordem de 8 MPa, a qual é muito mais alta do que a que pode ser resistida pelo CAR que é de aproximadamente 5 MPa (KODUR & PHAN, 2007).

Na Figura 4-2 pode ser visualizada as alterações na distribuição dos poros sofridas tanto pela pasta quanto pela zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas. A evolução da porosidade da pasta de cimento, representada pela parte escura, indica que até 450°C, não ocorrem alterações notáveis na forma e localização do pico máximo, referente ao diâmetro dos poros, variando apenas o volume total. Acima de 450°C, as alterações são mais intensas e ocorrem devido a desidratação dos produtos hidratados do cimento.

A porosidade da zona de transição, representada pela região clara, apresenta, para temperaturas crescentes, uma forte tendência de transição do pico máximo para regiões de valores mais elevados. Simultaneamente, há um aumento no volume total de poros, derivado da progressiva formação de fissuras na estrutura

da argamassa, devido à incompatibilidade de movimentos entre a pasta de cimento e os agregados (ANDRADE et al, 2003).

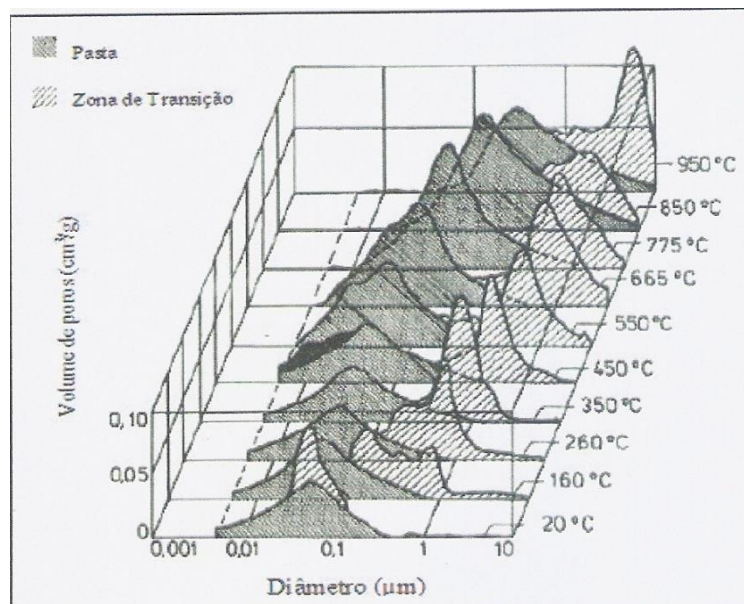


Figura 4-2 Evolução da distribuição de tamanhos de poros da pasta de cimento e da zona de transição de argamassas expostas a altas temperaturas.

[Fonte: ANDRADE et al *apud* LIMA, 2003]

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

Se compararmos amostras não submetidas a tratamentos térmicos com amostras deterioradas, observa-se um acréscimo no volume total de poros e um aumento no tamanho dos poros quando a exposição ultrapassa 600°C. Este acréscimo é maior que o esperado em relação à perda de massa, e talvez possa ser atribuído à expansão do poro, pela ruptura de partículas da parede ou pela formação de microfissuras. Em altas temperaturas, o volume total de poros continua aumentando, ao mesmo tempo em que a parcela de poros com pequeno diâmetro

se reduz, provavelmente devido ao desenvolvimento de um processo de sinterização, que se inicia em temperaturas acima de 900°C (ANDRADE et al, 2003).

De forma geral, pode-se dizer que a intensidade das transformações na distribuição dos poros é função do patamar de temperatura alcançado. As principais transformações, para cada categoria de poro, encontram-se sumarizadas na Tabela 4-2 (LIMA, 2005).

Tabela 4-2 Transformações na distribuição dos poros durante aquecimento.

Poro \ T [°C]	0 – 100	100 - 300	300 - 500	500 - 800	> 800
Gel [$<0.005\mu\text{m}$]	Inalterado	Redução	Desaparece	Desaparece	Nova formação
Capilar [$<0.005\mu\text{m}$]	Inalterado	Aumento	Aumento	Redução	Inalterado
Capilar [$<0.005\mu\text{m} - 5\mu\text{m}$]	Inalterado	Inalterado	Aumento	Aumento	Aumento
Ar incorporado [$<5\mu\text{m}$]	Inalterado	Inalterado	Aumento	Aumento	Aumento

[Fonte: LIMA, 2005]

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

A microfissuração é provocada pela perda de água derivada das transformações sofridas pelos produtos hidratados do cimento (normalmente com aumento da sua fragilidade) e pelas variações volumétricas sofridas pelos agregados e pela matriz cimentícia. Este fenômeno começa a ser detectável em temperaturas superiores a 300°C (GEORGALIS & TSAKIRIDIS, 2005).

A nucleação de microfissuras normalmente ocorre em pontos onde a pasta encontra-se fragilizada, como consequência do processo de desidratação causada pelo aquecimento. A concentração de tensão em algumas regiões, como a interface com os agregados e com os grãos de cimento anidros, favorece o início das mesmas. O desenvolvimento de fissuras devido a tensões térmicas pode ser facilitado pela presença inicial de microfissuras na pasta de cimento, em decorrência de outras ações, tais como retrações autógenas por dessecação. Estas microfissuras funcionam como caminho preferencial para a formação das fissuras

térmicas durante o aquecimento. Pode acontecer de algumas microfissuras se conectarem em temperaturas inferiores a 200°C, resultando em fissuras de grande tamanho, porém espaçadas. Microfissuras próxima a grãos anidros também se desenvolvem nesta temperatura. Quando nos aproximamos dos 300°C, as microfissuras começam a atravessar a matriz de cimento e se desenvolver nos arredores dos agregados.

Em temperaturas superiores a 500°C, os agregados também ficam sujeitos a transformações em sua estrutura sendo que, em alguns casos, pode até ocorrer o rompimento total dos mesmos. Neste patamar de temperatura as fissuras começam a ficar visíveis a olho nu. Ocorre ainda um aumento do número total de fissuras, que na pasta assumem aberturas superiores a 0,1 mm, enquanto no agregado tendem a serem menores, com aberturas de cerca de 0,05 mm.

Em alguns tipos de concreto notamos o uso de fibra de polipropileno para que as mesmas possam contribuir para melhorar o comportamento de concretos compactos em elevadas temperaturas, devido ao seu derretimento em temperaturas próximas a 160°C e a criação de vazios que permitam o alívio das pressões de vapor, porém, tem sido constatado que, nas extremidades dos vazios anteriormente ocupados pelas fibras, pode ocorrer nucleação e propagação de fissuras (LIMA, 2005).

4.1.4. Efeito das altas temperaturas no agregado

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

Os agregados contêm poros em vários tamanhos, sendo estes geralmente grandes, inertes e descontínuos, e a água presente nos mesmos pode contribuir para o calor latente e para os deslocamentos explosivos, além de influenciar as propriedades térmicas, como já discutidas. Durante o aquecimento, as partículas de agregado começam a expandir e gerar tensões diferenciais no interior do concreto,

que podem levar ao aparecimento de microfissuras na pasta e, eventualmente, à desintegração do material.

Ademais, os diferentes agregados presentes no concreto não apresentam o mesmo coeficiente de dilatação térmica, levando ao aparecimento de expansões internas de diferentes intensidades. Muitas vezes o efeito destas expansões é incrementado por transformações estruturais ocorridas na estrutura interna de certos agregados (LIMA, 2005).

Os concretos compostos por agregados ricos em sílica (granitos, arenitos, gnaisse e alguns xistos) sofrem “*pop outs*” (pipocamentos), que são “*spalling*” (lascamentos) de pequenas proporções. Esses estalos com pequenos estilhaçamentos de material são consequentes da expansão térmica súbita (da ordem de 0,85%) que os agregados silicosos sofrem, próximos a 573 °C, quando ocorre alteração nos cristais de quartzo - α transformando-se em quartzo - β .

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

Desta forma, a escolha do agregado pode ser considerada como um fator crítico para o bom desempenho frente a altas temperaturas (COSTA & SILVA, 2002).

Um estudo conduzido por Arioiz (2007) revelou que o tipo de agregado influencia significativamente na redução de resistência sofrida pelo concreto quando exposto a elevadas temperaturas. Seus estudos mostraram que o concreto com agregados calcários apresentou uma menor perda de resistência do que as amostras preparadas com agregados silicosos.

Há dois tipos de agregados comumente usados, os agregados carbonáticos (predominantemente calcários), que fornecem mais alta resistência ao fogo e melhor resistência ao lascamento do concreto, e os agregados silicosos (contendo quartzo), que conforme já discutido, é passível de sofrer expansões, levando ao surgimento de tensões internas. Esse diferente comportamento se deve ao fato de que os

agregados calcários possuem baixos coeficientes de dilatação térmica, que é benéfico à prevenção do lascamento.

Nos concretos compostos por agregados calcários, o dióxido de carbono é liberado dos agregados, por meio de uma reação endotérmica, próximo dos 650 °C. O calor é absorvido, retardando a elevação da temperatura e o material calcinado apresenta menor massa específica, prestando uma forma de isolamento térmica da superfície sendo favorável em peças robustas. Mas a calcinação também causa expansão e fragmentação dos agregados, “*sloughing*” (destacamento de grande extensão do cobrimento sem estilhaçamento violento) e durante o resfriamento com água de bombeiro, a reidratação do óxido de cálcio é caracterizada por uma grande expansão e elevada temperatura, aumentando substancialmente as fissuras.

Alguns agregados se desintegram em 350 °C (tais como os agregados extraídos do rio Tâmisia), enquanto outros (como as rochas magmáticas e o granito) são termicamente estáveis até patamares de temperatura de 600°C ou mais. Concretos que utilizam agregados termicamente estáveis não apresentam redução considerável de peso durante aquecimento e só começam a ter sua capacidade de suporte afetada em temperaturas superiores a 550°C (KODUR & PHAN, 2007).

4.2. Efeitos macroestruturais da exposição a elevadas temperaturas

Tendo analisado no item anterior as transformações microestruturais sofridas pelo concreto exposto a altas temperaturas, cabe agora discutir quais as consequências desse efeito sob as propriedades mecânicas e comportamento macroestrutural das estruturas de concreto armado.

É bem sabido que as propriedades do concreto são contrariamente afetadas por exposição térmica. Portanto, a exposição a altas temperaturas pode resultar em perda de rigidez, redução de resistência mecânica e do módulo de elasticidade, podendo acarretar no colapso por instabilidade das peças (LIMA, 2005, KODUR & PHAN, 2007, COSTA et al, 2002)

No caso de elementos estruturais isolados, sua capacidade resistente está estreitamente ligada ao incremento de temperatura que leva a deterioração dos mesmos. Quando um elemento de concreto está exposto ao fogo, devido a sua baixa difusividade térmica, o aquecimento é mais intenso na superfície, ou seja, há

uma lenta transferência de calor para o seu interior, dando origem a diversos gradientes de temperatura. Na Figura 4-3 é apresentada as seções transversais de um elemento estrutural (viga) com as faces expostas a elevadas temperaturas.

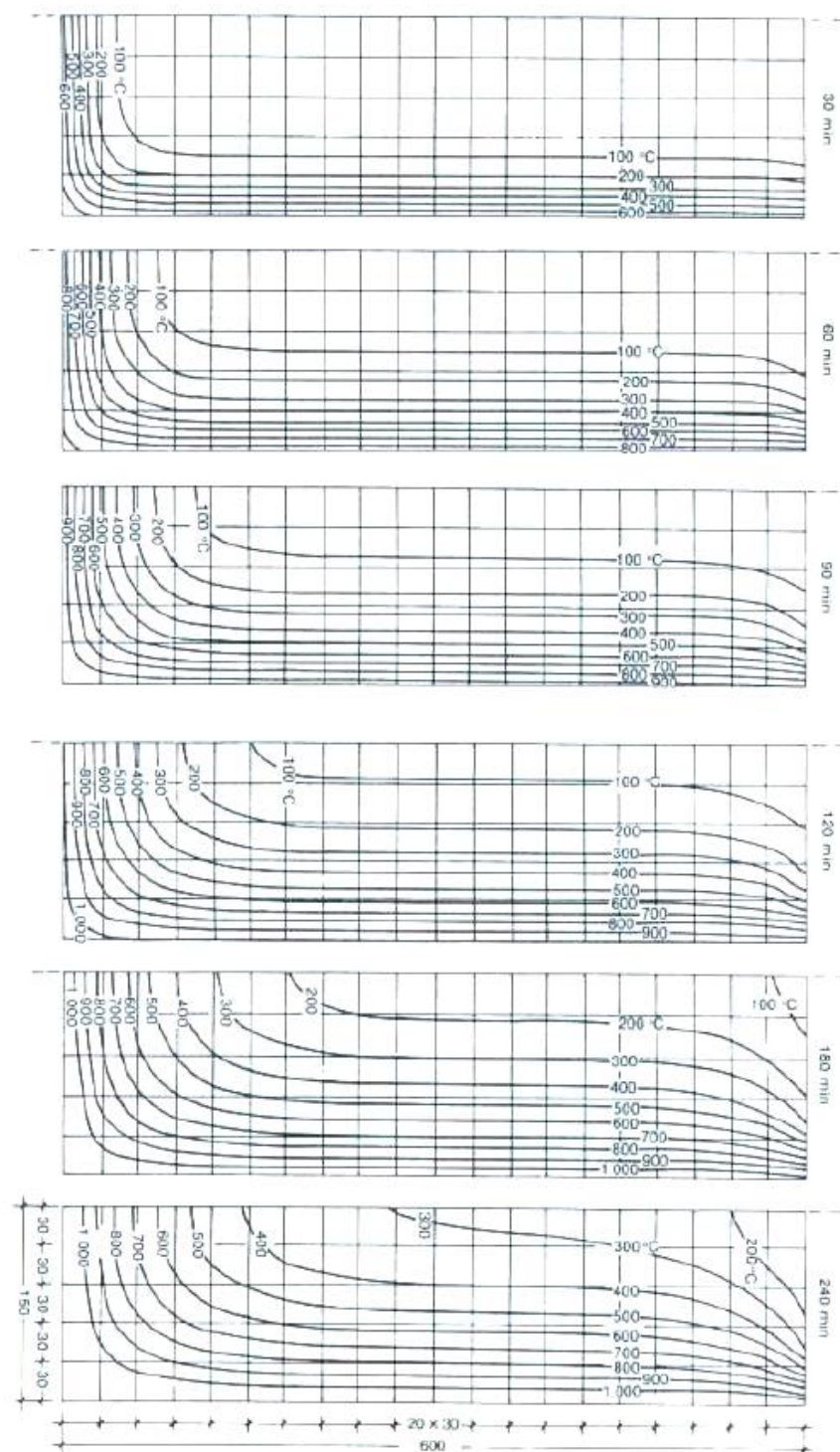


Figura 4-3 Gradientes de temperatura em viga de concreto com cimento sílcio, de seção retangular, $b/h = 30/60$ cm para diferentes períodos de exposição ao fogo ISO 834.

[Fonte: RIOS, 2005]

Devido a estes gradientes de temperatura aparecem nas seções do elemento estrutural, zonas com diferentes temperaturas produzidas no concreto, podendo, por exemplo, quando submetida a um aquecimento de 30 minutos, provocar na viga uma deformação e posterior lascamento do material.

O efeito do lascamento, que será abordado em maiores detalhes no item 4.2.3., é mais significativo por expor a armadura à ação do fogo e sendo esta melhor condutora térmica que o concreto, absorve melhor o calor, acelerando o colapso da estrutura como um todo (RIOS, 2005).

Como exposto anteriormente, o concreto está sujeito a várias alterações de grandeza macroestrutural (perda de resistência, alterações de coloração, spalling) e, com intuito de melhor compreendê-las, vamos estudá-las separadamente conforme apresentado nos subitens que se seguem.

4.2.1. Mudanças de Coloração

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

A Figura 4-4 apresenta de forma sistematizada as alterações calorimétricas sofridas pelo concreto à medida que o mesmo é submetido a diferentes patamares de temperatura e correlaciona as mesmas com a resistência mecânica do material.

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

A partir daí a resistência começa a se reduzir, gradativamente, até que, em cerca de 300°C, tem-se uma perda média de aproximadamente 10%. O fenômeno acelera a partir deste nível de temperatura e quando aquecido entre 300°C e 600°C, a coloração do concreto muda de rosa a vermelho, e ocorrem perdas de resistência à compressão da ordem de 50%, o módulo de deformação pode decrescer até 20% e a resistência à tração pode atingir valores desprezíveis (LIMA, 2005).

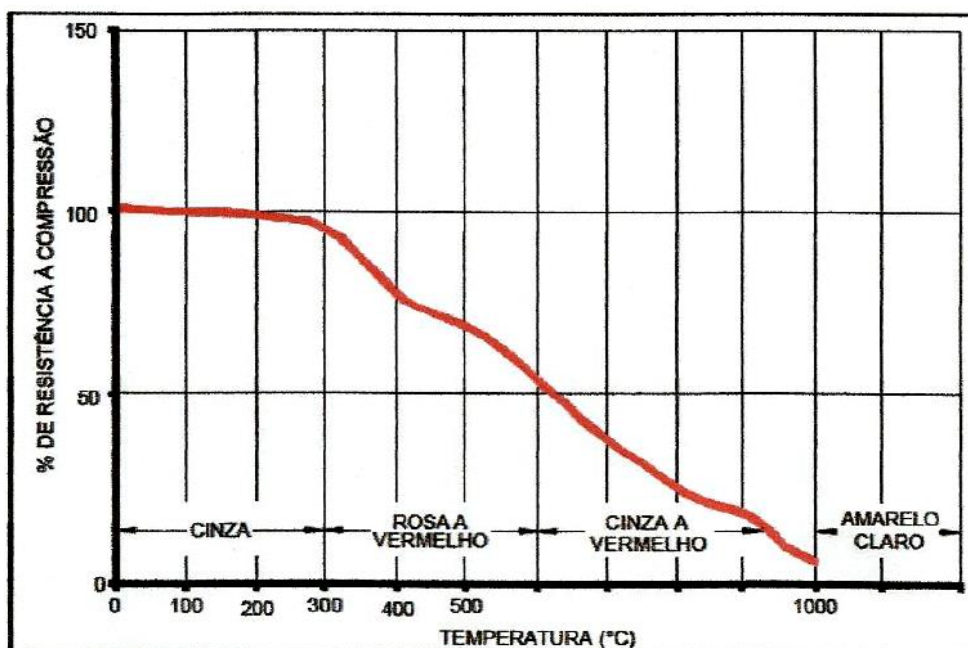


Figura 4-4 Alteração na resistência e coloração do concreto.

[Fonte: LIMA, 2005]

Ainda segundo Lima (2005), exposição a temperaturas acima de 600°C até 950°C, provoca no concreto nova mudança de cor, que passa a apresentar um tom acinzentado com pontos avermelhados. Neste estágio o mesmo se mostra bastante friável e registra uma alta sucção de água, pelo incremento da fissuração. Isto tem fortes reflexos sobre a resistência à compressão.

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

A alteração na cor ocorre devido à presença de componentes ferrosos e pode ser utilizada como um parâmetro que indica a máxima temperatura atingida e a duração do fogo. Deve-se, todavia, adotar alguma cautela nesta análise, pois a extensão das alterações calorimétricas dependerá também do tipo de agregado utilizado. Os efeitos descritos tenderão a serem mais acentuados para agregados ricos em sílica, e menos acentuados para agregados calcários. Portanto, concretos sujeitos a incêndios que não apresentarem coloração rosácea, não podem ser

considerados como intactos. A aparência dos mesmos indica apenas, com certeza, que a quantidade de materiais ferrosos no concreto é reduzida.

Enfim, o concreto terá seu comportamento melhorado frente ao calor quando os agregados possuírem baixo coeficiente de dilatação térmica e boa granulometria; e o concreto for bem compactado, possuir baixa condutividade térmica, baixa umidade e alta resistência à tração (LIMA, 2005).

4.2.2. Alterações nas propriedades mecânicas

Como discutido anteriormente, a exposição a altas temperaturas provoca no concreto diversas alterações, entre elas a redução da sua resistência à compressão, à tração e do seu módulo de elasticidade. Serão apresentados a seguir, resumos de resultados realizados por vários pesquisadores interessados em avaliar o comportamento de concretos de alta resistência quando sujeitos a elevadas temperaturas.

Bastami et al (2011) discutiu o efeito da temperatura sobre a resistência à compressão, o spalling e a perda de massa em concretos de elevadas resistências com e sem adição de sílica ativa ($f_{ck} > 65$ MPa). As amostras foram submetidas à temperatura de 800°C, sendo aquecidos a uma taxa de 20°C/min. Os corpos de prova foram mantidos no forno a esta temperatura por uma hora e depois passaram por um resfriamento ao ar livre até a temperatura ambiente.

Em seus estudos, Bastami et al (2011), verificaram que a resistência dos concretos, após serem submetidos a temperaturas de até 800°C, reduziu bastante. Foi observado que todos os concretos testados deterioraram-se quando atingidas temperaturas acima de 600°C.

As resistências residuais dos concretos representavam pelo menos 13,77% e no máximo 35,81% das resistências iniciais. As Figuras 4-5 e 4-6 mostram a resistência das amostras à temperatura ambiente e após terem sido submetidas a 800°C. A redução da resistência à compressão dos concretos se deve a desidratação do concreto pela evaporação da água livre, absorvida e quimicamente combinada. Foi observado também que quanto maior o fator água/cimento (a/c), maior a resistência residual.

Com relação à danificação do concreto, todas as misturas submetidas a temperaturas superiores a 300°C sofreram algum tipo de spalling e perda de massa. O spalling explosivo ocorreu tanto nas misturas com sílica, quanto nas amostras que não continham sílica. Porém, quanto maior era a quantidade de sílica maior o nível de fragmentação.

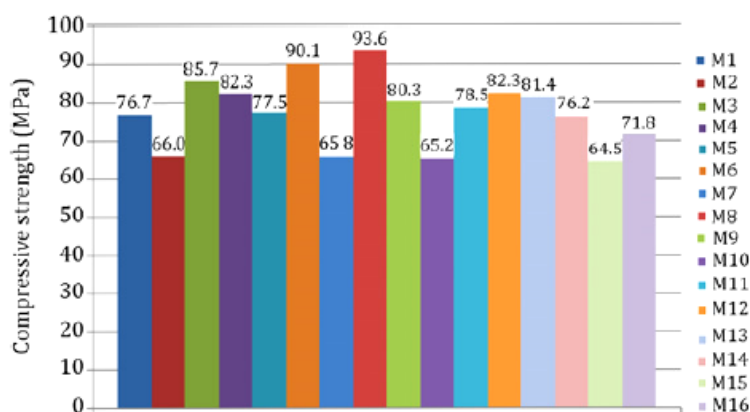


Figura 4-5 Resistência à compressão das misturas à temperatura ambiente.

[Fonte: BASTAMI et al, 2011]

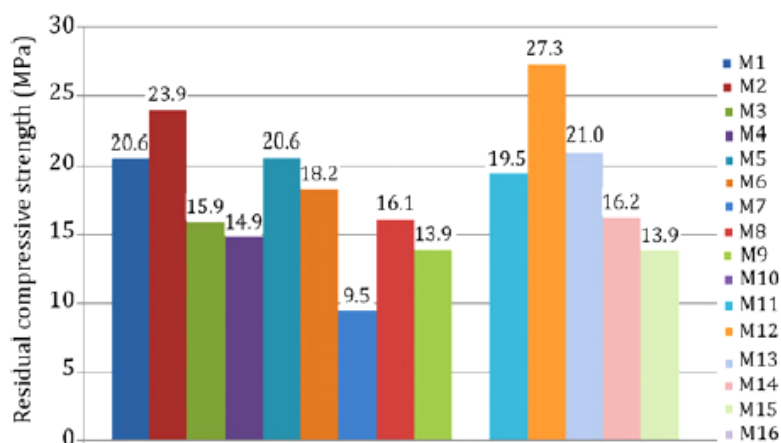


Figura 4-6 Resistência à compressão das misturas após exposição de 800°C.

[Fonte: BASTAMI et al, 2011]

Arioz (2007) estudou o efeito que altas temperaturas provocam na resistência à compressão e perda de massa de concretos com agregados calcários e silicosos.

As misturas produzidas apresentaram resistências à compressão que se situavam entre 39 e 52 MPa, sendo que os concretos produzidos com agregados calcários alcançaram resistências maiores que as atingidas pelas amostras preparadas com agregados silicosos. As amostras foram aquecidas a temperaturas entre 200°C e 1200°C a uma taxa de 20°C/min.

Em seu estudo, Arioiz (2007) verificou que as resistências à compressão das amostras diminuía à medida que se aumentava a temperatura de exposição, com exceção das amostras de concreto com agregado calcário que apresentou uma resistência a temperatura de 400°C superior àquelas obtidas após a exposição a 200°C. De maneira geral, o decréscimo das resistências à compressão, acontecia de maneira gradual até a temperatura de 600°C, acima da qual a resistência caía abruptamente resultando em valores que representavam cerca de 6% da sua resistência inicial, aos 1200°C.

Um ponto interessante a ser destacado nesta pesquisa é que os resultados obtidos revelaram que o tipo de agregado usado na mistura influencia na perda de resistência, que eram maiores para os concretos preparados com agregados silicosos. Aos 600°C os concretos com agregados calcários possuíam cerca de 90% da sua resistência inicial enquanto que os concretos com agregados silicosos possuíam 50%, conforme pode ser visto na Figura 4-7.

Este fato pode ser explicado pelo fato de que os agregados silicosos apresentam uma expansão térmica maior que os agregados calcários possibilitando maiores danos quando submetidos a elevadas temperaturas.

A perda de massa também foi medida e após análises, Arioiz (2007) chegou a conclusão que essa perda aumenta com o aumento da temperatura de forma gradual até os 800°C, acima do qual a redução passa a ser mais acentuada e que a relação água/cimento e o tipo de agregado não são fatores influenciadores na perda de peso das amostras.

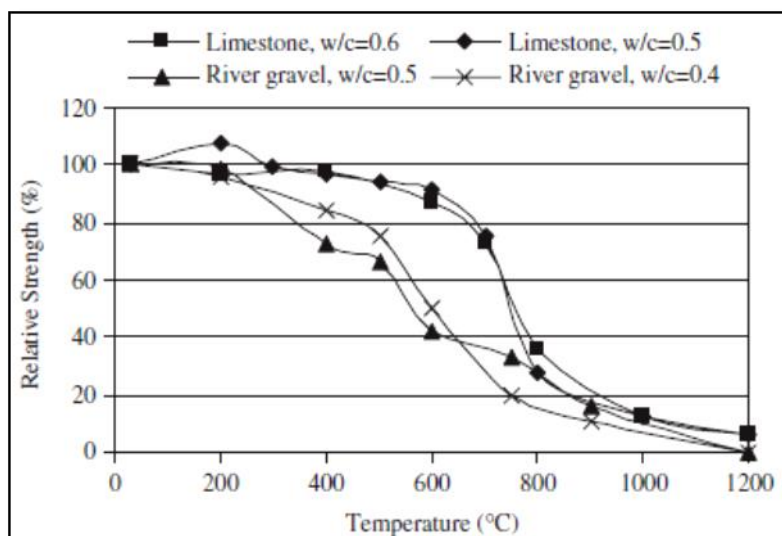


Figura 4-7 Resistência relativa das misturas de concreto após a exposição a elevadas temperaturas.

[Fonte: ARIQZ, 2007]

Guljas, Kesegic e Netinger (2011) submeteram amostras de concreto preparadas com diferentes tipos de agregados a temperaturas cuja faixa variou de 200°C a 1000°C, verificando após isso suas resistências à compressão e à flexão. Neste estudo, foram usados como agregados, a escória proveniente da indústria do aço, resíduos de tijolos e telhas, um material de origem vulcânica próprio da região e os agregados convencionalmente utilizados no concreto (calcários e silicosos). A escolha por estes materiais se deu em razão de todos estes serem formados a altas temperaturas, sendo, portanto, potencialmente resistentes ao fogo, com exceção dos agregados calcários e silicosos, que foram tomados como amostras de referência.

Nesta pesquisa, foram feitos traços para cada tipo de agregado e após a cura de 28 dias estes foram colocados dentro de um forno já aquecido a temperatura desejada, sendo as amostras mantidas no forno por 1,5 h. Após o resfriamento das amostras, foram realizados os ensaios. A resistência à compressão a temperatura ambiente ficou entre 26 MPa e 47 MPa, já a resistência a flexão estava entre 6 MPa e 10 MPa.

Os resultados, após o aquecimento, mostraram que independente do tipo de agregado usado, as propriedades mecânicas avaliadas reduzem com o aumento da temperatura e que mais uma vez, fica evidenciado o melhor desempenho dos

agregados calcários em relação aos agregados silicosos. Isto pode ser explicado pelo fato de que nos agregados calcários, a elevadas temperaturas, ocorre o processo de calcinação que absorve calor e a densidade mais baixa do produto calcinado (CaO) fornece um melhor efeito de isolamento. Além disso, Guljas, Kesegic e Netinger (2011) concluíram que apesar dos demais agregados usados serem produzidos a altas temperaturas, isso não se traduziu em um melhor desempenho nas propriedades mecânicas do concreto aquecido, apresentando um comportamento similar ao concreto produzido com agregado silicoso até os 400°C. Acima desta temperatura, a resistência à flexão e à compressão do concreto com agregado silicoso cai mais rapidamente do que os concretos produzidos com os outros agregados, porém o concreto com agregado calcário é o que apresenta maiores resistências residuais.

Husem (2006) produziu amostras prismáticas representativas da argamassa de composição de um concreto convencional com resistência de 34 MPa e de um de alto desempenho com resistência de 71 MPa (com uso de superplastificante e sílica ativa) e os submeteu a elevadas temperaturas (200°, 400°, 600°, 800°, 1000°C) para analisar a influência do tipo de resfriamento (ao ar ou a água) sobre as resistências à flexão e à compressão.

Os resultados demonstraram mais uma vez que, tanto a resistência à compressão quanto a resistência à flexão diminuem com o aumento da temperatura, sendo que esta queda é mais acentuada nas amostras resfriadas com água, sendo este resultado visualizado em todas as temperaturas aos quais as amostras foram sujeitas. Além disso, foi observado que a queda dessas resistências foi maior nas amostras de argamassa representativa do concreto convencional quando comparadas as do concreto de alto desempenho, mostrando que este último é mais resistente ao efeito das altas temperaturas.

Também foi notado que a resistência à compressão da argamassa representativa do concreto de alto desempenho exposto a altas temperaturas e resfriados ao ar e a água decresce até os 200°C, aumenta na faixa de temperatura situada entre 200° e 400°C e torna a decrescer acima desta temperatura. Fato este, segundo o autor, já observado em outros estudos pesquisados por ele.

Neste estudo, Husem (2006), também verificou a ocorrência do spalling explosivo nas amostras da argamassa representativa do concreto de alto

desempenho, entre 400° e 500°C e a sua não ocorrência nas amostras preparadas a partir do concreto de resistência convencional.

Behnood & Ghandehari (2009) realizaram um estudo comparativo sobre a resistência à compressão e à tração de concretos de alta resistência submetidos a elevadas temperaturas, com e sem fibras de polipropileno. Esta pesquisa foi dividida em duas partes. Na primeira etapa, foram confeccionadas amostras cilíndricas de concreto sem fibras, com e sem adição de sílica ativa (6% e 10% em substituição ao cimento) com diferentes fatores água/cimento (0,30; 0,35 e 0,40) e posteriormente aquecidas a temperaturas de 100°, 200°, 300° e 600°C para verificar o comportamento de concretos de diferentes compacidades frente a elevadas temperaturas. Na segunda etapa, foi escolhido o concreto com 10% de sílica ativa e com fator a/c de 0,30 para adicionar diferentes concentrações de fibras de polipropileno (0, 1, 2 e 3 kg/m³) e analisar o efeito das fibras sobre as propriedades mecânicas à temperatura ambiente e pós aquecimento as mesmas temperaturas usadas na primeira fase. A taxa de aquecimento usada foi de 3°C/min, sendo as amostras aquecidas até a temperatura desejada, mantidas nesta temperatura por 3h e posteriormente resfriadas ao ar livre até a temperatura ambiente.

Na primeira fase (amostras sem fibras), a resistência à compressão a temperatura ambiente situou na faixa entre 60 a 85 MPa, sendo a maior resistência alcançada pela mistura com maior concentração de sílica ativa. As resistências à tração dos concretos ficaram entre 4,5 e 6,5 MPa à temperatura ambiente, também sendo alcançada as maiores resistências pelas misturas com adição de sílica ativa.

Com o aquecimento das amostras, foi observado que as resistências à compressão e à tração vão diminuindo à medida que se aumenta a temperatura, sendo que esta redução se torna mais acentuada quando do aquecimento a 600°C. A queda brusca das resistências a essa temperatura pode ser explicada, segundo o autor, pela decomposição do hidróxido de cálcio, que ocorre entre 450° e 500°C, bem como, pela perda de aderência na interface pasta/agregado, devido às retrações que a pasta sofre e as expansões ocorridas no agregado a estas mesmas temperaturas. A amostra que sofreu maiores perdas de resistência à compressão foi a que apresentou adição de 10% de sílica, sendo isto explicado em função da sua estrutura densa o que dificulta a liberação dos gases formados durante o aquecimento possibilitando um aumento da pressão nos poros.

Já a segunda parte do trabalho, revelou que a adição de fibras de polipropileno não alterou a resistência à compressão do concreto a temperatura ambiente e que as mesmas possibilitam melhores resistências à tração nesta temperatura.

Com o aquecimento, foi notado que a redução da resistência à compressão só é significativa após os 300°C, sendo esta queda mais acentuada nos concretos sem fibras. O teor de fibras que apresentou melhor desempenho tanto na resistência à compressão quanto à resistência à tração foi o de 2 kg/m³.

Após a exposição a 600°C, não foi observado diferenças significativas na resistência à tração dos concretos com e sem fibras.

4.2.3. Lascamento

O lascamento do concreto, mais conhecido no meio técnico pelo termo em inglês *spalling*, é um fenômeno físico que se caracteriza pelo desprendimento, violento ou não, de camadas ou pedaços da superfície de elementos sujeitos a altas temperaturas ou rápido acréscimo das mesmas (NINCE, 2006).

Na Figura 4-8 pode-se observar um caso típico de *spalling*. O aquecimento de uma das faces de uma laje plana de concreto causa o surgimento de tensões próximas à superfície aquecida, com o consequente aparecimento de microfissuras. Se a resistência superficial do concreto não for suficiente para suportar as tensões geradas, a camada superficial da estrutura será expulsa, deixando às camadas mais internas expostas. Se este fenômeno não for controlado, haverá uma perda das camadas de concreto (LIMA, 2005).

Em casos extremos, grandes volumes de concreto podem ser arrancados por forças explosivas, levando à redução de seção e ocasionando o aumento da taxa de transmissão de calor para as camadas mais internas da estrutura. Uma vez exposta a armadura, a mesma passa a conduzir calor, havendo uma rápida redução na capacidade portante do elemento estrutural, podendo ocorrer o rompimento imediato do mesmo (NINCE, 2006; LIMA, 2005).

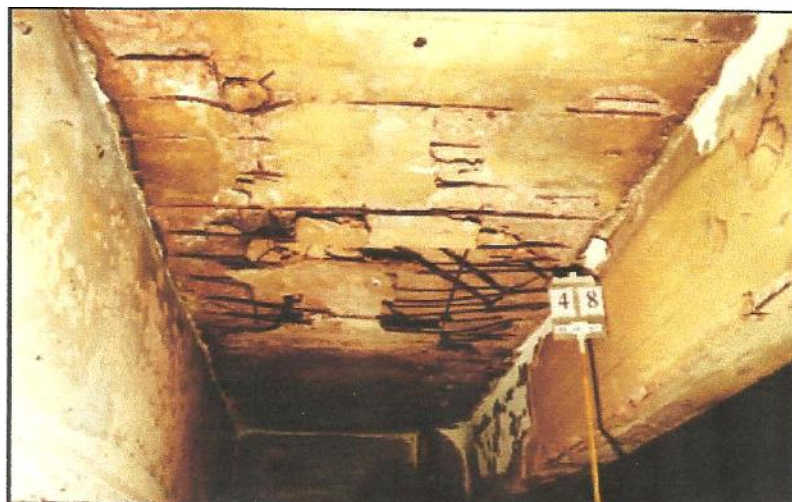


Figura 4-8 Aparência de uma laje após um incêndio.

[Fonte: LIMA, 2005]

Há três modelos em nossa literatura que tentam explicar o fenômeno do lascamento: pressão de vapor nos poros do concreto, tensões térmicas e fissuração devido à combinação dos efeitos de pressão e tensão citados por FU & LI (2011) e NINCE (2006).

No modelo de pressão de vapor nos poros do concreto, também conhecido pelo termo “moisture clog” (parede impermeável), o vapor e o ar em altas temperaturas migram parcialmente para a atmosfera e para o interior do concreto (região mais fria), onde é condensado. A água proveniente da condensação forma uma camada quase saturada logo após a frente de desidratação, agindo como uma parede impermeável para os gases que migram para o interior do concreto.

Depois de certo tempo de exposição ao fogo, o elemento terá quatro zonas distintas: uma zona superficial seca e desidratada, uma zona intermediária secando e desidratando, outra mais interna quase saturada e uma zona inalterada distante da superfície aquecida. A parede impermeável impede a migração de vapor para região mais fria do concreto – o que gera uma concentração de gases próxima à parede – deixando só uma saída para todo o vapor produzido, a atmosfera. Como a velocidade com que isso ocorre depende da movimentação dos fluídos no concreto, o fenômeno irá depender da permeabilidade do material. A Figura 4-9 ilustra o fenômeno descrito.

Se a taxa de aquecimento e/ou nível de saturação for suficientemente baixo e a permeabilidade suficientemente alta, a água vaporizada no poro será capaz de escapar sob um gradiente de pressão baixo. Mas se a taxa de aquecimento e/ou o nível de saturação for suficientemente alto e a permeabilidade suficientemente baixa, a velocidade de migração do vapor será inferior à sua formação, logo a pressão aumenta substancialmente nesta interface (parede impermeável/zona secando e desidratando) fazendo com que haja uma transferência de massa forçada de vapor e ar superaquecido, provocando o lascamento (FU & LI, 2011; NINCE, 2006).

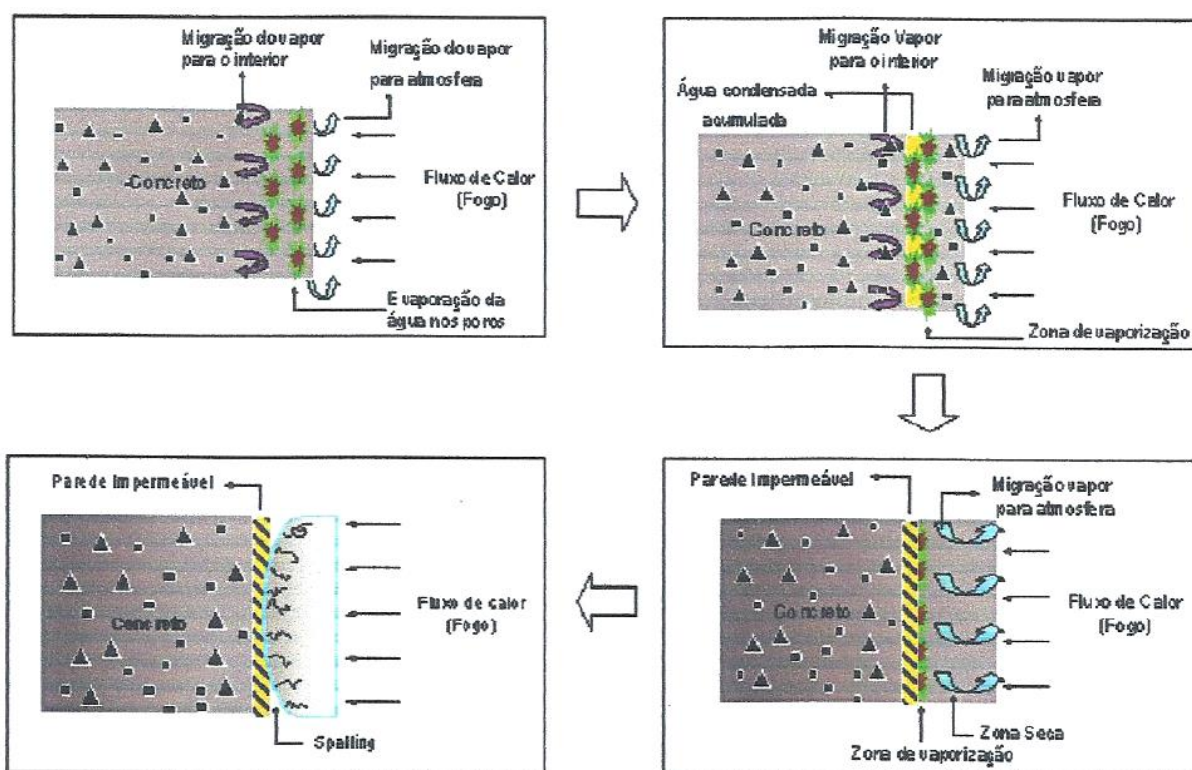


Figura 4-9 Mecanismo de formação do *spalling* pelo modelo "moisture clog".

[Fonte: NINCE, 2006]

Segundo Husem (2006), Kodur & Phan (2007), Chan et al (2000), o concreto de alta resistência é mais susceptível às pressões descritas no parágrafo anterior devido à sua baixa permeabilidade/porosidade, o que dificulta o escape dos gases e consequentemente a redução dessa pressão. Dessa forma, para garantir que o concreto de alta resistência possa ser usado com maior segurança nas construções,

é importante direcionar pesquisas para ampliar o conhecimento existente e encontrar soluções.

O modelo de tensões térmicas está relacionado com a formação de gradientes de temperatura no elemento sujeito ao aquecimento rápido que induz ao aparecimento de tensões de compressão próximas à superfície aquecida (devido às restrições de dilatação térmica) e tensões de tração no interior do concreto (região com temperaturas mais baixas). Incompatibilidade de tensões entre a pasta de cimento e o os agregados também ocorre simultaneamente: enquanto os agregados se dilatam com o aumento da temperatura, a pasta de cimento se contrai devido à perda de água.

O terceiro modelo proposto para explicar o mecanismo de ocorrência do *spalling* relaciona a ação combinada da pressão de vapor nos poros com as tensões térmicas. Esta ação induz o desenvolvimento de fissuras na superfície, quando a tensão resultante ultrapassa a resistência à tração. Tudo isso é acompanhado por uma repentina liberação de energia e uma violenta ruptura da superfície exposta (FU & LI, 2011; NINCE, 2006).

Sobre o aparecimento de fissuras durante o aquecimento do concreto, Fu & Li (2011) observaram que estas surgem como consequência de vários fatores tais como, a taxa de aquecimento elevada, decomposição dos compostos hidratados do cimento, liberação da água adsorvida e quimicamente combinada, tensões térmicas diferenciais entre os agregados e a pasta de cimento e os gradientes de temperatura formados ao longo do elemento. Esses fatores provocam o aparecimento de fissuras que segundo esses pesquisadores podem ser de três tipos: (a) fissuras de retração, induzidas pela decomposição dos materiais; (b) fissuras radiais, tangenciais e nas proximidades do agregado, induzidas pela diferença de comportamento térmico entre a pasta de cimento endurecida e o agregado; (c) fissuras internas e externas, induzidas pelo gradiente de temperatura.

Fu & Li (2011) afirmam ainda que, as fissuras desempenham um duplo papel sobre as propriedades do concreto sujeito a elevadas temperaturas. Por um lado, as fissuras internas e externas podem ser consideradas como um canal para o escapamento da pressão de vapor, agindo juntamente com os poros existentes do concreto como uma rede de canais proporcionando um aumento da conectividade entre eles. Desta maneira, a probabilidade de ocorrência de *spalling* é reduzida, isto

pode ser ainda usado para explicar o porquê da não ocorrência de *spalling* explosivo em alguns concretos de alta resistência. Por outro lado, o aparecimento de fissuras pode enfraquecer a resistência do concreto possibilitando que o aumento, ainda que gradual, da pressão nos poros possa, mais facilmente, atingir ou exceder a resistência levando ao rompimento do material.

Em suma, podemos concluir que a ocorrência do *spalling* é dependente da interação entre a pressão nos poros e o desenvolvimento de fissuras e que estão estreitamente relacionados com a taxa de aquecimento e com a heterogeneidade do material.

4.2.3.1. Fatores que influenciam o fenômeno de lascamento

A resistência ao aquecimento de uma peça estrutural é dependente da sua geometria, dos materiais usados na construção, da intensidade de carga e das características da sua exposição ao incêndio.

A literatura existente tem identificado, a partir de experimentos, os fatores que influenciam o lascamento do concreto, sendo todos eles agrupados em duas grandes categorias (fatores internos e externos), que é apresentada na Tabela 4-3.

Tabela 4-3 Fatores que interferem no lascamento do concreto.

Internos	Externos
Relação água/cimento;	Taxa de aquecimento;
Existência de partículas finas e ultrafinas;	Temperatura máxima;
Natureza mineralógica do agregado;	Tempo de exposição;
Grau de hidratação;	Tipo de exposição ao calor (1D, 2D ou 3D);
Grau de saturação;	Dimensões e formato do elemento estrutural;
Dimensão do agregado graúdo;	Armaduras;
Densidade do concreto	Carregamento externo, principalmente compressão.
	Distribuição não uniforme da temperatura no concreto;

[Fonte: NINCE, 2006]

Relacionados como fatores internos dos mais relevantes, o uso de relação água/cimento muito baixa e de adições com partículas finas e ultrafinas (sílica ativa, metacaolim, cinza volante e outras) deixam o concreto mais denso, com baixa

permeabilidade, o que dificulta a saída do vapor de água para a atmosfera, gerando altas pressões e aumentando o risco de lascamento explosivo (NINCE, 2006).

O tipo do agregado também influencia o lascamento. Genericamente pode-se concluir que o fenômeno é menos acentuado quando o concreto é composto por agregados com baixo coeficiente de dilatação térmica, é o caso dos agregados calcários, que possui melhor estabilidade térmica e menor expansão térmica que os agregados ricos em sílica. A menor expansão térmica melhora a compatibilidade com a pasta de cimento, além desse fator outros que podem ser levados em consideração são: a superfície do agregado que quanto mais rugosa e angular melhor, pois permite melhor ligação física com a pasta de cimento e a presença de sílica reativa que melhora a ligação química com a pasta (LIMA, 2005).

A resistência do concreto e o teor de umidade são outros dois fatores internos estreitamente relacionados com fenômeno do lascamento. Segundo Fu & Li (2011), para o concreto de resistência convencional (CRC), o lascamento não ocorrerá mesmo para altos teores de umidade, porém para o concreto de alta resistência (CAR), quanto mais alto o teor de umidade, maior a probabilidade de ocorrência do lascamento. Além disso, Kodur & Phan (2007), afirmam que a perda de resistência com o aumento da temperatura é mais pronunciada para o CAR do que para CRC. A maior propensão dos CAR ao lascamento ocorre porque estes são extremamente compactos e com baixa permeabilidade, características essas alcançadas graças ao uso de adições minerais e a baixa relação água/cimento empregados para possibilitar o ganho de resistência e durabilidade, tal fato contribui para o aumento da poro-pressão.

A pressão de vapor apresenta um papel importante, visto que níveis significantes de poro-pressão podem surgir em concretos com baixa permeabilidade e alto teor de umidade. A pressão hidráulica de vapor tem ordem de grandeza muitas vezes superior à tensão de tração do concreto. Se a mesma não puder ser aliviada, pode colocar em risco a integridade de toda a estrutura. A magnitude da pressão de vapor depende do nível de saturação dos poros. Esta pressão não ocasiona a ruptura do concreto se a sua magnitude for inferior à tensão de tração do concreto, mas contribui para os deslocamentos explosivos ao combinar-se com os demais mecanismos de ruptura (LIMA, 2005).

Tratando-se dos fatores externos tem-se que o melhor desempenho do concreto ao incêndio está relacionado com a natureza da fonte de calor (a taxa de aquecimento, a máxima temperatura alcançada e o tipo de combustível), o carregamento atuante na peça estrutural, armaduras e dimensões das peças (FU & LI, 2011).

Altas taxas de aquecimento podem induzir ao lascamento das peças de concreto. Segundo Kodur & Phan (2007), isto ocorre principalmente devido aos gradientes de temperatura desenvolvidos dentro do elemento de concreto sujeito ao calor, em função da sua baixa condutividade térmica que, por sua vez gera pressão em seus poros, provocando desta maneira lascamento nas peças de concreto de alta resistência.

Os gradientes e pressões térmicas podem ser calculados usando-se modelos de incêndio. Quatro são os modelos de incêndio considerados simples: os das curvas padrão, o das curvas parametrizadas, o de equivalência de tempo e o do incêndio localizado. Serão abordados aqui os modelos das curvas padrão e das curvas parametrizadas devido a sua relação com tema da dissertação.

Os modelos simples pressupõem que a temperatura dentro do forno é uniforme e é representada pela relação pré-definida de temperatura/tempo. Não levam em conta a ventilação ou as condições de contorno internas do compartimento, com a desvantagem de não representar muito bem um incêndio real. Eles são mais indicados para modelar incêndios pós-flashover⁵.

As curvas padrão são a forma mais simples de representar o incêndio. Foram desenvolvidas para testar a resistência ao fogo de materiais de construção e de elementos em laboratório. As diferenças entre as taxas de aquecimento, a intensidade e a duração de um incêndio padrão e real podem resultar em comportamentos diferenciados. Mesmo havendo desvantagens e limitações, a maioria das recomendações de desempenho dos materiais de construção e dos elementos estruturais tem sido desenvolvida com base nestes testes empregando curvas padrões. Embora as curvas-padrão, particularmente aquelas representativas

⁵ Caracteriza o estágio do incêndio quando sua agressividade passa a ser exclusivamente dominada pela quantidade de material combustível do ambiente, restando apenas esperar o fogo consumir tudo o que há para o sinistro terminar. Neste estágio, o incêndio não pode ser mais controlado pelas ações de combate (o bombeiro não pode fazer algo efetivo, apenas resfriar a estrutura e suas vizinhanças para evitar a propagação do sinistro às construções adjacentes).

de incêndio de materiais celulósicos, não permitam prognosticar o desempenho de elementos construtivos em incêndios reais, longe do controle laboratorial das condições de ensaio, elas permitem uma análise comparativa de resistência ao fogo entre elementos similares, servindo como indicadores qualitativas de resistência em função da severidade do aquecimento (NINCE, 2006).

São cinco curvas-padrão adotadas pelas normas de diversos países e suas aplicações dependem do ambiente (fechado ou aberto) e do material a ser consumido pelo fogo (combustíveis, óleos, derivados de petróleo, produtos químicos, madeira, papel, entre outros). Na Figura 4-10 temos a representação dessas curvas.

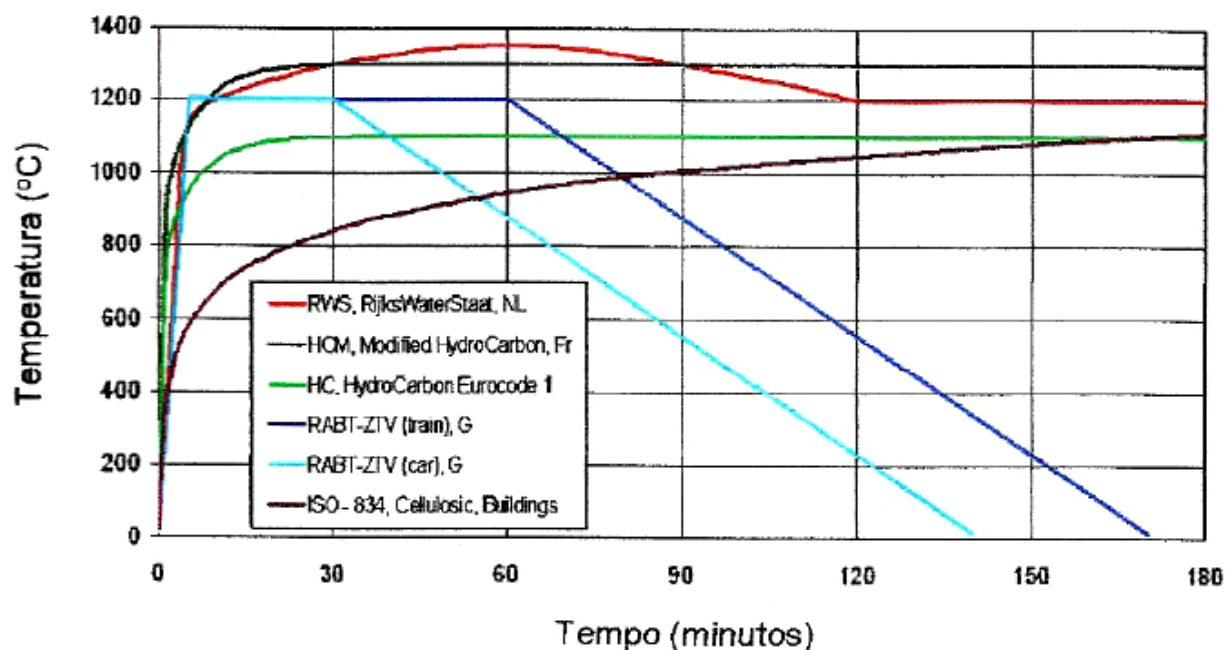


Figura 4-10 Curvas padrão (temperatura versus tempo).

[Fonte: NINCE, 2006]

- 1) A *curva celulósica* é a padrão de várias normas (ISO 834, BS 476 – part 20, DIN 4102, AS 1530, ASTM E 119) para avaliar situação de incêndio em edificações, baseada na queima de materiais de construção em geral, móveis e utensílios.

- 2) A *curva hidrocarboneto* (HC) está no eurocod 1 e é usada para pequenos incêndios em áreas abertas, causados por produtos derivados de petróleo, óleos, combustíveis e produtos químicos.
- 3) A *curva hidrocarboneto modificada* (HCM) está na norma francesa que incrementou a curva HC fazendo com que sua temperatura máxima seja de 1300°C ao invés de 1100°C da HC.
- 4) A *curva RABT-ZTV* é um modelo alemão para incêndios em áreas fechadas causados pelos mesmos produtos da curva HC. A curva representa um aumento de temperatura mais rápido e um menor período de exposição à temperatura máxima.
- 5) A *curva RWS* foi criada para o cenário mais drástico de incêndio, o de caminhões tanques carregados com produtos derivados do petróleo em áreas fechadas, onde a dissipação de calor é muito difícil ou impossível.

As curvas parametrizadas também conhecidas como “curvas naturais” (Figura 4-11), descrevem o incêndio tanto na fase de aquecimento, como na fase de resfriamento, permitindo análises mais realistas. Essas curvas podem ser parametrizadas através da carga de incêndio e das características do compartimento que são: grau de ventilação, aberturas, área e altura do compartimento, características dos materiais combustíveis presentes internamente e características dos materiais constituintes. Nessas curvas a velocidade de elevação da temperatura é maior e as temperaturas máximas podem ser superiores às aquelas obtidas por meio das curvas padrão (NINCE, 2006).

Ainda como fatores externos que interferem no lascamento do concreto, o perfil do aquecimento, ou seja, o número de faces do elemento que estará em contato com o fogo também é um fator influenciador, visto que haverá maior probabilidade de ocorrência do fenômeno quanto maior o número de faces expostas ao calor. Neste sentido, as lajes são menos propícias do que as vigas, pois na maioria dos casos apenas uma das faces estará em contato com o calor, enquanto três ou quatro faces das vigas e pilares ficarão expostas. O spalling do concreto no cruzamento de vigas aumenta o risco de ruptura por cisalhamento, enquanto que nas zonas comprimidas, aumenta o risco de ruptura por esmagamento (LIMA, 2005).

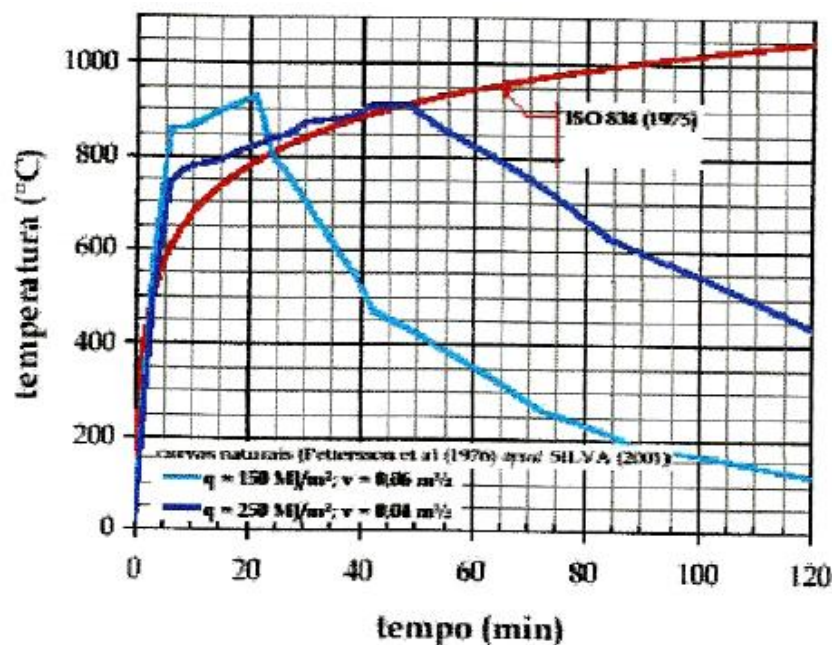


Figura 4-11 Curvas naturais parametrizadas pela carga de incêndio e o fator de abertura.

[Fonte: NINCE, 2006]

Seções delgadas são menos propícias ao lascamento explosivo, pois o vapor gerado atinge a superfície mais rapidamente, limitando o aumento da poro-pressão, portanto, o tamanho da peça está diretamente relacionada com o transporte de calor e umidade através da estrutura. Ademais, evidências experimentais têm sugerido que as explosões também são menos intensas em elementos largos, acima de 200 a 300 mm, tornando a suscetibilidade ao *spalling* completo do elemento mais acentuadas em dimensões medianas. O formato da seção também influencia, pois mudanças bruscas na seção transversal e cantos, especialmente os em ângulo agudo, aumentam a probabilidade deste fenômeno. A seção ideal, portanto, seria a formada por superfícies planas com arestas arredondadas.

O lascamento explosivo pode ou não se restringir às regiões não armadas da estrutura, pois a presença ou não de armadura consiste num fator mais relevante para ocorrência do lascamento completo do elemento do que a quantidade de armadura propriamente dita. Regiões densamente armadas facilitam a formação de fissuras devido ao espaçamento reduzido, levando a ocorrência do *spalling*. A presença de armadura limita a extensão dos danos, mas não previne o lascamento.

Cobrimentos maiores (40 a 50 mm) geram maior risco ao lascamento devido à espessa camada não ancorada pela armadura.

As cargas aplicadas e as restrições também influenciam o lascamento, pois o acréscimo na tensão de compressão, seja pela redução da seção transversal ou pelo acréscimo das cargas atuantes, aumenta a probabilidade do fenômeno. Somente a tensão de compressão inicial presente na superfície do concreto, não irá promover o lascamento, mas irá quando combinada com as tensões geradas pelas restrições impostas as expansões, desenvolvidas quando a taxa de aquecimento for alta, não permitindo o alívio de tensões pelo fissuramento do material (LIMA 2005).

4.2.3.2. Tipos de Lascamento

Encontram-se na literatura cinco tipos de lascamento que são definidos abaixo:

- 1) O *lascamento do agregado* ocorre quando o agregado está próximo da superfície e se desprende do concreto devido a sua expansão térmica, deixando pequenas crateras na superfície. O mesmo pode ser causado pelo surgimento de tensões de cisalhamento, frente a altas taxas de aquecimento, ou pela ruptura do agregado em função da temperatura máxima atingida e em decorrência de transformações físicas ou químicas. Normalmente os danos ao concreto devido a este tipo de deslocamento, não são graves, e sua ocorrência fica limitada aos primeiros 20 minutos do incêndio. O processo não remove grandes quantias da seção transversal do elemento, nem afeta o cobrimento da armadura. Os parâmetros que mais influenciam esta forma de spalling são a taxa de aquecimento e o coeficiente de dilatação térmica dos agregados graúdos e miúdos. O teor de umidade do concreto também influencia, uma vez que a suscetibilidade ao *spalling* é muito reduzida em concretos com teor de umidade inferior a 4% da massa.
- 2) O *lascamento de quina* ocorre quando os cantos vivos de um elemento estrutural se desprendem do resto após 30 minutos de exposição ao calor. Connolly *apud* Hertz *apud* Nince (2006) comenta inclusive que após o resfriamento da estrutura, chega a ser possível retirar os pedaços lascados com a própria mão, afirmando que este tipo de lascamento é a combinação

da fissuração com as tensões térmicas na superfície. Este fenômeno parece ser governado mais pela temperatura do elemento do que pela taxa de aquecimento, podendo ser minimizado pelo emprego de concretos com baixo coeficiente de dilatação térmica, com razoável resistência residual após o aquecimento e com a presença de fibras.

- 3) O *lascamento superficial* é definido como uma esfoliação gradual e progressiva de grandes extensões (aproximadamente 100 x 100 mm e espessura de 25 a 50 mm) e a área afetada pode se estender por todo o elemento, particularmente em concretos de alta resistência, deixando novas camadas expostas. Este tipo de lascamento pode implicar na exposição direta da armadura ao calor e ocasionar alterações na resistência ao fogo do elemento. Este tipo de lascamento ocorre quando as tensões originadas pela poro-pressão superam a resistência do material. Os fatores que aumentam a sua suscetibilidade são aqueles que elevam a magnitude da poro-pressão durante o aquecimento, tais como o acréscimo na taxa de aquecimento, bem como a redução da permeabilidade. A resistência à tração do concreto influencia fortemente o desenvolvimento deste tipo de lascamento.
- 4) O *lascamento durante o resfriamento* do concreto é função da absorção de umidade pelo material e da consequente re-hidratação do CaO, que é acompanhada de uma expansão, como já discutido. O CaO pode ser produzido durante o aquecimento, pela reação de desidratação do Ca(OH)_2 , que ocorre em temperaturas próximas a 400°C, e/ou pela reação de descarbonatação do CaCO_3 , que se transforma em CaO, liberando CO_2 , quando as temperaturas do material estão entre 600°C e 700°C. Este problema pode ser minimizado através de medidas que reduzam a quantidade de Ca(OH)_2 e CaCO_3 no concreto aquecido.
- 5) O *lascamento explosivo* ocorre repentina e violentamente, com grande liberação de energia e perda parcial de matéria, formando grandes cavidades nos primeiros trinta a quarenta minutos de exposição ao fogo. Normalmente é restrito a áreas não armadas e não se estende às camadas de concreto atrás das armaduras. Este se caracteriza pela separação forçada de camadas de concreto e pela emissão de um som típico de explosão. O fenômeno pode ocorrer por meio de uma única ou de uma sequência de explosões.

O lascamento explosivo geralmente ocorre devido à ação combinada de poro-pressão, tensão de compressão na superfície exposta à chama e microfissuras internas, e depende do tamanho da seção transversal, do material e do teor de umidade, sendo influenciado pelo carregamento externo. Entre os fatores que influenciam este tipo de lascamento, a taxa de aquecimento ocupa uma posição de destaque, pois o acréscimo da mesma aumenta a probabilidade e a severidade do fenômeno (LIMA, 2005; NINCE, 2006).

Usando a mesma classificação acima citada Khoury & Majorana *apud* Nince (2006), refinaram essa classificação do lascamento segundo o tipo, o tempo de ocorrência, o nível do dano e os fatores que influenciam na sua ocorrência, como demonstrado nas Tabelas 4-4 e 4-5 e na Figura 4-12 abaixo. Os autores acreditam que até 30 minutos de exposição ao calor a ocorrência do lascamento está relacionada à influência da taxa de aquecimento e acima desse tempo, o fenômeno passa a ser influenciado pela temperatura máxima atingida.

Tabela 4-4 Classificação do tipo de lascamento.

Lascamento		Tempo de ocorrência (min)	Natureza	Som	Nível dos danos
Categoria	Tipo				
1	Do agregado	7 - 30	splitting	pipoca	superficial
2	Superficial	7 - 30	violento	fissuração	pode ser sério
3	Explosivo	7 - 30	violento	estouro	sério
4	Das quinas	30 - 90	nao violento	nenhum	pode ser sério

[Fonte: Khoury & Majorana *apud* Nince, 2006].

Tabela 4-5 Os fatores que influenciam em cada tipo de lascamento

Fatore que influenciam	Tipos de lascamento			
	Do agregado	Superficial	Explosivo	De quina
Expansão termica do agregado	x		x	x
Difusividade térmica do agregado	x			
Tamanho do agregado	x		x	
Resistência a tração		x		x
Resistência ao cisalhamento			x	
Carregamento/restrições			x	
Armadura			x	x
Idade			x	
Taxa de aquecimento	x	x		
Perfil do aquecimento			x	
Permeabilidade		x	x	
Umidade	x	x	x	
Temperatura máxima				x
Formato da seção			x	
Tamanho da seção			x	

[Fonte: Khoury & Majorana apud Nince, 2006].

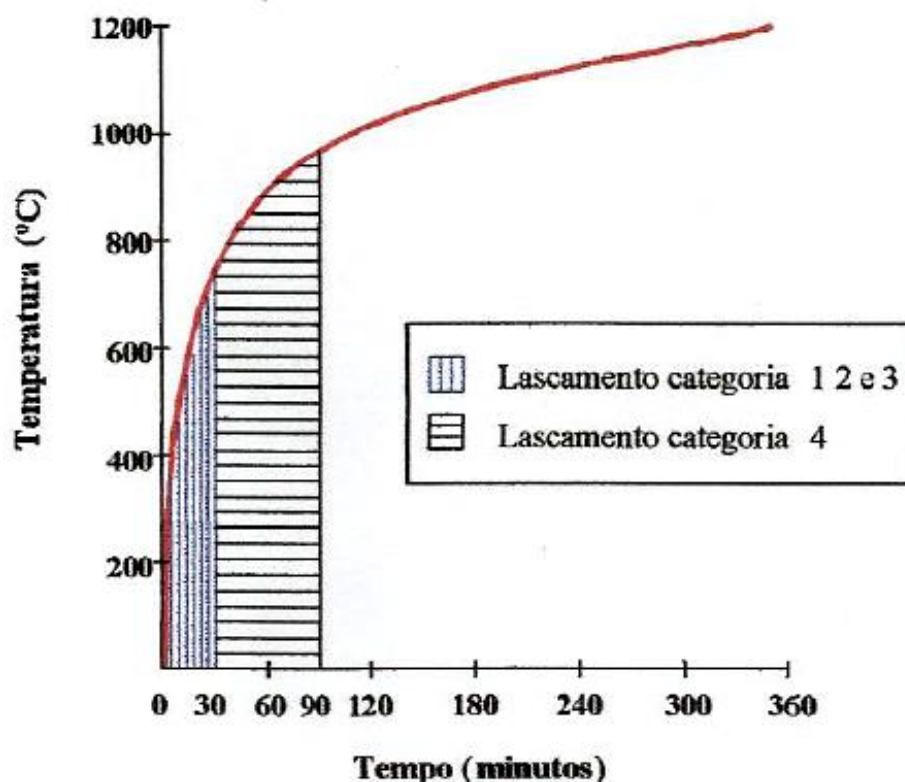


Figura 4-12 Período de lascamento em função da temperatura versus tempo.

[Fonte: KHOURY & MAJORANA apud NINCE, 2006]

A seguir serão apresentados alguns trabalhos de pesquisadores que estudaram o fenômeno do lascamento, bem como os fatores influenciadores do mecanismo.

Fu & Li (2011) tratam, em seu artigo, do lascamento explosivo fazendo uma revisão dos fatores internos e externos causadores do mesmo, bem como dos mecanismos propostos para explicar o fenômeno. Além disso, os autores propõem um modelo numérico para investigar o efeito das fissuras térmicas sobre o spalling.

Debicki *et al* (2012) avaliaram, para amostras de concreto de alto desempenho com formato esférico, o teor crítico de fibras de polipropileno que evita a ocorrência de lascamento, encontrando para as amostras testadas um valor igual a 1 kg/m³, além de verificar se o tipo de cura e o tamanho das amostras acentuam o lascamento. Neste experimento ficou evidenciado mais uma vez que, cem por cento dos concretos de alta resistência testados sem fibras, lascaram; que o tamanho do espécime influencia o mecanismo de desprendimento e que o modo de cura, em água ou em saco selado (usados no experimento), não parece influenciar o risco de lascamento para os concretos investigados.

Boström *et al* (2007) analisaram o efeito do tamanho dos espécimes e as condições de carregamento sobre o lascamento em concretos de diferentes resistências. Foram moldados corpos de prova com formatos prismáticos (semelhante a colunas) e placas (com diferentes tamanhos) com fios de aço pré tensionados e sem estarem pré tensionados; além disso, traços com e sem fibras de polipropileno foram produzidos. Os corpos de prova foram expostos a altas temperaturas. Os autores observaram que quando da aplicação de uma pré tensão, a mesma atua no sentido de reduzir o aparecimento de fissuras, dificultando dessa forma a saída do vapor formado, contribuindo para que a profundidade do lascamento nas amostras pré tensionadas fossem bem maiores do que aquelas apresentadas nos corpos de prova sem a pré tensão. Foi também verificado que para as placas de dimensões maiores, o efeito do lascamento foi mais pronunciado em comparação as das placas menores, o que confirma a hipótese de que o tamanho do espécime influencia na profundidade de lascamento. Por fim, eles confirmaram que as fibras de polipropileno realmente atuam na prevenção do efeito spalling, pois os moldes que continham as fibras não apresentaram spalling.

Han et al (2012) estudaram o efeito do diâmetro, comprimento, teor e tipo de fibra na prevenção ao lascamento em concretos de alta resistência. Em seu artigo, os autores confeccionaram corpos prova de concreto com fibras de náilon e de polipropileno. O teor de fibras de náilon necessário à prevenção do lascamento (0,04%) é bem inferior ao requerido para as fibras de polipropileno (0,1%), fato este atribuído ao pequeno diâmetro, comprimento reduzido e menor risco de emaranhamento das fibras de náilon. As dimensões reduzidas levam a um aumento do número de fibras por unidade de volume possibilitando a criação de uma rede porosa bem conectada.

Além disso, foi notado que o diâmetro das fibras pouco influencia na prevenção do lascamento, pois, segundo os autores, o tamanho do vapor formado é bem menor que o tamanho dos poros criados pelo derretimento das fibras. Com relação ao comprimento das mesmas, ficou evidenciado, que para fibras de mesmo diâmetro, porém de comprimentos diferentes, quanto menor o comprimento, maior deverá ser o teor da fibra para conseguir a mesma proteção, provavelmente devido à falta de interconectividade dos poros criado por fibras curtas.

O lascamento é, portanto, um fenômeno importante que precisa ser estudado e prevenido, pois conforme já discutido, pode causar entre outras coisas, falha na resistência ao fogo do elemento pela perda de capacidade de carga e/ou pela perda de integridade. O mesmo afeta as conexões dos membros de concreto, gerando imprecisão no cálculo estrutural.

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

Em outros casos, a perda da capacidade de carga é resultante do lascamento das camadas de cobrimento das armaduras, podendo resultar no aquecimento excessivo das mesmas e levar ao rompimento. Uma vez que a resistência do aço é consideravelmente reduzida com a elevação da temperatura, o spalling pode acelerar esta degradação, precipitando a ruptura à flexão do elemento.

Entre os prejuízos ocasionados pelo lascamento destaca-se a exposição das armaduras, sendo estas aquecidas rapidamente acarretando na redução da resistência da seção, sendo as vigas e as lajes os elementos mais susceptíveis de serem afetados dessa maneira.

Cabe notar que o lascamento é um fenômeno aleatório e que, muitas vezes, seu desenvolvimento contraria as expectativas. De fato, contradições entre os resultados de diferentes programas experimentais têm sido bastante comuns. Em grande parte, isto ocorre devido às diferenças entre as condições experimentais, tais como taxas de aquecimento e teores de umidade inicial. Em alguns casos, todavia, as causas parecem estar associadas à falta de entendimento dos fatores intervenientes no fenômeno e, até mesmo, a própria aleatoriedade do material frente ao mesmo (LIMA, 2005).

4.3. Alternativas para minimizar os danos causados no concreto a elevadas temperaturas

Todos os tipos de concreto apresentam redução nas suas propriedades mecânicas (resistência à compressão e à tração, módulo de elasticidade) quando submetidos a elevadas temperaturas. Esse efeito pode ser atenuado com o uso de agregados de alta estabilidade térmica, com adição de filamentos fibrosos e barreiras térmicas.

Com relação ao emprego de fibras no concreto, estas têm como funções principais, melhorar a ductilidade do concreto, controlar a fissuração de maneira a servir como ponte de transferência de tensões e reduzir ou eliminar o risco de lascamento de concretos expostos a altas temperaturas.

Em se tratando da prevenção ao lascamento, as fibras mais usualmente empregadas são as fibras de polipropileno, também conhecidas como fibras PP. O embasamento técnico para evitar os deslocamentos está fundamentado no fato de que estas fibras derretem com a elevação da temperatura, criando poros adicionais no concreto que podem ser preenchidos pela água evaporada, permitindo a migração dos gases quentes para a superfície da matriz cimentícia, reduzindo assim a poro pressão e, conseqüentemente, a tendência aos deslocamentos.

Na temperatura de 160°C as fibras de polipropileno começam a derreter, ficando inicialmente com o aspecto de um líquido viscoso. Este processo proporciona uma gradativa redução do volume ocupado por cada filamento individualmente e, à medida que a temperatura vai aumentando, estes filamentos vão se degradando, até que em aproximadamente 360°C, os mesmos entram em ignição. Neste momento, os filamentos retornam aos seus materiais constituintes e o produto remanescente de cada filamento individual nada mais é do que fuligem (pó), a qual ocupa aproximadamente 5% do volume inicial. Os vazios remanescentes criam rotas que permitem a fuga do vapor de água com o aquecimento e, neste caso, há o relaxamento da poro-pressão, que acaba por minimizar a probabilidade de acontecer deslocamentos explosivos no concreto.

A Figura 4-13 ilustra o ponto de fusão a 170,5°C, onde a fibra muda da fase sólida para líquida e é absorvida pelo concreto. Mais adiante se vê o ponto de evaporação (399,5°C) e por fim o ponto de chama (442,9°C), quando a fibra se desintegra por completo. O que comprova a hipótese de derretimento das fibras e criação de vazios visto que as temperaturas de incêndio atingem as temperaturas mencionadas (LIMA, 2005; NINCE, 2006).

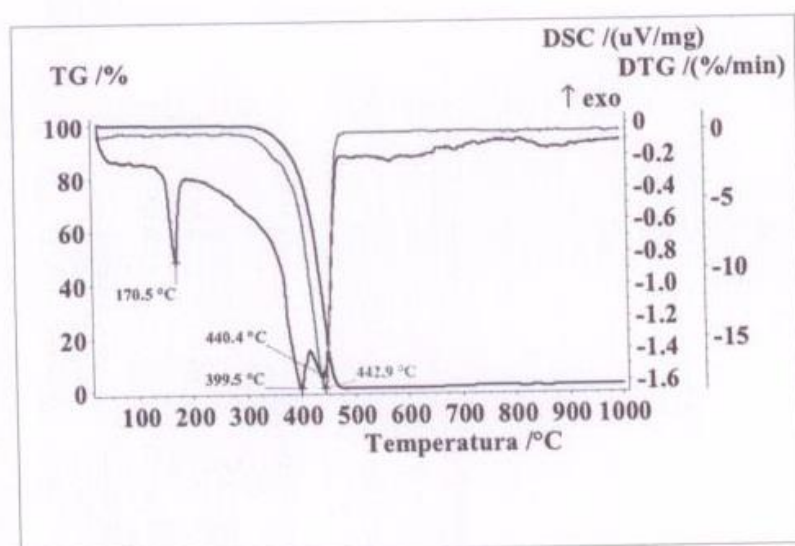


Figura 4-13 Curva DSC/TG e DTG da fibra de polipropileno.

[Fonte: NINCE, 2006]

Segundo Sun & Xu (2009), as fibras de polipropileno além de ajudar na redução do lascamento de concretos sujeitos a elevadas temperaturas, melhora algumas propriedades do concreto tais como, resistência à compressão e à tração, e a sua durabilidade a longo prazo. Além disso, essas fibras reduzem a retração plástica do concreto.

Além das fibras de polipropileno, outras fibras orgânicas tais como acetato de polivinila (PVA) e o náilon também se mostram eficientes na proteção contra o lascamento, outras, como as fibras celulósicas e de polietileno, pelo contrário, não se mostraram úteis. Em suma, pode-se dizer que o uso de fibras orgânicas como método preventivo no combate ao lascamento explosivo já é reconhecido no meio técnico. A diminuição das tensões internas no concreto evita o colapso imediato, oferecendo maior tempo para eventuais medidas de emergência e permitindo a recuperação da estrutura com maior segurança. Inclusive, o uso de fibras de polipropileno já faz parte das recomendações do código Europeu (Eurocod 2 parte 1.2, 2001), para estruturas de concreto de alta resistência susceptíveis a altas temperaturas (Bangi & Horiguchi, 2012; Lima, 2005).

Xiao & Falkner (2006), moldaram corpos de prova de concreto de alta resistência e adicionaram fibras de polipropileno para verificar características mecânicas e a ocorrência de lascamento quando submetidos a temperaturas que variaram de 20° a 900°C. As fibras PP correspondiam a 0,3%, 0,5% e 0,7% do consumo de cimento, usadas respectivamente nos traços de 100, 80 e 50 MPa. Os pesquisadores observaram que as amostras com adição de fibras não sofreram lascamento e que a sua adição não exerce influencia negativa sobre a resistência à compressão e flexão pós-exposição.

Bilodeau, Kodur e Hoff (2004), estudaram o teor mínimo necessário para evitar a ocorrência de lascamento em concretos cujas resistências situavam na faixa de 60 a 70 MPa, preparados com agregados de alto teor de absorção e baixo teor de absorção. As amostras foram confeccionadas por meio de moldes prismáticos, havendo a introdução de barras de aço, tendo como teor de fibras de polipropileno usados nos ensaios 1,5 kg/m³, 2,5 kg/m³ e 3,5 kg/m³. A taxa de aquecimento adotada foi baseada na curva padrão de hidrocarboneto, cuja temperatura no forno atingiu 1000°C em menos de 10 minutos. Os estudos mostraram que os concretos confeccionados com agregados de alta absorção são mais susceptíveis ao

lascamento do que aqueles com agregados de baixa absorção, o menor teor de fibras necessário para prevenção do lascamento foi de 3,5 kg/m³ para os concretos de agregados de alta absorção e 1,5 kg/m³ para o concreto com agregado de baixo teor de absorção.

Lee et al (2012), estudaram níveis ótimos de teor de fibra tanto para proteção contra a ocorrência de lascamento quanto para um efeito menos negativo sobre trabalhabilidade através da variação do teor de fibra de polipropileno em combinação com fibras de náilon. Foram moldados concretos em amostras cilíndricas cujas resistências à compressão variaram entre 80 e 100 MPa, sendo estes submetidos a uma taxa de aquecimento de acordo com a curva ISO 834. Os autores chegaram a conclusão de que o mesmo nível de proteção ao lascamento é conseguido com teor de fibras de náilon e PP (0,05%) que equivale a metade do teor de fibras de polipropileno que seria necessário se esta estivessem sendo usada sozinha.

Além de filamentos fibrosos, existem outras alternativas viáveis para solucionar o problema do lascamento, como por exemplo, proteções passivas que são sobrepostas aos elementos estruturais, não se integrando com o substrato, pois são aplicadas posteriormente à execução do elemento ou agem independentemente do mesmo.

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

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

As placas de gesso acartonado podem conter fibra de vidro e, em alguns casos, vermiculita. Quando a temperatura estiver entre 90 e 150°C, as ligações

químicas existentes no gesso hidratado começam a romper e liberam a água de hidratação. Essa reação absorve energia do fogo e retarda a elevação da temperatura (PANNONI, 2002).

As tintas intumescentes são consideradas como revestimentos fogo-retardantes, visto que retardam a propagação da chama e, conseqüentemente, a elevação de temperatura no elemento que está sendo protegido. A sua composição é formada por polímeros com pigmentos intumescentes que reagem na presença de calor, aumentando o volume e formando uma camada isolante. O calor provoca uma reação em cadeia quando a temperatura atinge 200°C, onde uma fina película de 55 a 2500 µm de espessura se transforma em uma volumosa camada, semelhante a uma esponja que tem propriedades de isolamento térmica. Como desvantagem do sistema cita-se o custo elevado, principalmente quando o tempo requerido de resistência ao fogo for superior a 60 min (DIAS, 2002; PANNONI, 2002).

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo serão apresentadas e relatadas as estratégias experimentais adotadas nesta dissertação, com intuito de alcançar os objetivos geral e específicos definidos para a presente pesquisa, a fim de avaliar o comportamento dos concretos submetidos a diferentes temperaturas.

5.1. Estratégia experimental

A estratégia experimental adotada nesta pesquisa consistiu basicamente em analisar as propriedades residuais do concreto sem e com adição de fibra polimérica, submetido a altas temperaturas, obtidas por meio de ensaios em corpos de prova após o resfriamento.

Além do exposto acima, esta pesquisa objetiva avaliar se as fibras de politereftalato de etileno (PET) podem ser usadas como medida preventiva no combate ao efeito *spalling*, fenômeno que é comumente prevenido com uso de fibras de polipropileno.

A utilização de fibras de PET com esta finalidade é baseada no fato de este material, assim como as fibras PP, ser um polímero com ponto de fusão baixo (250°C), o que possibilita o seu derretimento e criação de vazios para possibilitar a saída de vapor e, principalmente, pelo crescente aumento do interesse da comunidade científica internacional pelo uso de técnicas que reduzam os impactos ambientais no processo de construção civil.

Como discutido anteriormente, existem diversos fatores que influenciam na ocorrência do efeito *spalling*, entre eles o mais comumente discutido é a resistência mecânica que é um reflexo do grau de compactidade do concreto; quanto maior ela for, menos poroso o concreto se apresenta. Por isso, foram moldados corpos de prova com diferentes teores de cimento, agregados e água, para se obter amostras com diferentes compactidades, e analisar a influência do uso de fibras de PET sobre suas propriedades mecânicas e sobre a ocorrência ou não do lascamento do concreto.

5.2. Programa experimental

O programa experimental foi dividido em duas etapas; a primeira etapa, denominada de ensaios preliminares, consistiu na moldagem de quarenta e cinco corpos de prova, dosados a partir de um mesmo traço padrão, porém diferenciando-se pela existência ou não de PET, e ainda dentre os que possuíam partículas de PET, o teor adicionado era variável. Com isso, objetivava-se verificar a ocorrência do efeito *spalling* nos corpos de prova sem adição de PET e a não ocorrência naqueles que apresentavam a adição, bem como determinar o teor de PET em que fosse notado melhor desempenho do concreto.

A condição de não ocorrência do efeito *spalling* nos corpos de prova que tinham adição de fibras de PET era a esperada pelas características térmicas da fibra, porém não se tinha certeza, pois não se tinha registro desse tipo de experiência em nossa bibliografia ou em pesquisas anteriores.

A segunda etapa, denominada de ensaios definitivos, consistiu em, uma vez comprovada a não ocorrência do efeito *spalling* nos corpos de prova com fibras de PET, adotar o teor de fibras que favorecesse ao concreto melhor desempenho e verificar a sua eficiência no combate ao lascamento para concretos de diferentes resistências mecânicas, conseqüentemente, diferentes compacidades. Desta maneira, procurou-se observar se as partículas de PET realmente são eficientes no combate ao lascamento, fenômeno observado em concretos de alta resistência quando submetidos a elevadas temperaturas.

5.3. Descrição da etapa I - Ensaios preliminares

Nesta primeira etapa foram moldados 45 corpos de prova, onde se procurou fazer uma análise visual (cor, grau de fissuração) de como os corpos de prova se encontravam após terem sido submetidos a temperaturas de 400 °C e 600 °C e, posterior verificação ou não de lascamento. Foi realizado, ainda nesta etapa, o ensaio de resistência à compressão a temperatura ambiente e também, após a exposição de altas temperaturas. A temperatura de 400 °C foi escolhida por ser a partir dela que o concreto passa a sofrer perda brusca de resistência à compressão;

e a de 600 °C, porque, segundo Lima (2005), é a temperatura do *flashover*⁶. A Figura 5-1 ilustra o planejamento experimental das temperaturas de exposição usadas para execução dos testes preliminares.

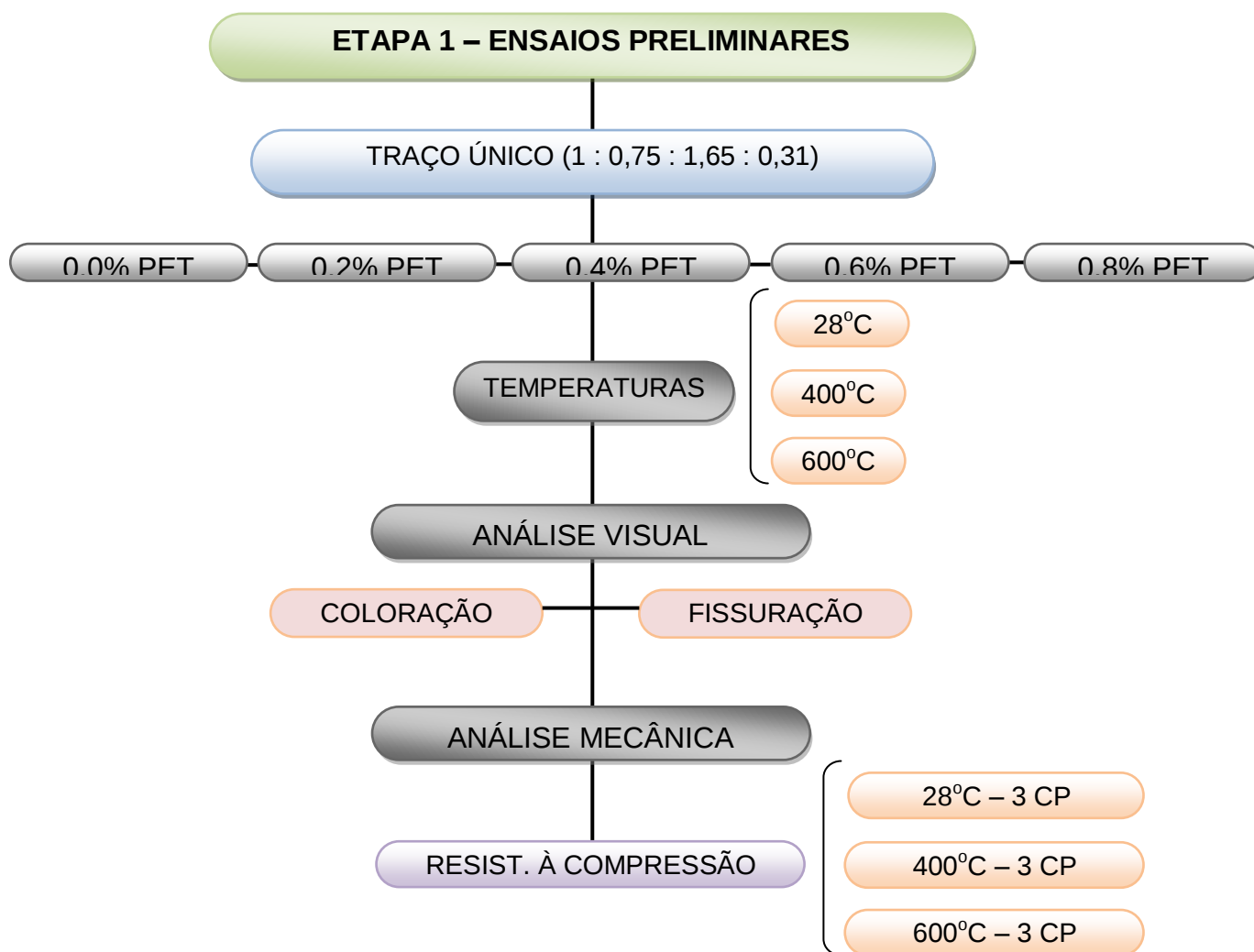


Figura 5-1 Esquema das quantidades de corpos de prova usados nos ensaios preliminares com suas temperaturas de exposição.

A partir do traço padrão, se acrescentou percentuais de partículas de PET em função da massa do cimento empregada. Os teores mínimos de PET foram escolhidos com base nos valores das fibras PP quando usadas com o mesmo enfoque dado desta pesquisa, porém achou-se necessário também usar teores

⁶ Flashover é o instante de inflamação generalizada. É o instante do início do incêndio descontrolado que toma conta de todo o compartimento e se espalha.

acima dos usados para as fibras PP, pois não se conhecia o desempenho das fibras de PET.

Para cada um dos teores adotados foram realizados ensaios de resistência à compressão a temperatura ambiente e após a exposição às temperaturas de 400°C e 600°C.

5.3.1. Caracterização dos materiais

O concreto fabricado para os ensaios preliminares foi produzido no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFRN, dosado para uma resistência característica de 45 MPa. Essa resistência foi escolhida por ser superior à comumente empregada nas obras da cidade (aproximadamente 30 MPa), se enquadrar na faixa dos concretos convencionais, porém de compacidade mais alta, e ter métodos de dosagem de fácil acesso. Além disso, sendo confirmada a ocorrência de lascamento nos corpos de prova e verificado que as fibras não conseguiram atuar de forma preventiva na ocorrência do lascamento, concluir-se-ia que com os concretos de alta resistência ela não iria funcionar. Isso permitiria fazer alterações com relação à maneira como a pesquisa seria conduzida.

Os materiais usados para produção do concreto de partida foram o cimento portland CPIV 32 RS, que por ser resistente a sulfatos é melhor indicado para uma cidade litorânea como é o caso da cidade onde foram realizados os ensaios, areia de diâmetro máximo de 4,8 mm, brita de 25 mm e superplastificante do fabricante da Sika, denominado Viscocrete 3535 CB, com densidade de 1,1 g/cm³.

O uso de aditivo é justificado pelo alto consumo de cimento do traço dosado, o que aumenta a quantidade de finos na mistura, sendo por isso necessária uma maior quantidade de água para alcançar a trabalhabilidade adequada. O emprego de aditivo permite compensar a perda de trabalhabilidade, devido a grande quantidade de finos e evitar o acréscimo de água na mistura, de forma a não prejudicar a resistência e prover a durabilidade do concreto.

Nas Tabelas 5-1 e 5-2 são apresentadas as características dos agregados usados. As caracterizações dos agregados foram realizadas segundo os preceitos da norma NBR NM 248/2003: Agregados - Determinação da composição

granulométrica, NBR NM 52/2009: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente e a NBR NM 53/2009: Agregado graúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente.

Tabela 5-1 Características do Agregado Miúdo.

Abertura da peneira [mm]	4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	< 0,15
% retida individual	0,00	7,88	14,66	22,38	25,97	24,45	4,66
% retida acumulada	0,00	7,88	22,54	44,92	70,89	95,34	100
Dimensão máxima característica	mm						4,8
Módulo de finura							2,42
Massa específica real	g/cm ³						2,62
Massa específica aparente	g/cm ³						1,50

Tabela 5-2 Características do Agregado Graúdo.

Abertura da peneira [mm]	25,4	19	12,5	9,5	6,3	4,8
% retida individual	0,00	12,12	57,24	20,89	9,11	0,64
% retida acumulada	0,00	12,12	69,36	90,25	99,36	100
Dimensão máxima característica	mm					25
Módulo de finura						7,02
Massa específica real	g/cm ³					2,68
Massa específica aparente	g/cm ³					1,44

As fibras de PET utilizadas na pesquisa foram obtidas em uma associação de moradores de bairro da cidade de Natal, que a partir de garrafas de refrigerante usadas, corta-se o recipiente em tiras finas com seção retangular, coloca-os em forno de cozinha (fogão), e os aquece a uma temperatura aproximada de 180 °C durante 40 minutos para que eles possam ficar com a firmeza necessária à produção de vassouras para comercialização. Nesta pesquisa foram utilizadas as tiras finas, sendo que estas tiveram seu comprimento reduzido, sendo cortadas em tamanhos menores conforme mostra a Figura 5-2. O comprimento médio das fibras, obtidos através do corte manual das tiras, foi de 25 mm.

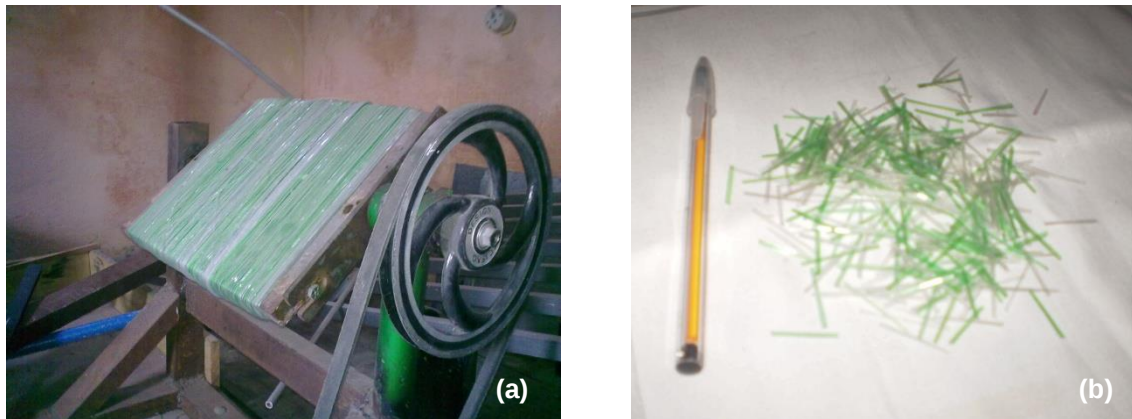


Figura 5-2 Fibras de PET: (a) máquina de desfiar garrafa de PET; (b) tiras de PET já cortadas no tamanho a ser misturado no concreto.

A Figura 5-3 apresenta a análise termogravimétrica realizada com as fibras de PET. Analisando os resultados do gráfico, observa-se que a massa do PET diminui com o aumento da temperatura e que essa tendência se inicia a aproximadamente 250°C, indicando uma mudança do estado sólido para o estado líquido. Em torno de 444 °C há uma perda significativa da massa do PET, indicando que uma nova mudança de estado físico ocorre (líquido para vapor), e essa perda continua até temperaturas próximas aos 900 °C.

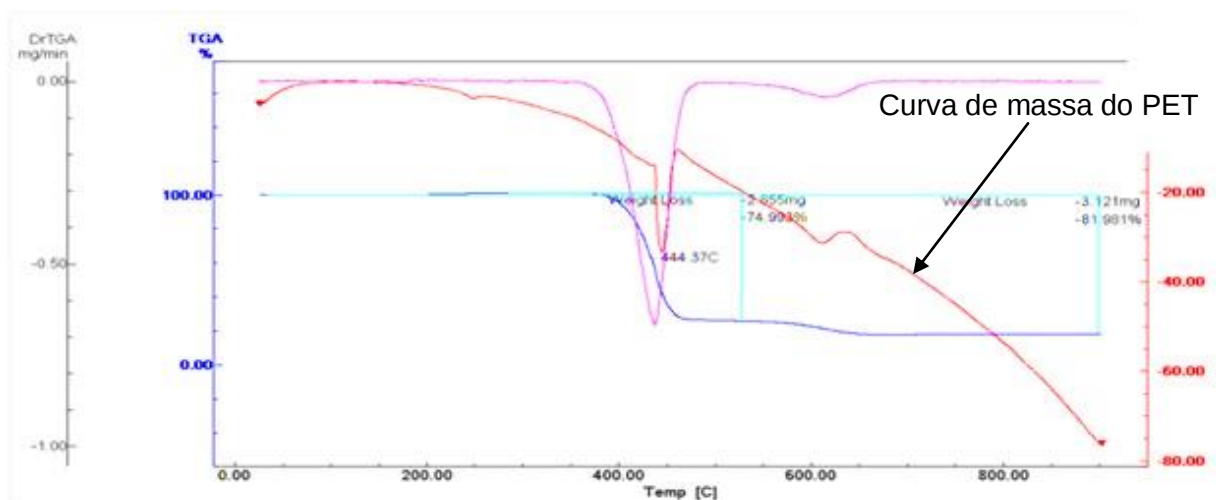


Figura 5-3 Análise termogravimétrica de fibras de PET

5.3.2. Produção dos concretos

O traço usado para confecção do concreto desta primeira etapa foi obtido a partir de métodos convencionais de dosagem, utilizando um programa existente no laboratório de materiais de construção feito com base no método da ABCP. O consumo dos materiais constituintes por metro cúbico de concreto é apresentado na Tabela 5-3. As fibras de PET foram adicionadas nas quantidades apresentadas na Figura 5-1 em relação à quantidade de cimento usada para a confecção dos corpos de prova. Já o superplastificante foi adicionado na proporção de 0,75% sobre o peso do cimento usado em cada traço.

Tabela 5-3 Traço usado para confecção do concreto com resistência convencional.

Material	unid	Consumo/m³
Cimento	kg	653,47
Areia	kg	497,82
Brita	kg	1075,92
Água	l	193,24

A mistura dos componentes do concreto foi realizada mecanicamente, com auxílio de uma betoneira intermitente de queda livre, de eixo inclinado. A areia foi peneirada na peneira de malha 4,8 mm e seca em estufa 24 h antes da produção dos concretos, os demais materiais foram simplesmente pesados na hora da concretagem. A ordem de colocação dos materiais obedeceu à sequência mostrada no fluxograma da Figura 5-4.

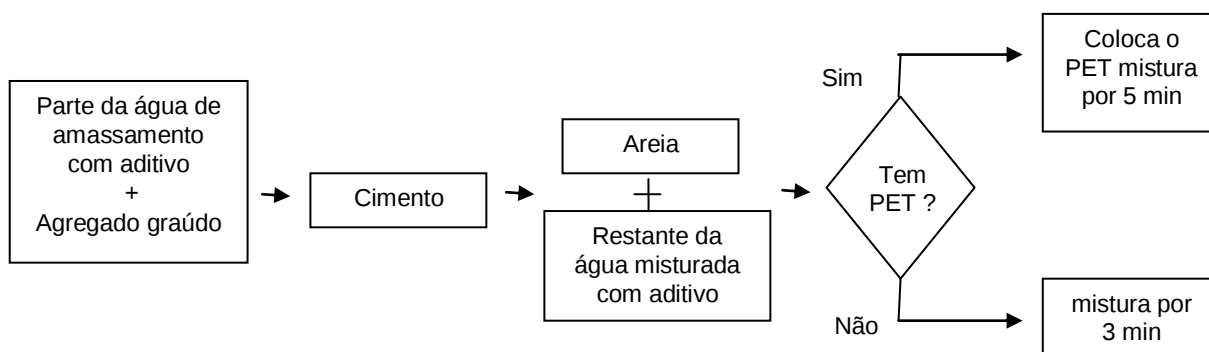


Figura 5-4 Esquema da sequência de colocação dos materiais na betoneira.

Após a mistura dos materiais, foram moldados corpos de prova utilizando moldes cilíndricos com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, compactados manualmente e curados em câmara úmida, conforme a norma NBR 5738/2003 - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Estes corpos de prova foram usados nos ensaios de resistência à compressão e ensaio de exposição a altas temperaturas.

Os corpos de prova destinados à exposição térmica permaneceram em câmara úmida até completarem os 28 dias e foram retirados 72 horas antes do dia agendado para realização do ensaio com a finalidade de reduzir o seu teor de umidade. Após retirada da câmara, os corpos de prova eram deixados em uma sala provida de ventilação natural do laboratório, protegidos das intempéries. Esta medida foi tomada, pois como discutido no capítulo 3, o teor de umidade possui grande influência sobre a ocorrência do lascamento, apontando para problemas de lascamento mais sérios do que os que seriam normalmente enfrentados por estruturas com concretos em condições de umidade relativa mais branda.

5.4. Descrição da etapa II – Ensaios Definitivos

Na segunda etapa, foram moldados 144 corpos de prova com o mesmo percentual de PET, porém de resistências variadas, de modo a verificar a eficiência das fibras na prevenção ao lascamento do concreto de diferentes compacidades. O teor de PET escolhido foi o de 0,4%, por ter sido este o que melhores resultados⁷ apresentou nos ensaios preliminares. Nesta etapa, foram realizados os ensaios de resistência à compressão, absorção e índice de vazios a temperatura ambiente e após a exposição de diferentes temperaturas. As temperaturas escolhidas para estes ensaios foram, além da temperatura ambiente, 200 °C, 400 °C e 600 °C. A temperatura de 200 °C foi acrescida aos ensaios definitivos, para que se pudesse ter um melhor entendimento da tendência do comportamento dos concretos analisados, e a escolha das demais temperaturas, já foi justificada na etapa preliminar. A Figura 5-5 ilustra o planejamento experimental adotado para realização desta segunda etapa.

⁷ Os resultados dos quais o texto faz menção, estão apresentados e discutidos no capítulo 6.

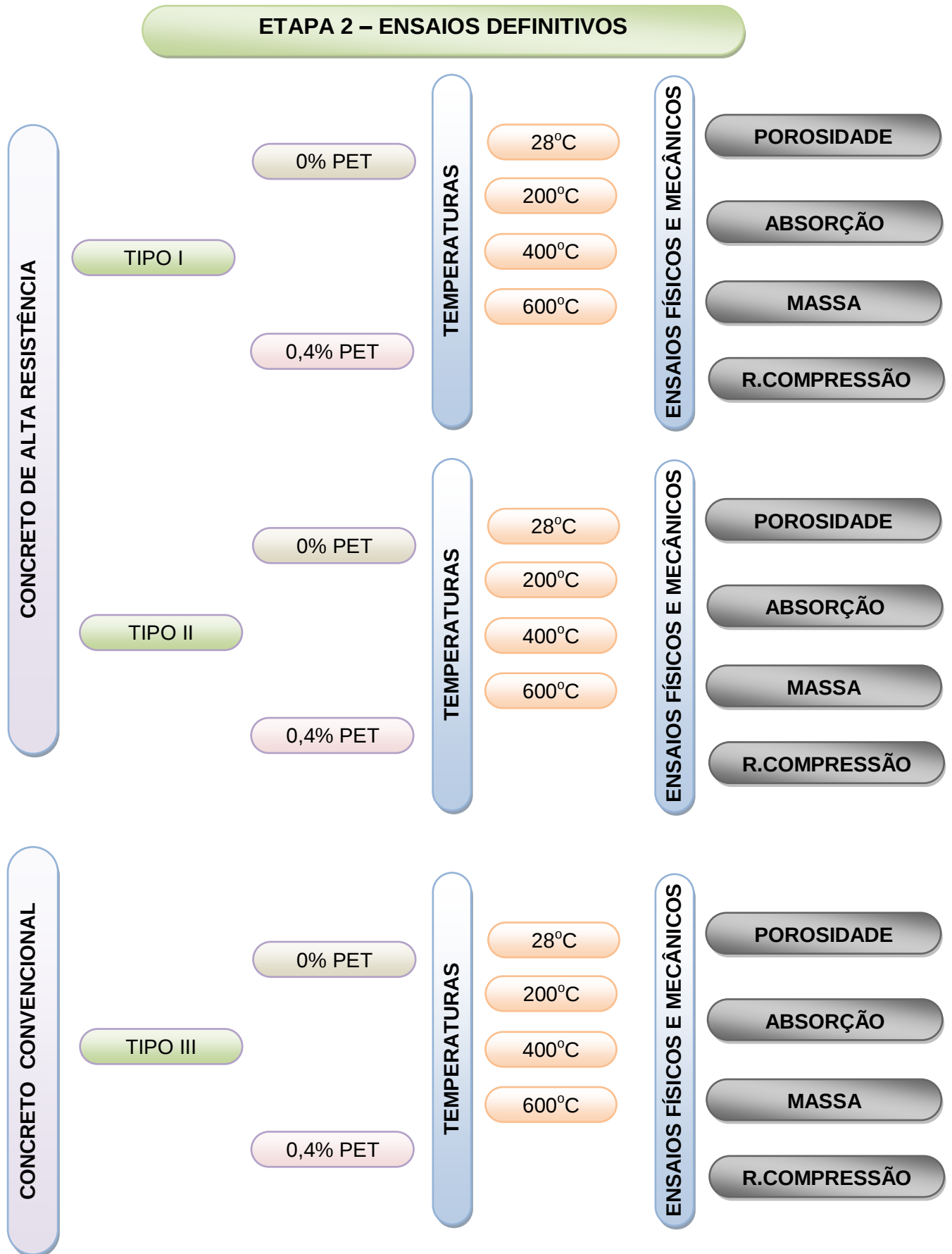


Figura 5-5 Esquematização do procedimento adotado na segunda etapa.

Como pôde ser observado, nesta segunda etapa, resolveu-se trabalhar tanto com concretos de alta resistência, quanto com concretos de resistência convencional. Esta escolha se deu em razão de verificar a não necessidade de medidas de prevenção ao lascamento para concretos classificados como de resistência convencionais e confirmar a necessidade de tal prevenção nos CAR.

Além de ensaios para determinação de índices físicos e de resistência mecânica, procurou-se mais uma vez se fazer uma análise visual dos corpos de prova, verificando a incidência de fissuras, mudanças de coloração, tipo de lascamento e determinação do momento em que este fenômeno ocorre.

5.4.1. Caracterização dos materiais

O concreto fabricado para os ensaios definitivos foi produzido no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFRN. Para a dosagem dos concretos de alta resistência foi usado o método Metha & Aïtcin (1990) referenciado na dissertação de Freitas Jr (2005).

O aglomerante utilizado para produção do concreto foi o cimento portland CPII Z 32, que foi diferente do utilizado na fase preliminar. Essa alteração se deu em função da disponibilidade do cimento na cidade na ocasião dos ensaios, como também em razão do CPIV, usado na etapa anterior, conferir resistências melhores somente a maiores idades, o que influenciaria no êxito do alcance da resistência requerida, visto que as propriedades mecânicas iriam ser analisadas aos 28 dias.

A Tabela 5-4 apresenta as características físicas e mecânicas do cimento utilizado e que foram determinadas conforme as normas NBR 7215/1997: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão, NBR 11579/2012: Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira nº 200 e NBR NM 65/2003: Cimento portland - Determinação do tempo de pega.

Tabela 5-4 Características físicas e mecânicas do cimento.

Ensaio	Resultado	Limite das Normas
Finura (resíduo na peneira 200)	0,74%	< 12% (NBR 11578)
Tempo de início de pega	2h38 min	> 1h (NBR 5732)
Tempo de fim de pega	4h24 min	< 10h (NBR 5732)
Resistência à compressão	3d 24,54 MPa	>10 MPa (NBR 11578)
	7d 31,48 MPa	>20 MPa (NBR 11578)
	28d 36,44 MPa	>32 MPa (NBR 11578)

A areia utilizada possuía o diâmetro máximo de 4,8 mm, a brita 25 mm e o superplastificante usado nesta etapa foi o sika viscocrete 20 HE com densidade de 1,0 g/cm³ e pH de 5,5 +/- 1, a base de policarboxilatos, de cor marrom clara. As caracterizações dos agregados foram realizadas segundo os preceitos das normas NBR NM 248/2003: Agregados - Determinação da composição granulométrica, NBR NM 52/2009: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente, NBR NM 53/2009: Agregado graúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente, e NBR NM 45/2006: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. A conformidade do material empregado foi verificada de acordo com o que prescreve a norma NBR 7211/2009: Agregados para concreto – Especificação.

Nas Tabelas 5-5 e 5-6 são apresentadas as características dos agregados usados nesta etapa.

Tabela 5-5 Características do Agregado Miúdo.

Abertura da peneira [mm]	4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	< 0,15
% retida individual	2,40	6,52	11,32	18,14	24,3	28,5	8,82
% retida acumulada	2,40	8,92	20,24	38,38	62,68	91,18	100
Dimensão máxima característica	mm						4,8
Módulo de finura							2,23
Massa específica real	g/cm ³						2,60
Massa específica unitária	g/cm ³						1,43

Tabela 5-6 Características do Agregado Graúdo.

Abertura da peneira [mm]	25,4	19	12,5	9,5	6,3	4,8
% retida individual	0,00	6,17	52,35	15,53	25,95	0
% retida acumulada	0,00	6,17	58,52	74,05	100	100
Dimensão máxima característica					mm	25
Módulo de finura						6,8
Massa específica real					g/cm ³	2,61
Massa específica unitária					g/cm ³	1,40
Absorção					%	0,40

5.4.2. Produção dos concretos

Conforme mencionado anteriormente, nesta etapa resolveu-se trabalhar com concretos de diferentes resistências e para isso foi necessário à utilização de três diferentes proporções de materiais que se encontram apresentadas na Tabela 5-7.

Tabela 5-7 Dosagem dos materiais para confecção dos concretos (kg/m³).

Tipo	Cimento	Água	Areia	Brita	Superplastificante
CAR - Tipo I	534	160	655	1072	3,74
CAR - Tipo II	487	175	684	1045,2	2,43
CC - Tipo III	580,73	191,93	564,35	1067,95	1,45

Para cada tipo de concreto apresentados na tabela 5-7, foram preparadas duas dosagens. Uma sem adição de PET na sua constituição e outra na proporção de 0,4% de PET da massa de cimento, totalizando seis diferentes traços para esta etapa. Para facilitar a moldagem dos corpos de prova, evitando o aparecimento de regiões mal adensadas que possibilitasse redução da resistência mecânica, foi necessário usar teores diferentes do aditivo superplastificante mantendo dessa maneira, a mesma consistência em todos os traços, conforme pode ser visualizada na Figura 5-6.

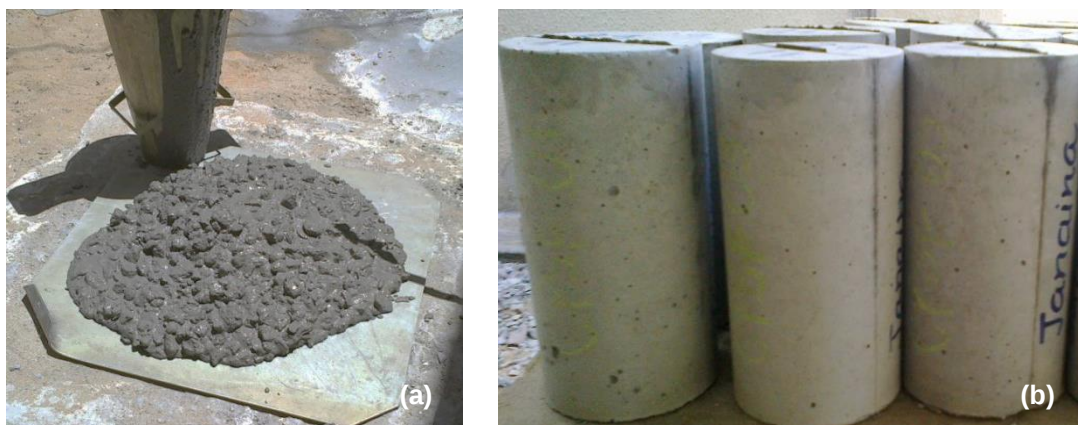


Figura 5-6 Uso de aditivo em proporções diferentes para facilitar moldagem e manutenção da consistência: (a) Slump test de concreto tipo I; (b) corpos de prova após desfôrma do concreto tipo I.

A mistura e os cuidados com os materiais para produção do concreto foram os mesmos da etapa preliminar, sendo que a ordem de colocação dos materiais sofreu uma alteração com o intuito de melhorar a produção dos concretos. A sequência adotada é mostrada no fluxograma da Figura 5-7.

Após a mistura dos materiais, os corpos de prova foram moldados seguindo o mesmo procedimento descrito em 5.3.2. Os corpos de prova foram usados nos ensaios de resistência à compressão e determinação dos índices físicos, a saber, massa específica, porosidade e absorção por imersão a temperatura ambiente e após exposição a altas temperaturas.

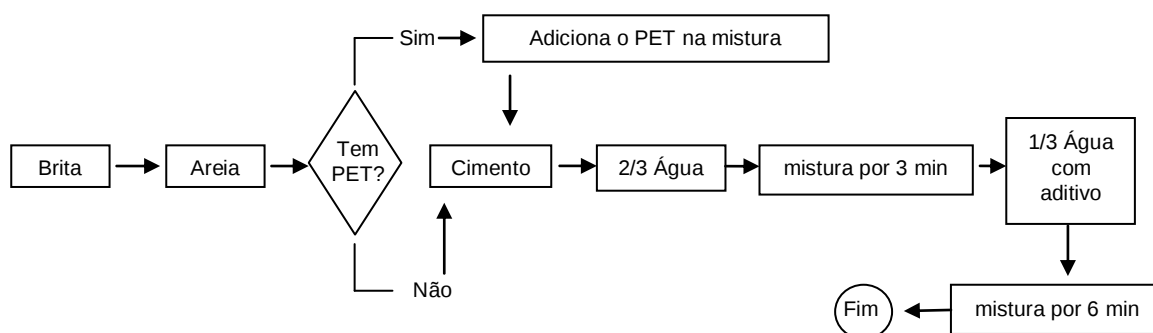


Figura 5-7 Esquematização da sequência de colocação dos materiais na betoneira da etapa definitiva.

Os corpos de prova destinados à exposição térmica permaneceram em câmara úmida até completarem os 28 dias, quando então eram retirados do tanque

e, após seis dias da retirada da cura, o ensaio no forno era realizado. Para esta etapa, os corpos de prova eram retirados com maior antecedência com a finalidade de possibilitar redução da interferência do teor de umidade nos resultados.

5.5. Ensaios realizados

A seguir serão descritos todos os ensaios realizados nesta pesquisa buscando sempre que possível discutir as contribuições que se espera dos mesmos para determinar as alterações ocorridas no material.

5.5.1. Método de exposição a elevadas temperaturas

A metodologia empregada para este ensaio consistiu em colocar os corpos de prova em um forno elétrico, com grande capacidade de aquecimento, cuja temperatura era elevada a uma taxa constante até a temperatura máxima prevista, se mantendo posteriormente a esta temperatura por um período também programado, ao fim do qual o equipamento passava a se resfriar automaticamente. Neste ensaio, se esperava observar a ocorrência ou não do lascamento, bem como analisar, as possíveis alterações visuais tais como, grau de fissuração e coloração sofridas pelos corpos de prova.

Para os ensaios preliminares, foi usado o forno Fortelab, modelo FE50RPN, para a segunda etapa, o forno INTI modelo FL 1300. A opção por este tipo de exposição foi motivada pela possibilidade de exercer controle mais efetivo sobre a temperatura de exposição, e pela facilidade de ajuste de temperaturas para vários patamares.

A taxa de aquecimento adotada em todos os ensaios foi de 15°C/min, valor escolhido com base em referências, como por exemplo, Lima et al (2004), que afirmam que sob taxa de aquecimento muito baixa, da ordem de 1 °C/min a 5 °C/min, não há evidências da ocorrência de lascamento. Então, analisando a curva padrão de incêndio ISO 834, foi observado que a taxa precisaria ser extremamente alta, acima de 100°C/min, no trecho linear da curva, para simular a taxa de calor a que um elemento estrutural estaria sujeito se estivesse em uma situação real de incêndio.

Pesquisadores como Lima (2005), Arioiz (2007), Bastami et al (2011) adotam taxas menores, entre 20 e 28°C/min, afirmando que, no caso da taxa adotada por Lima (2005), esta se encontrava em conformidade com os trinta primeiros minutos de incêndio da curva ISO 834, no entanto, o que é feito é uma aproximação linear num trecho em que a curva não é uma reta, ou seja, é feita uma aproximação muito grosseira (a curva se assemelha com o gráfico de uma função logarítmica, que difere bastante de uma reta) não retratando a taxa de aquecimento de um incêndio em conformidade com a curva ISO 834.

Portanto, devido à impossibilidade de retratar fielmente a taxa de aquecimento da curva em questão por ser relativamente alta, foi adotada a taxa máxima que o equipamento usado na pesquisa suporta, sem que este seja muito desgastado, que é de 15°C/min.

Uma vez atingido o patamar de temperatura desejado (200 °C, 400 °C e 600 °C), os corpos de prova eram mantidos nesta temperatura durante 45 minutos e então resfriados gradualmente dentro do forno, até que a temperatura do forno atingisse uma temperatura inferior a 200 °C, quando então era aberta a porta e assim que possível os corpos de prova eram retirados e colocados para resfriar ao ar livre. Passados 24 horas do aquecimento, os corpos de prova eram separados para sua respectiva destinação, uns para o ensaio de resistência à compressão e outros para determinação de sua porosidade, massa específica e absorção.

Durante a realização dos ensaios preliminares, foi observado fortes impactos contra as paredes do forno devido a ocorrência do lascamento, então como forma de proteger a integridade do equipamento, os corpos de prova foram envolvidos com uma tela de arame galvanizado conforme pode ser visualizado na Figura 5-8.

Esse método de exposição dos corpos de prova a elevadas temperaturas, foi realizado em dois laboratórios. Para os ensaios preliminares, foi usado o Laboratório de Fornos do Departamento de Engenharia dos Materiais, localizado no Núcleo de Tecnologia Industrial da UFRN (forno Fortlab); já para os ensaios definitivos, foi usado o Laboratório de Cerâmica e Construção Civil do Senai (forno INTI). A mudança de laboratório ocorreu em função da quantidade de amostras, que para segunda etapa necessitava de um forno de maiores dimensões, sendo por isso realizados os ensaios no Senai. Na fase preliminar foram colocados três corpos de

prova por fornada e na fase definitiva foram queimados seis corpos de prova por vez.



Figura 5-8 Corpos de prova envolvidos com tela de arame galvanizado, para proteção do forno contra impactos de partes do concreto.

5.5.2. Resistência à compressão

Os procedimentos deste ensaio foram realizados com base na norma NBR 5739/2007: Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, sendo a carga de ruptura o parâmetro utilizado para o controle da qualidade do concreto. Os dados coletados permitiram o cálculo da resistência à compressão a partir da média do resultado dos ensaios de três corpos de prova.

O ensaio de resistência à compressão foi adotado como parâmetro para comparar a resistência dos corpos de prova antes da exposição, com a resistência residual apresentada pelos corpos de prova após a exposição a altas temperaturas. Neste caso, as temperaturas foram de 400°C e 600°C para os ensaios preliminares, e 200°C, 400°C e 600°C para os ensaios definitivos.

Para os corpos de prova que teriam sua resistência à compressão residual avaliada, os ensaios foram realizados 24 horas após o aquecimento; para aqueles

que não foram expostos ao aquecimento, o ensaio foi realizado 28 dias após a moldagem. Os ensaios foram realizados na máquina universal para ensaios mecânicos da marca AMSLER, Suíça nº 699/474, com capacidade de carga de até 100 t, do Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil e na Prensa Servo hidráulica Emic PC 200C.

5.5.3. Absorção e porosidade

O ensaio de absorção foi realizado conforme especificações da norma NBR 9778/2005: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica, no Laboratório de Materiais de Construção.

Para os experimentos preliminares, este procedimento foi empregado nos corpos de prova que não passaram pelo aquecimento com a finalidade de caracterizar o concreto estudado, determinando a sua taxa de absorção, volume de poros e massa específica. Nos experimentos de caráter definitivo, todos os corpos de prova, a temperatura ambiente e após exposição térmica, tiveram seus índices físicos determinados a fim de contribuir para a análise e discussão do comportamento e resultados obtidos com as amostras que passariam pelo aquecimento no forno. Os resultados foram obtidos a partir da média do resultado de três corpos de prova.

Na fase preliminar, não tinham sido moldados corpos de prova para realização destes ensaios, porém, visto que os corpos de prova moldados para exposição a 900°C não foram usados, destinou-se estas amostras para realização do ensaio de absorção e porosidade.

Estes ensaios foram realizados no laboratório de Materiais de Construção do curso de Engenharia Civil da UFRN.

5.5.4. Aspectos Visuais

Para observação das mudanças de coloração e aparecimento de fissuras foram realizados registros fotográficos ao final das exposições de cada uma das amostras do ensaio no forno e feitas anotações das impressões visualizadas no

instante do término do ensaio. Além disso, foi usado um fissurômetro para medir a abertura das fissuras encontradas nos corpos de prova.

Com o intuito de reunir todas as informações em um mesmo local, relativas aos aspectos visuais, intensidade sonora dos estouros e ocorrência de lascamento e, de padronizar a metodologia para anotação desses registros após cada fornada, foi organizado um relatório que deveria ser preenchido assim que iniciado o ensaio no forno e que se encontra apresentado no Apêndice A desta pesquisa.

Este procedimento foi realizado com dois objetivos: primeiro, durante os experimentos preliminares, tinha o intuito de auxiliar na escolha do teor de fibras a ser adotado para fase de ensaios definitivos; segundo, quando da realização dos experimentos definitivos, serviu de ferramenta para auxiliar na verificação do efeito macroestrutural das altas temperaturas sobre a superfície do material.

5.5.5. Lascamento

Foram também usados registros fotográficos para visualização da ocorrência ou não de lascamento, bem como avaliado a intensidade sonora do fenômeno por meio de legendas que determinam, em função da distância, se o som ouvido se configurava como de baixa, média ou alta intensidade (ver Apêndice A).

Foi registrado no mesmo relatório descrito no item 4.5.4 os horários de início de ensaio e de ocorrência de estouros ou pipocamentos que caracterizassem a ocorrência do mesmo e também da temperatura registrada no mostrador digital do forno no momento em que se ouvia o som do estouro. Para auxiliar na determinação correta da temperatura no instante do estouro, os ensaios foram filmados.

Estes registros se fizeram importante visto ser nesse efeito que se concentra um dos objetivos desta pesquisa e foram realizados no laboratório de Cerâmica e Construção Civil do Senai.

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos experimentos conduzidos ao longo desta pesquisa e suas respectivas análises.

6.1. Considerações Iniciais

Como mencionado no capítulo 5, o programa experimental foi dividido em duas etapas, a fase de ensaios preliminares e a fase de ensaios definitivos. Por isso, com o intuito de facilitar o entendimento dos resultados obtidos, será realizada a mesma divisão para sua apresentação.

A fase preliminar tinha por objetivo verificar se a adição de fibras de PET no concreto conseguiria atuar de forma preventiva sobre o lascamento em concretos de resistência convencional, porém mais altas que aquelas comumente empregadas nas obras da cidade. Além disso, visava a partir de análises visuais e ensaio mecânico de resistência à compressão, determinar o teor de fibras a ser adotado para a próxima etapa. Infelizmente, por problemas durante a preparação, o concreto com teor de 0,2% de PET não pôde ter seus resultados analisados.

A segunda etapa, onde foram realizados os ensaios definitivos, tinha por finalidade verificar, por meio de ensaios de exposição a elevadas temperaturas, se o teor de fibra que obteve êxito para eliminação da ocorrência de lascamento em concretos de resistências medianamente altas, conseguiria também ser eficiente na prevenção do *spalling* para concretos de alta resistência, além de verificar, por meio de análises de suas propriedades físico-mecânicas, o comportamento do concreto frente a altas temperaturas.

6.2. Resultados da fase preliminar

Serão mostrados e discutidos a seguir os resultados e conclusões extraídas a partir dos ensaios realizados.

6.2.1. Resistência à Compressão

Na Figura 6-1, pode-se observar que à temperatura ambiente (28 °C) há uma tendência de decréscimo da resistência à compressão do concreto à medida que foram sendo adicionadas fibras de PET. Essa tendência de queda da resistência mecânica deixa de ocorrer quando da adição de 0,8% de PET na mistura, na qual houve aumento de resistência em relação aos teores adicionados anteriormente, porém tal comportamento inesperado não é função do acréscimo de 0,8% de PET, mas sim de fatores tecnológicos inerentes ao processo de preparação das amostras.

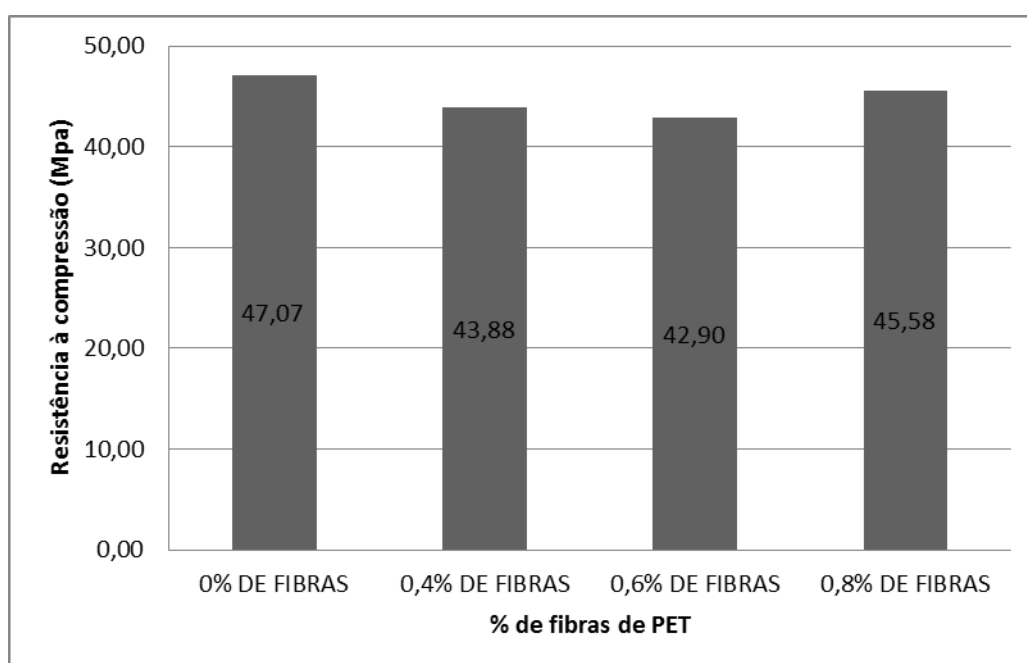


Figura 6-1 Resistência à compressão a temperatura ambiente em função do teor de PET adicionado.

A partir da Figura 6-2, observa-se que a resistência do concreto não sofre grande redução quando submetida à 400°C, apresentando uma resistência residual de pelo menos 74% e de no máximo 92% das resistências iniciais (a temperatura ambiente). Porém, após a exposição aos 600°C, observa-se que a resistência à compressão cai drasticamente, devido à desidratação do concreto pela evaporação da água livre, absorvida e quimicamente combinada e pelas demais transformações químicas que ocorrem dos outros elementos constituintes, como por exemplo, a transformação do C-S-H, em outros silicatos que apresentam uma estrutura cristalina mais fragilizada, a transformação do hidróxido de cálcio em óxido de cálcio,

que ao ser resfriado se rehidrata, formando novamente a portlandita. Isto provoca expansões que acabam por contribuir para o aparecimento de fissuras no concreto. Além disso, viu-se em Lima (2005) que a temperaturas superiores a 450°C, ocorre um aumento no tamanho e quantidade de poros, o que contribui ainda mais para a redução da resistência mecânica.

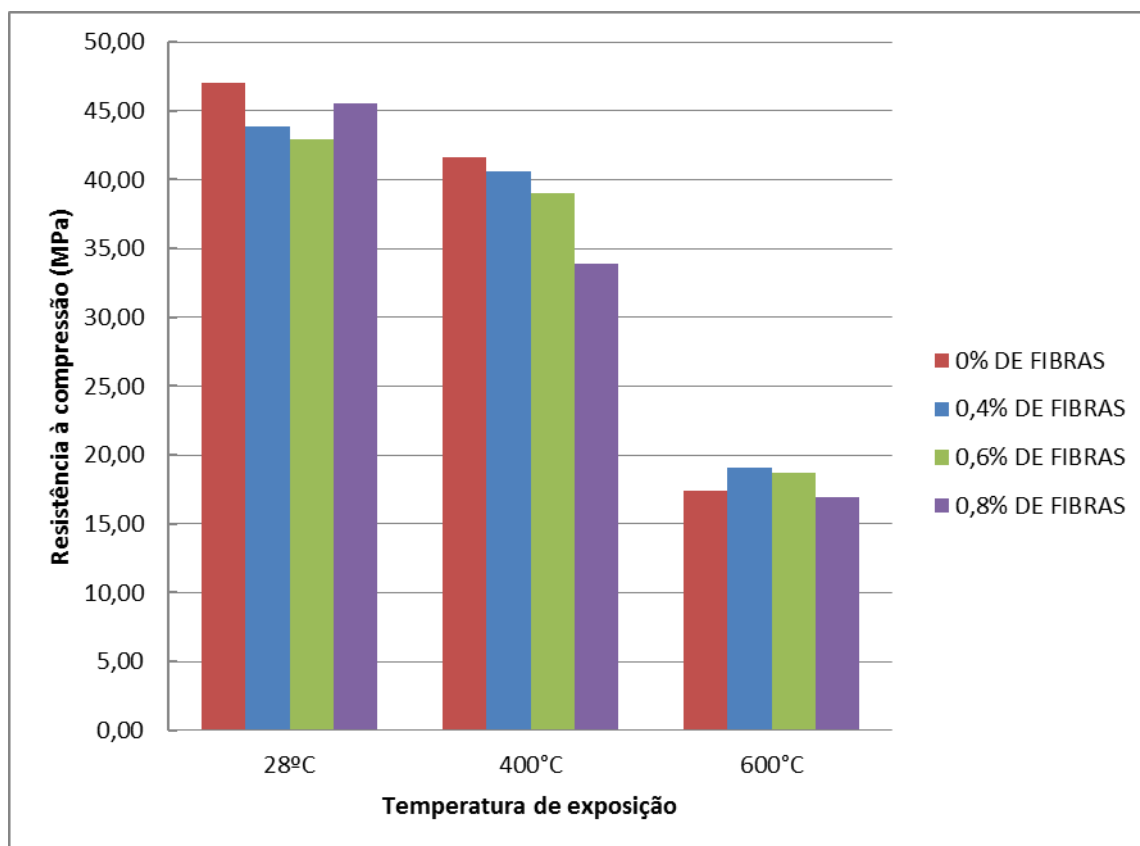


Figura 6-2 Resistência à compressão às temperaturas ambiente, 400 °C e 600 °C dos distintos traços executados.

A Tabela 6-1 mostra a redução de resistência mecânica sofrida pelos corpos de prova de concreto em relação a sua resistência a temperatura ambiente, para os diferentes teores de PET usados.

Tabela 6-1 Redução da resistência sofrida pelos corpos de prova após exposição a elevadas temperaturas.

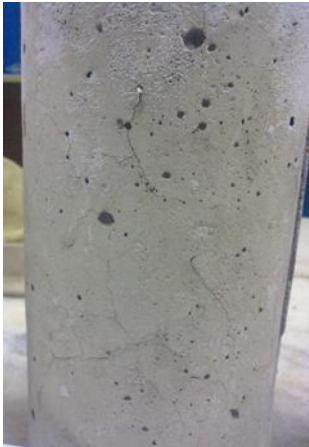
Redução da Resistência (%)		
Teor de fibras	400°C	600°C
0,00%	11,64	62,95
0,40%	7,54	56,59
0,60%	9,09	56,39
0,80%	25,69	62,83

Analisando os resultados, observa-se que a adição de fibras de PET melhorou o desempenho dos concretos analisados nesta primeira fase, com relação a sua perda de resistência, frente às elevadas temperaturas, que foi menor para os traços com 0,4% e 0,6% de PET em relação à perda ocorrida para o concreto sem adição e que, após a exposição à temperatura de 600°C, os mesmos, conforme pode ser visto pela Figura 6-2, apresentaram maiores resistências residuais que o concreto sem PET.

6.2.2. Aspectos Visuais

O Quadro 6-1 apresenta imagens dos corpos de prova após submetidos ao aquecimento.

Quadro 6-1 Aspectos visuais dos corpos de prova sem fibra e com diferentes teores de fibras de PET após exposição a 400 °C e 600 °C.

Teor de PET	Aspecto após exposição a 400 °C	Aspecto após exposição a 600 °C
Padrão		
0,40%		
0,60%		
0,80%		

Através de inspeções visuais e com auxílio de um fissurômetro, pôde-se observar que nos corpos de prova que foram submetidos à exposição de 400 °C, a sua superfície se apresentava levemente fissurada devido à desidratação, causada pela remoção de água livre que, segundo Lima (2005), começa aos 100 °C e termina a aproximadamente 540 °C. Fissuras foram percebidas em pontos isolados, com abertura da ordem de 0,05 mm, sendo que nos corpos de prova que continham PET elas se tornavam quase imperceptíveis devido à coloração escura que se apresentava sobre os mesmos após o aquecimento.

Quando do aquecimento a 600 °C observou-se a presença de uma maior quantidade de fissuras na superfície dos corpos de prova bem como um aumento da abertura das mesmas. O aumento na quantidade de fissuras se dá, em razão de variações volumétricas diferenciais que passam a ocorrer entre a matriz e os agregados, estes, em temperaturas superiores a 500 °C, passam a ficarem sujeitos a transformações em sua estrutura; bem como, em razão da nucleação de microfissuras.

Nas amostras sem PET, foram observadas fissuras mapeadas ao longo de todo o corpo de prova com abertura da ordem de 0,1 mm. Dos corpos de prova com adição das fibras, observaram-se fissuras também da ordem de 0,1 mm, porém em menor quantidade. O teor de fibras que apresentou pior desempenho foi com 0,8%, pois as fissuras se mostraram mais abertas, da ordem de 0,2 mm.

Conforme pode ser visto no Quadro 6-1 já apresentado, a coloração dos corpos de prova sofreu alterações que os diferenciam do comportamento normalmente apresentado nos referenciais teóricos, a saber, coloração rosácea a temperaturas entre 300 e 600 °C. Os corpos de prova sem PET não apresentaram mudanças em sua coloração até os 400 °C, após a exposição de 600 °C passou-se a apresentar uma coloração cinza escurecido em sua superfície com pontos rosados no interior do corpo de prova, que só puderam ser observados devido à desagregação do concreto, pela ocorrência de *spalling*. A Figura 6-3 mostra os pontos com coloração rosa, apresentado por estes corpos de prova.



Figura 6-3 Amostra de fragmentos de corpo de prova sem PET submetido a 600 °C.

A alteração da cor cinza para rosa foi percebida, em sua grande maioria, nos pontos onde havia agregado grão, dando uma indicativa da presença de componentes ferrosos neste material.

Os corpos de prova com PET apresentaram coloração marrom após a exposição a 400 °C que era mais intensa quanto maior era o teor de PET. Quando expostos a temperaturas de 600 °C, os mesmos apresentaram coloração cinza um pouco escurecida.

Somente com uma análise visual, a coloração marrom escura aos 400 °C e cinza aos 600 °C, pode evidenciar que até a temperatura de 400 °C o PET contido nos corpos de prova derreteu em virtude de ter atingido sua temperatura de fusão e que com a continuidade do aumento da temperatura houve sua sinterização, ou seja, a fibra se desintegrou por completo. A análise termogravimétrica (Figura 5-3) que caracterizou as fibras de PET usadas nesta pesquisa confirma essa justificativa, pois pode-se perceber que as mesmas sofreram perda considerável de sua massa aos 444 °C, confirmando a sua desintegração.

6.2.3. Lascamento (*Spalling*)

Com o ensaio de exposição a diferentes temperaturas também se pôde visualizar a ocorrência de efeito *spalling* explosivo nos corpos de prova sem a adição de PET, em que dois terços das amostras lascaram, conforme pode ser visto na Figura 6-4.



Figura 6-4 Corpos de prova sem PET submetidos à temperatura de 600 °C.

Dos três corpos de prova colocados no forno, apenas um se manteve inteiro, cujas razões podem ser as mais diversas, pois como discutido nos capítulos anteriores, diversos são os fatores que influenciam na ocorrência do lascamento tais como, teor de umidade, porosidade, fatores tecnológicos de preparação das amostras, fatores inerentes ao próprio material, caracterizado pela sua heterogeneidade, o que faz de cada molde uma amostra única.

O *spalling* foi classificado como explosivo, pois se ouviu um estouro muito forte e alto e ao término do ensaio, com a abertura da porta do forno, pôde-se confirmar devido ao efeito que o mesmo provocou nas amostras: uma parcialmente e outra totalmente destruída.

O primeiro estouro foi ouvido após 22 minutos do início do ensaio quando a temperatura no mostrador do forno marcava 407 °C, o segundo estouro, mais intenso que o primeiro, ocorreu passados 31 minutos também do início do ensaio a uma temperatura de 535 °C.

Ambos os estouros ocorreram quando da exposição à temperatura de 600 °C não havendo a incidência desse efeito quando da exposição a 400 °C.

Nas amostras com adição de PET, não houve qualquer tipo de lascamento apresentando-se inteiros todos os corpos de prova para os diferentes teores de fibra.

6.2.4. Conclusões Parciais

Nesta primeira etapa, cujo objetivo era confirmar a hipótese de ocorrência de lascamento nos concretos sem fibras e de não ocorrência nos que possuíam o PET incorporado a mistura, bem como determinar o teor de PET em que fosse notado melhor desempenho do concreto, concluiu-se que a adição de fibras de PET foi eficiente no combate ao lascamento para concretos de resistência convencional inferior a 50 MPa, não sendo notado em qualquer um dos 18 corpos de prova ensaiados qualquer tipo de lascamento.

Concluiu-se ainda que o teor de fibras escolhido para prosseguir nos testes definitivos é o de 0,4%, devido ser este o segundo teor que menos influenciou na resistência mecânica do concreto a temperatura ambiente (o primeiro foi o de 0,8%), e o que melhor resistência residual apresentou após a exposição a temperaturas de 600 °C.

O teor de 0,8% foi descartado, pois foi o que apresentou, após a exposição a temperaturas de 600 °C, fissuras mais abertas e a menor resistência residual. A resistência residual foi um fator decisivo na escolha, pois quando da ocorrência de um sinistro, atenção total é dada a resistência dos elementos estruturais que devem se manter autossuficiente para segurança estrutural da edificação até sua posterior reforma.

6.3. Resultados fase definitiva

Serão apresentados e discutidos a seguir os resultados e conclusões extraídas a partir dos ensaios realizados.

6.3.1. Resistência à compressão

Na Figura 6-5 são apresentadas as resistências à compressão obtida aos 28 dias para as três diferentes dosagens de concreto, nomeadas, já no programa experimental, como tipo I, II e III; as siglas SF e CF referem-se, respectivamente, ao concreto sem e com adição de fibra à temperatura ambiente de aproximadamente 28 °C.

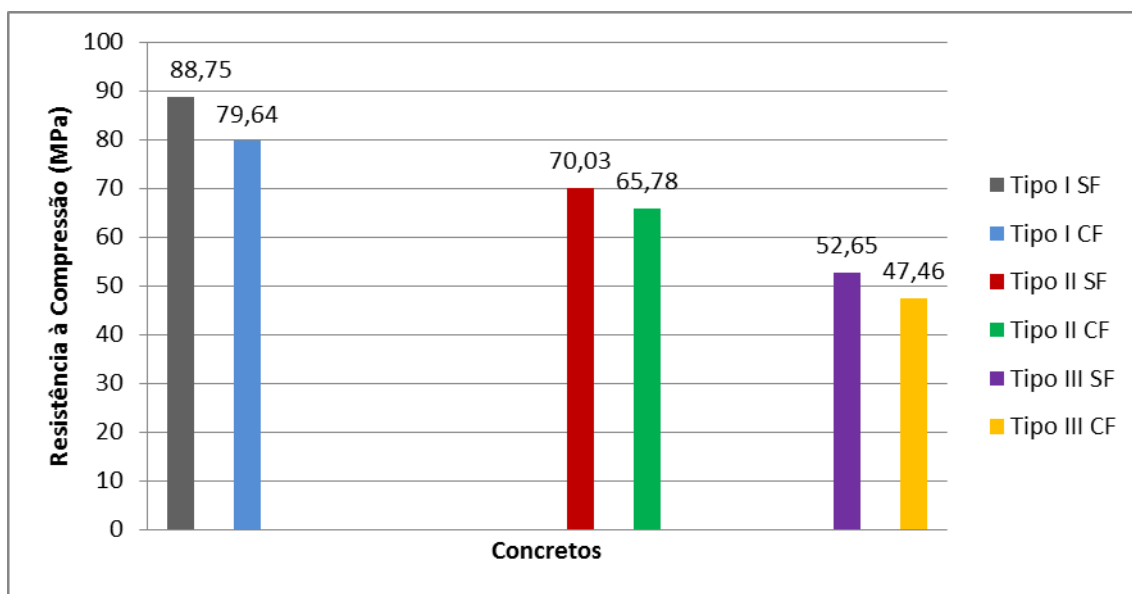


Figura 6-5 Resistência à compressão aos 28 dias dos concretos sem e com adição de fibras à temperatura ambiente.

A Figura 6-5 confirma a tendência apresentada pelos ensaios preliminares, a saber, que a adição de PET no concreto provoca uma redução de sua resistência, essa redução situa-se em torno de 8,2% como mostrado na Tabela 6-2 a seguir.

Tabela 6-2 Redução da resistência à compressão do concreto aos 28 dias causada pela adição de PET.

	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Preliminar
Redução (%)	10,26	6,07	9,86	6,78
Média (%)				8,24

A perda de resistência provocada pelo uso de fibras de PET no concreto pode ser explicada pelo fato da ancoragem pasta/PET não ser muito eficiente devido à superfície lisa apresentada pelo resíduo polimérico, favorecendo assim, ao enfraquecimento da interface, fato este observado nas inspeções visuais realizadas nos fragmentos do concreto, resultante dos ensaios de resistência à compressão à temperatura ambiente, quando a fibra de PET era facilmente destacada da pasta do concreto sem necessidade de imprimir força para isso.

Nas Figuras 6-6, 6-7 e 6-8, pode-se observar o comportamento mecânico relativo à resistência à compressão dos concretos quando submetidos a diferentes exposições térmicas.

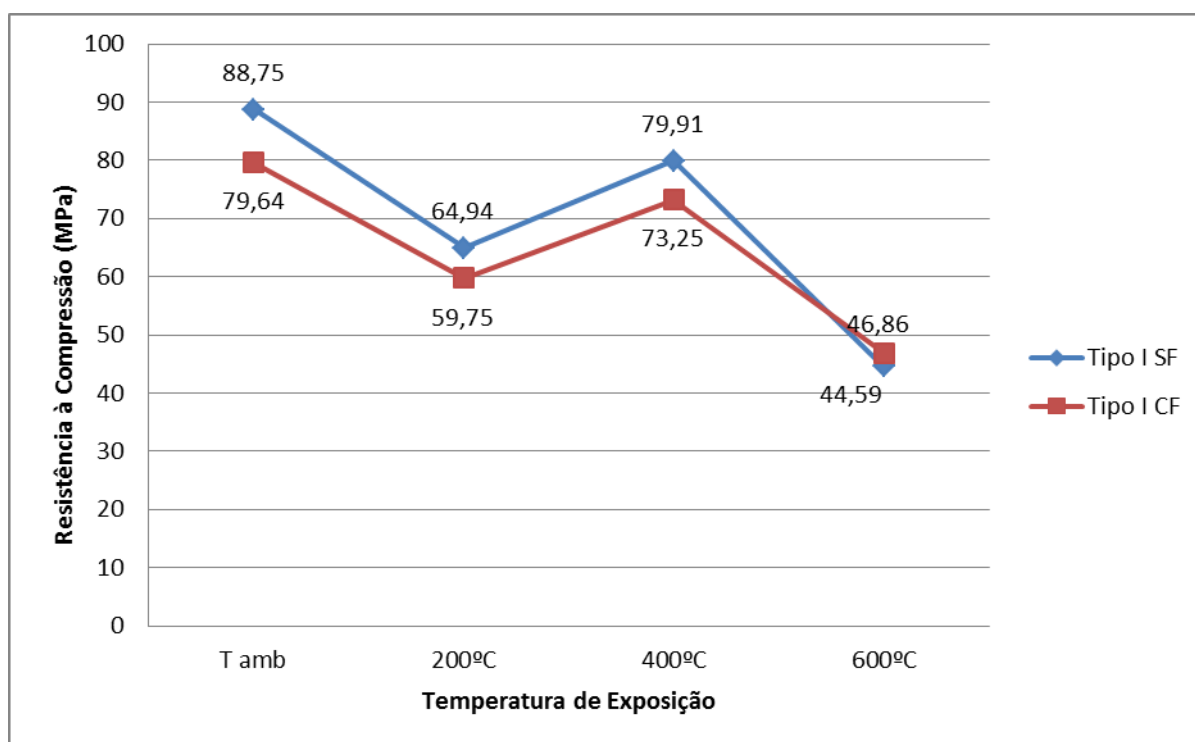


Figura 6-6 Resistência à compressão do concreto tipo I em função da temperatura de exposição.

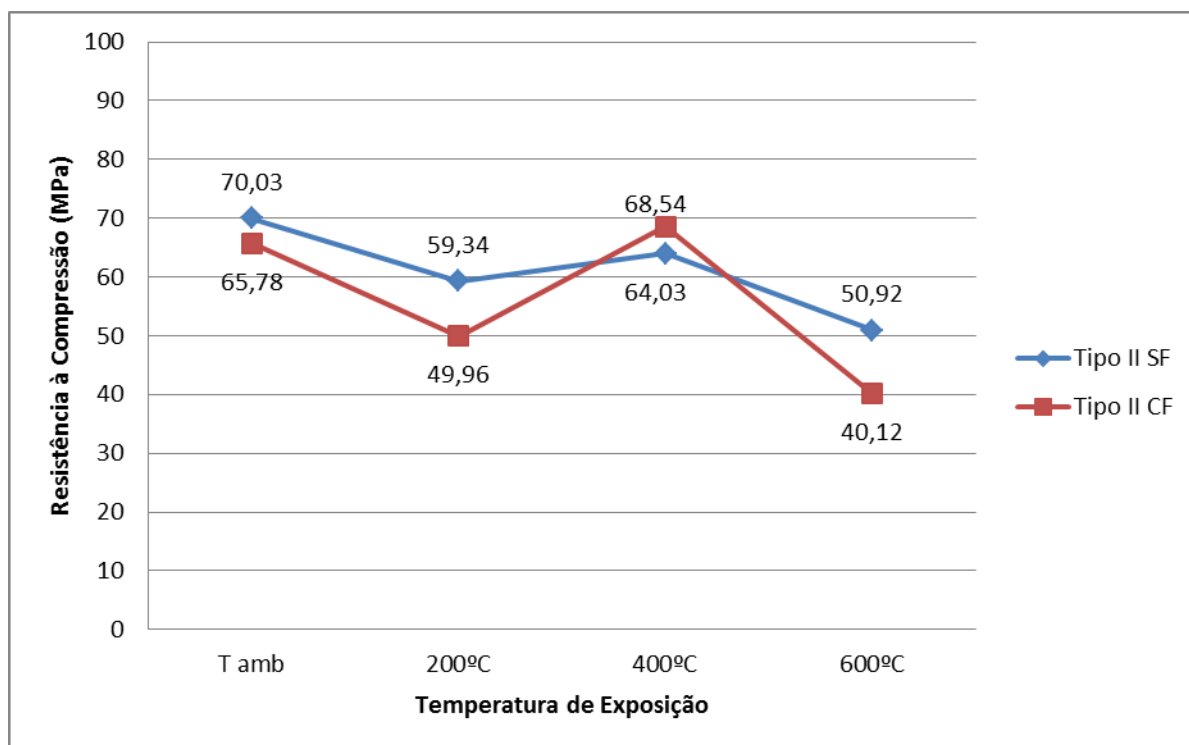


Figura 6-7 Resistência à compressão do concreto tipo II em função da temperatura de exposição.

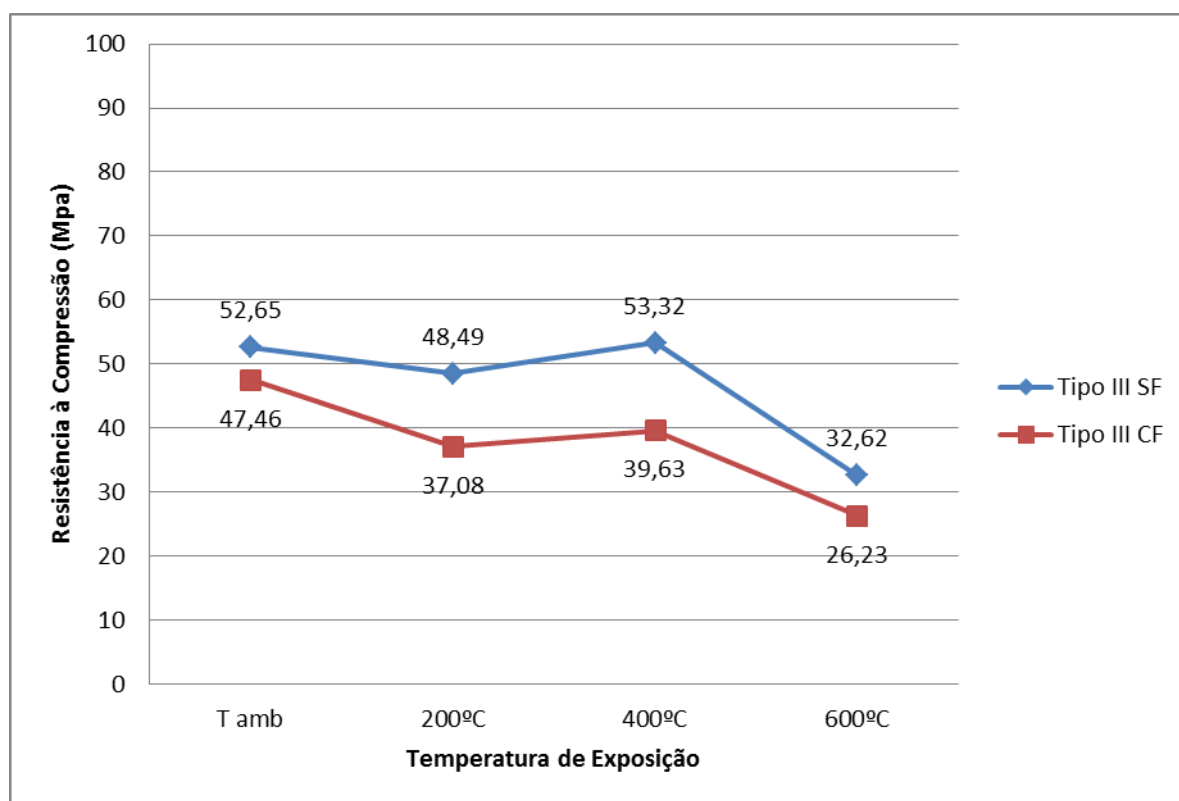


Figura 6-8 Resistência à compressão do concreto tipo III em função da temperatura de exposição.

A partir das Figuras 6-6 a 6-8, fica evidente que a resistência de todas as três proporções de dosagem, nos concreto sem e com fibra, decresceu até os 200 °C, aumentou entre 200 °C e 400 °C voltando a decrescer após os 400 °C. Apesar de ser mais comumente esperado o decréscimo da resistência à medida que se aumenta a temperatura de exposição, o ocorrido neste experimento já foi visualizado em outras várias pesquisas, para a mesma faixa de temperatura, como por exemplo, nos estudos realizados por Lima (2005), Husem (2006), Arioiz (2007) e Netinger et al (2011).

É importante também destacar que mesmo havendo aumento da resistência quando da exposição de 200 °C para 400 °C, a mesma continua sendo menor que a obtida à temperatura ambiente, cuja perda fica entre 8,5% a 16,5%, situando-se dentro da faixa dos resultados obtidos na fase preliminar, com exceção do concreto tipo III SF que teve um aumento de aproximadamente 1,27% em relação à resistência apresentada na temperatura ambiente.

Os gráficos mostrados na Figura 6-9 retratam o comportamento da resistência, em termos de perda ou ganho, em função da temperatura para os seis diferentes traços confeccionados. Os gráficos de resistência relativa foram calculados como percentual da resistência do concreto após cada exposição em relação a sua respectiva resistência antes do aquecimento, ou seja, à temperatura ambiente.

Esses gráficos foram construídos com a finalidade de mostrar a semelhança existente no comportamento dos diferentes tipos de traços analisados após a exposição térmica, por meio da visualização das inflexões de suas curvas, que são similares.

Semelhantemente ao que ocorreu nos ensaios preliminares, nota-se a partir da Figura 6-9 que, para todos os concretos, até os 400 °C não há grandes perdas na resistência do material; sendo aos 400 °C, a perda máxima de 16,50% para o concreto tipo III CF e de menos de 10% para os concretos de alta resistência (tipo I e II). Após os 400 °C, a resistência cai mais rapidamente, sendo que a menor resistência assumida é de aproximadamente 50% da resistência inicial (antes da exposição) para o concreto tipo I SF aos 600 °C.

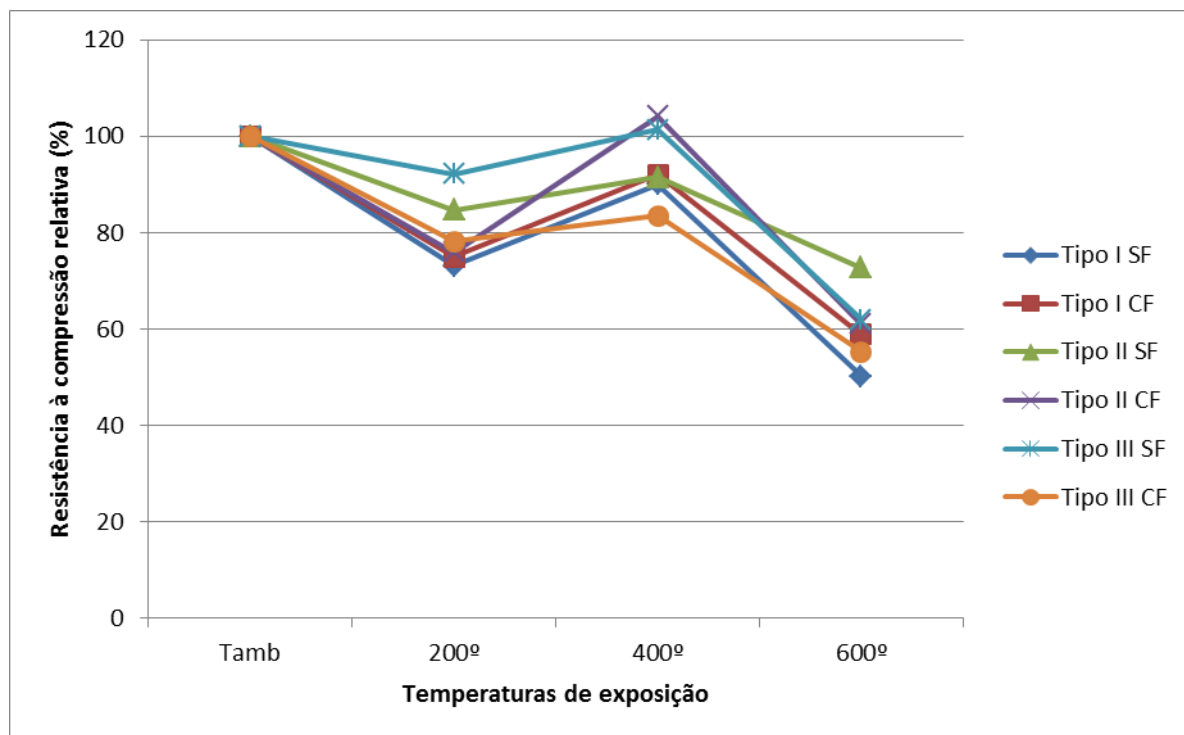


Figura 6-9 Gráficos de resistência relativa em função da temperatura.

Esse tipo de comportamento descrito se apresenta em conformidade com os resultados da fase preliminar e de outros programas experimentais (Husem 2006, Netinger et al 2011, Lima 2005), cuja faixa de resistências desses concretos a 400 °C, situava-se entre 70 a 90% da resistência inicial; e aos 600 °C, entre 50% a 70% da mesma resistência.

Ainda analisando na Figura 6-9 a inclinação das curvas mostradas, observa-se que, com exceção do concreto tipo II, a perda de resistência que ocorre entre 400 °C e 600 °C é menos acentuada nos concretos que contém fibra, indicando para os concretos analisados que a fibra de PET incorporada nos mesmos contribui para uma redução menos brusca da resistência quando estes são submetidos a temperaturas elevadas da ordem de 600 °C. Uma justificativa possível para isso é que, o maior número de vazios nos concretos com fibra, formados pela sinterização da fibra, dificulta a propagação de calor, ou seja, torna-os piores condutores térmicos que o concreto sem fibra. Esta vantagem, no entanto, é ofuscada pela redução de resistência que o PET causa no material já a temperatura ambiente. A Tabela 6-3 apresenta os valores de redução de resistência sofrida pelos concretos na faixa de 400 °C para 600 °C.

Tabela 6-3 Redução da resistência dos diferentes tipos de concreto na faixa de 400 °C para 600 °C.

Concretos	400/600°
Tipo I SF	-44,20
Tipo I CF	-36,03
Tipo II SF	-20,47
Tipo II CF	-41,46
Tipo III SF	-38,82
Tipo III CF	-33,81

6.3.2. Porosidade, Absorção e massa específica

As Figuras 6-10 e 6-11 apresentam os resultados de porosidade para os diferentes tipos de concreto ao longo da temperatura. Vale salientar que os valores de porosidade dos concretos tipos I e II sem fibra de PET expostos a 600 °C não puderam ser calculados em virtude da deterioração sofrida pelos corpos de prova após a exposição térmica. A partir dessas figuras se confirma que a porosidade aumenta à medida que se reduz a resistência à compressão dos corpos de prova, pois como visto no item anterior, a resistência do concreto tipo I é maior que a do tipo II que, por sua vez, é maior que a do tipo III.

Ainda analisando os resultados de porosidade à temperatura ambiente de 28 °C (nomeado no gráfico pela abreviação Tamb), verifica-se que esta porosidade situa-se entre a faixa de valores de 5,31% a 7,54%, caracterizando concretos com compacidade mais elevada visto que para concretos de resistência convencional a mesma situa-se em torno de aproximadamente 12%.

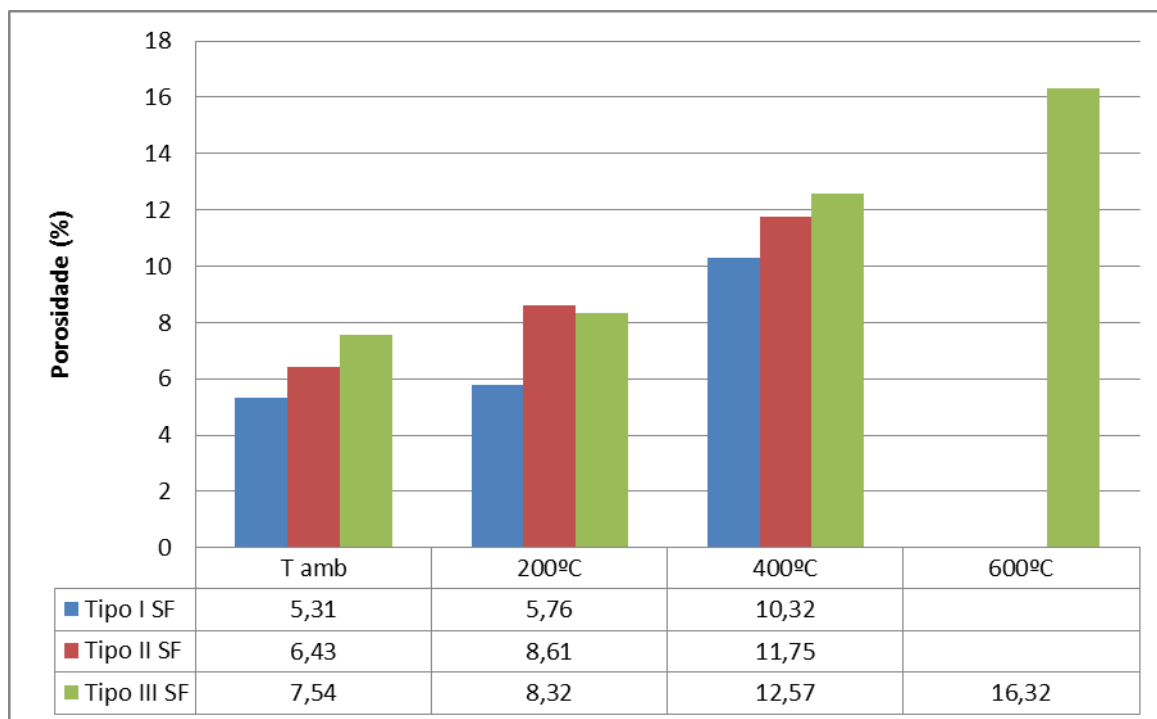


Figura 6-10 Porosidade dos diferentes tipos de concreto sem fibra a temperatura ambiente e após exposição térmica.

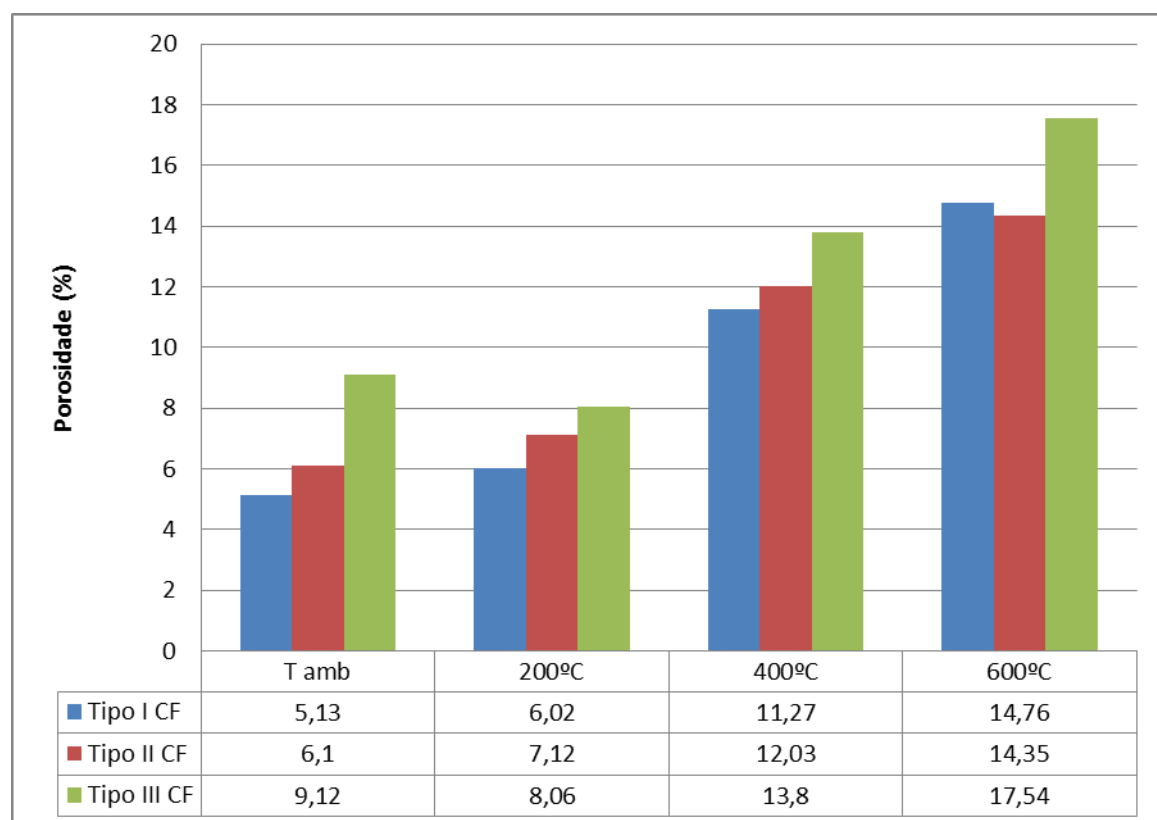


Figura 6-11 Porosidade dos diferentes tipos de concreto com fibra a temperatura ambiente e após exposição térmica.

É possível também observar que, em alguns casos, a porosidade dos concretos com fibra não foi superior às apresentadas pelos concretos sem fibra, portanto, sendo esperado que a resistência à compressão dos concretos com fibra fosse superior à apresentada pelos que não continham a adição de PET. No entanto, os resultados de resistência à compressão, já apresentados, mostraram que para estes casos, a resistência à compressão dos concretos com fibra era mais baixa do que àqueles sem fibra.

Uma justificativa plausível para esse comportamento reside no fato de que mesmo o concreto com fibra sendo um pouco menos poroso que o concreto sem fibra, as mesmas contribuem para queda da resistência do concreto, uma vez que o espaço anteriormente ocupado por argamassa está sendo preenchido por um material de menor resistência e que não se adere bem à pasta, tornando frágeis as regiões de ligação pasta/PET.

Analisando o desenvolvimento da porosidade ao longo da temperatura, observa-se que, em conformidade com o referencial teórico, a porosidade dos concretos aumenta com o aumento da temperatura, e que o comportamento dos concretos sem fibra de PET é semelhante aos que contém a fibra, pois até os 200 °C, o aumento de porosidade é pequeno, variando entre 8% (tipo I SF) a 34% (tipo II SF), aos 400 °C a porosidade chega a ser de 50% a 120% maior, e aos 600 °C se mostra 90% a 188% maior que a apresentada à temperatura ambiente. A Tabela 6-4 mostra o aumento da porosidade após a exposição térmica em relação a que existia à temperatura ambiente.

Tabela 6-4 Crescimento da porosidade em porcentagem após cada exposição térmica em relação à porosidade inicialmente apresentada à temperatura ambiente.

	Tipo I SF	Tipo II SF	Tipo III SF	Tipo I CF	Tipo II CF	Tipo III CF
200 °C	8,47	33,90	10,34	17,35	16,72	-11,62
400 °C	94,35	82,74	66,71	119,69	97,21	51,32
600 °C			116,45	187,72	135,25	92,32

A semelhança do comportamento dos concretos sem e com fibra pode ser melhor visualizada por meio das Figuras 6-12 a 6-14, onde para as diferentes classes de resistência trabalhadas (tipos I, II, III) as inflexões das curvas de concreto

com mesma proporção de materiais apenas diferenciando-se pela adição ou não de PET são semelhantes entre si.

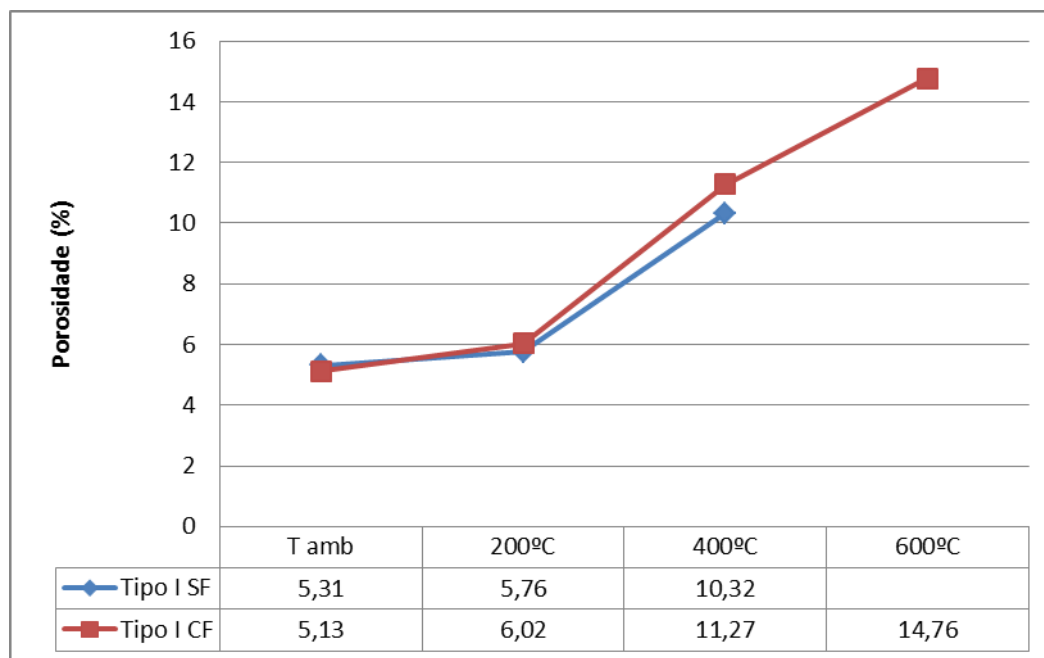


Figura 6-12 Porosidade ao longo da temperatura do concreto tipo I sem fibra *versus* concreto tipo I com fibra.

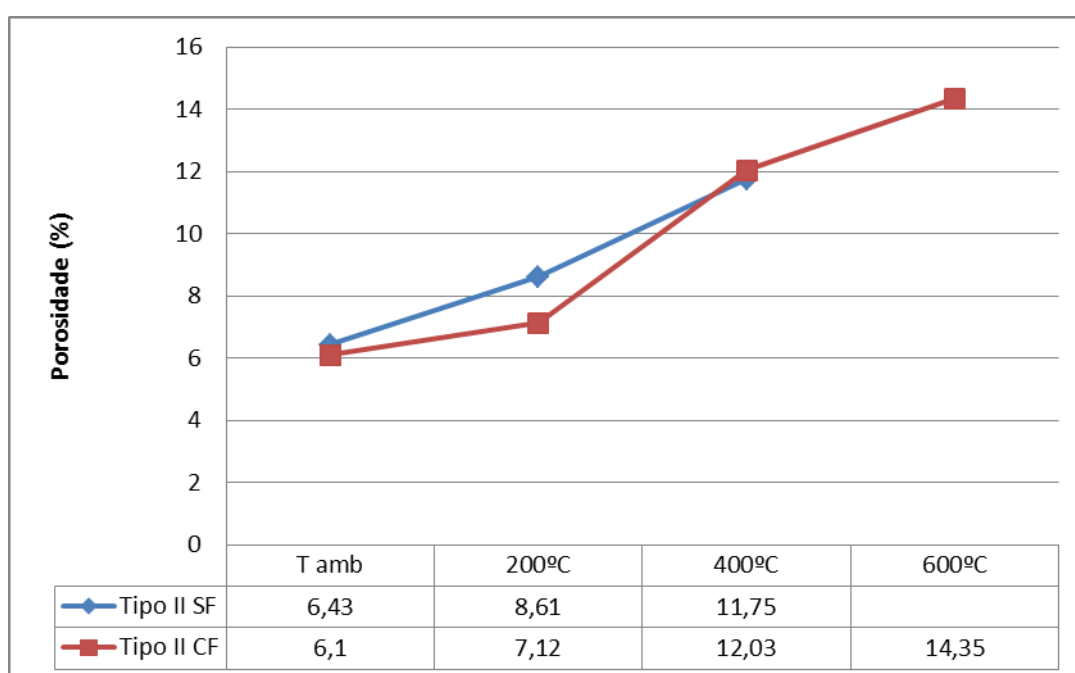


Figura 6-13 Porosidade ao longo da temperatura do concreto tipo II sem fibra *versus* concreto tipo II com fibra.

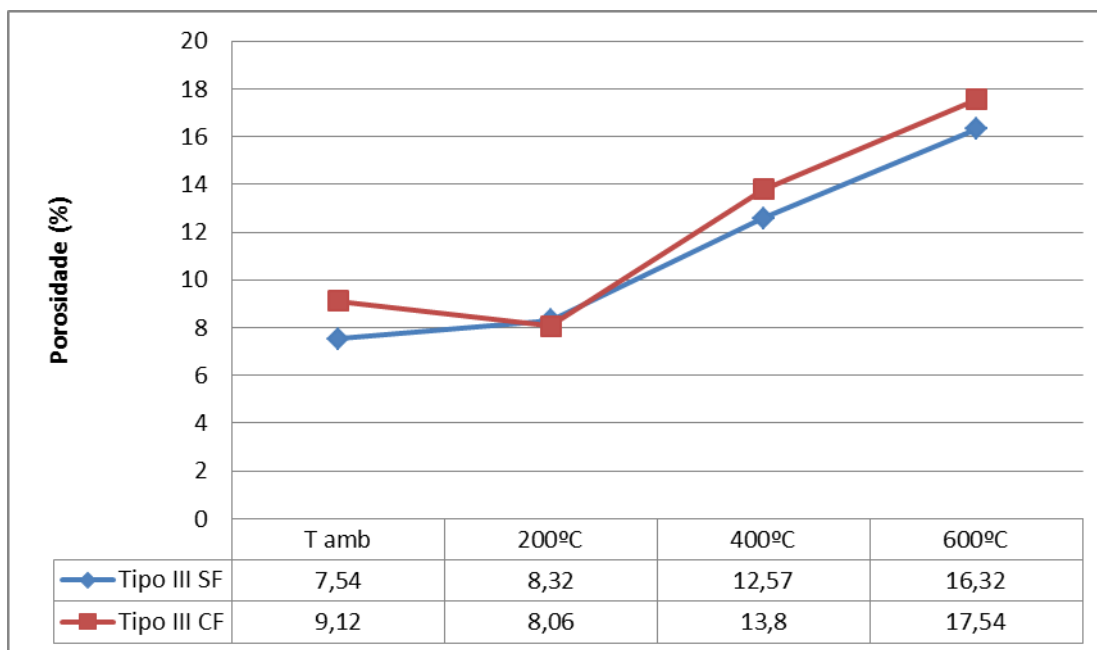


Figura 6-14 Porosidade ao longo da temperatura do concreto tipo III sem fibra *versus* concreto tipo III com fibra.

O aumento da porosidade, que se é observado ao longo da temperatura, é induzido pela evaporação da água livre, capilar e quimicamente combinada que ocorre mais intensamente até os 300 °C. A partir daí, os poros aumentam em quantidade e em tamanho devido à desidratação dos produtos hidratados do cimento e a nucleação de pequenos poros dando origem a poros maiores, tendo como consequência o aumento do índice de vazios de maneira mais expressiva após os 400 °C como observado nos resultados apresentados.

Os valores de absorção são apresentados na Figura 6-15 e confirmam a tendência de crescimento ao longo da temperatura que foi apresentada e discutida para porosidade.

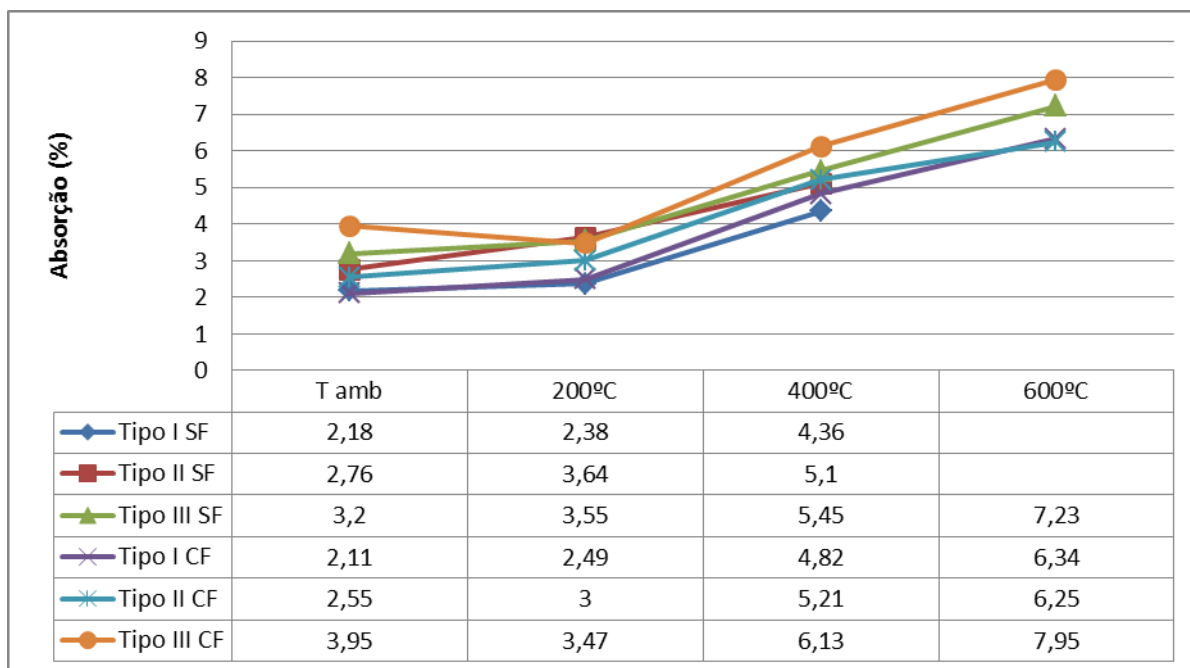


Figura 6-15 Absorção dos diferentes tipos de concreto ao longo da temperatura.

A Tabela 6-5 mostra os valores de massa específica obtidas para os concretos analisados ao longo da temperatura.

Tabela 6-5 Massa específica dos concretos com e sem fibra ao longo da temperatura em g/cm³.

	Tipo I SF	Tipo II SF	Tipo III SF	Tipo I CF	Tipo II CF	Tipo III CF
T amb	2,57	2,49	2,55	2,56	2,54	2,54
200°C	2,57	2,58	2,56	2,57	2,55	2,52
400°C	2,64	2,61	2,64	2,64	2,63	2,61
600°C			2,7	2,73	2,68	2,67

Sendo a massa específica real uma característica intrínseca ao material e que não sofre interferência pela quantidade de vazios existentes, a mesma praticamente não variou ao longo da temperatura, tendo sido obtido uma média de 2,60 g/cm³. A adição de fibras de PET no concreto tornou-o levemente menos denso que os concretos sem adição, o que era de se esperar visto que as fibras poliméricas são mais leves que a argamassa que preencheria os espaços ocupados pela fibra.

6.3.3. Ensaio de Exposição Térmica

A análise deste ensaio foi dividida em duas partes: a primeira refere-se aos registros sobre o lascamento feitos durante a realização do ensaio e a segunda refere-se aos aspectos visuais, registrados logo após a retirada dos corpos de prova do forno.

6.3.3.1. Lascamento

Na Tabela 6-6 são apresentadas as quantidades referentes à ocorrência de lascamento nos corpos de prova submetidos a 600 °C. Para esta temperatura foram colocados seis corpos de prova para cada um dos seis tipos de concreto estudados. Para as demais exposições térmicas não houve lascamento. Já a Figura 6-16, apresenta imagens de corpos de prova lascados.

Tabela 6-6 Incidência de lascamento nos concretos ensaiados.

Material	Lascam. Explosivo	Lascam. Superficial	Total
Tipo I SF	5/6	1/6	6/6
Tipo I CF	2/6	2/6	4/6
Tipo II SF	4/6	1/6	5/6
Tipo II CF	3/6	1/6	4/6
Tipo III SF	3/6	0/6	3/6
Tipo III CF	1/6	0/6	1/6

Conforme resultados apresentados verifica-se que para todas as classes de resistência (tipos I, II e III) e de concretos (com e sem PET) houve algum tipo de lascamento. Por exemplo, para os concretos do tipo I SF foram constatados 5 lascamentos explosivos e 1 lascamento superficial, totalizando 6 lascamentos de um total de 6 corpos de prova submetidos a exposição de 600 °C. Sendo assim, podemos confirmar a ocorrência de lascamento explosivo nos concreto de alta resistência e, além disso, contrapondo os resultados de Husem (2006) e os estudos de Lima (2005), observou-se que os concretos convencionais, aqui nomeados de tipo III, não estão imunes, ao efeito, sofrendo lascamento explosivo.



Figura 6-16 Lascamento explosivo de corpos de prova tipo II SF após 600 °C.

A classificação atual diz que concretos com resistência à compressão superior a 55 MPa são considerados concretos de alta resistência (CAR), portanto, inferior a esse limite, são convencionais (CRC). Como o limite de distinção entre CRC e CAR apresenta um valor relativamente alto, se faz necessário haver uma subclassificação dos CRC em concretos de resistência baixa e média. Portanto, ao afirmar que os concretos convencionais não sofrem lascamento, termo bastante usado, devemos explicitar que é o de baixa resistência, pois como visto a afirmação anterior sem a referida especificação não é verdadeira.

Uma outra observação importante é que o lascamento se dá em maior número nos CAR, visto serem estes menos porosos que os concretos convencionais de média resistência.

Ainda analisando a tabela, nota-se que as fibras não foram eficientes no combate ao lascamento, visto ter sido verificado, ainda que em menor quantidade, a ocorrência do mesmo. Acredita-se que com um teor maior de fibra, e o mesmo aumentando em função da resistência característica do material trabalhado, fosse possível sucesso na prevenção ao lascamento.

O trabalho de Lee et al (2012) com fibra de polipropileno e náilon obteve sucesso na prevenção ao lascamento de CAR usando teores da ordem de 0,05%, muito inferior ao usado nesta pesquisa, então se pergunta: Por que, com teor menor, as fibras de polipropileno são eficientes na prevenção ao lascamento e as fibras de PET, com teor bem maior não são? A resposta para esta pergunta talvez esteja na textura e diâmetro das fibras PP, que são extremamente finas e parecidas com um tecido o que possibilita, para uma mesma quantidade em massa, maior número de fibras PP à PET. Isto possibilita uma distribuição mais uniforme das mesmas, tendo como consequência, a criação de uma rede de poros conectada entre si, facilitando a fuga de vapor. A Figura 6-17 faz uma comparação quanto ao aspecto visual das fibras PP *versus* fibras PET.

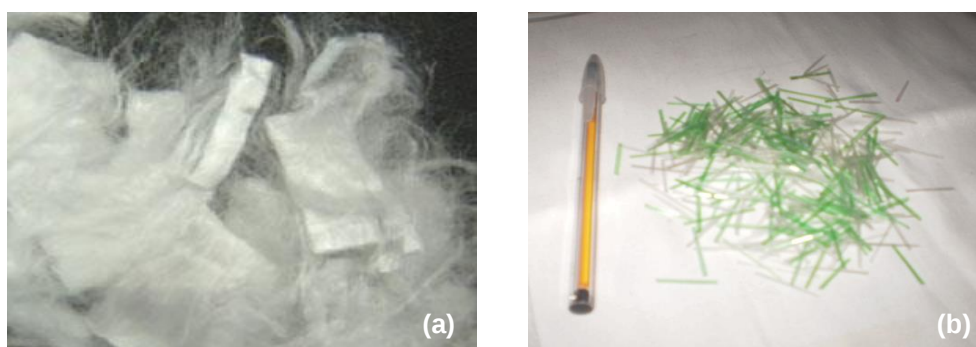


Figura 6-17 Comparação visual das fibras poliméricas: (a) fibras de polipropileno; (b) fibras de PET.

Fonte: [<http://www.ntcdistribuidora.com.br/fibras-de-polipropileno> e acervo pessoal]

Apesar dos espaços deixados pelas fibras de PET serem relativamente grandes, variando entre 1,1 a 1,6 mm de espessura, a ausência de conectividade entre os seus canais dificulta a saída do vapor formado. Durante os experimentos pôde ser observada, por meio dos fragmentos dos corpos de prova lascados, a ausência dessa conectividade que é mostrada na Figura 6-18 a seguir.



Figura 6-18 Seção transversal de corpo de prova após exposição a 600°C com detalhe para localização dos espaços deixados pelas fibras de PET.

As Figuras 6-19 a 6-21 apresentam a frequência com que os estouros foram ouvidos durante o experimento, bem como com que intensidade os mesmos foram escutados e o seu respectivo tempo de ocorrência após o início do ensaio. Quanto mais escuras e maiores forem as barras do diagrama, mais intenso foi o som ouvido. A intensidade do som foi classificada como baixa, quando ouvia se estando a até aproximadamente dois metros do forno; média, quando o barulho era ouvido estando entre dois e cinco metros; e alta, quando o som poderia ser ouvido distando mais que cinco metros da posição do forno onde estava sendo executado o ensaio.

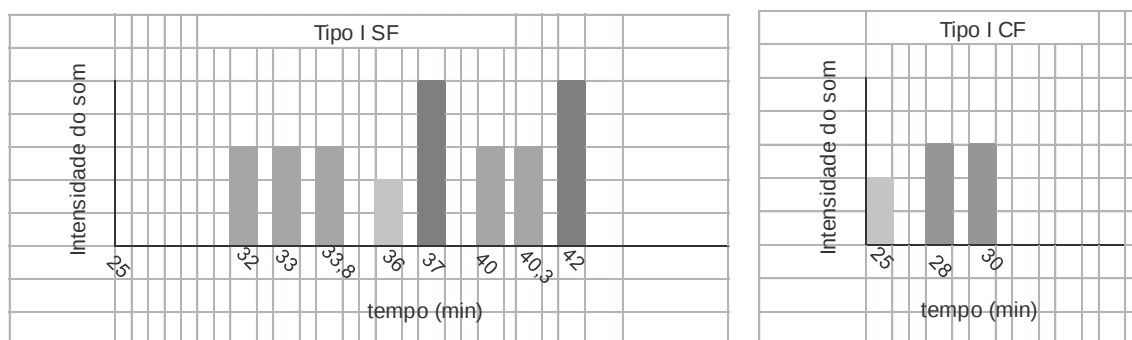


Figura 6-19 Intensidade e frequência dos sons ouvidos durante o ensaio de forno para o concreto tipo I sem e com fibra em função do tempo.

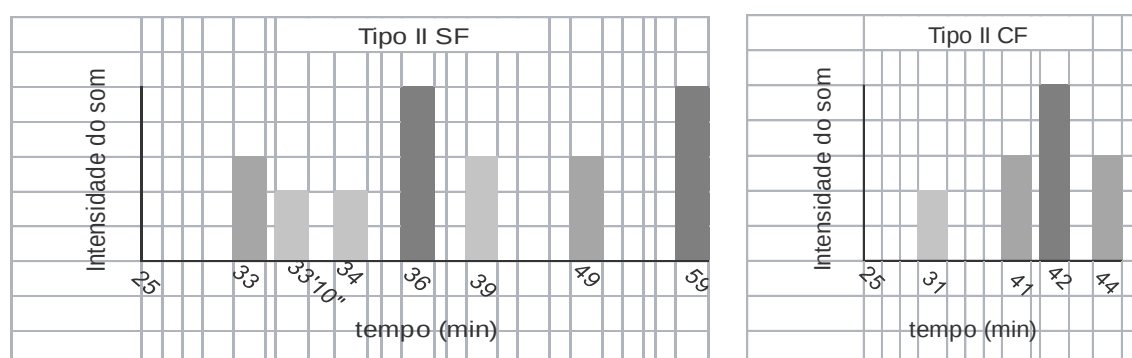


Figura 6-20 Intensidade e frequência dos sons ouvidos durante o ensaio de forno para o concreto tipo II em função do tempo.

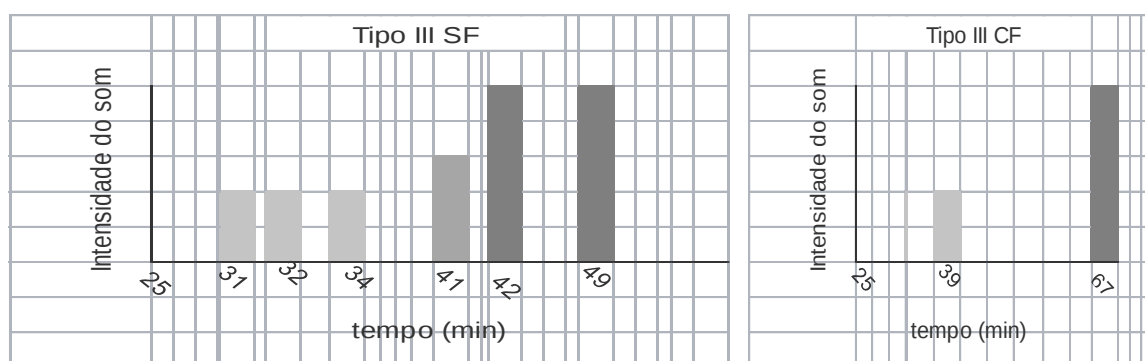


Figura 6-21 Intensidade e frequência dos sons ouvidos durante o ensaio de forno para o concreto tipo III em função do tempo.

As figuras mostram que os estouros ouvidos pela desagregação de partes do concreto do corpo de prova começaram a partir de 25 minutos do início do ensaio,

se encerrando, em alguns casos, com aproximadamente 1 hora de experimento, sendo notada a maior frequência dos mesmos entre 30 e 45 minutos.

Os estouros iniciaram primeiro nos corpos de prova que continham as fibras, com exceção do concreto tipo III, porém se mantiveram em menor frequência e de ocorrência mais largamente espaçadas que os ocorridos nos concretos sem fibra. Foi ainda notado, um maior número de ocorrência de estouros de intensidade alta nos corpos de prova sem fibra.

6.3.3.2. Aspectos Visuais

Após a retirada do forno, os corpos de prova foram inspecionados e os resultados aqui comentados encontra-se em conformidade com o que foi descrito na etapa preliminar.

Quando da passagem pela exposição de 200 °C, os corpos de prova sem e com fibra não apresentaram qualquer tipo de alteração macroscópica, ou seja, não houve alterações de cor e nem foi visualizada a presença de fissuras. Além disso, nos corpos de prova que continham as fibras, as mesmas se encontravam intactas, sem indicativa de início de fusão, o que já era de se esperar visto que o ponto de fusão das mesmas é de aproximadamente 250 °C. A Figura 6-22 apresenta imagens dos corpos de prova após exposição de 200 °C.

Após os 400 °C, os corpos de prova sem fibra apresentaram uma coloração de cinza escuro a marrom claro e os que tinham fibra possuíam também regiões pontuais escurecidas de cor marrom escuro, conforme descrição na etapa preliminar.

Após esta exposição, não é mais possível observar a presença das fibras de PET, indicando o início de sua sinterização, além disso, a coloração rosácea dos agregados graúdos é notada, indicando ser este de origem feldspática. Começam também a aparecer fissuras localizadas da ordem de 0,05 mm.



Figura 6-22 Corpos de prova após aquecimento de 200 °C: (a) tipo I SF; (b) tipo I CF; (c) tipo II SF; (d) tipo II CF.

A Figura 6-23 apresenta as imagens da coloração e fissuras observadas nos corpos de prova após a exposição de 400 °C, e a Figura 6-24 mostra os espaços deixados pela desintegração da fibra.

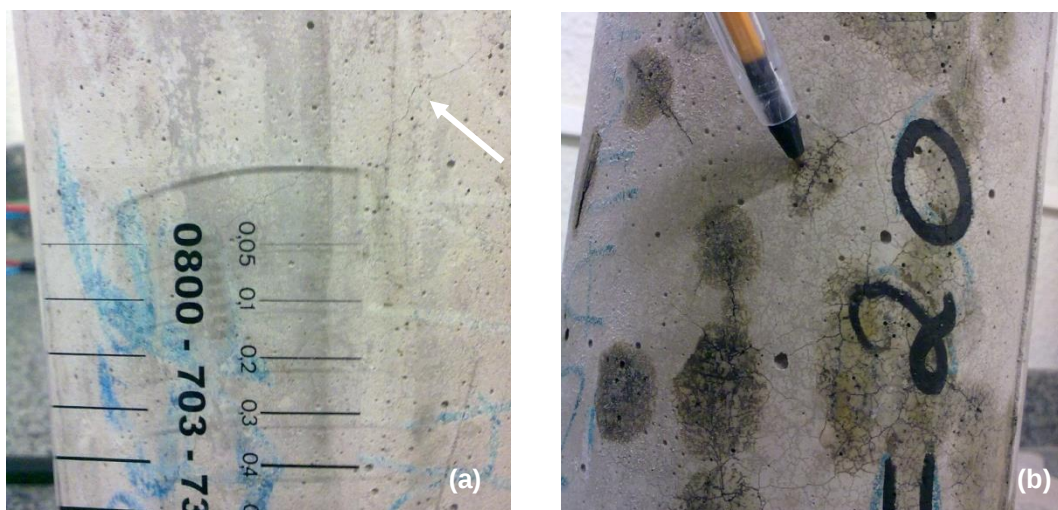


Figura 6-23 Fissuras nos corpos de prova após aquecimento de 400 °C: (a) tipo II SF; (b) tipo I CF.

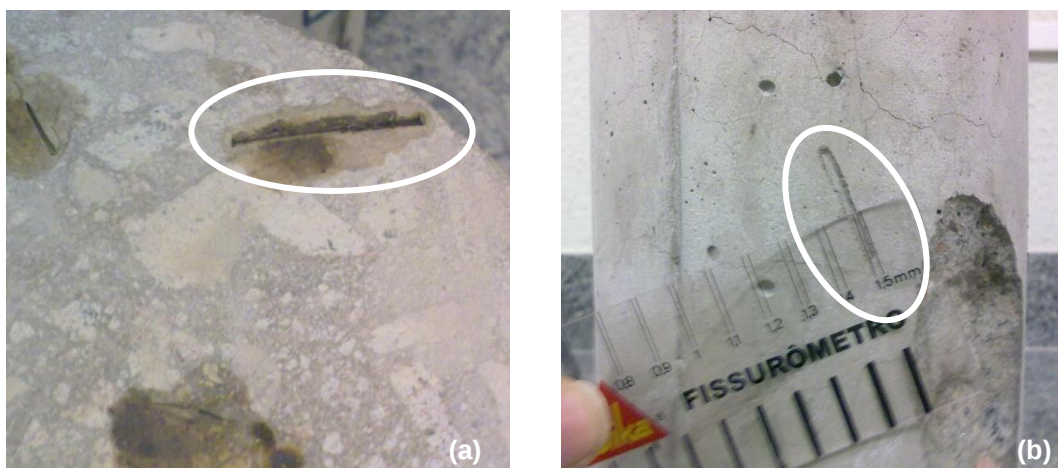


Figura 6-24 Espaço criado após a desintegração das fibras de PET no topo e lateral dos corpos de prova em destaque.

Quando da exposição aos 600 °C, os corpos de prova se apresentavam com coloração cinza um pouco mais escuro que o apresentado a temperatura ambiente, independente de ser sem ou com fibra. As fissuras são um pouco maiores, variando entre 0,05 e 0,1 mm ao longo de todo o corpo de prova. Era possível observar também fissuras na interface pasta/agregado, em função das movimentações térmicas diferenciais que ocorrem nestes materiais. A Figura 6-25 apresenta uma imagem da fissura em questão. Nos corpos de prova que lascaram, foi notada a presença de fissuras mais espessas, da ordem de 0,5 a 0,8 mm (Figura 6-26). Já a

Figura 6-27 apresenta imagens de coloração e fissuras nas amostras após exposição de 600 °C.

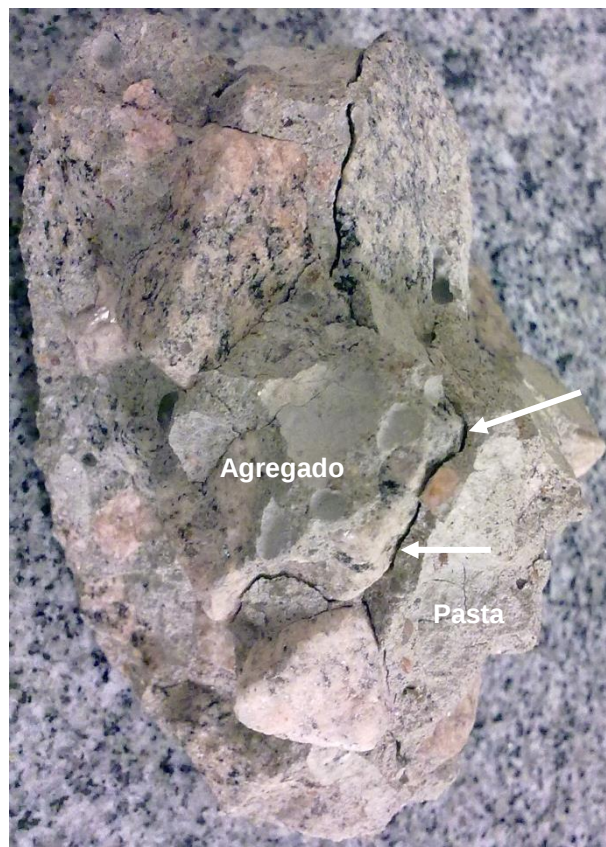


Figura 6-25 Fissura na interface pasta/agregado.



Figura 6-26 Fissura mais espessa em fragmento de corpo de prova lascado.

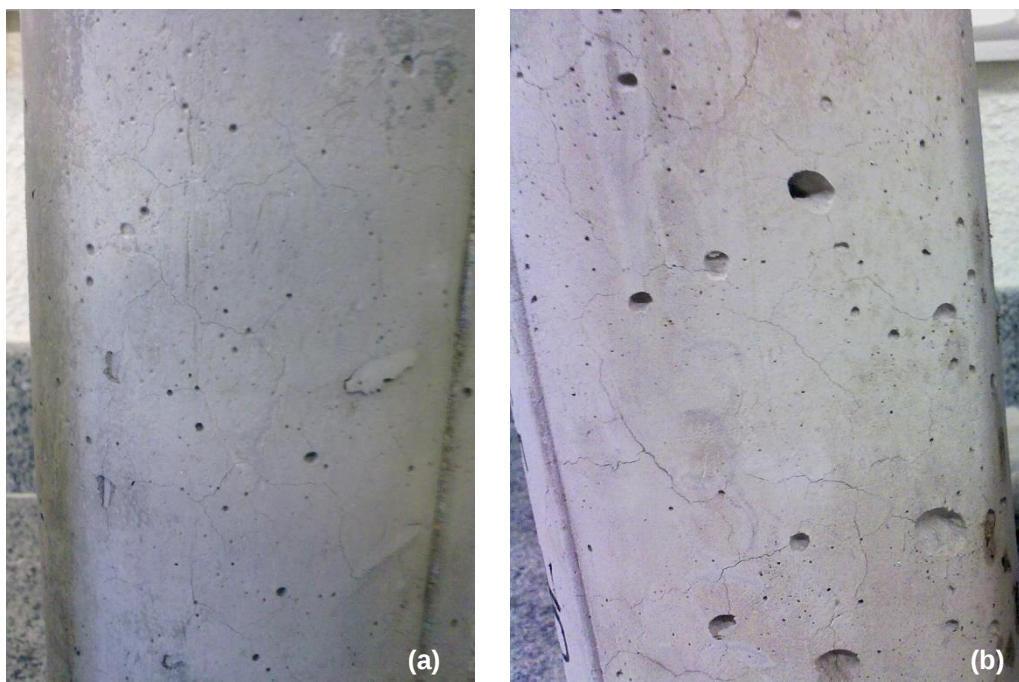
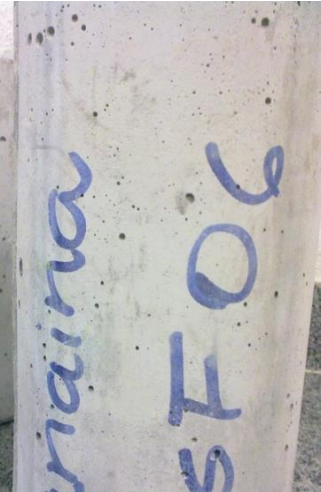
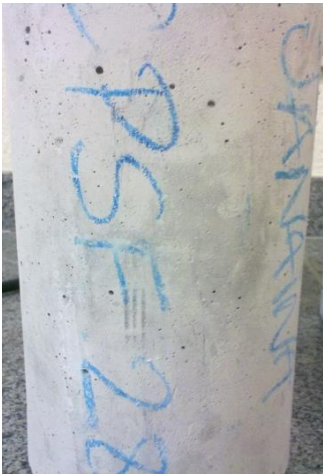
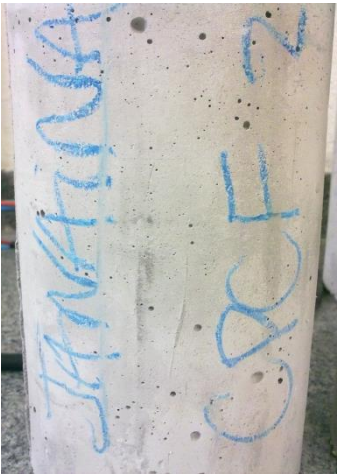


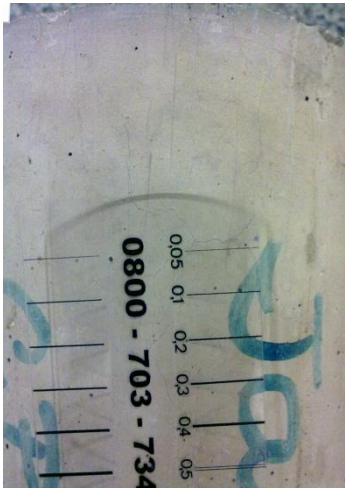
Figura 6-27 Cor cinza mais escuro que à temperatura de 28 °C e aspecto fissurado dos corpos de prova submetidos a 600 °C: (a) tipo I CF; (b) tipo III CF.

Com base no exposto, é possível afirmar que não houve diferenças macroscópicas entre os corpos de prova com e sem fibra dos diversos tipos de concreto estudados no que diz respeito ao tamanho e distribuição de fissuras e à coloração nos corpos de prova, ou seja, o uso dessas fibras não contribui para impressões visuais mais negativas, pois o seu emprego não provoca aumento da abertura das fissuras que surgirão nas peças de concreto submetidas a altas temperaturas. Os Quadros 6-2, 6-3 e 6-4 confirmam esta conclusão.

Quadro 6-2 Aspecto visual dos corpos de prova sem e com fibra de PET submetido a 200 °C.

200°C	Sem fibra	Com fibra
Tipo I		
Tipo II		
Tipo III		

Quadro 6-3 Aspecto visual dos corpos de prova sem e com fibra de PET submetido a 400 °C.

400°C	sem fibra	Com fibra
Tipo I		
Tipo II		
Tipo III		

Quadro 6-4 Aspecto visual dos corpos de prova sem e com fibra de PET submetido a 600 °C.

	600°C	sem fibra	Com fibra
Tipo I			
Tipo II			
Tipo III			

7. CONCLUSÃO

Este trabalho buscou avaliar o comportamento dos concretos de resistência normal e de alta resistência quando submetidos a diferentes temperaturas, verificando ainda, se a incorporação de fibras de PET na matriz de concreto poderiam ser usadas na prevenção ao efeito *spalling*.

As análises de resistência à compressão e aspectos visuais de coloração e fissuras da etapa preliminar, permitiram concluir que para os concretos de resistência inferior a 50 MPa o teor de 0,4% de fibras de PET em relação a massa de cimento, foi suficiente à prevenção de *spalling*. Além disso, foi o teor que menos influenciou sobre a resistência mecânica do concreto a temperatura ambiente e o que melhor resistência residual apresentou após a exposição à temperatura de 600 °C , sendo então escolhido para dar continuidade a pesquisa na fase definitiva.

Os resultados provenientes da etapa definitiva permitiram confirmar alguns resultados já obtidos na fase preliminar e melhorar a análise do comportamento dos concretos submetidos a altas temperaturas.

Constatou-se que as fibras de PET, quando incorporadas ao concreto, provocam perda de sua resistência à compressão, sendo a mesma de aproximadamente 8,2%. A redução da resistência provocada pelo uso de fibras de PET no concreto ocorre devido à ancoragem da pasta nas fibras de PET não ser muito eficiente, pois o polímero em questão apresenta uma superfície lisa o que favorece o enfraquecimento desta ligação na interface destes materiais. Essa redução foi observada tanto nos concretos convencionais de média resistência quanto nos concretos de alta resistência.

Em relação ao comportamento dos concretos frente a elevadas temperaturas, verificou-se que a deterioração térmica do concreto está compreendida entre 400 °C e 600°C, pois neste intervalo houve uma sensível redução de sua resistência à compressão, porém a redução observada é menor nos concretos com fibras de PET indicando que a fibra de PET contribui para uma redução menos brusca da resistência quando estes são submetidos a temperaturas elevadas da ordem de 600 °C. Uma justificativa possível para isso é que, o maior número de vazios nos concretos com fibra, formados pela sinterização das mesmas, dificulta a propagação de calor, ou seja, torna-os piores condutores térmicos que o concreto sem fibra. Esta

vantagem, no entanto, é ofuscada pela redução de resistência que o PET causa no material a temperatura ambiente.

Diante desse resultado, é plausível que medidas de proteção passiva e/ou ativa sejam inseridas nas edificações com a intenção de garantir que, durante um sinistro, a temperatura nos elementos estruturais que determinam a integridade das mesmas não ultrapasse esta faixa de temperatura.

Foi também analisado o comportamento da porosidade nos concretos ao longo da temperatura. Ficou evidenciado que a mesma aumenta com o aumento da temperatura. Não foi observado diferenças de comportamento quando comparados os concretos com e sem fibra, ambos apresentam pequeno crescimento de porosidade até os 200 °C, aumentando consideravelmente aos 400 °C e aos 600 °C. No entanto, a porosidade dos concretos que continham fibras era maior que aquela apresentada pelos concretos que não continham fibra.

Quanto ao lascamento, a incidência do mesmo sobre os concretos convencionais chamou atenção, visto que normalmente, se generaliza ao afirmar que este fenômeno não atinge tal classe de concreto. Por isso, esta dissertação recomenda que ao fazer tal assertiva seja especificado se o concreto convencional é de baixa resistência (até 30 MPa) ou de média resistência (30 a 55 MPa), sendo este último passivo de ocorrência, conforme visualizado nessa pesquisa. Estes deslocamentos iniciaram após 25 minutos do início do ensaio.

O uso de fibras de PET não respondeu de maneira favorável à prevenção do lascamento de concretos, visto ter sido observado a ocorrência do fenômeno tanto em concretos sem quanto nos concretos com a incorporação de fibra. No entanto, houve maior quantidade de estouros nos concretos sem fibra, bem como a ocorrência de sons mais intensos. Somados a isso, nos concretos convencionais de média resistência com fibra foi registrado um número bem pequeno de estouros o que corrobora para concluir que é possível que o uso de um teor mais elevado de PET e o mesmo aumentando proporcionalmente ao aumento de resistência à compressão poderá alcançar sucesso no combate ao efeito *spalling*.

Quanto ao aspecto visual, não houve diferenças macroscópicas no que diz respeito ao tamanho e distribuição de fissuras e à coloração nos corpos de prova sem e com adição de fibras de PET, ou seja, o uso dessas fibras não contribui para

impressões visuais mais negativas, pois o seu emprego não provoca aumento da abertura das fissuras que surgirão nas peças de concreto submetidas a altas temperaturas.

Em face do disposto, pode-se dizer que os resultados obtidos reforçam a premissa de que é fundamental estudar o comportamento de concretos frente a elevadas temperaturas. Espera-se que a disseminação de conhecimento promova uma maior consciência sobre a gravidade dos danos que podem ser causados durante um incêndio, e que isto seja uma motivação para a continuação das pesquisas relacionadas ao efeito do calor em elementos estruturais, que determinam a integridade de uma edificação.

8. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com a realização desta pesquisa, espera-se que contribua para o desenvolvimento científico, no entanto, é elementar que uma pesquisa acadêmica não tenha fim em si mesma e que trabalhos futuros sejam realizados tendo por base conhecimentos ora adquiridos, com intuito de aprimorar o entendimento sistêmico sobre a problemática avaliada. Desta forma, durante a realização desta pesquisa, surgiram algumas questões e sugestões que merecem ser avaliadas, dentre as quais, algumas se encontram apresentadas a seguir:

- pesquisar mais especificamente as alterações sofridas pelo concreto na faixa de temperatura compreendida entre 400 °C e 600 °C a fim de determinar exatamente qual a temperatura crítica do concreto, acima da qual suas propriedades sofrem considerável degradação;

- determinar o teor ótimo de fibra de PET para o qual o concreto de determinada resistência não sofra lascamento;

- avaliar as propriedades residuais de concretos sujeitos a altas temperaturas que estejam com o teor de PET adequado à prevenção ao lascamento;

- buscar outras alternativas técnicas, que não sejam as fibras de polipropileno e de politereftalato de etileno, para eliminar e/ou minimizar os riscos de deslocamentos explosivos nos CAR, durante o aquecimento, mas que ao mesmo tempo, não prejudiquem as demais propriedades do material;

- determinar exatamente qual a resistência à compressão crítica, ou seja, a resistência acima da qual o lascamento começa a atuar sobre o concreto;

- avaliar o comportamento do concreto armado sob altas temperaturas, estabelecendo uma correlação da taxa de armadura em elementos estruturais que seria representativa para amostras cilíndricas de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, C. et al. ***Microstructure & Moisture***. In: Course on effect of heat on concret. International centre for mechanical sciences. Udine, Itália, 7p, 2003. Apostila.
- ANDRADE, C. et al. ***Porosity & microcracking***. In: Course on effect of heat on concret. International centre for mechanical sciences. Udine, Itália, 17p, 2003. Apostila.
- ARIOZ, O. ***Effects of elevated temperatures on properties of concrete***. Fire Safety Journal. Eskisehir, Turquia, v. 42, p. 516-522, 2007.
- Associação Brasileira da Indústria do PET (ABIPET), disponível em: www.abipet.org.br, acessado em 21 jan. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215**: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578**: Cimento portland composto – Especificação. Rio de Janeiro 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11579**: Cimento portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira nº 200. Rio de Janeiro 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados – determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo – determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro 2009.

BASTAMI, M; CHABOKI-KHIABANI, A; BAGHBADRANNI, M; KORDI, M. ***Performance of high strength concretes at elevated temperatures***. Scientia Iranica, Iran, v. 18, p. 1028–1036, 2011.

BEHNOOD, A; GHANDEHARI, M. ***Comparison of compressive and splitting tensile strength of high strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures***. Fire Safety Journal. New York, EUA, v. 44, p. 1015-1022, 2009.

BILODEAU, A; KODUR, V.K.R; HOFF, G.C. ***Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire***. Cement & Concrete Composites. Ottawa, Canadá, v. 26, p. 163-174, 2004.

BOSTRÖM, L; WICKSTRÖM, U; ADL-ZARRABI, B. ***Effect of specimen size and loading conditions on spalling of concrete***. Fire and Materials. Boras, Sudão, v. 31, p. 173-186, 2007.

CASTELLOTE, M. et al. ***Microstructures: solid phases***. In: Course on effect of heat on concret. International centre for mechanical sciences. Udine, Itália, 13p, 2003. Apostila.

COSTA, C.N; SILVA, V.P. ***Estruturas de concreto armado em situações de incêndio***. XXX Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. 21p. 2002.

COSTA, C.N; FIGUEIREDO, A.D. de; SILVA, V.P. ***O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica***. Instituto Brasileiro do Concreto - 44º Congresso Brasileiro. 16p. 2002.

DEBICKI, G; DELHOMME, F; HANICHE, R. ***An experimental method for assessing the spalling sensitivity of concrete mixture submitted to high temperature***. Cement & Concrete Composites. Villeurbanne, França, v. 34, p. 958-963, 2012.

DIAS, L.A.M. ***Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem***. 4ed. São Paulo: Ziguard editor, 2002.

FIGUEIREDO, A. D. ***Concreto com fibras***. In: ISAIA, G.C. (Editor). Concreto, ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. p. 1195-1225.

FIGUEIREDO, A. D. ***Concreto com fibras de aço***. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/260 - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 71p. 2000.

FITESA, As Fibras de Polipropileno e a Retração Plástica do Concreto. Boletim Técnico nº2, Rio Grande do Sul, 4p. 2002.

FITESA, ***Efeito anti-spalling das Fibras de Polipropileno***. Boletim Técnico nº 6, Rio Grande do Sul, 4p. 2004.

FREITAS Jr, J.A. ***Estudo comparativo de métodos de dosagem para concretos de alta resistência com uso de materiais disponíveis na região metropolitana***. 133p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

FU, Y; LI, L. ***Study on mechanism of thermal spalling in concrete exposed to elevated temperatures***. Materials and Structures. Beijing, China, v. 44, p 361-376, 2011.

GEORGALI, B; TSAKIRIDIS, P.E. ***Microstructure of fire-damaged concrete. A case study***. Cement & Concrete Composites. Atenas, Grécia, v. 27, p. 255-259, 2005.

GULJAS, I; KESEGIC, I; NETINGER, I. ***The effects of high temperatures on the mechanical properties of concrete made with different types of aggregates***. Fire Safety Journal. Osijek, Croácia, v. 46, p. 425-430, 2011.

HAN, C; HAN, M; HEO, Y; SANJAYAN, J . ***Limited effect of diameter of fibres on spalling protection of concrete in fire***. Materials and Structure. v. 45, p. 325-335, 2012.

HUSEM, M. ***The effects of high temperatures on compressive and flexural strengths of ordinary and high performance concrete***. Fire Safety Journal. Trabzon, Turquia, v. 41, p. 155-163, 2006.

ISAIA, G. C. ***A água no concreto***. In: ISAIA, G.C. (Editor). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. vol 1, p. 311-346.

KODUR, V.K.R; PHAN, L. ***Critical factores governing the fire performace of high strength concrete systems***. Fire Safety Journal. Gaithersburg, EUA, v. 42, p. 482-488, 2007.

LEE, G; HAN, D; HAN, M; HAN, C; SON, H. ***Combining polypropylene and nylon fibers to optimize fiber addition for spalling protection of high-strength concrete***. Construction and Building Materials. Chungbuk, República da Coréia, v. 34, p. 313-320, 2012.

LIMA, R.C.A; KIRCHHOF, L.D; CASONATO, C.A; FILHO, L.C.P.S. ***Efeito de altas temperaturas no concreto***. II Seminário de Patologias das Edificações - LEME. 15p. 2004.

LIMA, R.C.A. ***Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas***. 257p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LIN, W.M. et al. ***Microstructures of fire-damaged concrete***. ACI estructural jornal. Detroid, v. 93, p. 199-205, 1996.

MAJORANA, C. et al. ***Thermo-hydral behaviour (mooisture)***. In: Course on effect of heat on concret. International centre for mechanical sciences. Udine, Itália, 19p, 2003. Apostila.

MEDEIROS, O.M. ***Alterações de ultimação de resíduo plástico termofixo***. 131p. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2005.

MENESES, I.A. ***Avaliação de concreto com adição de fibras de PET submetidas a altas temperaturas***. 87p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2011.

METHA, P. K; AİTCIN, P. C. ***Principles Underlying Production of High-Performance Concrete***. Cement, Concrete and Aggregates, Califórnia, EUA, Vol. 12, No. 2, pp. 70- 78, 1990.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1997. Tradução de Salvador E. Giammusso.

NINCE, A. A. **Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas**. 336p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

PANNONI, F.D. **Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de incêndio**. In: Aços Minas Gerais. São Paulo: Perfil aço minas, 2002. (Coletânea técnica do uso do aço v.2).

PAULON, V.A; KIRCHHEIM, A.P. **Nanoestrutura e microestrutura do concreto Endurecido**. In: ISAIA, G.C. (Editor). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011.vol 1, p. 585-614.

PEZZIN, A.P.T., **Reciclagem química de embalagens de PET pós-consumo: Síntese de novos co-polímeros biodegradáveis**, Notas de aula, UNIVILLE, Joinville, SC, Brasil, 2007.

RIOS, F.C.M. **Um estudo das propriedades mecânicas do concreto submetido a elevadas temperatura para dar suporte ao gerenciamento dos riscos de incêndio em edificações**. 244p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

SCOARIS, M, R. **Concretos reforçados com fibras:Avaliação das propriedades mecânicas através do método da maturidade**. 283p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2005.

SUN, Z; XU, Q. **Microscopic, physical and mechanical analysis of polypropylene fiber reinforced concrete**. Materials Science and Engineering. Austin, EUA, v. 527, p. 198-204, 2009.

VARGAS, M.R.; SILVA, V.P. **Resistência ao fogo de estruturas de aço: bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção em aço**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em aço, 2003. (Manual da construção em aço).

XIAO, J; FALKNER, H. ***On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures.*** Fire Safety Journal. Braunschweig,Alemanha, v. 41, p. 115-121, 2006.

APÊNDICE A – RELATÓRIO DE INSPEÇÃO DOS ENSAIOS DE FORNO**Relatório de Ensaio no Forno – Pesquisa de Mestrado Janaina Salustio**

Informações

Data do Ensaio: ____/____/____

Marca/ Modelo do Forno: _____

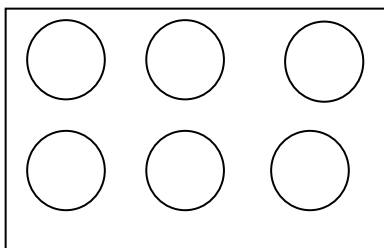
Temperatura Máxima: 200°C

Taxa de aquecimento: 15°C/min

Patamar: 45 min

Moldes: **CPSF TIPO I** (nºs _____)

Layout da disposição dos corpos de prova no forno:

**Relatório de ensaio**

O ensaio iniciou as _____h com o forno a temperatura de _____°C, atingindo a temperatura máxima as _____h.

Impressões visuais

- Cor: _____

- Fissuras e/ ou microfissuras: _____

- Lascamento: () SIM () NÃO

Caso a resposta seja sim, informar a hora quando isso ocorreu e a temperatura em que o forno se encontrava.

Hora 1: _____ Temp 1. do Forno: _____

- Intensidade do som

() Baixa, dava para ouvir estando a até 2,0 metros do forno;

() Média, dava para ouvir estando de 2-5 metros do forno;

() Alta, dava para ouvir estando a mais de 5 metros do forno.